

S.S. 131 di "Carlo Felice"
Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici - 2° stralcio
dal km 108+300 al km 158+000

PROGETTO ESECUTIVO

CA284

R.T.I. di PROGETTAZIONE:

Mandataria



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

Mandante



Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Diego Ceccherelli
Ordine Ing. di Milano n. 15813

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA



PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MINORI
SEGNALETICA - PORTALI
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

L O P L S Q E 1 9 0 1

NOME FILE

T00OM01STRRE01Apdf

CODICE
ELAB.

T 0 0 O M 0 1 S T R R E 0 1

REVISIONE

SCALA:

A

D

C

B

A

REV.

REVISIONE PER ISTRUTTORIA, VERIFICA E CONTROLLI D.LGS.35/11

Aprile 2021

NETSO

DONELLI

FORMICHI

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	1
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	1
3	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI.....	2
	3.1.1 Calcestruzzo C32/40	2
	3.1.2 Armatura.....	2
	3.1.3 Carpenteria metallica.....	2
	3.1.4 Bulloni, ancoranti e saldature.....	2
4	ANALISI DEI CARICHI	3
4.1	Pesi permanenti	3
4.2	Pressione del vento	3
4.3	Parametri geotecnici considerati.....	3
5	VERIFICHE.....	4
5.1	Verifica plinto di fondazione TIPO A	4
5.2	Verifica plinto di fondazione TIPO B.....	10

Relazione tecnica e di calcolo

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto la verifica ed il dimensionamento dei plinti di fondazione a sostegno delle cartellonistiche stradali previsti nell'ambito del progetto esecutivo denominato S.S. 131 di "Carlo Felice" Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131 Risoluzione dei nodi critici - 2° stralcio dal km 108+300 al km 158+000.

La segnaletica verticale prevista nel tratto in oggetto è la seguente:

- Segnali di corsia con funzione di preselezione e direzione;
- Segnali di preavviso di uscita;

Tali opere di fondazione saranno realizzate mediante un plinto su micropali.

Si differenziano due tipologie di opere di fondazione per segnaletica:

- Plinto **TIPO A** di dimensioni 2,5 m x 3,5 m x 1,2 m fondato su 8 micropali da 22 cm di diametro, per i segnali di corsia con funzione di preselezione e direzione.
- Plinto **TIPO B** di dimensioni 2,0 m x 2,0 m x 1,0 m fondato di 4 micropali da 22 cm di diametro, per i segnali di preavviso di uscita;

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le normative utilizzate sono le seguenti:

<input checked="" type="checkbox"/> Legge 02/02/74 n° 64	"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
<input checked="" type="checkbox"/> Legge 05/11/71 n°1086	"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
<input checked="" type="checkbox"/> DPR 06/06/2001 n° 380	"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia di edilizia".
<input checked="" type="checkbox"/> D.M. 14/01/2008	"Norme tecniche per le costruzioni".
<input checked="" type="checkbox"/> C.M. 02/02/2009 n° 676	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni".

3 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

3.1.1 Calcestruzzo C32/40

- Diametro massimo dell'aggregato: 16mm.
- I coefficienti di sicurezza per la determinazione delle resistenze di calcolo del calcestruzzo sono indicati nel § 4.1.2.1.1 del D.M. 14.01.2008 e sono i seguenti:
 - Coefficiente parziale di sicurezza del materiale: $\gamma_c = 1.5$.
 - Coefficiente riduttivo per i carichi a lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$.

3.1.2 Armatura

Acciaio B450 C per tutti gli elementi in c.a. saldabile qualificato secondo le procedure di cui al § 11.3.1.2 del D.M. del 14.01.2008 e controllato con le modalità riportate al § 11.3.2.11 del D.M. del 14.01.2008.

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,nom} = 450\text{MPa}$.

Tensione caratteristica di rottura: $f_{t,nom} = 540\text{MPa}$.

- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_s = 1.15$.

3.1.3 Carpenteria metallica

Acciaio per carpenteria metallica S355 certificato e conforme alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025, UNI EN 10210 e UNI EN 10219-1.

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355\text{MPa}$.

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 510\text{MPa}$.

3.1.4 Bulloni, ancoranti e saldature.

Bulloni in acciaio ad alta resistenza classe 8.8. tensione caratteristica di snervamento $f_{yb} = 640\text{MPa}$ e tensione caratteristica di rottura $f_{ub} = 800\text{MPa}$.

Per i requisiti riguardanti i procedimenti di saldatura, i materiali d'apporto e i controlli idonei e necessari per la realizzazione di unioni saldate a piena penetrazione, a parziale penetrazione ed unioni realizzate con cordoni d'angolo si fa riferimento al § 11.3.4.5 del D.M. del 14/01/2008.

- Coefficiente parziale di sicurezza per i bulloni: $\gamma_{Mb} = 1.25$.
- Coefficiente parziale di sicurezza per le saldature: $\gamma_{Mw} = 1.25$.

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Pesi permanenti

Il peso specifico del conglomerato cementizio è di 2,5 KN/m².

4.2 Pressione del vento

Conservativamente si assume una pressione dovuta al vento pari a 2.5 KN/m².

4.3 Parametri geotecnici considerati

Per il calcolo della portanza dei micropali, che sono iniettati a gravità, si fa riferimento al metodo di Bustamante e Doix così come proposto nel testo di Mancina, Nori e Iasiello "Progetti e calcoli di geotecnica con EXCEL" (edizioni DEI). In tale ambito si assume:

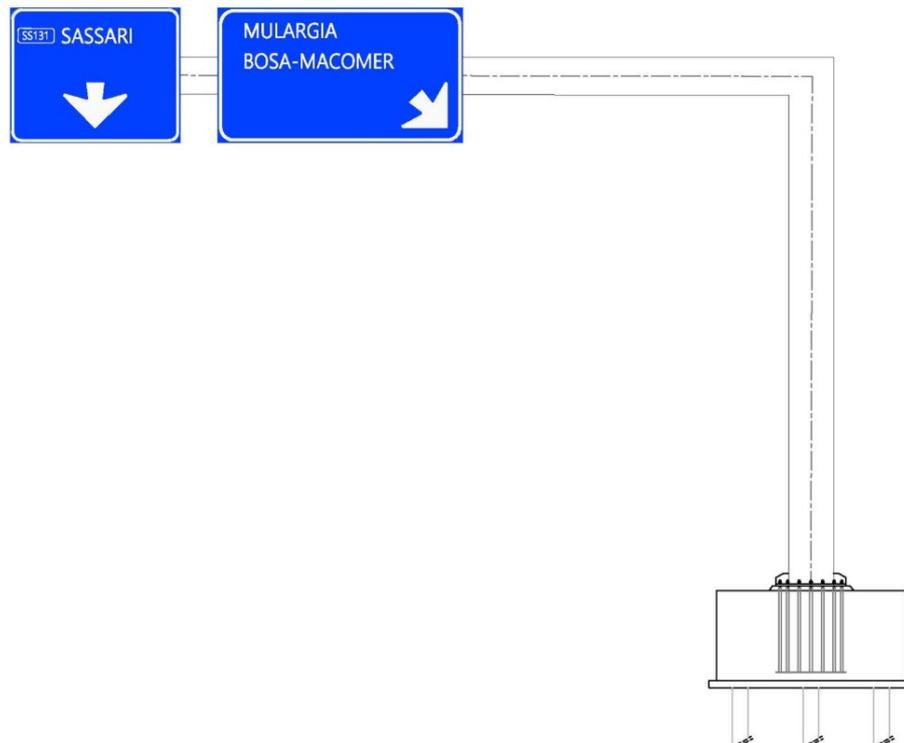
- Formazione della guaina del micropalo a gravità.
- Le fondazioni delle barriere acustiche e dei plinti della segnaletica vengono ipotizzate su terreno granulare o coesivo avente tau medio 0.10 MPa. Tale ipotesi conservativa è avvalorata dalla circostanza che i micropali di queste strutture possono trovarsi in differenti punti del tracciato in esame a cui corrispondono diverse caratteristiche dei terreni.
- La portata alla punta del palo viene assunta pari al 15% della portata laterale.
- Il coefficiente di sbulbatura "alfa", di cui al metodo proposto dai citati Autori, usualmente maggiore di 1 anche per guaine formate a gravità, si assume, conservativamente, pari a 1

5 VERIFICHE

In questo capitolo si riportano le verifiche per le diverse tipologie costruttive descritte in precedenza.

5.1 Verifica plinto di fondazione TIPO A

Per la verifica del plinto di fondazione tipo A si considera agente l'azione del vento ortogonale al pannello e quella del peso proprio. Per le dimensioni dei plinti fare riferimento ai soli elaborati grafici.



Nell'ambito del progetto sono presenti 8 portali, che si differenziano per:

- numero e dimensioni dei cartelli,
- altezza del montante
- lunghezza del traverso.

Il calcolo di seguito riportato si riferisce al caso maggiormente sfavorevole in termini di entità e posizione dei carichi agenti e della geometria dei portali.

FONDAZIONE PORTALE

pressione del vento=	2,5 KN/m ²
peso della parte a bandiera=	50 KN
superficie pannello esposta a vento=	13,5 m ²
ist. orizz. baric. pannell. da centro plinto	8,30 m
altezza baricentro pannello sul plinto=	6,85 m
altezza plinto=	1,20 m
bl plinto=	3,50 m
bt plinto=	2,50 m

Azioni del vento alla base del plinto

distanza forza base plinto=	8,05 m
VI=	33,75 KN
Vt=	0 KN
MI=	271,6875 KN*m
Mt=	0 KN*m
N=	0 KN
T=	280,125 KN*m

	A1	A2
	1,5	1,3
N=	0,0	0,0 KN
VI=	50,6	50,6 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	407,5	353,2 KN*m
Mt=	0,0	0,0 KN*m
T=	420,2	364,2 KN

Azioni del pannello alla base del plinto

VI=	0 KN
Vt=	0 KN
MI=	0 KN*m
Mt=	415,0 KN*m
N=	50 KN
T=	0 KN*m

	A1	A2
	1,3	1
N=	65,0	50,0 KN
VI=	0,0	0,0 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	0,0	0,0 KN*m
Mt=	539,5	415,0 KN*m
T=	0,0	0,0 KN

Azioni del plinto alla base del plinto

VI= 0 KN
Vt= 0 KN
MI= 0 KN*m
Mt= 0 KN*m
N= 262,5 KN
T= 0 KN*m

	A1	A2
	1,3	1
N=	341,3	262,5 KN
VI=	0,0	0,0 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	0,0	0,0 KN*m
Mt=	0,0	0,0 KN*m
T=	0,0	0,0 KN

Riepilogo azioni alla base del plinto

	A1	A2
N=	406,3	312,5 KN
VI=	50,6	50,6 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	407,5	353,2 KN*m
Mt=	539,5	415,0 KN*m
T=	420,2	364,2 KN

Azioni di progetto sul singolo palo

	A1	A2
Nmax	215,4	170,8 KN
Nmin=	-113,9	-92,7 KN
V=	51,4	45,3 KN

Verifiche del singolo palo

Combinazione A2+M1+R2 (palo compresso)

Ned= 170,8 kN	valore agente di progetto (in valore assoluto)
Lpalo= 8 m	
Dpalo= 0,22 m	
$\tau_m= 100 \text{ kN/m}^2$	
$\xi= 1,7$	fattore riduttivo in funzione delle verticali indagate
$\tau_{rk}= 58,8 \text{ kN/m}^2$	valore caratteristico=valore medio/ ξ
R1_lat= 1,45	
R1_base= 1,7	
Red_lat= 224,2 kN	
Red_bas= 0,0 kN	
Red= 224,2 kN	valore resistente di progetto
Verifica= OK	FS= 1,31

Verifiche del singolo palo

Combinazione A2+M1+R2 (palo teso)

Ned= 92,7 kN	valore agente di progetto (in valore assoluto)
Lpalo= 8 m	
Dpalo= 0,22 m	
$\tau_m= 100 \text{ kN/m}^2$	
$\xi= 1,7$	fattore riduttivo in funzione delle verticali indagate
$\tau_{rk}= 58,8 \text{ kN/m}^2$	valore caratteristico=valore medio/ ξ
R1_lat= 1,6	
R1_base= 1,7	
Red_lat= 203,2 kN	
Red_bas= 0,0 kN	
Red= 203,2 kN	valore resistente di progetto
Verifica= OK	FS= 2,19

Per la verifica strutturale del micropalo più sollecitato si fa riferimento alla combinazione A1 maggiormente impegnativa tra quelle sopra esposte, per la quale si evince in testa al palo:

- Ved=51KN
- Ned=215KN

Per il calcolo del momento agente in testa al micropalo il terreno può essere schematizzato come un mezzo alla Winkler avente coefficiente di reazione orizzontale k_h . Facendo ricorso al metodo proposto da Matlock e Reese, il coefficiente di reazione orizzontale del terreno k_h è considerato linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione:

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

dove z è la profondità, d il diametro del palo e n_h è un parametro che si determina con riferimento alle prove di carico su piastra e i cui valori sono riportati nella tabella seguente.

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
n_h [N/cm ³] sabbie non immerse	2,5	7,5	20
n_h [N/cm ³] sabbie immerse	1,5	5,0	12

Utilizzando il modello di Matlock e Reese, l'equazione differenziale della linea elastica è del IV ordine a coefficienti variabili e non ammette soluzioni in forma chiusa. Pertanto, si fa ricorso a soluzioni numeriche, e si introduce la lunghezza caratteristica:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot J}{n_h}}$$

Dove E_p è il modulo di elasticità longitudinale del materiale di cui è costituito il micropalo e J il momento di inerzia del micropalo.

Per un micropalo vincolato in testa ad una fondazione che ne consenta lo spostamento orizzontale ma ne impedisca la rotazione all'attacco con la fondazione stessa si sviluppa un momento flettente M che può essere determinato con l'espressione

$$M = C_M \cdot V \cdot \lambda$$

Dove V è lo sforzo di taglio agente sul micropalo e C_M un coefficiente funzione del rapporto L/λ come riportato nella seguente tabella.

L/λ	C_M
2	-1,06
3	-0,97
4	-0,93
≥ 5	-0,93

Considerando il solo profilato metallico del micropalo avente lunghezza $L=8m$, diametro $D=159mm$ e spessore $t=8mm$, e considerando, cautelativamente, il valore più basso di n_h tra quelli riportati nella tabella precedente, si ottiene un momento flettente agente pari a $M_{ed}=53,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Il micropalo risulta quindi soggetto alle seguenti sollecitazioni:

- $V_{ed}=51\text{KN}$
- $N_{ed}=215\text{KN}$
- $M_{ed}=53,2\text{ kN}\cdot\text{m}$

Essendo $M_{rd}=61,1\text{ kN}\cdot\text{m}$, la verifica a pressoflessione del micropalo risulta soddisfatta.

Per la verifica strutturale del plinto si considerano 3 micropali tutti sollecitati secondo la combinazione A1 maggiormente impegnativa tra quelle sopra esposte, per la quale si evince in testa al palo:

- $N_{ed}=215\text{ KN}$

Ovvero per il plinto (si trascura, conservativamente, di sottrarre il peso del plinto alla N_{ed} del palo):

- $V_{ed}=3\cdot 215= 645\text{ KN}$
- $M_{ed}=V_{ed}\cdot(1.6\text{m}/2)= 516\text{ KN}\cdot\text{m}$

Verifica a flessione del plinto

$A_{min} = M_{ed}/0.9/1.15\text{m}/391\text{MPa} = 12,8\text{ cm}^2$, che risulta minore dell'armatura effettivamente disponibile.

Verifica a taglio del plinto

$\tau = V_{ed}/2.5\text{m}/0.9/1.15\text{m}=0.25\text{ MPa}$, tensione per la quale non risultano necessarie specifiche staffe.

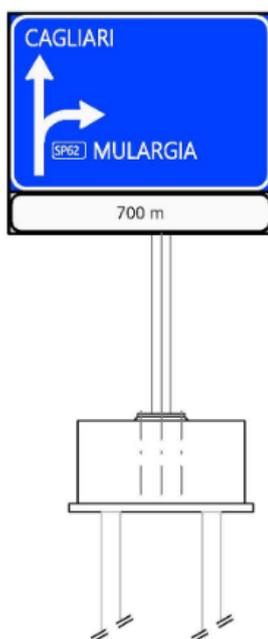
5.2 Verifica plinto di fondazione TIPO B

Per la verifica del plinto di fondazione tipo B si considera agente l'azione del vento ortogonale al pannello e quella del peso proprio.

Nell'ambito del progetto sono presenti 8 segnali, che si differenziano per:

- numero e dimensioni dei cartelli;
- altezza del montante.

Conservativamente il calcolo di seguito riportato si riferisce al caso maggiormente sfavorevole in termini di entità e posizione dei carichi agenti e della geometria dei segnali.



FONDAZIONE SEGNALE DI PREAVVISO DI USCITA

pressione del vento=	2,5 KN/m ²
peso della parte a bandiera=	20 KN
superficie pannello esposta a vento=	10,65 m ²
dist. orizz. baric. pannell. da centro plinto	0,50 m
altezza baricentro pannello sul plinto=	3,90 m
altezza plinto=	1,00 m
bl plinto=	2,00 m
bt plinto=	2,00 m

Azioni del vento alla base del plinto

distanza forza base plinto= 4,90 m
VI= 26,625 KN
Vt= 0 KN
MI= 130,4625 KN*m
Mt= 0 KN*m
N= 0 KN
T= 13,3125 KN*m

	A1	A2
	1,5	1,3
N=	0,0	0,0 KN
VI=	39,9	39,9 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	195,7	169,6 KN*m
Mt=	0,0	0,0 KN*m
T=	20,0	17,3 KN

Azioni del pannello alla base del plinto

VI= 0 KN
Vt= 0 KN
MI= 0 KN*m
Mt= 10,0 KN*m
N= 20 KN
T= 0 KN*m

	A1	A2
	1,3	1
N=	26,0	20,0 KN
VI=	0,0	0,0 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	0,0	0,0 KN*m
Mt=	13,0	10,0 KN*m
T=	0,0	0,0 KN

Azioni del plinto alla base del plinto

VI= 0 KN
Vt= 0 KN
MI= 0 KN*m
Mt= 0 KN*m
N= 100 KN
T= 0 KN*m

	A1	A2
	1,3	1
N=	130,0	100,0 KN
VI=	0,0	0,0 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	0,0	0,0 KN*m
Mt=	0,0	0,0 KN*m
T=	0,0	0,0 KN

Riepilogo azioni alla base del plinto

	A1	A2
N=	156,0	120,0 KN
VI=	39,9	39,9 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	195,7	169,6 KN*m
Mt=	13,0	10,0 KN*m
T=	20,0	17,3 KN

Azioni di progetto sul singolo palo

	A1	A2
Nmax	126,0	104,8 KN
Nmin=	-48,0	-44,8 KN
V=	14,7	14,1 KN

Verifiche del singolo palo

Combinazione A2+M1+R2 (palo compresso)

Ned= 104,8 kN	valore agente di progetto (in valore assoluto)
Lpalo= 7 m	
Dpalo= 0,22 m	
$\tau_m= 100 \text{ kN/m}^2$	
$\xi= 1,7$	fattore riduttivo in funzione delle verticali indagate
$\tau_{rk}= 58,8 \text{ kN/m}^2$	valore caratteristico=valore medio/ ξ
R1_lat= 1,45	
R1_base= 1,7	
Red_lat= 196,2 kN	
Red_bas= 0,0 kN	
Red= 196,2 kN	valore resistente di progetto
Verifica= OK	FS= 1,87

Verifiche del singolo palo

Combinazione A2+M1+R2 (palo teso)

Ned= 44,8 kN	valore agente di progetto (in valore assoluto)
Lpalo= 7 m	
Dpalo= 0,22 m	
$\tau_m= 100 \text{ kN/m}^2$	
$\xi= 1,7$	fattore riduttivo in funzione delle verticali indagate
$\tau_{rk}= 58,8 \text{ kN/m}^2$	valore caratteristico=valore medio/ ξ
R1_lat= 1,6	
R1_base= 1,7	
Red_lat= 177,7 kN	
Red_bas= 0,0 kN	
Red= 177,7 kN	valore resistente di progetto
Verifica= OK	FS= 3,96

Per questi plinti si omettono le verifiche strutturali, in quanto sia i micropali e sia il plinto risultano meno sollecitati rispetto al caso prima calcolato, che già di per sé non richiedeva armatura a taglio e richiedeva modesti quantitativi di armature a flessione.