



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL
TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

CONCESSIONARIO



SPV srl
Via Inverio, 24/A
10146 Torino

Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06
subentrato all'ATI



SIS S.p.a.
Via Inverio, 24/A
10146 Torino

Consorzio Stabile fra le Imprese:



Sacyr Construcción S.A.U.



INC S.p.A.



SIPAL S.p.A.



INFRASTRUCTURAS S.A.
Paseo de la Castellana, 83-85
28046 Madrid

PROGETTISTA



SIPAL
Your global engineering partner



SIPAL S.p.A.
Via Inverio, 24/A
10146 Torino

RESPONSABILE PROGETTAZIONE



**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO**
1211 *Dott. Ing. Claudio Dogliani*

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



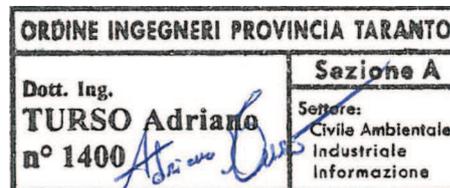
SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



GEOLOGO



N. Progr. _____
Cartella N. _____

PROGETTO DEFINITIVO
(C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "C"
dal Km. 74+075 al Km 75+625

TITOLO ELABORATO:

PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA

**OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
MONOLITE A SPINTA MS.3.11 - RFI - TREVISO - CALALZO**
Relazione di calcolo delle strutture reggispinta

P V D S R A P M S 3 C 0 1 1 - 0 0 1 0 0 0 2 R A 0

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SIPAL	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe FASIOL

IL COMMISSARIO:

Ing. Silvano VERNIZZI

VALIDAZIONE:

PROTOCOLLO : _____

DEL: _____

INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3.	MATERIALI.....	4
3.1	CALCESTRUZZO.....	4
3.1.1	DATI GENERALI	4
3.1.2	STATI LIMITE ULTIMI.....	4
3.1.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	5
3.1.4	CARATTERISTICHE FISICHE DEL MATERIALE	5
3.1.5	MATERIALI IMPIEGATI	5
3.2	ACCIAIO PER STRUTTURE IN C.A. B450C	5
3.2.1	DATI GENERALI	5
3.2.2	STATI LIMITE ULTIMI.....	6
3.2.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	6
3.2.4	CARATTERISTICHE FISICHE DEL MATERIALE	6
4.	QUADRO GEOTECNICO DEI TERRENI.....	7
5.	ANALISI DEI CARICHI	8
6.	VALUTAZIONE DELLA SPINTA	9
6.1	CALCOLO DELLA SPINTA MONOLITE	9
7.	MURO REGGISPINTA.....	12
7.1	IPOTESI DI CALCOLO	12
7.2	RISULTATI DEL CALCOLO.....	12
8.	PLATEA DI VARO	13
8.1	IPOTESI DI CALCOLO	13
8.2	RISULTATI DEL CALCOLO.....	13

1. PREMESSA

La presente Relazione di Calcolo riguarda il dimensionamento e la verifica della struttura reggispinta e della platea di varo durante le operazioni di infissione del manufatto di attraversamento della linea ferroviaria Treviso-Calalzo.

La struttura reggispinta sarà sottoposta all'azione di contrasto esercitata durante la fase di infissione del monolite.

La struttura monolitica da infiggere viene prefabbricata al di sopra di una platea di varo o più semplicemente di una cappa armata in calcestruzzo (in relazione alle delle caratteristiche del terreno e dell'importanza dell'opera).

L'infissione avviene tramite martinetti che contrastano da un lato sulla struttura e dall'altro su una parete, detta appunto muro reggispinta, che a sua volta scarica e ripartisce tale azione sul terreno retrostante. Nella fase iniziale la distanza tra la platea del monolite e la parete dovrà essere di 2.00m per consentire l'alloggiamento dei martinetti e della trave di ripartizione. Dopo un avanzamento di 50cm (tale è la "corsa" dei martinetti) questi ultimi vengono ritratti e viene interposta una trave in acciaio con funzione di spessoramento. L'operazione viene ripetuta più volte fino a coprire con tali spessoramenti una distanza di 5.00m oltre la quale, per problemi legati a fenomeni di instabilità dell'equilibrio, si consiglia di sostituire tale spessoramento con un getto in calcestruzzo a presa rapida, non armato, rinforzato solo nella zona di azione dei martinetti. Si riprende quindi con l'avanzamento, l'interposizione di travi in acciaio e il getto dello spessoramento, ciclicamente, fino ad infissione completata.

La struttura reggispinta sarà costituita da una trave in c.a. con sezione rettangolare di altezza 5.5m e larghezza 2.0m.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente lavoro è stato condotto con riferimento alla normativa tecnica vigente ed in particolare:

- Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni (NTC08).
- Applicazione Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (Circ. Min. 02.02.2009 n. 617).

Nel progetto si è inoltre fatto riferimento a:

- UNI ENV 1992 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

3. MATERIALI

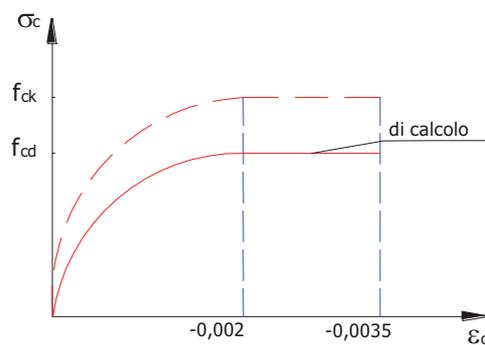
Per le strutture oggetto della presente relazione si prevede l'utilizzo dei materiali riportati nel seguito.

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Dati generali

Di seguito si riporta il diagramma sforzi-deformazioni per il calcolo delle tensioni nel calcestruzzo.

Diagramma parabola rettangolo



Le grandezze di seguito riportate sono utilizzate nelle verifiche di resistenza dei materiali.

R_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione cubica
f_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica
$f_{ctm} = 0.48 \cdot \sqrt{R_{ck}}$	Resistenza media trazione
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	Resistenza caratteristica a trazione
$\tau_{rd} = \frac{\sqrt[3]{R_{ck}^2}}{28}$	Resistenza a taglio di riferimento

3.1.2 Stati Limite Ultimi

$\gamma_c = 1.50$	Coeff. di sicurezza per la resistenza a compressione
$f_{cd} = \frac{0.83 \cdot R_{ck}}{\gamma_c}$	Resistenza di calcolo a compressione nel cls
$\alpha = 0.85$	Coefficiente che tiene conto della durata dei carichi
$\alpha \cdot f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	Resistenza di calcolo nel cls utilizzato nelle verifiche
$\gamma_c = 1.50$	Coef. di sicurezza per la resistenza a trazione

Relazione di calcolo delle strutture reggispinta

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}} \quad \text{Resistenza di calcolo a trazione}$$

3.1.3 Stati Limite di Esercizio

$$\sigma_c \leq \frac{0.83 \cdot R_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Tensione massima nel calcestruzzo}$$

$$\gamma_c = 1.00 \quad \text{Coeff. di sicurezza per la resistenza a compressione}$$

3.1.4 Caratteristiche fisiche del materiale

$$E_c = 11000 \sqrt[3]{R_{cm}} \quad \text{Modulo di elasticità}$$

$$\alpha = 1E-05^\circ\text{C}^{-1} \quad \text{Coefficiente di dilatazione termica}$$

$$\rho = 2500\text{kg/m}^3 \quad \text{Massa volumetrica}$$

$$\nu = 0.2 \quad \text{Rapporto di Poisson}$$

3.1.5 Materiali impiegati

Per le opere oggetto della presente relazione si prevede l'impiego dei seguenti materiali:

Struttura reggispinta

classe cls	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	f_{ctk} [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]	αf_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]
C25/30	30	25	2.56	1.80	31475.81	16.67	14.17	1.2

3.2 Acciaio per strutture in c.a. B450C

3.2.1 Dati generali

Di seguito si riporta il diagramma sforzi-deformazioni per il calcolo delle tensioni nell'acciaio.

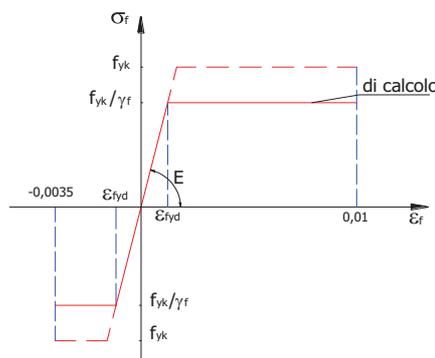


Diagramma sforzo deformazione dell'acciaio

$$f_{y\text{ nom}} = 450\text{N/mm}^2 \quad \text{Tensione caratteristica di snervamento nominale}$$

$$f_{t\text{ nom}} = 540\text{N/mm}^2 \quad \text{Tensione caratteristica di rottura nominale}$$

$$f_{yk} \geq f_{y \text{ nom}}$$

$$f_{tk} \geq f_{t \text{ nom}}$$

$$1.13 \leq f_t / f_y \leq 1.35$$

$$f_t / f_{y \text{ nom}} \leq 1.25$$

$$(A_{gt})_k = 7.5 \% \quad \text{Allungamento percentuale}$$

3.2.2 Stati Limite Ultimi

$$\gamma_{m,s} = 1.15 \quad \text{Coefficiente di sicurezza per l'acciaio S.L.U.}$$

$$f_{yd} = 390\text{N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo nell'acciaio}$$

3.2.3 Stati Limite di Esercizio

$$\sigma_s = 360\text{N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo nell'acciaio (Comb. Rare)}$$

3.2.4 Caratteristiche fisiche del materiale

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

$$\alpha = 1\text{E-}05\text{°C}^{-1} \quad \text{Coefficiente di dilatazione termica}$$

$$\rho = 7850\text{kg/m}^3 \quad \text{Massa volumica}$$

4. QUADRO GEOTECNICO DEI TERRENI

Il modello geotecnico del terreno interessato dalle opere oggetto della presente relazione è stato costruito sulla base dei risultati di una apposita campagna geognostica costituita da prove in sito e da prove di laboratorio.

Il modello del terreno risulta costituito da uno strato con le caratteristiche geotecniche riportate nel seguito (si rimanda alla relazione geologico-geotecnica per i dettagli sulle prove e sui risultati delle stesse).

Sulla base dei risultati delle prove geotecniche, sono state definite le seguenti unità geotecniche:

- Unità AL1: Depositi alluvionali: ghiaie grossolane con matrice sabbiosa limosa talora abbondante.

Strato Terreno di base (AL1) Spessore oltre 15m

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sopra elencati, adottate per il progetto delle strutture, sono riassunte nella seguente tabella.

Strati di Terreno	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E [Mpa]
Terreno di ricoprimento	18.0-19.0	35	0	60-80
Terreno di rinfiacco	18.0-19.0	35	0	60-80
Terreno di base (AL1)	18.0-19.0	38	0	60-80

Non è stata rilevata presenza di falda a quote interferenti con le strutture.

Per la modellazione della struttura si sono utilizzati i seguenti valori del Modulo di reazione alla Winkler:

- Orizzontale $k_h = 10+20z$ [MPa/m]
- Verticale $k_v = 8+8z$ [MPa/m]

5. ANALISI DEI CARICHI

Considerando che la struttura ha carattere provvisoria, si trascura nel dimensionamento l'azione sismica. Ai fini del calcolo sono stati considerati i seguenti carichi:

$$G_M = \gamma_{cls} \cdot [(B_M \cdot H_M) - (b_M - h_M)] \cdot L_M = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot [(14.6 \text{ m} \cdot 9.5 \text{ m}) - (12.8 \text{ m} \cdot 6.9 \text{ m})] \cdot 40 \text{ m} = 50380 \text{ kN}$$

dove

G_M = peso del monolite

$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico del calcestruzzo armato)

$B_M = 14.6 \text{ m}$ (larghezza esterna monilite)

$H_M = 9.5 \text{ m}$ (altezza esterna monilite)

$b_M = 12.8 \text{ m}$ (larghezza interna monilite)

$h_M = 6.9 \text{ m}$ (altezza interna monilite)

$L_M = 40 \text{ m}$ (lunghezza monilite)

6. VALUTAZIONE DELLA SPINTA

Pur essendo, nel caso generale, il terreno stratificato si fa riferimento ad un terreno ideale omogeneo, le cui caratteristiche medie vengono desunte dagli elementi geotecnici caratteristici della zona.

La massima reazione del terreno a tergo della parete di spinta viene valutata in funzione dell'angolo di attrito e dell'effetto destabilizzante della eventuale presenza di acqua di falda. A tale valore limite di rottura è applicato un coefficiente di sicurezza variabile tra 1.5 e 2.00 in relazione all'affidabilità dei dati geotecnici, all'uniformità del terreno e dell'escursione della falda. Va comunque evidenziato che ad un terreno di modeste caratteristiche meccaniche e, quindi, ad una limitata capacità di resistenza della struttura reggispinta, si accompagnano normalmente valori minori della spinta massima necessaria all'infissione, creando così un sistema che tende a compensare eventuali imprecisioni di valutazione sulla natura dei terreni.

Tra la struttura del monolite ed il piano di scorrimento viene interposto un foglio di polietilene di 300gr/m² al fine di evitare fenomeni di adesione. Con tale accorgimento, in base ai dati sperimentali fino ad ora acquisiti in oltre venti anni di esperienza, si può valutare, prudenzialmente, che il valore della spinta per cui il monolite inizia la sua traslazione sia circa pari al peso della struttura. Ciò equivale a fissare un coefficiente di attrito di primo stacco pari all'unità. Durante l'infissione vengono ad aggiungersi alle forze che si oppongono all'avanzamento della struttura anche gli attriti laterali. L'attrito di scorrimento, dopo la fase di primo stacco, scende a valori più modesti. Si considera che tale riduzione dia una "riserva" disponibile per superare la resistenza frontale.

6.1 Calcolo della spinta monolite

La spinta massima sul monolite in fase di infissione vale:

$$S_{max} = S_{ps} + S_l = 68013kN + 19515kN = 87528kN$$

dove:

S_{ps} = spinta di primo stacco

S_l = valore della spinta necessaria a contrastare gli attriti laterali

ossia:

$$S_{ps} = 1.35 \cdot G_{Monolite} = 1.35 \cdot 50380kN = 68013kN$$

$\gamma_{ter.} = 18\text{kN/m}^3$	(peso dell'unità di volume del terreno)
$h_{ricop.} = 1\text{m}$	(ricoprimento su soletta superiore monolite)
$h_{scat.} = 9.5\text{m}$	(altezza esterna monolite)
$l_{scat.} = 40\text{m}$	(lunghezza monolite)
$\varphi = 35^\circ$	(angolo di attrito terreno)
$\delta = 2/3\varphi = 23.33^\circ$	(angolo di attrito interfaccia parete-terreno)

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.426$$

$$\sigma_{h1} = \gamma_{ter.} \cdot h_{ricop.} \cdot k_0 = 18\text{kN/m}^3 \cdot 1\text{m} \cdot 0.426 = 7.67\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{h2} = \gamma_{ter.} \cdot (h_{ricop.} + h_{scat.}) \cdot k_0 = 18\text{kN/m}^3 \cdot (1\text{m} + 9.5\text{m}) \cdot 0.426 = 80.52\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{hmed} = \frac{(\sigma_{h1} + \sigma_{h2})}{2} = \frac{(7.67\text{kN/m}^2 + 80.52\text{kN/m}^2)}{2} = 44.10\text{kN/m}^2$$

$$A_l = l_{scat.} \cdot h_{scat.} = 40\text{m} \cdot 9.5\text{m} = 380\text{m}^2$$

$$S_l = 1.35 \cdot (2A_l) \cdot \sigma_{hmed} \cdot \tan\delta = 1.35 \cdot (2 \cdot 380\text{m}^2) \cdot 44.10\text{kN/m}^2 \cdot \tan(23.33^\circ) = 19515\text{kN}$$

Il calcolo dell'azione che si scarica sulla parete reggispinta è frutto dell'esperienza su lavori analoghi che hanno portato a considerare, oltre alla reazione della parete stessa, il peso del terreno depositato sulla platea di varo e l'esecuzione di getti integrativi di spinta al fine di spostare il punto d'appoggio dei martinetti (S_{pl}).

$$S_{pl} = [k \cdot \gamma_{ter.} \cdot h_{ter.} \cdot (L_{pl} - 3\text{m}) \cdot L_{scat.}] = [0.7 \cdot 18\text{kN/m}^3 \cdot 3\text{m} \cdot (49.6\text{m} - 3\text{m}) \cdot 14.6\text{m}] = 25718\text{kN}$$

$$S_d = S_{max} - S_{pl} = 87528\text{kN} - 25718\text{kN} = 61810\text{kN}$$

dove:

$k = 0.7$	(coefficiente funzione del terreno e della geometria della struttura)
$h_{ter.} = 3\text{m}$	(altezza di terreno su platea di varo)
$L_{pl} = 49.6\text{m}$	(lunghezza platea di varo)
$L_{scat.} = 14.6\text{m}$	(larghezza monolite)

La resistenza massima offerta dal terreno si ottiene facendo riferimento a considerazioni di carattere pratico ($\alpha = 1.75$) in base alle quali risulta:

Relazione di calcolo delle strutture reggispinta

$$R = \frac{\frac{1}{2} \gamma_{ter} \cdot t^2 k_0 [\alpha (B_p H_p)]}{\gamma_s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot (13.1 \text{ m})^2 \cdot 0.426 \cdot [1.75 \cdot (14.8 \text{ m} \cdot 5.5 \text{ m})]}{1.5} = 62484 \text{ kN}$$

dove:

$\gamma_{ter} = 18 \text{ kN/m}^3$	<i>(peso dell'unità di volume di terreno)</i>
$\alpha = 1.75$	<i>(coefficiente adimensionale)</i>
$t = 13.1 \text{ m}$	<i>(dislivello tra il piede della parete e la sommità del rilevato)</i>
$k_0 = 1 - \text{sen}35^\circ = 0.426$	<i>(coefficiente di spinta a riposo)</i>
$B_p = 14.8 \text{ m}$	<i>(larghezza della parete reggispinta)</i>
$H_p = 5.5 \text{ m}$	<i>(altezza della parete reggispinta)</i>
$\gamma_s = 1.5$	<i>(coefficiente di sicurezza)</i>

Nel caso in oggetto la verifica risulta soddisfatta essendo:

$$R = 62484 \text{ kN} > S_d = 61810 \text{ kN}$$

7. MURO REGGISPINTA

7.1 Ipotesi di calcolo

Il calcolo è effettuato nell'ipotesi che la spinta venga ripartita uniformemente sull'intera lunghezza della parete e che l'interasse max tra i martinetti idraulici sia pari a 3.5m.

7.2 Risultati del calcolo

Essendo la trave reggispinta lunga pari a 14.8m il valore max di pressione unitaria vale:

$$p = \frac{S_{max}}{B_p} = \frac{87528kN}{14.8m} = 5914.05kN/m$$

Il momento considerando la struttura di ripartizione come una trave continua su più appoggi, i cui appoggi sono costituiti dai martinetti, vale:

$$M_{Ed} = p \frac{l^2}{12} = 5914.05kN/m \frac{3.5^2}{12} = 6037.26kNm$$

Il momento resistente della sezione della trave di ripartizione (200x550cm) disponendo una armatura simmetrica costituita da 7 ϕ 26 per lato risulta pari a:

$$M_{Rd} = 7889kNm > M_{Ed} = 6037.26kNm$$

Il taglio ultimo max vale:

$$V_{Ed} = p \frac{l}{2} = 5914.05kN/m \frac{3.5m}{2} = 10349.59kN$$

Disponendo staffe ϕ 16/20 a 4 braccia la verifica risulta soddisfatta essendo:

$$V_{Rd} = 19330.79kN > V_{Ed} = 10349.59kN$$

8. PLATEA DI VARO

8.1 Ipotesi di calcolo

Il calcolo della platea di varo è effettuato nell'ipotesi che l'armatura longitudinale nella stessa sia in grado di assorbire l'azione di attrito trasmessa dal monolite in fase di spinta (calcolata considerando prudenzialmente un coefficiente di attrito pari a 0.5) diminuita di una quantità pari al peso della platea per il coefficiente di attrito all'interfaccia platea-terreno.

8.2 Risultati del calcolo

Si prevede il getto di una platea di varo di spessore 60cm per agevolare le operazioni di spinta ed infissione del monolite.

L'azione di attrito trasmessa dal monolite in fase di spinta è pari a:

$$S_1 = 0.5 \cdot S_{ps} = 0.5 \cdot 68013kN = 34006.5kN$$

mentre l'azione di attrito all'interfaccia platea-terreno vale:

$$S_2 = 1.00 \cdot \gamma_{cls} \cdot L_{pl} \cdot B_{pl} \cdot H_{pl} \cdot \tan\delta = 25kN/m^3 \cdot 49.6m \cdot 14.8m \cdot 0.6m \cdot \tan(23.33^\circ) = 4749.01kN$$

$$S = S_1 - S_2 = 34006.5kN - 4749.01kN = 29257.49kN$$

$$A_{s,min} = \frac{S}{B_{pl} \cdot f_{yd}} = \frac{29257490N}{14.8m \cdot 391N/mm^2} = 5055.90mm^2/m \quad (50.56cm^2/m)$$

In direzione longitudinale si dispongono pertanto 5+5 ϕ 26/m (53.09cm²).

In direzione trasversale, invece, si dispone un'armatura pari almeno al 20% di quella in direzione longitudinale, ossia pari a 5+5 ϕ 16/m (20.11cm²).