

DOTT. ING. CRISTINA BONESI

Via Petrecino 40 – 46043 Castiglione delle Stiviere (MN)

E-mail: ing.cristinabonesi@gmail.com

C.F.: BNSCST74R57C312U – P.IVA: 02342800204

Oggetto:

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE DEL PONTE SULLA S.P. 3 IN LOCALITÀ BARBIGAREZZA (PR)

RELAZIONE UNICA CONTENENTE

Relazione generale e tecnica

Relazione sulla risoluzione delle interferenze

Relazione sulla gestione delle materie

Piano particellare d'esproprio

Studio di inserimento urbanistico

Rilievi piano altimetrici

Relazione geotecnica

Relazione idraulica

Relazione sismica

Istanza di autorizzazione paesaggistica semplificata ai sensi del d.p.r. 31/2017

Studio di fattibilità ambientale

Piano di monitoraggio ambientale

Relazione di calcolo delle strutture

Piano di manutenzione

Committente:

PROVINCIA DI PARMA

Codice elaborato:

F0620

Progettista strutturale:

Dott. Ing. Cristina Bonesi

Data:

Aprile 2020

Comune:

Compiano Loc. Barbigarezza (PR)

Zona sismica:

2

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato
00	03/04/2020	Emissione	Ing. Cristina Bonesi	Ing. Cristina Bonesi

SOMMARIO

1	Normativa di riferimento	4
2	RELAZIONE GENERALE E TECNICA	5
2.1	Premessa.....	5
2.2	Descrizione dell'opera	5
3	RELAZIONE SULLA risoluzione delle interferenze	13
4	RELAZIONE SULLA gestione delle materie	15
5	PIANO PARTICELLARE DI ESPROPRIO	15
6	STUDIO DI INSERIMENTO URBANISTICO	15
7	RILIEVI PLANO ALTIMETRICI	16
8	RELAZIONE IDRAULICA.....	17
9	RELAZIONE SISMICA.....	17
10	ISTANZA DI AUTORIZZAZIONE PAESAGGISTICA SEMPLIFICATA AI SENSI DEL DPR 31/2007	17
11	STUDIO DI FATTIBILITA' AMBIENTALE E PIANO DI MONITORAGGIO AMBIENTALE ..	17
12	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	18
12.1	Materiali impiegati	19
12.1.1	Calcestruzzo trave.....	19
12.1.2	Acciai per C.A.	20
12.1.3	Calcestruzzo micropalo	20
12.1.4	Acciaio per micropalo.....	20
12.2	Zona amministrativa.....	20
12.3	Metodo di verifica	21
12.4	Analisi dei carichi.....	21
12.4.1	Peso proprio (Pp)	21
12.4.2	Urto+ 200 kN.....	21
12.5	Combinazioni di carico	22
12.6	Analisi	22
12.6.1	Reazioni vincolari.....	22
12.7	Deformazioni.....	24
12.7.1	Spostamenti fz SLE	24
12.8	Sollecitazioni Interne.....	24
12.9	Validazione del Modello e del Software	28

12.10	Verifiche.....	29
12.10.1	Verifica trave 70x150 cm.....	29
13	RELAZIONE GEOTECNICA	31
13.1	Descrizione dell'opera.....	31
13.2	Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica dell'area.....	32
13.2.1	Modello geotecnico del terreno	32
13.2.2	Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche.....	32
13.3	Verifiche agli stati limite ultimi	33
13.3.1	Resistenze di pali soggetti a carichi assiali.....	34
13.3.2	Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali	35
13.4	Verifica dei micropali.....	36
13.4.1	Carico di compressione.....	36
13.4.2	Carico di trazione.....	37
13.5	Capacità portante: cenni teorici	38
13.5.1	Definizioni	38
13.6	Verifica della capacità portante	48
13.6.1	Carico di compressione.....	48
13.6.2	Carico di trazione.....	51
14	Conclusioni.....	54
15	PIANO DI MANUTENZIONE	54
15.1	Premessa.....	54
15.2	Platea in CA.....	55
15.3	Solette in CA	56
15.4	Pali Trivellati.....	57

1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La definizione delle caratteristiche resistenti delle sezioni, nonché i procedimenti di calcolo (progettazione e verifica) fanno riferimento alle prescrizioni regolamentari contenute nelle seguenti normative:

- Legge 5 Novembre 1971, n°1086 –Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 Gennaio 2018 pubblicato sul S.O. della G.U. Del 20 Febbraio 2018 “Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – **NTC2018**.
- Circolare 21/01/2019, n. 7 del Ministero delle infrastrutture e trasporti reca le istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle nuove “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018.
- Decreto del Presidente della Repubblica 6 Giugno 2001, n.380, testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- UNI EN 1997-1:2008 Eurocodice 7 - Progettazione Geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-5:2004 Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- CNR-DT 207/2008 Roma – CNR 17 Gennaio 2008 Istruzione per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 31 Luglio 2012 pubblicato sul S.O. della G.U. del 27 Marzo 2013 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici.

2 RELAZIONE GENERALE E TECNICA

2.1 Premessa

La presente relazione di calcolo ha lo scopo di descrivere la struttura dell'opera in oggetto nei suoi aspetti più generali riportando i quadri tensionali e deformativi per gli elementi strutturali significativi.

Con ciò s'intende fornire un documento che, con discreta sintesi, descriva l'organismo strutturale ed il suo comportamento globale.

È opportuno precisare che la struttura proposta è verificata con il metodo agli Stati Limite con le Norme Tecniche delle Costruzioni D.M. 17/01/2018, sia sotto l'aspetto tensionale che deformativo, in ogni sua parte ed ogni suo elemento; i dati numerici nella loro completezza sono disponibili per chi, avendone titolo, ne facesse richiesta.

2.2 Descrizione dell'opera

L'intervento oggetto della presente relazione di calcolo è l'adeguamento di un ponte sulla S.P. 3 nel comune di Compiano in località Barbigarezza (PR). Tale intervento consiste nel realizzare due travi in cemento armato, di lunghezza 900 cm e sezione 70x150 cm con cordolo 40x70 cm, sostenute da 8 micropali, tipo TUBIFIX, di diametro Φ 300mm e lunghezza 9.5 m, per l'eventuale installazione di opportuno guardrail con il fine ultimo di allargare la sezione carrabile.

Per una migliore comprensione si riportano di seguito delle immagini rappresentative della zona di intervento e uno schema della struttura da realizzare.



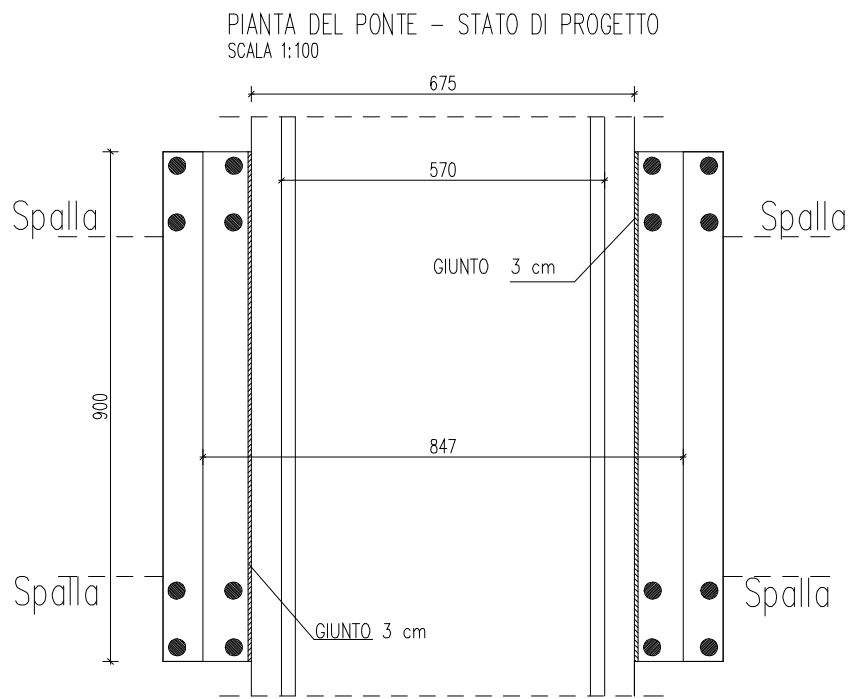




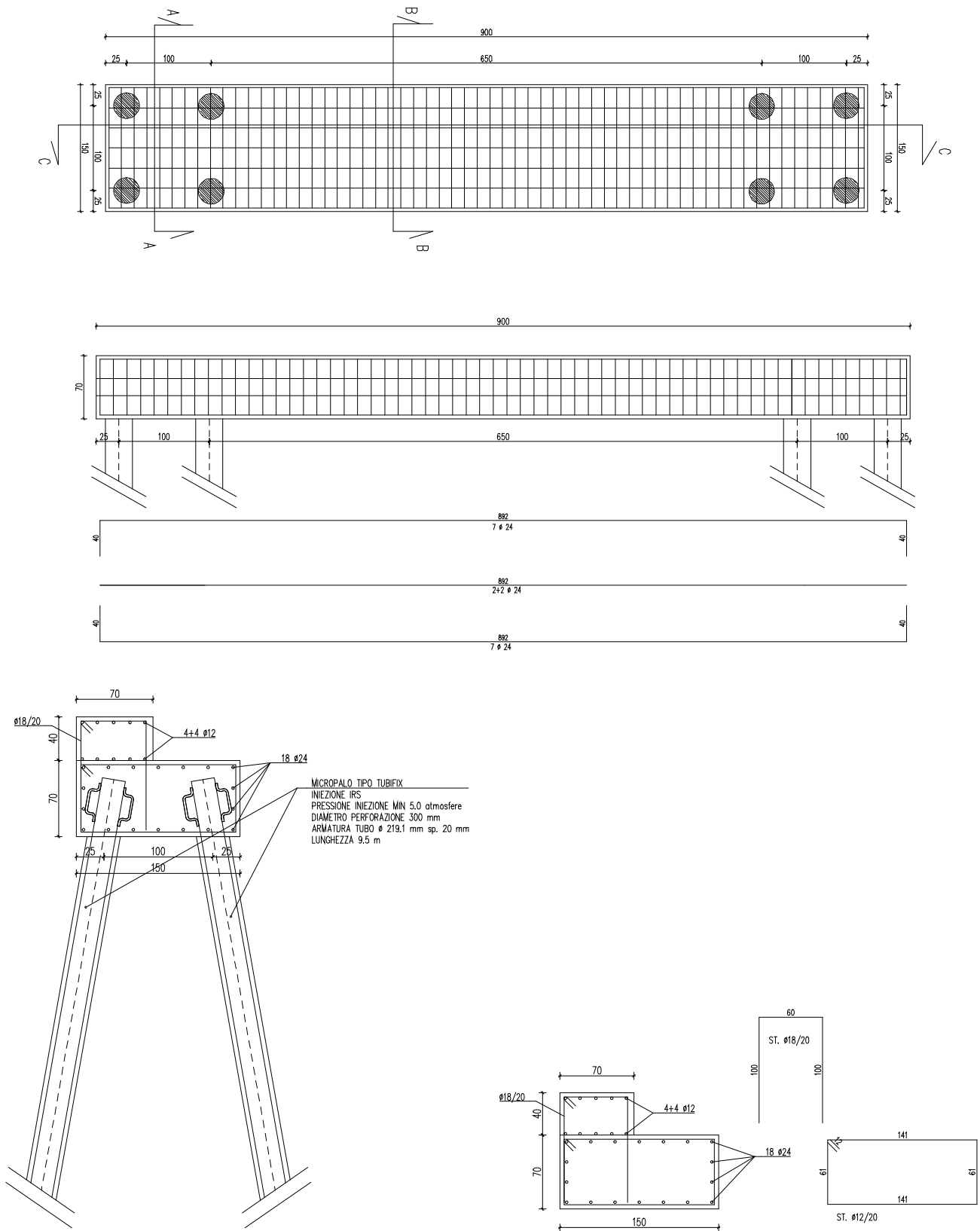








Schema della struttura



Schema della struttura

3 RELAZIONE SULLA RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE

Le possibili interferenze possono essere:

- L'illuminazione pubblica;
- La rete per la distribuzione del gas;
- Sottoservizi vari;

In merito all'illuminazione pubblica, essendo il collegamento elettrico aereo, sarà sufficiente prestare attenzione al posizionamento del macchinario per la messa in opera dei micropali.

In merito alla rete di distribuzione del gas, data la posizione degli sfiati presenti, non dovrebbe configurarsi interferenza essendo questa distante dal punto d'inserimento dei micropali; rimane comunque necessario che l'Impresa contattati l'Ente gestore per definire il passaggio a terra dello stesso.

Nel caso in cui vi sia effettiva interferenza occorrerà modificare la posizione dei micropali con opportuno aggiornamento della relazione di calcolo.

Non vi sono evidenze di altri sottoservizi nella zona oggetto dei lavori.





4 RELAZIONE SULLA GESTIONE DELLE MATERIE

Il progetto prevede la realizzazione di un cordolo in allargamento della sede carrabile dell'impalcato.

L'allargamento, per ogni margine, avverrà a mezzo di 8 micropali che sosterranno un cordolo carrabile.

Le lavorazioni vedranno la produzione di fresato che sarà recuperato e portato in discarica autorizzata per lo smaltimento.

La realizzazione dei micropali produrrà un quantitativo marginale di terreno scavato che potrà essere riposizionato all'interno del cantiere per il ripristino di avvallamenti prodotti dallo stoccaggio e movimentazione di materie prime e mezzi.

Qualora vi fosse un disavanzo esso dovrà essere condotto a discarica autorizzata per lo smaltimento previa campionatura per tracciare eventuali agenti inquinanti.

5 PIANO PARTICELLARE DI ESPROPRIO

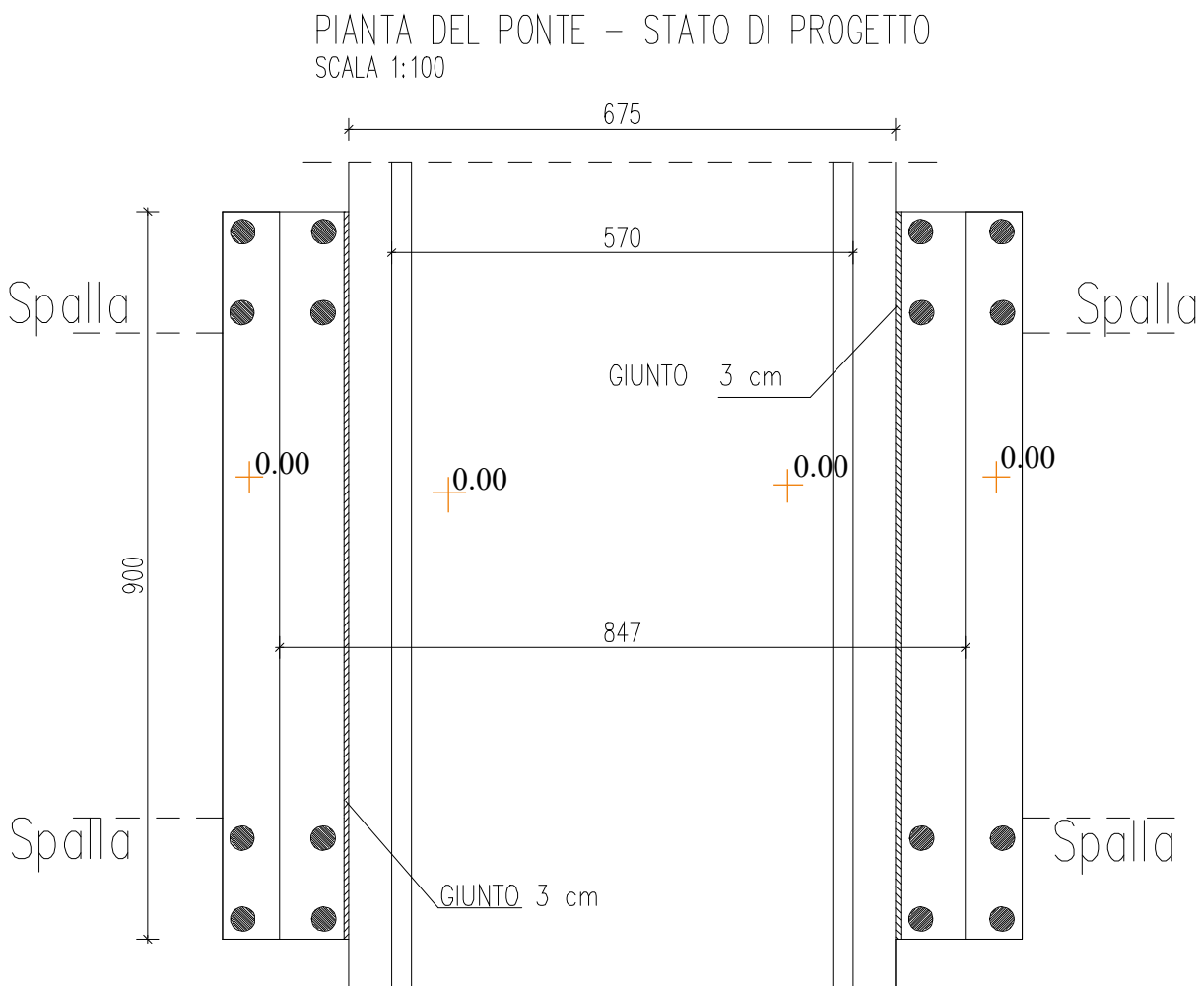
Non è necessario procedere ad azioni d'esproprio poiché le aree di cantiere e d'oggetto dei lavori sono di proprietà dell'Ente Appaltante.

6 STUDIO DI INSERIMENTO URBANISTICO

La scelta progettuale adottata non necessita dello studio d'inserimento urbanistico del manufatto.

7 RILIEVI PLANO ALTIMETRICI

La scelta progettuale non prevede azioni sul manufatto esistente e pertanto è stato necessario il semplice rilievo geometrico mettendo quota zero a filo pavimentazione cosicché il filo pavimentazione del cordolo dovrà avere medesima quota zero.



8 RELAZIONE IDRAULICA

La soluzione progettuale adottata non contempla alcuna occupazione in alveo o sull'argine del canale presente e pertanto, rimanendo invariato lo stato di fatto, non è necessario il calcolo idraulico.

9 RELAZIONE SISMICA

La relazione sismica per la struttura esistente non si è resa necessaria essendo il nuovo manufatto non collegato (giunto presente).

Il nuovo manufatto non prevede l'azione sismica essendo essa minore del carico d'urto applicato e quindi, considerato che le due azioni non si combinano, si è presa la sollecitazione maggiore che è appunto quella da urto.

10 ISTANZA DI AUTORIZZAZIONE PAESAGGISTICA SEMPLIFICATA AI SENSI DEL DPR 31/2007

L'opera in oggetto, per la sua natura, non necessita d'istanza d'autorizzazione paesaggistica.

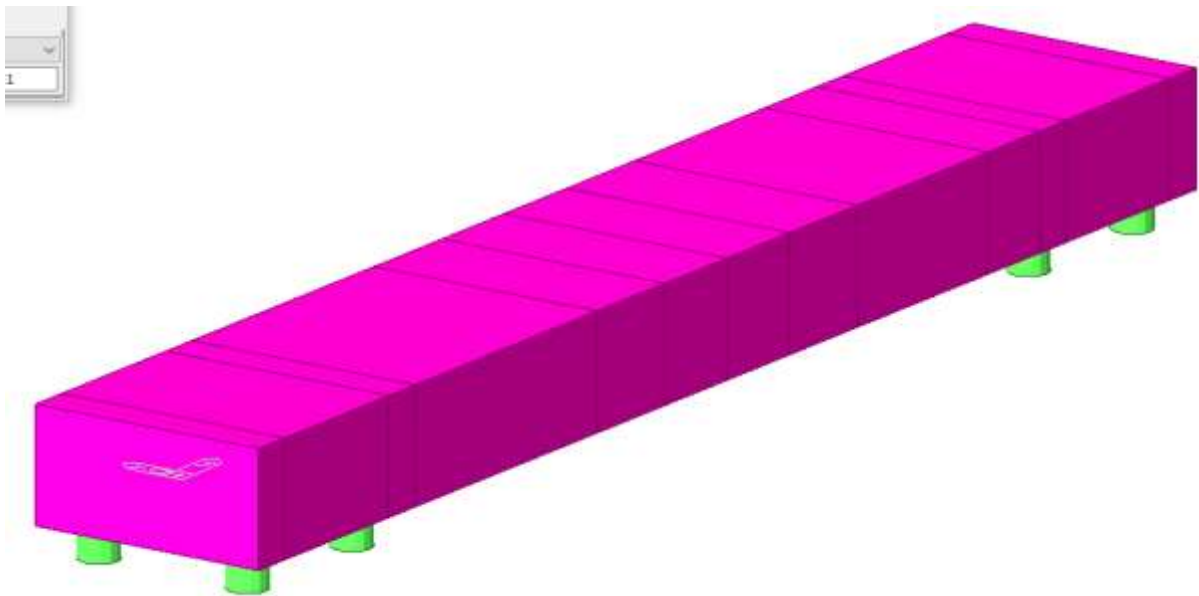
11 STUDIO DI FATTIBILITA' AMBIENTALE E PIANO DI MONITORAGGIO AMBIENTALE

L'intervento, per come progettato e per lo scopo, non ricade nell'oggetto della disciplina in cui viene prescritta la procedura di studio d'impatto ambientale (D. Lgs. 152/2006).

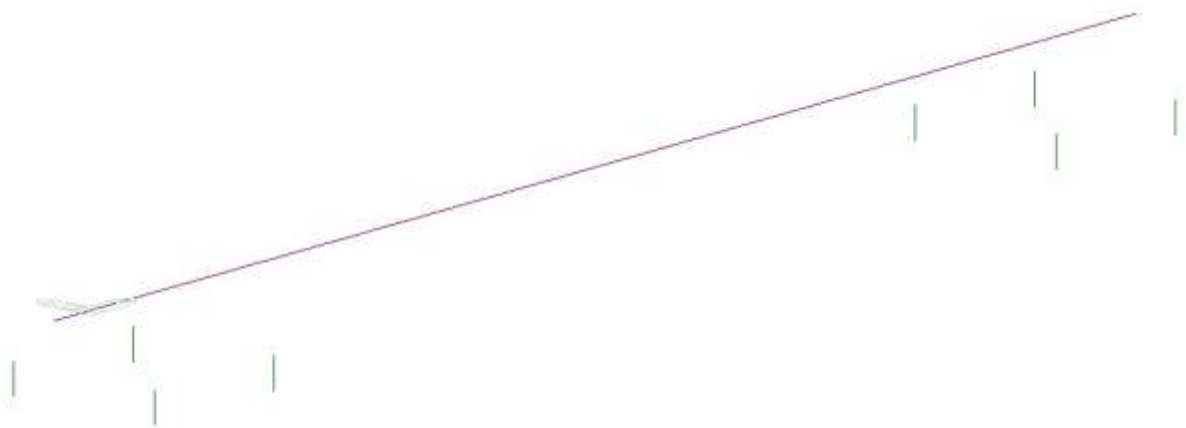
L'opera non rientra nella disciplina che prescrive il piano di monitoraggio ambientale.

12 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

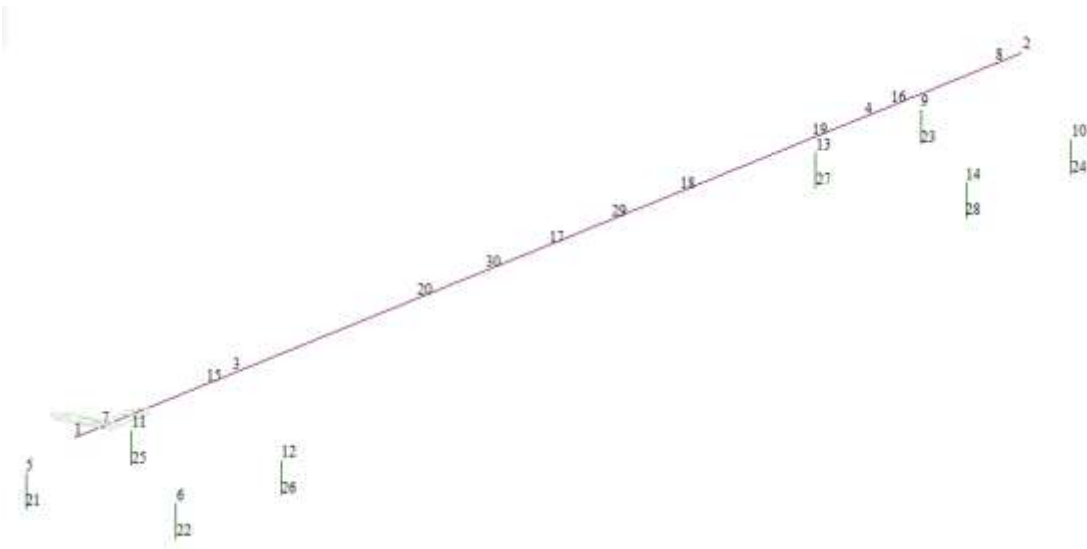
Schema di modellazione



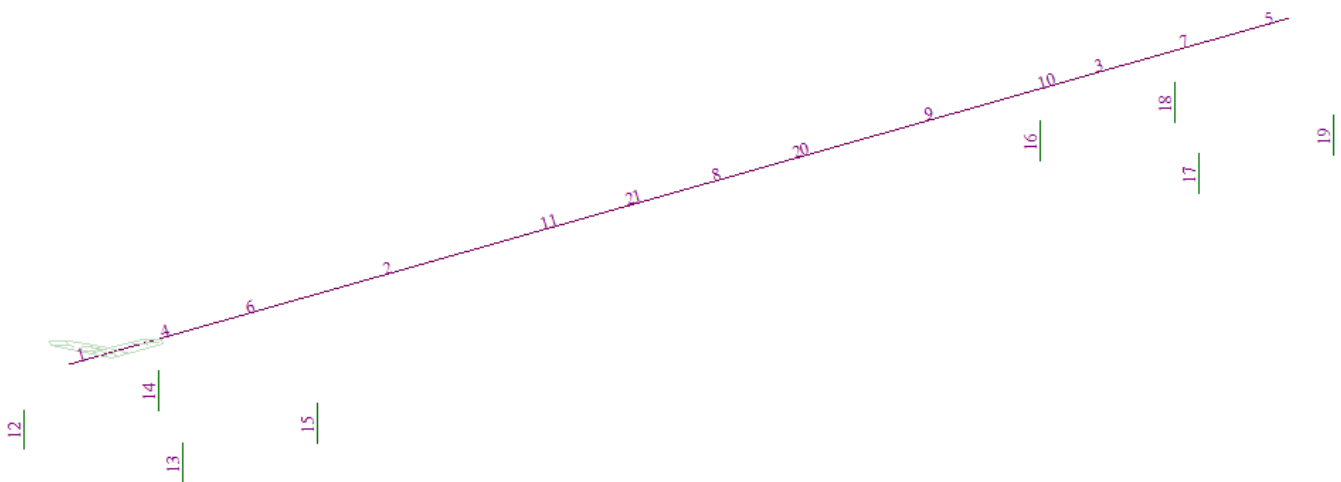
Modello FEM Solido



Modello FEM unifiare



Modello FEM – Numerazione Nodi



Modello FEM – Numerazione Beam

12.1 Materiali impiegati

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato nelle NTC 2018. Nei paragrafi seguenti si elencano le principali caratteristiche meccaniche richieste.

12.1.1 Calcestruzzo trave

- Classe di resistenza **C35/45**
- Resistenza a compressione $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione **XF4**
- Rapporto max A/C **0.45**
- Contenuto minimo di cemento **350 kg/mc**
-

12.1.2 Acciai per C.A.

- Tipo **B450 C**
- Limite di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Limite di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di progetto $f_{yd} = 450/1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$

12.1.3 Calcestruzzo micropalo

- Malta di iniezione $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

12.1.4 Acciaio per micropalo

- Tipo **Acciaio S355**
- Tensione di rottura $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di progetto $f_{yd} = 355/1.05 = 338.1 \text{ N/mm}^2$

12.2 Zona amministrativa

L'opera oggetto di questa relazione è da installarsi lungo la S.P. 3 di Bedonia nel comune Compiano Località Barbigarezza (PR). La caratterizzazione sismica del sito in cui è inserita l'opera in oggetto viene effettuata sulla base delle indicazioni contenute nel D.M. 17/01/2018 (paragrafo 3.2). Tale area ricade in zona sismica 2.



Zona installazione dell'opera

12.3 Metodo di verifica

Il dimensionamento e la verifica sono stati eseguiti con il metodo degli Stati Limite.

La normativa a cui si fa riferimento è contenuta nel D.M. 17/01/2018.

12.4 Analisi dei carichi

Nel calcolo di verifica della struttura si è tenuto conto delle azioni alle quali la stessa è sottoposta combinate nel modo più sfavorevole per ciascun elemento al fine di garantire le necessarie caratteristiche di rigidità e resistenza. Le combinazioni sono applicate con i coefficienti di amplificazione previsti dalle Norme per i diversi stati limite considerati.

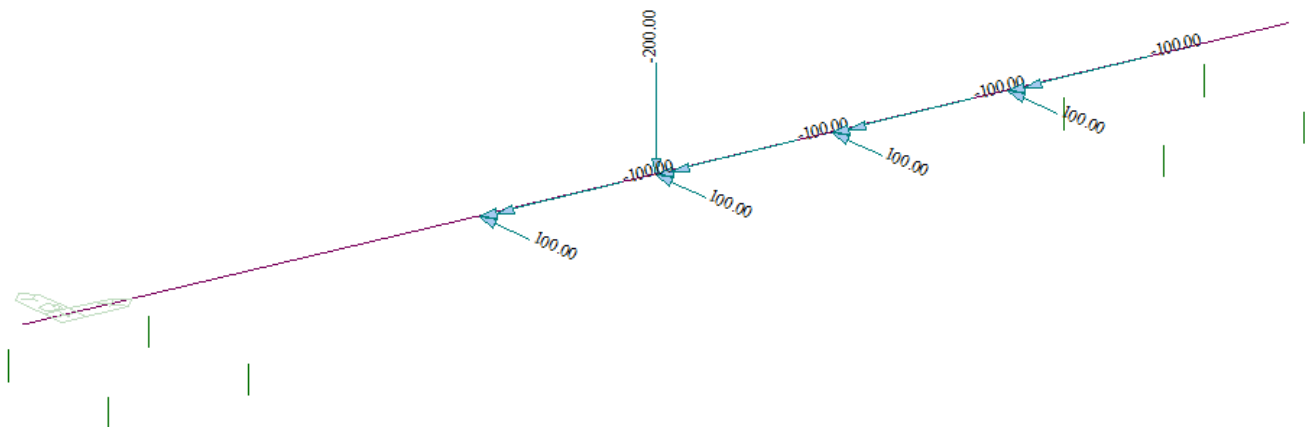
Le singole azioni in gioco, inserite ed utilizzate nei modelli di calcolo, sono di seguito riportate.

12.4.1 Peso proprio (P_p)

Per il peso proprio della struttura si è fatto riferimento alla Tabella 3.1.I delle NTC2018, in particolare per il calcestruzzo armato è riportato un peso per unità di volume pari a 25.0kN/m^3 .

Nella fattispecie il programma di calcolo consente di considerare automaticamente il peso degli elementi strutturali.

12.4.2 Urto+ 200 kN

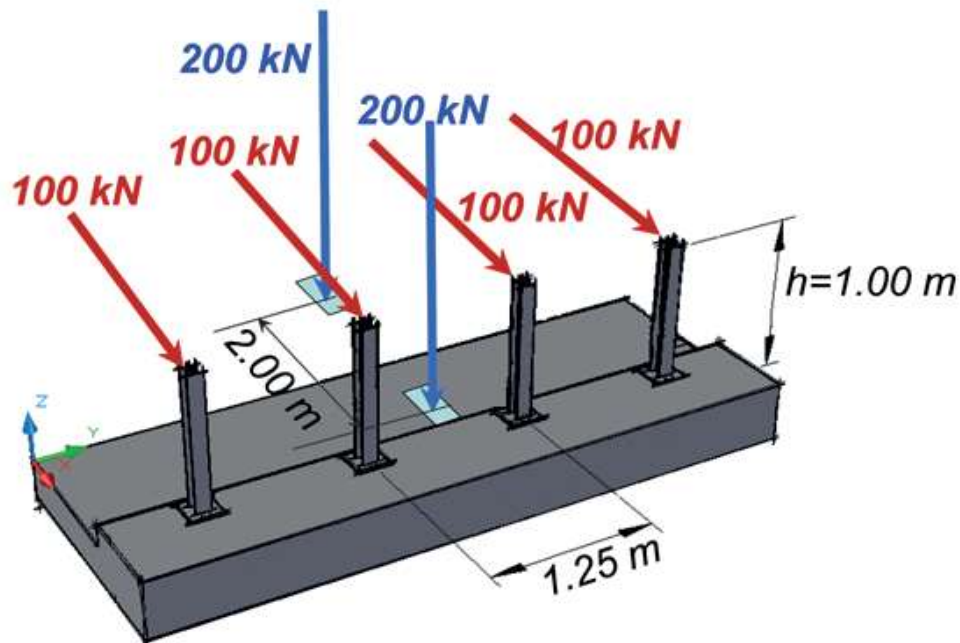


Carichi da urto

Di seguito è riportato lo schema di carico comunemente utilizzato nella progettazione dei cordoli in cui si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m; tali forze sono pari a 100 kN.

Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.0 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato.

Tale schema è stato preso dal Quaderno Tecnico N. 4 di Anas "INTERVENTI DI RIPRISTINO DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA DI CORDOLI E BARRIERE BORDO PONTE".



Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione “ordinarie”

12.5 Combinazioni di carico

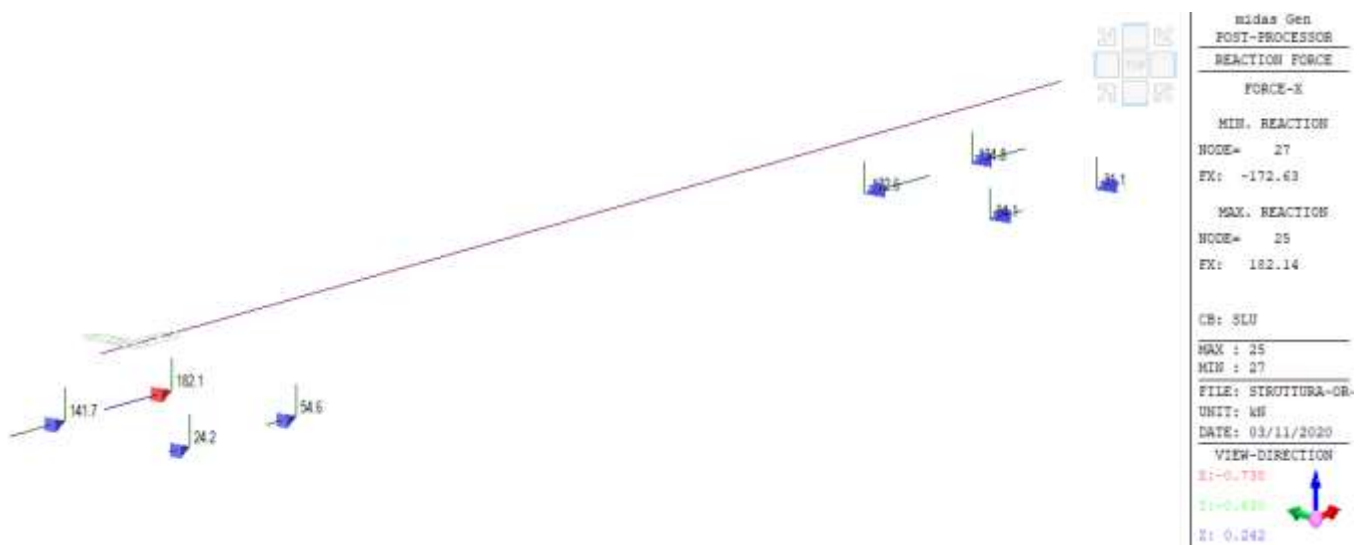
Ai fini delle verifiche agli stati limite le azioni applicate alla struttura sono state considerate secondo le seguenti combinazioni:

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

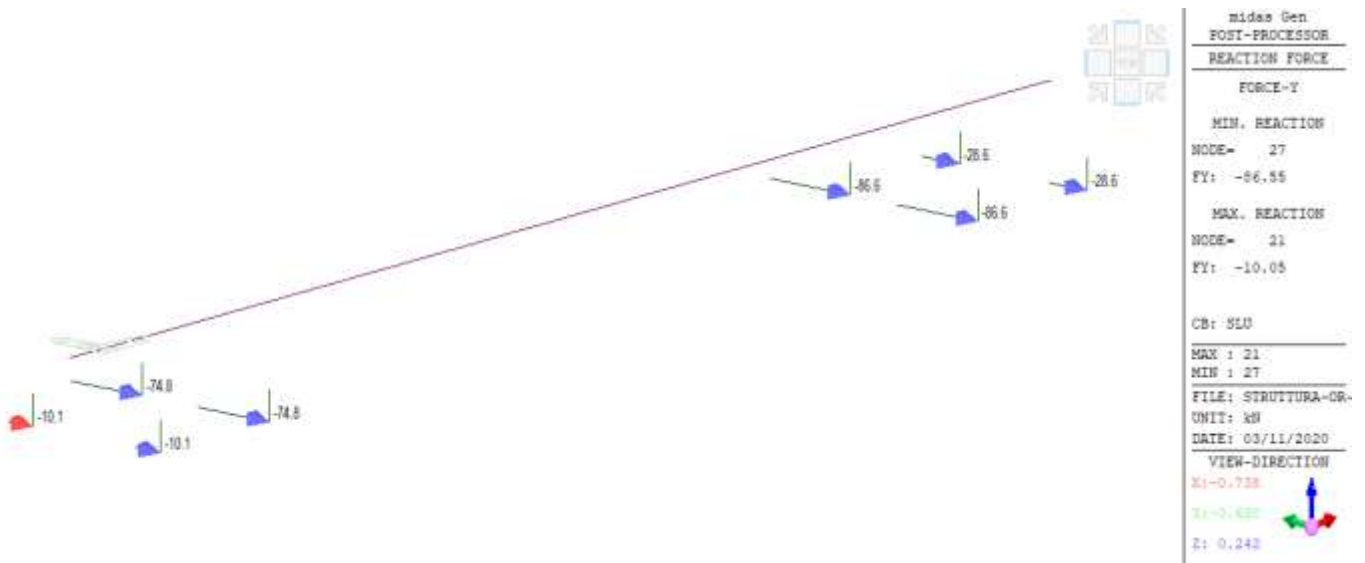
$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

12.6 Analisi

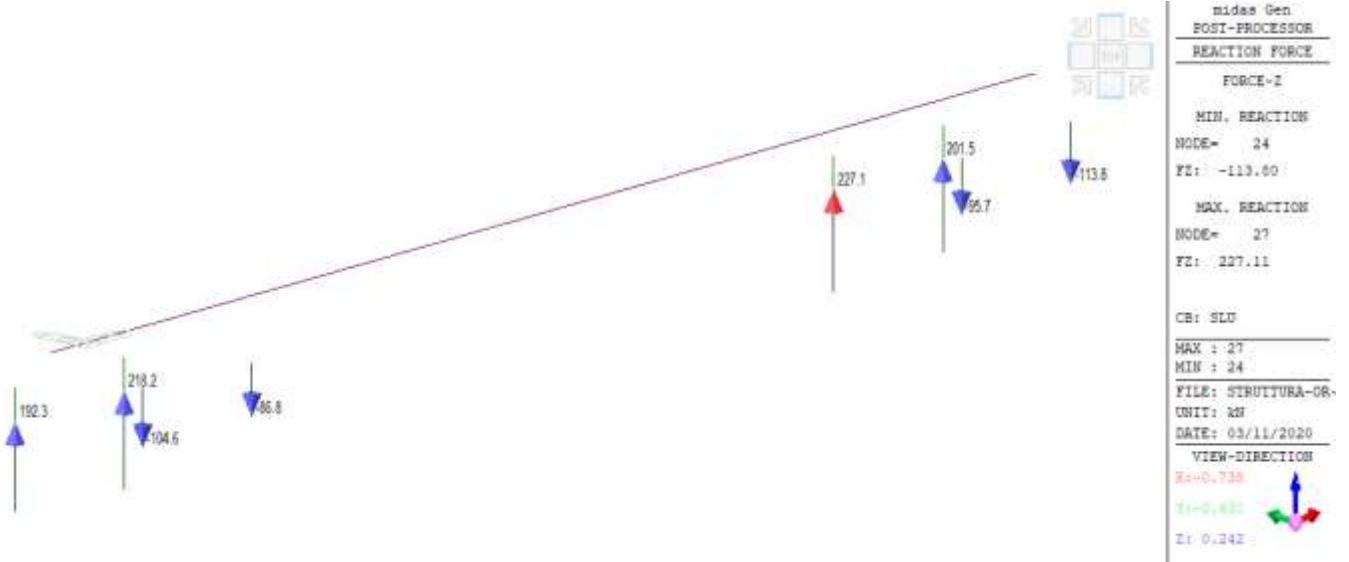
12.6.1 Reazioni vincolari



Fx [kN]



Fy [kN]



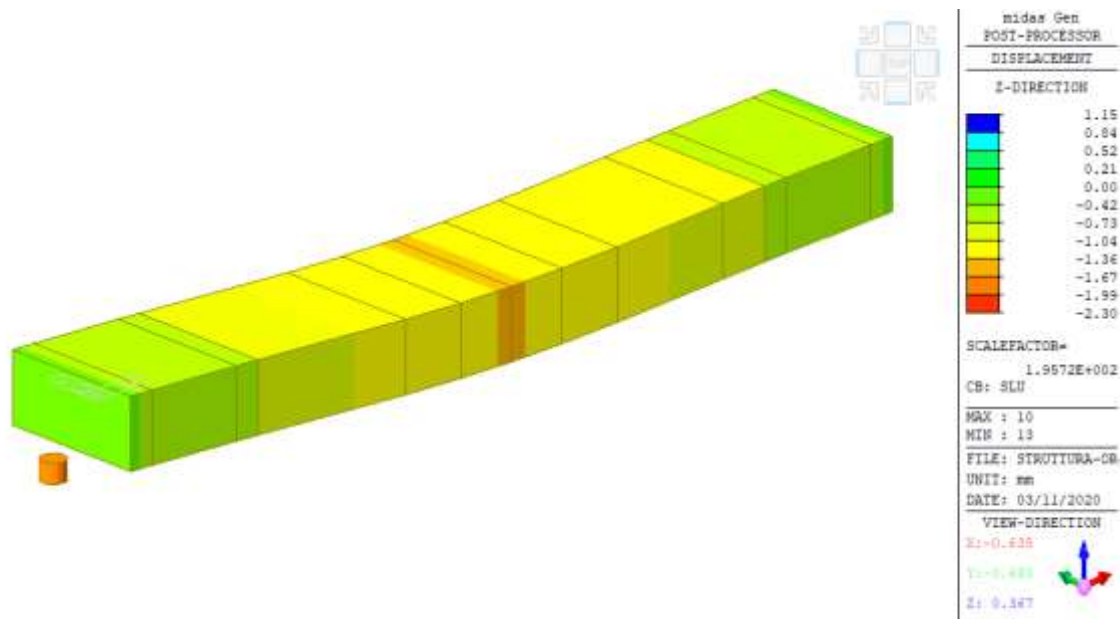
Fz [kN]

Reazioni vincolari

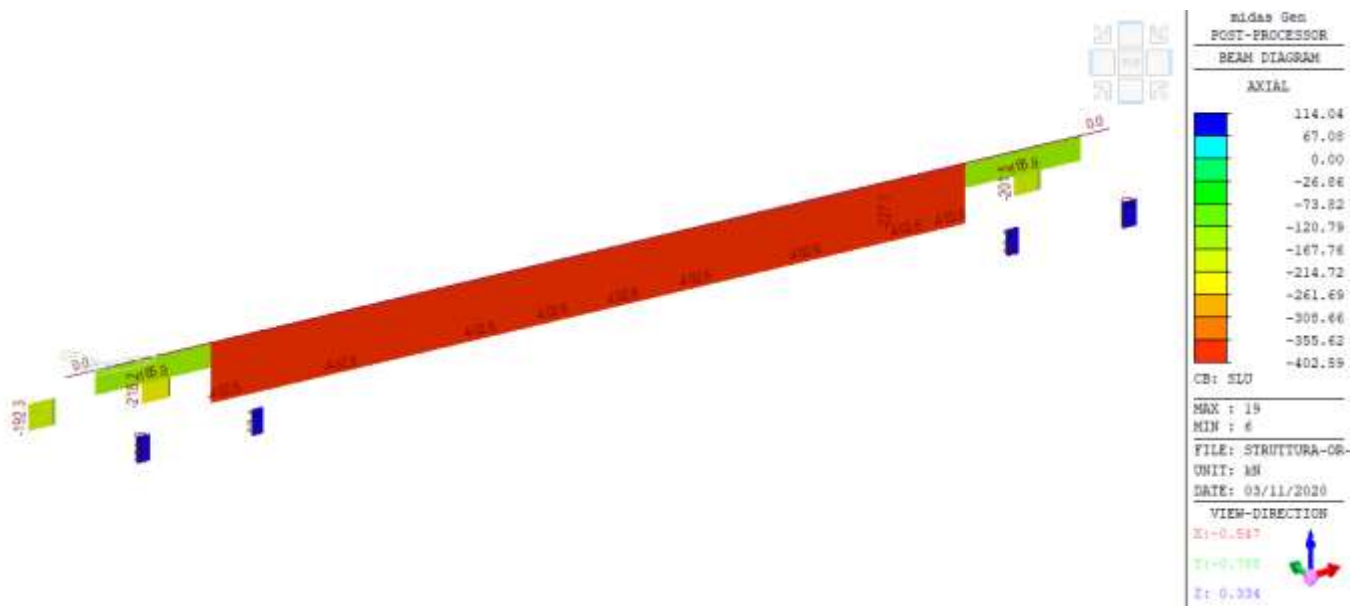
SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
PP	0.000000	0.000000	238.213495
Urto+SC	0.000000	-400.000000	200.000000
Urto+SC	0.000000	-400.000000	364.800000
SLU	0.000000	-400.000000	438.213495

12.7 Deformazioni

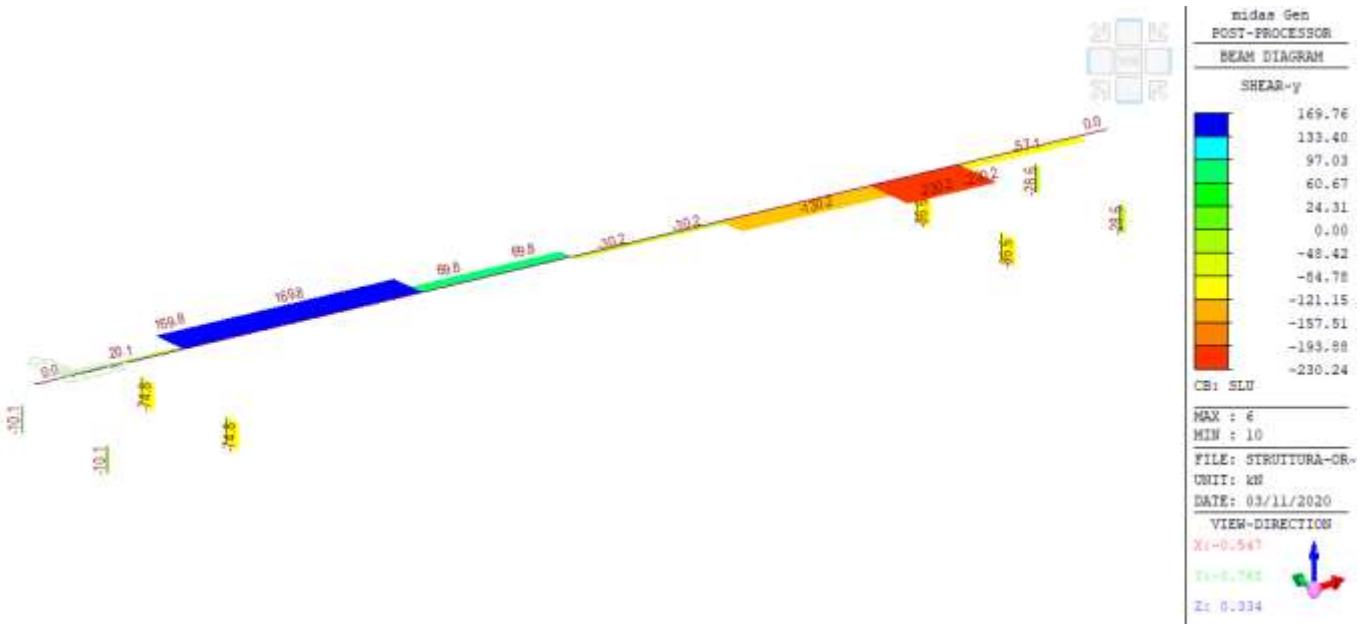
12.7.1 Spostamenti fz SLE



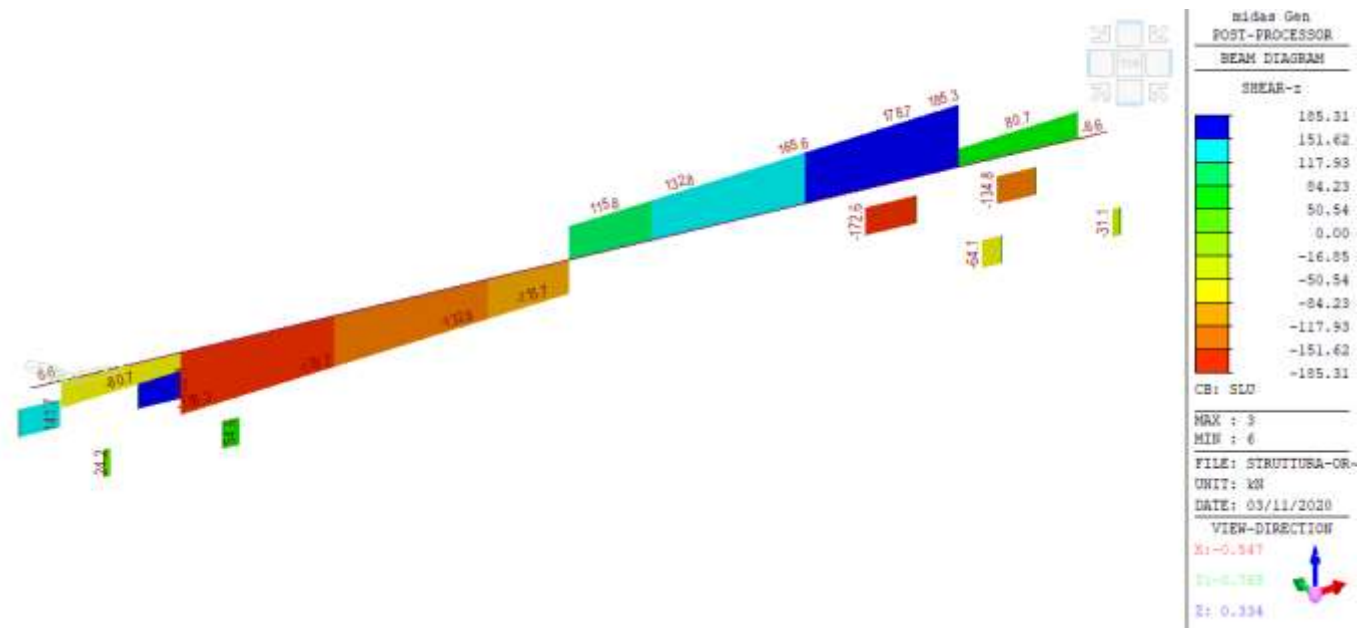
12.8 Sollecitazioni Interne



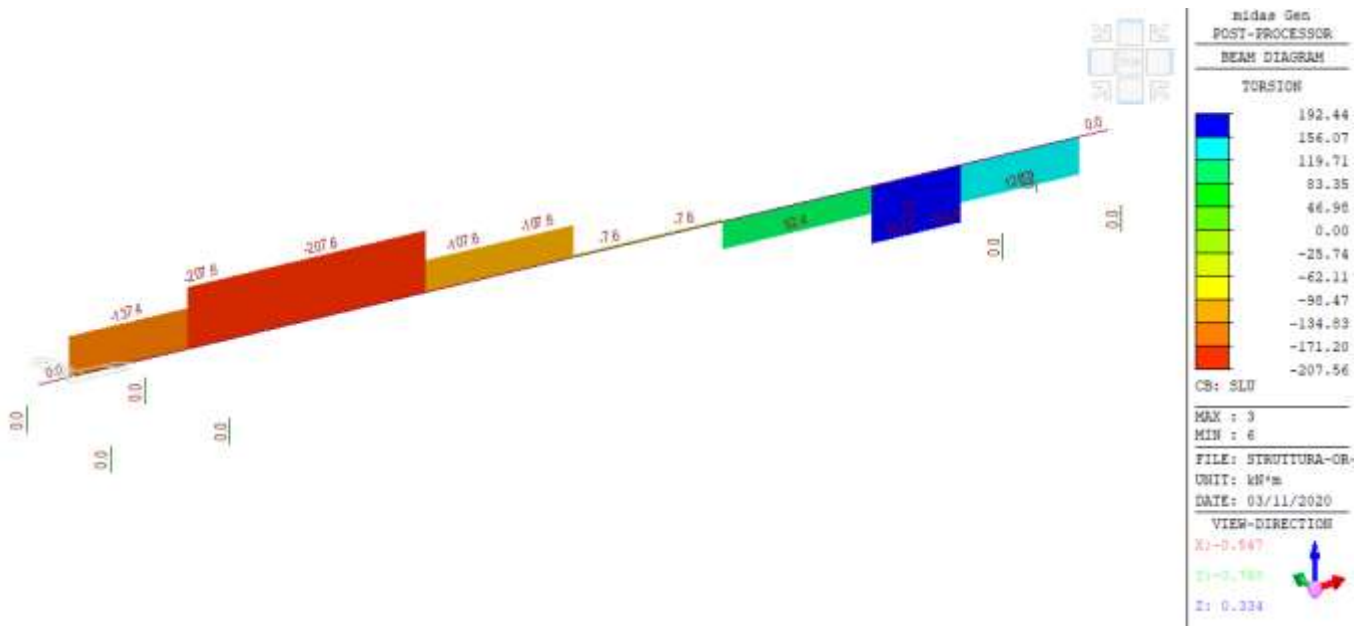
Azione assiale N [kN]



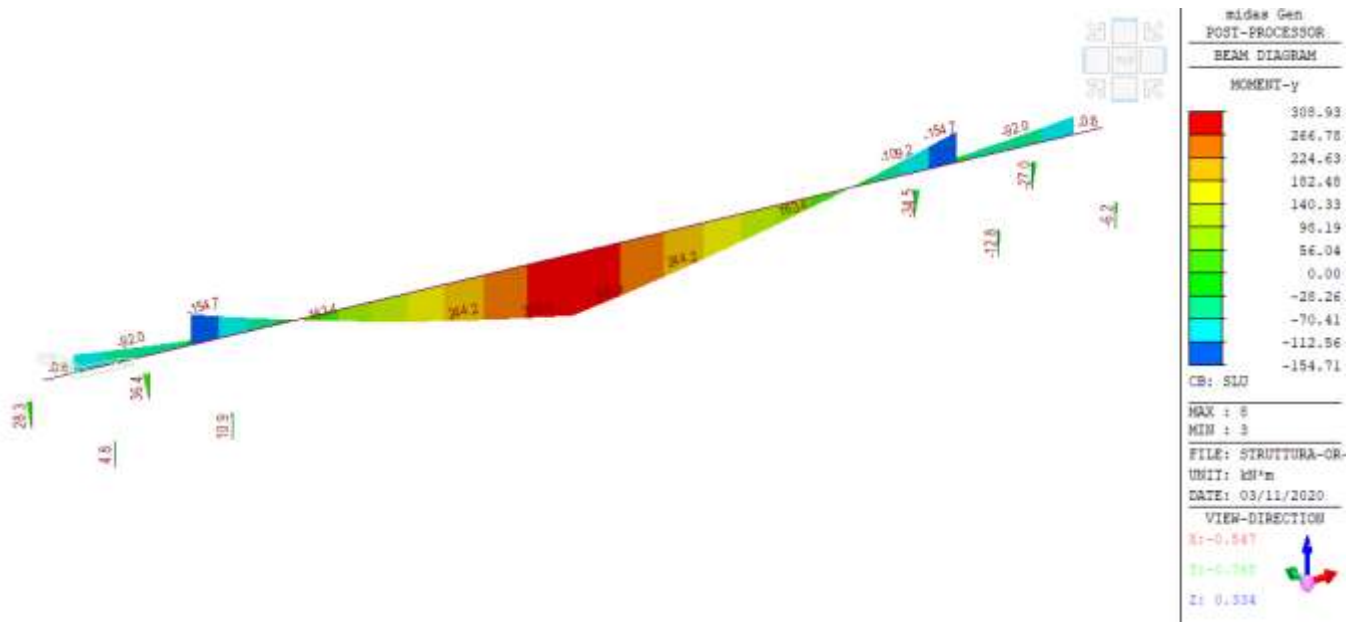
Taglio Fy [kN]



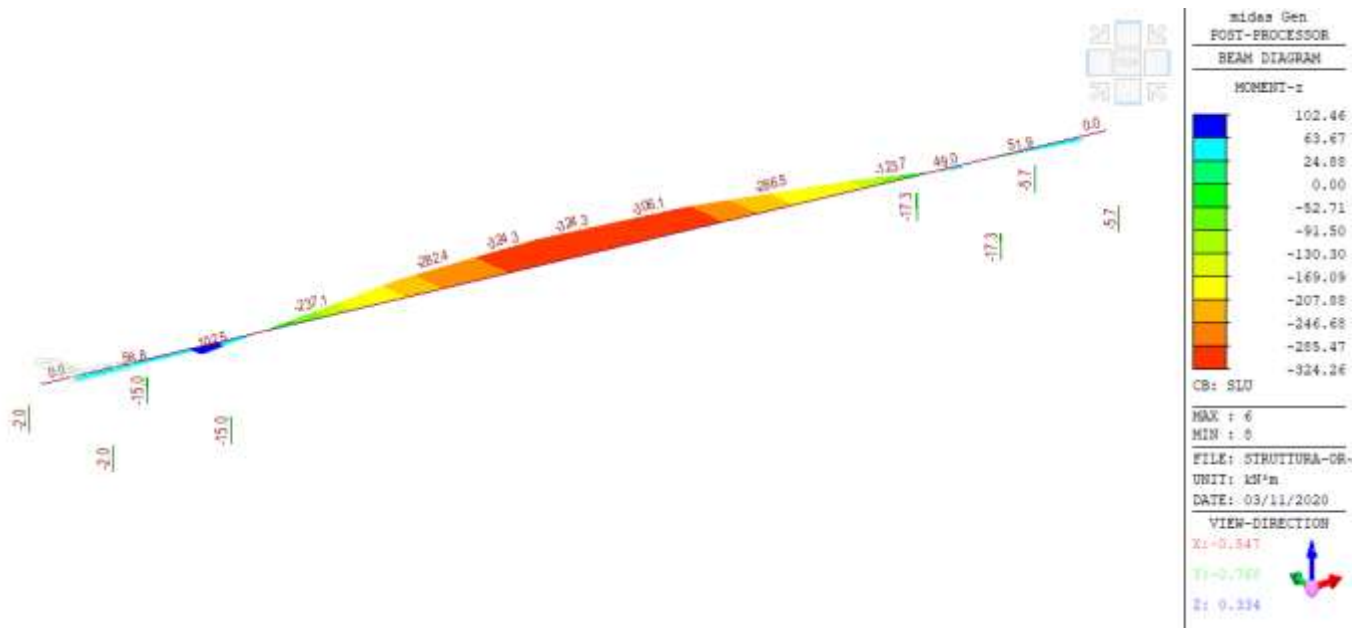
Taglio Fz [kN]



Momento torcente Mx [kNm]



Momento flettente My [kNm]



Momento flettente Mz [kNm]

12.9 Validazione del Modello e del Software

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al §10.2 NTC2018, il progettista strutturale assevera di aver effettuato:

- L'interpretazione della geometria dell'organismo strutturale
- La definizione dell'azione sismica
- La definizione dei carichi strutturali, permanenti e variabili
- La scelta del modello più appropriato di calcolo

Ed inoltre:

- Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto.
- Controllato accuratamente i tabulati di calcolo, il listato degli errori numerici del solutore e le tabelle di verifica delle sezioni.
- Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima.
- Esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto, ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n°1086/71 e n°64/74, e al DM 17/01/2018 (Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni).

12.10 Verifiche

12.10.1 Verifica trave 70x150 cm

12.10.1.1 Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N* Vertici Zoom N* barre Zoom

N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	150	0
3	150	70
4	0	70

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	5	5
2	4.52	51.66	5
3	4.52	93.32	5
4	4.52	145	5
5	4.52	5	65
6	4.52	51.66	65

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso

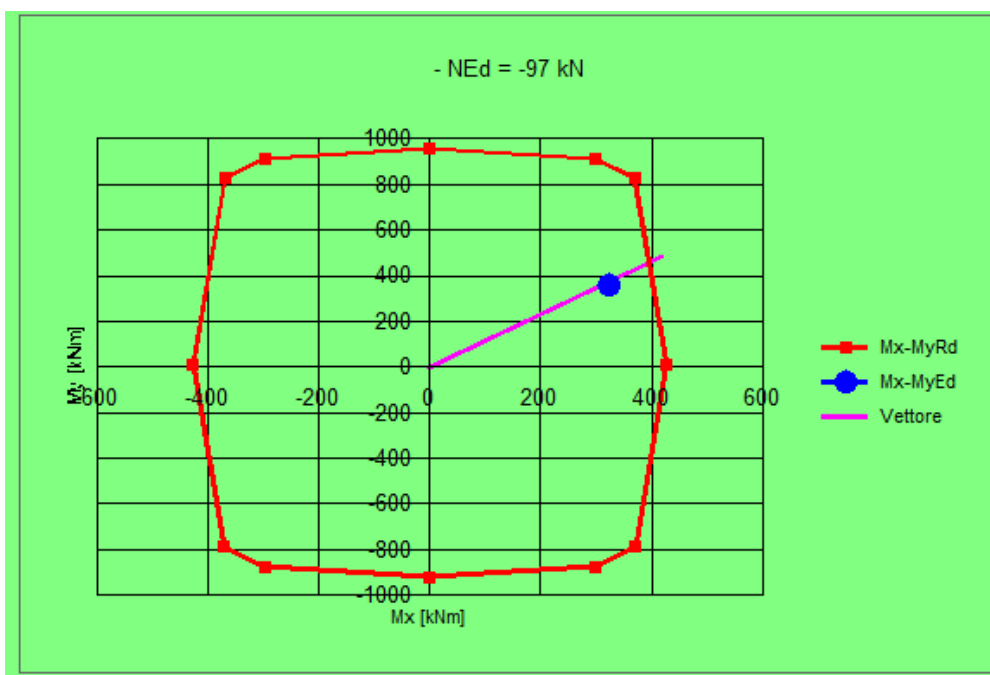
Materiali: B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 19.83
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.8
	τ_{c1} 2.257

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 417.2 kN m
 M_{yRd} 481.5 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 28.98 ‰
 d 72.5 cm
 x 7.812 x/d 0.1078
 δ 0.7



13 RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione geotecnica sulle fondazioni riguarda la caratterizzazione e modellazione geotecnica dell'area dove verrà installata l'opera in esame e valuta l'interazione struttura / terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

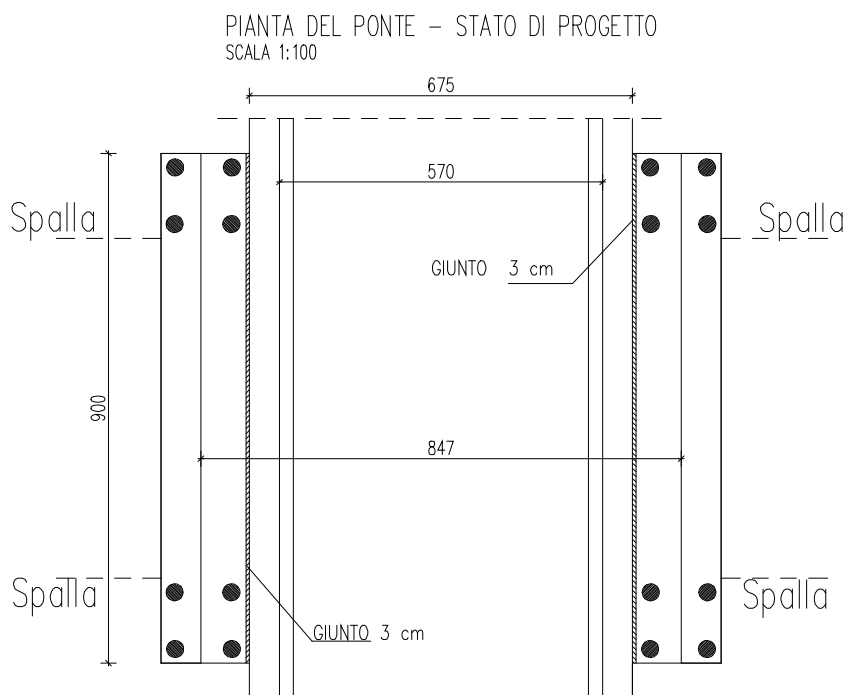
La relazione è stata redatta in ottemperanza alle Leggi vigenti in materia (v. Normativa di riferimento).

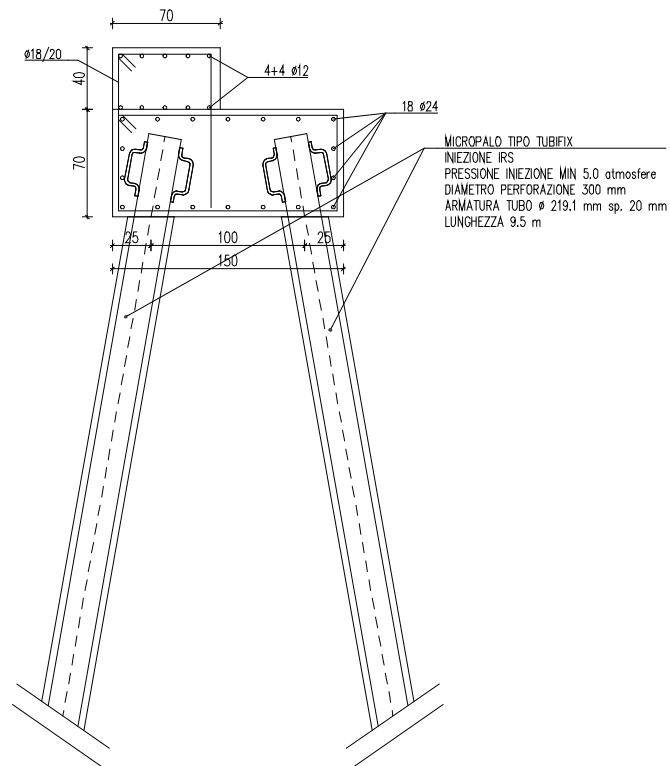
13.1 Descrizione dell'opera

Trattasi di un intervento di allargamento di un ponte, sulla S.P. 3 nel comune di Compiano (PR) in Località Barbigarezza, attraverso la realizzazione di due travi in cemento armato di sezione 70x150 cm sostenute da 8 micropali, tipo TUBIFIX, di diametro $\Phi 300$ mm e lunghezza 9.5 m.

Caratteristiche micropali

- Tipologia: Tubifix;
- Iniezione: IRS
- Pressione iniezione: 5.0 atmosfere;
- Diametro di perforazione: $\Phi 300$ mm;
- Lunghezza di perforazione: 9.5 m;
- Tipo di armatura: tubolare
- Tipo di acciaio: S355
- Diametro armatura: $\Phi 219.1$ mm spessore 20.0 mm
- Malta di iniezione con $R_{ck} \geq 30$ N/mm²





Schema micropali

13.2 Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica dell'area

Le caratteristiche meccaniche del terreno sono state desunte da altri lavori passati fatti in zone limitrofe.

13.2.1 Modello geotecnico del terreno

Le caratteristiche meccaniche del terreno sopra il substrato roccioso hanno i seguenti valori:

SET	γ [kN/m ³]	c [kN/m ²]	ϕ [Deg]	Ko	Ka	Kp	Evc [kN/m ²]	Eur [kN/m ²]
Set 1	20	0	30	0.50	0.30	5.50	50000	200000
Set 2	20	20	20	0.66	0.49	2.79	50000	200000

Dopo circa 9 m di profondità vi è presenza di marna.

13.2.2 Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Si sono considerati i seguenti parametri:

- Categoria del sottosuolo: D
- Categoria Topografica: T1.

13.3 Verifiche agli stati limite ultimi

Le verifiche dei pali di fondazione, secondo quanto stabilito al § 6.4.3.1, devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

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

SLU di tipo strutturale (STR)

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

Tutte le verifiche di sicurezza devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

o equivalentemente, definito il coefficiente di sicurezza F_s , deve essere:

$$F_s = \frac{R_d}{E_d} \geq 1.0$$

essendo

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

Dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione

R_d è il valore di progetto della resistenza, in relazione alla verifica considerata.

In particolare, la verifica di capacità portante (*SLU GEO*) e la verifica di resistenza (*SLU STR*) del palo vengono condotte con riferimento all'approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti:

	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_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.3.1 – Coefficienti parziali γ_F per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

Tabella 6.3.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

13.3.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valor caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della seguente tabella:

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

Tabella 6.3.1.1 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Inoltre se la resistenza caratteristica R_k del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici o risultati di prove in sito, il valore caratteristico della

resistenza a compressione $R_{c,k}$, o trazione, $R_{t,k}$, sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ o $R_{t,cal}$ i fattori di correlazione ξ riportati nella seguente tabella in funzione del numero n di verticali di indagine:

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

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

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

Tabella 6.3.1.2 – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Nel caso in esame, si è assunto un valore del fattore di correlazione ξ pari a **1.70**.

13.3.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.3, applicando i coefficienti parziali γ_t della seguente tabella:

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tabella 6.3.2.1 – Coefficienti parziali γ per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.3.1.2 devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

Nel caso in esame, si è assunto un valore del fattore di correlazione ξ pari a **1.70**.

13.4 Verifica dei micropali

13.4.1 Carico di compressione

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kN]	M [kNm]	Fv [kN]
1	50.00	0.00	227.10

ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kN/m ³]	Sforzo normale [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Reazione terreno [kN]	Rotazione (°)	Spostamen to [m]	Pressione terreno [kN/m ²]
1	1.06	0	227.1	0	49.13	0.87	-0.352	0.041	0
2	1.06	179.643	233.39	-51.88	46.04	3.09	-0.351	0.0345	6.194
3	1.06	179.643	239.67	-100.45	43.23	2.87	-0.345	0.0281	5.041
4	1.06	179.643	245.96	-146.07	48.18	-5.03	-0.337	0.0218	3.912
5	1.06	179.643	252.24	-196.93	25.68	22.5	-0.325	0.0157	2.816
6	1.06	14211.51	258.53	-224.04	-44.04	69.72	-0.31	0.0098	139.544
7	1.06	14211.51	264.81	-177.55	-78.32	34.29	-0.297	0.0042	60.152
8	1.06	14211.51	271.1	-94.87	-68.75	-9.56	-0.287	-0.0011	-16.142
9	1.06	14211.51	277.38	-22.3	-21.13	-47.63	-0.283	-0.0064	-90.692
10		812.695	283.67	0	0	0	0	0	0

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kN]	Md [kNm]	Td [kN]	Nr. Barre Diam etro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifi ca Flessi one	Ver. Press o- Flessi one	Def. Max Cls	Def. Max Fe	Asse Neutr o [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Tagli o [kN]	Sicur ezza taglio	Cond. Verifi ca Tagli o
1	0	227.10	--	49.13		--	--	--	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	27.87	Verifi cata
2	1.06	233.39	51.88	46.04		--	--	4.81	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	29.74	Verifi cata
3	2.11	239.67	100.45	43.23		--	--	2.56	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	31.67	Verifi cata
4	3.17	245.96	146.07	48.18		--	--	1.78	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	28.42	Verifi cata
5	4.22	252.24	196.93	25.68		--	--	1.32	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	53.32	Verifi cata
6	5.28	258.53	224.04	44.04		--	--	1.16	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	31.09	Verifi cata
7	6.33	264.81	177.55	78.32		--	--	1.47	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	17.48	Verifi cata
8	7.39	271.1	94.87	68.75		--	--	2.69	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	19.91	Verifi cata
9	8.44	277.38	22.30	21.13		--	--	8.53	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	64.81	Verifi cata
10	9.5	283.67	0.00	--		--	--	15.93	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	--	Verifi cata

13.4.2 Carico di trazione

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kN]	M [kNm]	Fv [kN]
1	50.00	0.00	-114.00

ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kN/m ³]	Sforzo normale [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Reazione terreno [kN]	Rotazione (°)	Spostamen to [m]	Pressione terreno [kN/m ²]
1	1.06	0	-114	0	49.13	0.87	-0.352	0.041	0
2	1.06	179.643	-107.71	-51.88	46.04	3.09	-0.351	0.0345	6.194
3	1.06	179.643	-101.43	-100.45	43.23	2.87	-0.345	0.0281	5.041
4	1.06	179.643	-95.14	-146.07	48.18	-5.03	-0.337	0.0218	3.912
5	1.06	179.643	-88.86	-196.93	25.68	22.5	-0.325	0.0157	2.816
6	1.06	14211.51	-82.57	-224.04	-44.04	69.72	-0.31	0.0098	139.544
7	1.06	14211.51	-76.29	-177.55	-78.32	34.29	-0.297	0.0042	60.152
8	1.06	14211.51	-70	-94.87	-68.75	-9.56	-0.287	-0.0011	-16.142
9	1.06	14211.51	-63.72	-22.3	-21.13	-47.63	-0.283	-0.0064	-90.692
10		812.695	-57.43	0	0	0	0	0	0

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kN]	Md [kNm]	Td [kN]	Nr. Barre Diam etro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifi ca Flessi one	Ver. Press o- Flessi one	Def. Max Cls	Def. Max Fe	Asse Neutr o [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Tagli o [kN]	Sicur ezza taglio	Cond. Verifi ca Tagli o
1	0	- 114.0 0	--	49.13		--	--	--	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	27.87	Verifi cata
2	1.06	- 107.7 1	51.88	46.04		--	--	4.72	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	29.74	Verifi cata
3	2.11	- 101.4 3	100.4 5	43.23		--	--	2.50	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	31.67	Verifi cata
4	3.17	- 95.14	146.0 7	48.18		--	--	1.73	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	28.42	Verifi cata
5	4.22	- 88.86	196.9 3	25.68		--	--	1.28	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	53.32	Verifi cata
6	5.28	- 82.57	224.0 4	44.04		--	--	1.13	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	31.09	Verifi cata
7	6.33	- 76.29	177.5 5	78.32		--	--	1.42	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	17.48	Verifi cata
8	7.39	- 70.00	94.87	68.75		--	--	2.65	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	19.91	Verifi cata
9	8.44	- 63.72	22.30	21.13		--	--	10.63	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	64.81	Verifi cata
10	9.5	- 57.43	0.00	--		--	--	64.83	Verifi cata	--	--	--	--	1369. 18	--	Verifi cata

13.5 Capacità portante: cenni teorici

13.5.1 Definizioni

I micropali possono essere suddivisi in due tipologie:

- Micropali Tubifix: con iniezioni ripetute;
- Micropali Radice: semplice getto di microcalcestruzzo o iniezione a bassa pressione.

Le armature metalliche dei micropali Radice possono essere tubolari non valvolati o barre d'acciaio.

I micropali Tubifix, invece, sono costituiti da elementi tubolari, sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte cementizie eseguite in più riprese, ad alta pressione, attraverso apposite valvole di non ritorno localizzate nella parte più profonda del micropalo in modo da realizzare un bulbo idoneo a trasmettere i carichi in profondità qualunque sia la natura del terreno di fondazione

La miscela cementizia iniettata normalmente ha la seguente composizione:

- cemento *100 kg*
- acqua *50 l*
- additivo *0.5-1 kg*

Comportamento dei micropali tubifix nei confronti dello sforzo assiale

La capacità portante dovuta alla resistenza a compressione (o a trazione) e allo svergolamento è praticamente indipendente dalla natura del terreno, purché l'iniezione sia condotta in fasi successive a pressioni crescenti. Pertanto sono le dimensioni trasversali dell'anima tubolare in acciaio che determinano la capacità portante dei micropali Tubifix.

Per il calcolo delle portate a compressione si assume la sezione nominale del tubo, mentre per il calcolo della portata a trazione si assume la minima sezione reagente in corrispondenza del filetto di giunzione.

Carico critico

Il micropalo Tubifix è un elemento strutturale di notevole snellezza, appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'equilibrio elastico dell'elemento immerso nel terreno.

Come schema di calcolo si assume, a favore di sicurezza, che il fusto sia incernierato in testa, nella fondazione, e nel bulbo e si suppone, inoltre, che il micropalo sia infisso in un mezzo elastico.

Il carico critico verrà determinato con la seguente relazione:

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L^2} \cdot \left(m^2 + \frac{\beta \cdot L^4}{m^2 \cdot \pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

avendo indicato con:

- P_k Carico critico
- E Modulo di elasticità dell'acciaio
- J Momento d'inerzia della sezione reagente
- L Lunghezza tra due estremità del micropalo supposte vincolate
- β Modulo di reazione del terreno per unità di spostamento laterale
- m Numero (intero) di semionde di inflessione del fusto

$$\beta = K \cdot D_p$$

D_p Diametro di perforazione

K Modulo di Winkler

Per valori molto elevati di L l'ipotesi di deformata unica ($m=1$) porta a dei valori di P_k eccessivi e fisicamente inverosimili, il valore minimo di P_k si avrà per $m>1$.

Introducendo la grandezza $\lambda = L / m$ (semilunghezza d'onda):

$$P_k = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(\frac{1}{\lambda^2} + \frac{\beta \cdot \lambda^2}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

Per ottenere il valore di P_k dalla precedente si può considerare λ una variabile continua rispetto alla quale P_k può essere derivato:

$$\frac{dP_k}{d\lambda} = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) \cdot \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) = 0$$

$$\lambda = \pi \cdot 4 \sqrt{\frac{E \cdot J}{\beta}}$$

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E \cdot J}$$

$$J = \frac{\pi}{64} \cdot (De^4 - Di^4) + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{1}{n} \cdot Di^4 + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{Ki}{n} \cdot (Dp^4 - De^4)$$

Di Diametro interno del tubolare

De Diametro esterno del tubolare

Dp Diametro di perforazione

n Modulo di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo

Ki Coefficiente compreso tra 0 e 1 indicativo del grado di partecipazione acciaio-calcestruzzo

Portata laterale – Mayer - Modificato

Il calcolo della portanza geotecnica del micropalo TUBIFIX è sviluppato con le metodologie in uso per la stima della portanza dei pali; per i micropali, però, si assumono le seguenti correzioni:

- si trascura la portata di punta a causa delle limitate dimensioni della sezione;
- si introducono nel calcolo la lunghezza e il diametro del bulbo iniettato e non quello medio del palo;
- si considera che le pressioni di iniezione portino ad un aumento della resistenza laterale unitaria.

Pertanto una valutazione attendibile della portanza di micropali TUBIFIX è condizionata dalla difficoltà di una stima dell'entità della sbulbatura (diametro bulbo) e dell'entità del miglioramento della resistenza tangenziale unitaria τ .

Il carico limite laterale si individua moltiplicando la resistenza laterale unitaria per la superficie laterale.

$$Q_L = D_S \cdot \pi \cdot \Sigma(\tau_f H)$$

Dove:

$D_S = \alpha D_f$ Diametro medio del bulbo, dato dal diametro del foro D_f maggiorato di un coefficiente α dipendente dal metodo di sigillatura, IRS (iniezione ripetitiva e selettiva) o IGU (iniezione globale con processo di messa in pressione unico), e dal tipo di terreno.

Per i micropali tipo RADICE $D_S = D_f$

τ_f Resistenza tangenziale unitaria relativa ad ogni strato;

H Spessore di ogni strato.

La tensione tangenziale unitaria τ_f relativa ad ogni strato è valutata come segue:

- Condizione drenata

$$\tau_f = \sigma_h \operatorname{tg} \delta + \alpha c'$$

dove

$$\sigma_h = \sigma_{\max} = \sigma_{v0}' \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) \quad \text{tipo TUBIFIX}$$

$$\sigma_h = \sigma_{v0}' K_0 \quad K_0 \text{ coeff. spinta a riposo} \quad \text{tipo RADICE}$$

α = coefficiente d'adesione ricavato dalla seguente espressione

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

- Condizione non drenata

$$\tau_f = \alpha c_u \quad \text{con } c_u \text{ coesione non drenata}$$

METODO DI BUSTAMANTE E DOIX

Le formulazioni di *Bustamante e Doix* richiedono come parametri caratterizzanti del terreno la p_{lim} determinata con il pressiometro di Menard o i risultati di prove SPT (N_{spt}):

$$p_{lim} \cong p_a \cdot \frac{N_{SPT}}{2} \quad (\text{terreni sabbiosi})$$

in cui p_a è la pressione atmosferica di riferimento ed s_u la coesione non drenata.

Nel caso di terreni argillosi si assume:

$$p_{lim} \cong 10 \times s_u \quad (\text{terreni argillosi})$$

TERRENI SABBIOSI

Nel caso di micropali in terreni sabbiosi si possono ipotizzare le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{in} \cong 1.5 \cdot d_{perf} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

$$d_{in} \cong 1.15 \cdot d_{perf} \text{ (iniezione unica)}$$

Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può essere assunta pari mediamente a:

$$f_s \cong \frac{1}{10} p_{lim}$$

La quantità minima di miscela da iniettare è data dalla seguente espressione:

$$1.5 \cdot V_{in} = 1.5 \cdot \frac{\pi \cdot d_{in}^2}{4} l_{in}$$

essendo l_{in} la lunghezza del tratto iniettato.

TERRENI ARGILLOSI

Nel caso di micropali in terreni argillosi valgono le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{in} \cong 1.5 - 2 \cdot d_{perf} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

$$d_{in} \cong 1.2 \cdot d_{perf} \text{ (iniezione unica)}$$

La tensione tangenziale lungo il tratto iniettato è assunta pari a:

$$f_s = 0.033 + 0.067 p_{lim} \text{ (iniezione unica)}$$

$$f_s = 0.095 + 0.085 p_{lim} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

In tal caso la quantità minima di miscela da iniettare varia da $1.5 - 2.0 V_{in}$, nel caso di un'unica iniezione, a $2.5 - 3.0 V_{in}$, nel caso di iniezioni ripetute.

I valori delle pressioni si intendono tutti espressi in N/mm^2 .

Carico limite

Il carico limite viene valutato come sommatoria sui singoli tratti della tensione tangenziale moltiplicata per la superficie laterale del tratto medesimo. Tale sommatoria è estesa solo al tratto iniettato e nel computo viene trascurato il contributo della resistenza di punta.

Carico ammissibile

Il carico ammissibile, dal punto di vista geotecnico, è valutato assumendo un coefficiente di sicurezza η rispetto al carico ultimo per attrito laterale (Q_L).

Il coefficiente di sicurezza η può essere modificato. Pertanto il valore di carico geotecnico ammissibile Q_{amm} è:

$$Q_{amm} = \frac{Q_L}{\eta}$$

Nel valutare il carico ammissibile geotecnico non viene considerato il peso del micropalo.

Micropalo in condizioni d'esercizio

Analisi del micropalo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il micropalo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del micropalo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con \mathbf{P} la matrice delle forze nodali esterne, con \mathbf{F} quella delle forze interne e con \mathbf{A} la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni \mathbf{e} (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni \mathbf{X} (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice \mathbf{B} è dimostrato essere la trasposta della matrice \mathbf{A} .

D'altra parte, le forze interne \mathbf{F} sono legate agli spostamenti interni \mathbf{e} dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni \mathbf{X} :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti \mathbf{X} è possibile ricavare le forze interne \mathbf{F} necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per micropali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_S = A_S + B_S Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_S con la profondità, nella forma:

$$k_S = A_S + B_S \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_j pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

B = Diametro del palo

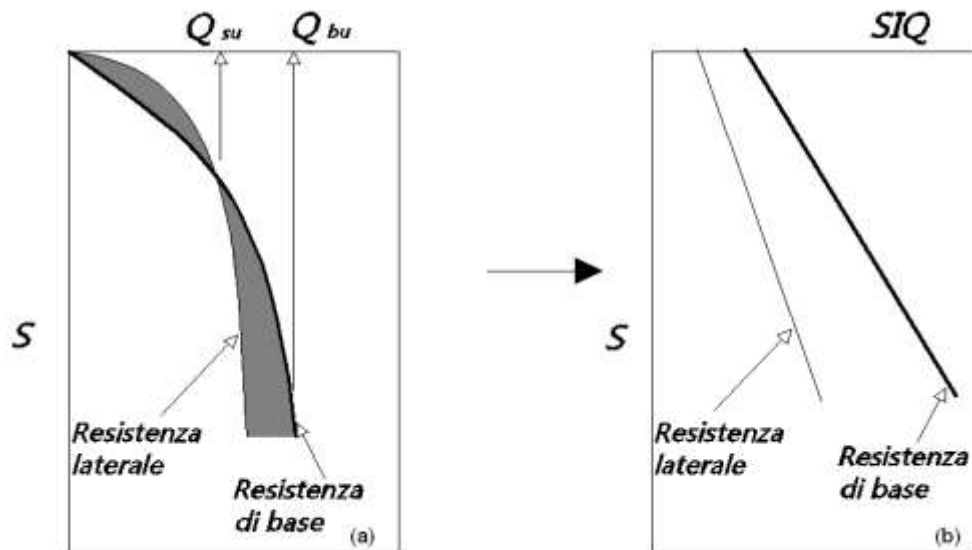
$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*).

Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'*accorciamento* del palo.

Considerando lo schema in figura l'*accorciamento elastico* del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'*attrito laterale ultimo* Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'*accorciamento elastico* lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + k_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore *accorciamento* legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 2610 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di $E_c = 2610 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .
- L_o : lunghezza del palo ad *attrito basso o nullo*.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un *attrito* che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'*attrito laterale* e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu} / 4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

Efficienza e cedimento del reticolo

Usualmente i micropali vengono realizzati a gruppo, pertanto necessita considerare il loro comportamento d'insieme sia riguardo alla portata ammissibile che ai cedimenti. In relazione a questi ultimi, il cedimento di un gruppo di micropali viene valutato, a partire dal cedimento del singolo micropalo, con la seguente espressione:

$$w_g = w_s \cdot \left(\frac{0,6 \cdot B}{0,3 \cdot B + 0,3} \right)^2 \quad \text{Skempton (1953)}$$

dove

w_s cedimento del singolo micropalo

B dimensione minima della maglia di micropali.

Per la portanza ammissibile di gruppo, a causa dell'interazione tra gli elementi del reticolo, viene solitamente introdotto il termine dell'*efficienza* che riduce la portanza globale data dalla somma del carico ammissibile dei singoli micropali; infatti l'espressione per il carico ammissibile di gruppo risulta:

$$Q_g = E \cdot \sum_i Q_{AMMi}$$

dove

$Q_{AMM i}$ portanza ammissibile del singolo micropalo i .

E efficienza del gruppo di micropali.

Per quest'ultimo parametro sono riportati dei valori di riferimento in base alla litologia e all'interasse con cui sono disposti i micropali:

<u>Terreno</u>	<u>$I < 8D$</u>	<u>$3D < I < 8D$</u>	<u>$I < 3D$</u>
Sabbie	1	1	1
Argille	1	0.75-1	0.75

Oppure può essere utilizzata l'espressione di Converse – Labarre che si pone nella seguente forma:

$$E = 1 - \operatorname{atn} \left(\frac{D}{I} \right) \cdot \left(\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right)$$

nella quale

D diametro medio del bulbo

I interasse tra i micropali; per quelli inclinati l'interasse è riferito alla base del bulbo.

m, n numero di micropali presenti nella maglia che definisce il reticolo.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al., 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidezza, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$; a_{\max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidezza dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

13.6 Verifica della capacità portante

13.6.1 Carico di compressione

Micropalo

Descrizione	
Tipologia	TUBIFIX
Iniezione	IRS: Iniezione ripetitiva e selettiva
Pressione limite di iniezione	500.00 kN/m ²
Diametro di perforazione	0.30 m
Alfa	1.80
Diametro bulbo	0.54 m
Lunghezza bulbo	9.40 m
Lunghezza fusto	0.10 m
Diametro esterno tubolare	219.10 mm
Spessore tubolare	20.00 mm
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	5

SISMA

Accelerazione sismica	0.332
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.0796
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.0398

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.55	2.41	0.24
S.L.D.	50.0	0.74	2.41	0.24
S.L.V.	475.0	1.93	2.42	0.27
S.L.C.	975.0	2.5	2.42	0.28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	k _v [sec]
S.L.O.	0.99	0.2	0.0202	0.0101
S.L.D.	1.332	0.2	0.0272	0.0136
S.L.V.	3.2531	0.24	0.0796	0.0398
S.L.C.	3.6864	0.28	0.1053	0.0526

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	f _{ck,cubi} [MPa]	E _c [MPa]	f _{ck} [MPa]	f _{cd} [MPa]	f _{ctd} [MPa]	f _{ctm} [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.01	2.21
2	C25/30	30	31475	25	14.16	1.14	2.56
3	C28/35	35	32308	28	15.86	1.26	2.76

4	C40/50	50	35220	40	22.66	1.63	3.5
---	--------	----	-------	----	-------	------	-----

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	$\beta 1 * \beta 2$ in.	$\beta 1 * \beta 2$ fin.
1	B450C	200000	450	391.3	450	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	4.50	20.00	20.00	0.00	30.00	No	1.00	50.00	0	
2	4.50	20.00	20.00	20.00	20.00	No	1.00	50.00	0	
3	5.00	25.00	25.00	0.00	40.00	No	1.00	100.00	0	

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R 3	135.55	160.35	40/0.00	65.47	5976.05	806.08	6716.66	--	270.06 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3
Numero verticali di indagine		1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1.70
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]
Base	5976.05	5976.05
Laterale	806.08	806.08
Totale	6716.66	6716.66
		Rc, Max [kN]
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3
Base		1.35
Laterale		1.15
Resistenza di progetto base		2603.94 kN
Resistenza di progetto laterale		412.32 kN
Resistenza di progetto		2950.79 kN
Azioni di progetto		227.10 kN
Fattore sicurezza verticale		12.99

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione		A1+M1+R3
Numero verticali di indagine		1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1.70
Momento plasticizzazione		228.99 kNm
	Rc, Min	Rc, Media
		Rc, Max

[kN]	[kN]	[kN]
270.0562	270.0562	270.0562
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		1.3
Resistenza di progetto		122.20 kN
Azioni di progetto		50.00 kN
Fattore sicurezza orizzontale		2.44
Modello ad elementi finiti		
Max spostamento lineare del terreno		0.013 cm
Tipo analisi		Lineare
Massimo numero di iterazioni		1.00
Fattore di riduzione molla fondo scavo		1.00
Numero di elementi		9.00
Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi]		1.00
Modulo di reazione Ks		Bowles

13.6.2 Carico di trazione

Micropalo

Descrizione	TUBIFIX
Tipologia	IRS: Iniezione ripetitiva e selettiva
Iniezione	
Pressione limite di iniezione	500.00 kN/m ²
Diametro di perforazione	0.30 m
Alfa	1.80
Diametro bulbo	0.54 m
Lunghezza bulbo	9.40 m
Lunghezza fusto	0.10 m
Diametro esterno tubolare	219.10 mm
Spessore tubolare	20.00 mm
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	5

SISMA

Accelerazione sismica	0.332
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.0796
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.0398

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.55	2.41	0.24
S.L.D.	50.0	0.74	2.41	0.24
S.L.V.	475.0	1.93	2.42	0.27
S.L.C.	975.0	2.5	2.42	0.28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	k _v [sec]
S.L.O.	0.99	0.2	0.0202	0.0101
S.L.D.	1.332	0.2	0.0272	0.0136
S.L.V.	3.2531	0.24	0.0796	0.0398
S.L.C.	3.6864	0.28	0.1053	0.0526

Archivio materiali**Conglomerati**

Nr.	Classe Calcestruzzo	f _{ck} ,cubi [MPa]	E _c [MPa]	f _{ck} [MPa]	f _{cd} [MPa]	f _{ctd} [MPa]	f _{ctm} [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.01	2.21
2	C25/30	30	31475	25	14.16	1.14	2.56
3	C28/35	35	32308	28	15.86	1.26	2.76
4	C40/50	50	35220	40	22.66	1.63	3.5

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	$\beta 1 * \beta 2$ in.	$\beta 1 * \beta 2$ fin.
1	B450C	200000	450	391.3	450	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m ²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	4.50	20.00	20.00	0.00	30.00	No	1.00	50.00	0	
2	4.50	20.00	20.00	20.00	20.00	No	1.00	50.00	0	
3	5.00	25.00	25.00	0.00	40.00	No	1.00	100.00	0	

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R 3	135.55	160.35	40/0.00	65.47	0.00	806.08	871.55	--	270.06 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3
Numero verticali di indagine		1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1.70
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]
Base	--	--
Laterale	806.08	806.08
Totale	871.55	871.55
Coefficiente parziale resistenza caratteristica Laterale		R3 1.25
Resistenza di progetto laterale		379.33 kN
Resistenza di progetto		444.80 kN
Azioni di progetto		-114.00 kN
Fattore sicurezza verticale		3.90

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione		A1+M1+R3
Numero verticali di indagine		1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1.70
Momento plasticizzazione		228.99 kNm
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]
	270.0562	270.0562
	Rc, Max [kN]	270.0562
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		1.3
Resistenza di progetto		122.20 kN
Azioni di progetto		50.00 kN

Fattore sicurezza orizzontale 2.44

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0.013 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1.00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1.00
Numero di elementi	9.00
Nodo sulla superficie del terreno [$< n^{\circ}$ nodi]	1.00
Modulo di reazione K_s	Bowles

14 CONCLUSIONI

L'oggetto della presente relazione di calcolo risulta essere verificata in ogni sua parte secondo le prescrizioni contenute nelle Normative Vigenti (NTC 2018) sotto le ipotesi e i carichi considerati, pertanto non si prevede alcuna limitazione d'uso e le strutture sono da considerarsi rispondenti alle esigenze di pubblica incolumità, purché nel corso d'uso non vengano provocate sollecitazioni ed azioni diverse da quelle previste in progetto.

15 PIANO DI MANUTENZIONE

15.1 Premessa

La manutenzione è il complesso delle attività tecniche ed amministrative volte al fine di conservare e preservare elementi strutturali e di finitura, ripristinare la funzionalità e l'efficienza di apparecchi o impianti in modo da garantirne le prestazioni.

Il concetto di affidabilità è l'attitudine di un elemento strutturale, di un'apparecchiatura o di un impianto a conservare le suddette caratteristiche di funzionalità ed efficienza per tutta la durata della sua "vita utile", ossia per il periodo di tempo che intercorre tra la messa in opera ed il momento in cui si verifica un guasto irreparabile o il deterioramento è tale da renderne antieconomica la riparazione.

Il problema della vita utile di una struttura affrontato in fase di progetto permette di razionalizzare le attività di manutenzione contenendone i costi.

Ciò si realizza compiutamente:

- puntando su materiali con una capacità di resistere nel tempo riducendo quanto più possibile il problema della manutenzione;
- prevedendo le future operazioni manutentive e quindi concependo edifici che abbiano un alto grado di manutenibilità, ossia che offrano alle azioni di controllo, sostituzione, ripristino, e pulizia una resistenza il più possibile limitata;

La manutenzione in via più generale si suddivide in ordinaria e straordinaria:

- Ordinaria: di regola comprendono tutti quegli interventi che non modificando il progetto originario, conservano e ripristinano l'efficienza e la funzionalità delle strutture.
- Straordinaria: si possono distinguere, a seconda della finalità per cui sono realizzati in interventi di manutenzione curativa o preventiva.

Il piano di manutenzione ha lo scopo di prevedere una serie di controlli ed interventi volti al mantenimento degli standard di funzionalità, efficienza, affidabilità e qualità per cui la struttura è stata realizzata.

Il piano di manutenzione è costituito da:

- Un manuale d'uso che descriva al fruitore l'opera e come utilizzare propriamente la stessa;

- Un manuale di manutenzione contenente l'oggetto della manutenzione con la descrizione delle eventuali anomalie riscontrabili, le soluzioni e chi può attuarle;
- Un programma di manutenzione contenente l'indicazione dei controlli, degli interventi e la cadenza temporale degli stessi.

15.2 Platea in CA

Sono fondazioni realizzate con un'unica soletta di base, di idoneo spessore, opportunamente armata lungo le direzioni principali con eventuale armatura di infittimento.

Modalità d'uso

L'utente dovrà soltanto accertarsi della comparsa di eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di dissesto e/o cedimenti strutturali.

Anomalie

Le principali anomalie riscontrabili su elementi di questo tipo sono: cedimenti, deformazioni e spostamenti, distacchi murari o distacco, esposizione dei ferri d'armatura, fessurazioni, lesioni, non perpendicolarità del fabbricato, penetrazione dell'umidità, rigonfiamento, ecc.

Controlli

Cadenza	Ogni 12 mesi
Tipologia	Controllo a vista
<p>Il controllo deve essere svolto da tecnici di livello superiore che si occuperanno di:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Controllare l'integrità delle pareti e dei pilastri verificando l'assenza di eventuali lesioni e/o fessurazioni. • Controllare eventuali smottamenti del terreno circostante alla struttura che possano essere indicatori di cedimenti strutturali. • Effettuare verifiche e controlli approfonditi particolarmente in corrispondenza di manifestazioni a calamità naturali (sisma, nubifragi, ecc.). 	
Requisiti da verificare	Resistenza meccanica

Interventi di manutenzione

In seguito alla comparsa di segni di cedimenti strutturali (lesioni, fessurazioni, rotture), effettuare accurati accertamenti per la diagnosi e la verifica delle strutture, da parte di tecnici qualificati, che possano individuare la causa/effetto del dissesto ed evidenziare eventuali modificazioni strutturali tali da compromettere la stabilità delle strutture, in particolare verificare la perpendicolarità del fabbricato. Procedere quindi al consolidamento delle stesse a seconda del tipo di dissesti riscontrati.

15.3 Solette in CA

Si tratta di elementi orizzontali e/o inclinati interamente in cemento armato. Offrono un'ottima resistenza alle alte temperature ed inoltre sono capaci di sopportare carichi elevati anche per luci notevoli. Pertanto trovano maggiormente il loro impiego negli edifici industriali, depositi, ecc. ed in quei locali dove sono previsti forti carichi accidentali (superiori ai 600 kg/m²). Possono essere utilizzati sia su strutture di pilastri e travi anch'essi in c.a. che su murature ordinarie.

Modalità d'uso

L'utente dovrà non compromettere l'integrità delle strutture e fare un controllo periodico del grado di usura delle parti in vista per un riscontro di eventuali anomalie.

Anomalie

Le principali anomalie riscontrabili su elementi di questo tipo sono: alveolizzazione, cavillature superficiali, corrosione, deformazioni e spostamenti, disgregazione, distacco, efflorescenze, erosione superficiale, esfoliazione, esposizione dei ferri d'armatura, fessurazioni, lesioni, mancanza, penetrazione dell'umidità, polverizzazione, rigonfiamento, scheggiature, spalling, ecc.

Controlli

Controllo di eventuale quadro fessurativo:

Cadenza	Ogni 12 mesi
Tipologia	Controllo a vista
Il controllo deve essere svolto da tecnici di livello superiore che si occuperanno di: <ul style="list-style-type: none"> Attraverso un esame visivo del quadro fessurativo approfondire ed analizzare eventuali dissesti strutturali anche con l'ausilio di indagini strumentali in situ. 	
Requisiti da verificare	Resistenza meccanica

Controllo di deformazioni e spostamenti:

Cadenza	Ogni 12 mesi
Tipologia	Controllo a vista
Il controllo deve essere svolto da tecnici di livello superiore che si occuperanno di: <ul style="list-style-type: none"> Controllare eventuali deformazioni e/o spostamenti dell'elemento strutturale dovuti a cause esterne che ne alterano la normale configurazione. 	
Requisiti da verificare	Resistenza meccanica

Interventi di manutenzione

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a seconda del tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto accertato.

15.4 Pali Trivellati

I pali di fondazione sono una tipologia di fondazioni profonde o fondazioni indirette che hanno lo scopo di trasmettere il carico della sovrastruttura ad uno strato profondo e resistente del sottosuolo, attraverso terreni soffici e inadatti, ovvero di diffondere il peso della costruzione a larghi strati di terreno capaci di fornire una sufficiente resistenza al carico.

In particolare i pali trivellati vengono realizzati per perforazione del terreno ed estrazione di un volume di terreno circa uguale a quello del palo. I pali trivellati eseguiti direttamente nel terreno o fuori opera con varie tecniche.

Anomalie riscontrabili

Cedimenti

Dissesti dovuti a cedimenti di natura e causa diverse, talvolta con manifestazioni dell'abbassamento del piano di imposta della fondazione.

Deformazioni e spostamenti

Deformazioni e spostamenti dovuti a cause esterne che alterano la normale configurazione dell'elemento.

Distacco

Disgregazione e distacco di parti notevoli del materiale che può manifestarsi anche mediante espulsione di elementi prefabbricati dalla loro sede.

Esposizione dei ferri di armatura

Distacchi di parte di calcestruzzo (copriferro) e relativa esposizione dei ferri di armatura a fenomeni di corrosione per l'azione degli agenti atmosferici.

Fessurazioni

Degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità del materiale e che può implicare lo spostamento reciproco delle parti.

Penetrazione di umidità

Comparsa di macchie di umidità dovute all'assorbimento di acqua.

Rigonfiamento

Variazione della sagoma che interessa l'intero spessore del materiale e che si manifesta soprattutto in elementi lastriformi. Ben riconoscibile essendo dato dal tipico andamento "a bolla" combinato all'azione della gravità.

Umidità

Presenza di umidità dovuta spesso per risalita capillare.

Controlli eseguibili da personale specializzato

Cadenza: ogni 12 mesi

Tipologia: controllo a vista

Controllare gli eventuali smottamenti del terreno circostante alla struttura che possono essere indicatori di cedimenti strutturali. Effettuare verifiche e controlli approfonditi particolarmente in corrispondenza di manifestazioni a calamità naturali (sisma, nubifragi, ecc.)

Requisiti da verificare

- 1) Resistenza meccanica

Anomalie riscontrabili

- 1) Cedimenti
- 2) Deformazioni e spostamenti
- 3) Fessurazioni
- 4) Penetrazione di umidità

Ditte specializzate
Tecnici di livello superiore

Manutenzioni eseguibili da personale specializzato

Cadenza: quando occorre

In seguito alla comparsa di segni di cedimenti strutturali (lesioni, fessurazioni, rotture), effettuare accurati accertamenti per la diagnosi e la verifica delle strutture, da parte di tecnici qualificati, che possano individuare la causa/effetto del dissesto ed evidenziare eventuali modificazioni strutturali tali da compromettere la stabilità delle strutture. Procedere quindi al consolidamento delle stesse a secondo del tipo di dissesti riscontrati.

Ditte specializzate
Tecnici di livello superiore

Castiglione delle Stiviere, 03/04/2020

IL TECNICO
Ing. Cristina Bonesi