

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

DIREZIONE TECNICA - CENTRO DI PRODUZIONE MILANO

PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO-
GALLARATE

IN01 - Adeguamento via Magenta al km 3+169 Bretella Nord

Relazione di calcolo fondazioni

SCALA

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

M D L 1 1 1 D 2 6 C L I N 0 1 0 3 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Approvato	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	Fieno <i>f</i>	07/2010	<i>mo</i>	S. Borelli	<i>[Signature]</i>

IN01 -Via Magenta Allungamento tombino
Relazione di calcolo fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	11	D 26 CL	IN0103001	A	2di 11

INDICE

1	GENERALITÀ	3
1.1	Parametri geotecnici.....	4
2	VERIFICA DEL FUNZIONAMENTO A PARATIA	7
3	VERIFICA DELLA PARATIA RISPETTO AI CARICHI VERTICALI	11

1 GENERALITÀ

Nella presente relazione vengono riportate le verifiche delle fondazioni relative all'intervento di allungamento del tombino in prossimità di Via Magenta nel Comune di Rho.

L'opera esistente è costituita da un tombino in cls che, per un tratto, è sovrappassato dai binari della linea storica.

In conseguenza dell'allargamento della sede ferroviaria, necessario in funzione del potenziamento della linea, tale opera necessita di un allungamento.

L'intervento di adeguamento consiste nella sostituzione della soletta superiore per tutto il tratto in allargamento, con un solettone fondato su micropali previa demolizione della soletta superiore esistente.

La sezione finale del tombino sarà costituita pertanto dalla vasca preesistente, mentre al posto della soletta di copertura demolita sarà realizzata una soletta di cls di 60.0cm di spessore, fondata in modo continuo su micropali verticali $\phi 300$ posti ad interasse di 40 cm. Solo in corrispondenza del binario servito sono stati 4 micropali inclinati di 20° (vedi figura 1).

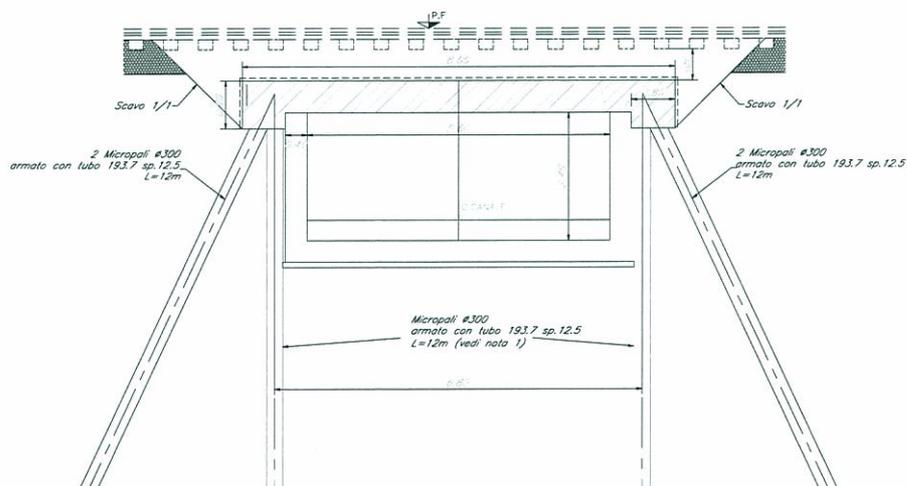


Figura 1 – Sezione finale del tombino

IN01 -Via Magenta Allungamento tombino
Relazione di calcolo fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	11	D 26 CL	IN0103001	A	4di 11

1.1 Normativa di riferimento

- **D.M. 11 marzo 1988.**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione

1.2 Elaborati di riferimento

- Profilo geologico – L31200R26F5IF0002003A

1.3 Parametri geotecnici

Nella definizione della stratigrafia di calcolo si è tenuto conto del sondaggio SCMDL1010 (vedi fig. 2).

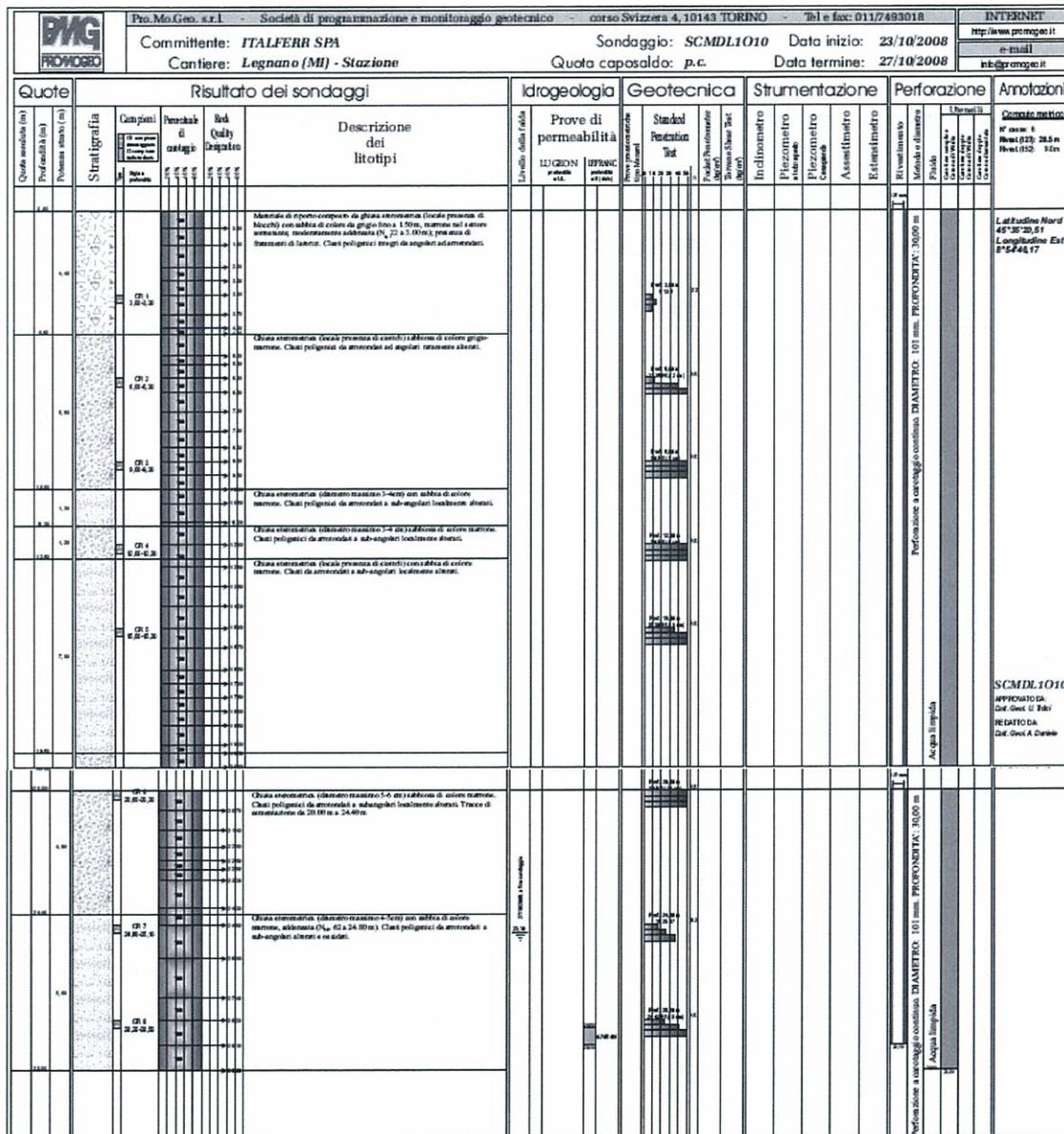


Figura 2 – Stratigrafia sondaggio SCMDL1010

Questo ha evidenziato un materiale di riporto dello spessore di circa 5 m al di sopra delle ghiaie sabbiose. La falda è stata rinvenuta ad una profondità tale (25,1 m dal p.c.) da non interferire con le opere di fondazione. Non essendo disponibile la quota del sondaggio, questa è stata ricostruita dalla documentazione fotografica e posta alla quota della linea esistente.

In fase di sondaggio sono state svolte misure SPT (vedi fig. 3).

Sondaggio SCMDL1010			
Profondità (m)	Risultato	Nspt	Tipo di punta
3.00	9-13-9	22	PC
6.00	16-39-R (2 cm)	-	PC
9.00	R (5 cm)	-	PC
12.00	R (8 cm)	-	PC
15.00	33-R (5 cm)	-	PC
20.00	R (10 cm)	-	PC
24.80	16-25-37	62	PC
28.20	24-42-R (5 cm)	-	PC

Figura 3 - Descrizione e risultati delle prove S.P.T. realizzate in foro

Nel caso di terreni ghiaiosi con ciottoli, la prova SPT spesso fornisce risultati poco significativi in relazione al rapporto tra le dimensioni dei clasti e le dimensioni della punta, soprattutto in caso di "rifiuto", che potrebbe corrispondere non ad un forte addensamento ma all'incontro di un ciottolo.

In quest'ultimo caso, con criterio cautelativo, ai fini della caratterizzazione è stato considerato un valore N_{SPT} convenzionale pari a 30.

I valori di N_{SPT} sono stati interpretati sulla base di correlazioni tratte dalla letteratura (cfr ad es. Kulhawy, 1990).

La resistenza, espressa in termini di angolo d'attrito φ , è stata valutata sulla base delle correlazioni suggerite da De Mello (1971), da Peck (1974) o Schmertmann (1975); la rigidità, in termini di modulo di deformazione E_u , tramite le correlazioni suggerite da D'Appolonia et al. (1970).

Con criterio particolarmente cautelativo è stato assunto per il terreno di riporto (Unità A') un valore dell'angolo d'attrito pari a 27°.

Sulla base di tali considerazioni, nonché delle valutazioni proposte dalla stessa Italferr, per i terreni interessati dalle fondazioni sono stati stimati i valori caratteristici riassunti in tabella 1.

Tabella 1 – Caratteristiche geotecniche dei terreni utilizzate nei calcoli

	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ³)	φ' (°)	E_u (MPa)	N_{SPT} (cp/30cm)
Unità A'	18	0	27	20	22
Unità A	19	0	35	40	62

UNITA'	DESCRIZIONE
A'	Terreno di riporto
A	Ghiaia eterometrica (locale presenza di ciottoli) sabbiosa di colore grigio-marrone. Clasti poligenici da arrotondati ad angolari raramente alterati.

2 VERIFICA DEL FUNZIONAMENTO A PARATIA

La verifica del funzionamento a paratia dei micropali di fondazione è stata condotta con il codice di calcolo PARATIE (v. 6.2) della CeAS.

Le paratie realizzate vengono schematizzate per mezzo di una paratia equivalente a sezione rettangolare tramite elementi piastra posti in corrispondenza della mezzeria delle sezioni strutturali. Nel modello verrà tenuto in conto ai fini della resistenza flessionale della sola armatura dei pali costituita da un tubolare metallico $\varnothing 193.7$ di spessore pari a 12.5 mm. Lo spessore s_{eq} della sezione equivalente viene calcolato come segue:

$J_{sez} = 2,93 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	momento d'inerzia della sezione di acciaio
$i = 0,4 \text{ m}$	interasse tra i micropali
$J_{eq} = J_{sez}/i = 7,31 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	momento d'inerzia per unità di lunghezza della sezione rettangolare equivalente
$s_{eq} = (12J_{eq})^{1/3} = 0,096 \text{ m}$	spessore della sezione rettangolare equivalente

Si riporta di seguito l'elenco delle fasi di calcolo seguite nella verifica mentre per i disegni relativi si rimanda agli elaborati specifici.

Fasi di calcolo

1. Generazione dello stato tensionale iniziale. Viene preliminarmente realizzato uno spiazzo fino a quota testa palo che viene assunta nei calcoli come quota p.c.
2. Realizzazione delle paratie ($L=10 \text{ m}$).
3. Scavo a sbalzo per un'altezza pari a 2,6 m. Si trascura il contributo alla stabilità della struttura esistente posta tra le due paratie (figura 4).
4. Realizzazione della soletta di copertura e applicazione dei sovraccarichi ferroviari. Questi sono costituiti da una forza orizzontale pari a 8 kPa (frenata treno) distribuita lungo la paratia al di sopra della quota di fondazione del canale, e da un carico verticale distribuito pari a 70 kPa (peso treno) posto a p.c. Il piano del ferro si trova a circa 2 m al di sopra della testa dei pali. Il terreno compreso tra queste due quote è stato considerato applicando, a tergo di entrambe le paratie, un peso pari a 36 kPa (figura 5).
5. Sollecitazioni nella struttura in condizioni di minima spinta. La situazione è analoga a quella descritta nella fase precedente ma in assenza dei sovraccarichi dovuti al transito del treno (figura 6).

IN01 -Via Magenta Allungamento tombino
Relazione di calcolo fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	11	D 26 CL	IN0103001	A	8di 11

In tabella 2 si riportano i valori delle sollecitazioni e degli spostamenti della paratia relativamente alle fasi di calcolo prima elencate. Il fattore di sicurezza, riportato nella tabella, è espresso come rapporto tra la massima resistenza passiva e la spinta efficace.

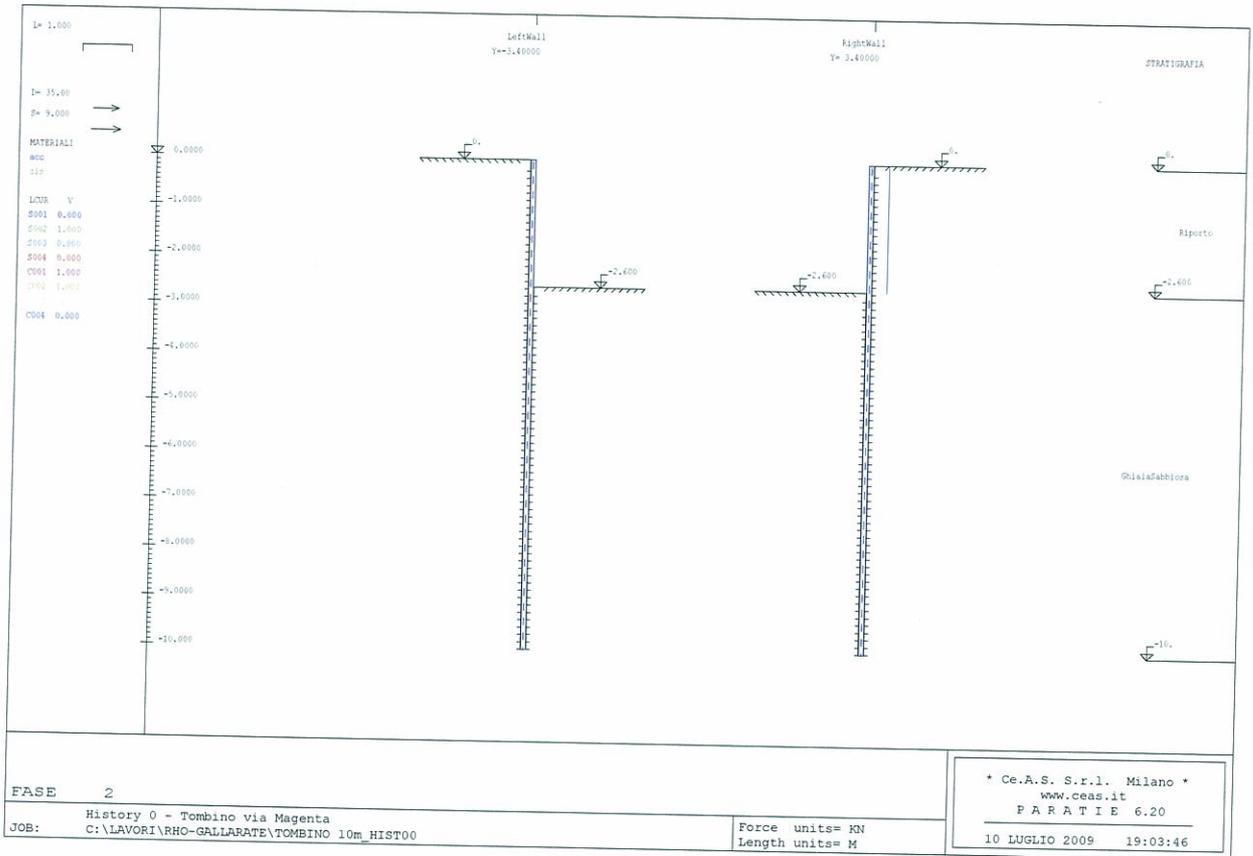


Figura 4 - Fase 2: modello di calcolo

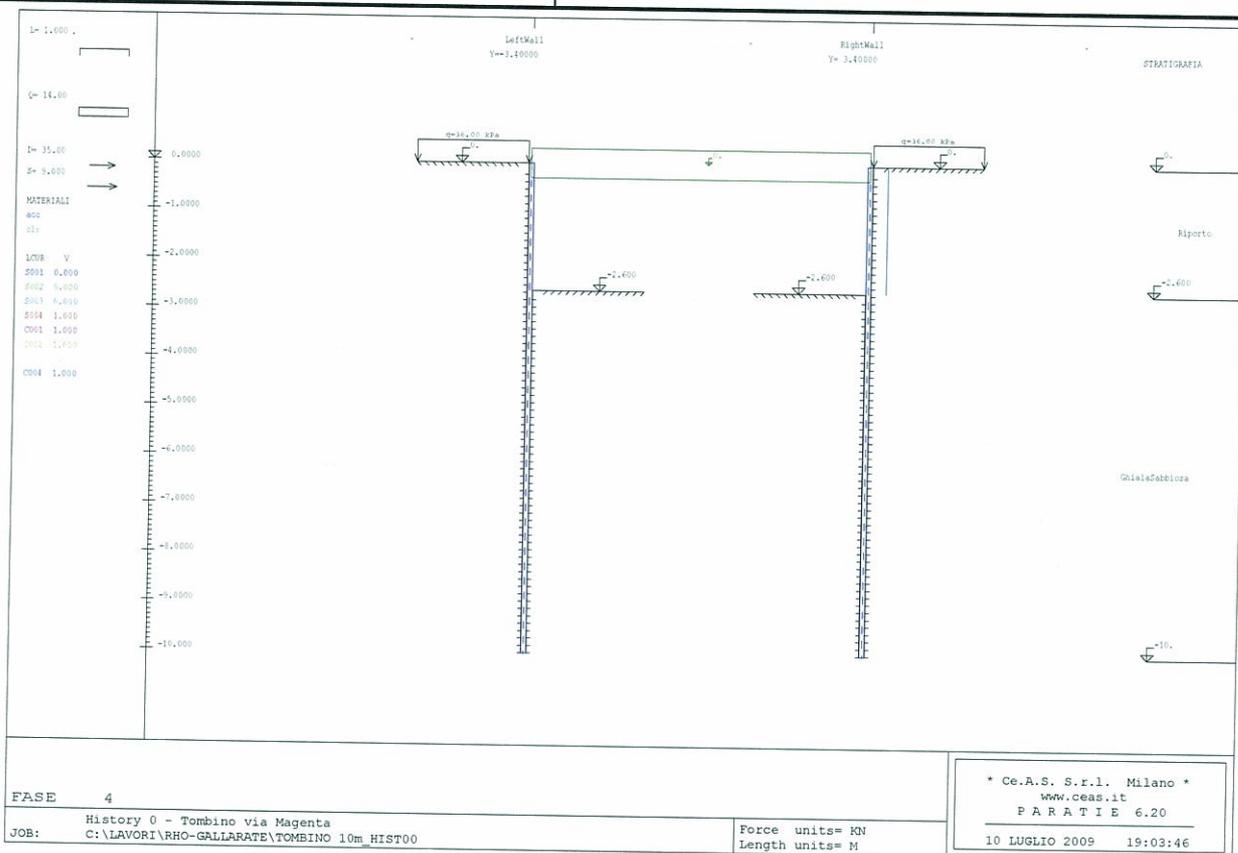


Figura 6 – Fase 4: modello di calcolo

Tabella 2 – Sollecitazioni¹, spostamenti e minimo coefficiente di sicurezza relativi alla paratia più sollecitata.

Fase di calcolo	M (kNm/m)	T (kN/m)	s (cm)	F _s
2	26,2	19,5	1,6	13,0
3	32,2	44,8	1,1	9,7
4	29,7	39,3	1,8	10,4

Le sollecitazioni sul palo valgono $M = 32.2 \cdot 0.4 \approx 13 \text{ kNm}$

Il palo è armato con tubo $\phi 193.7 \text{ s}12.5 \text{ mm}$.

Il modulo di resistenza della sezione in acciaio vale $1.51 \text{ E-}4 \text{ m}^3$

Risulta una tensione di lavoro pari a $86 \text{ Mpa} \ll \sigma_{\text{amm}}$

¹ Le sollecitazioni sulle paratie riportate in tabella vanno intese per metro lineare di paratia. Per avere le sollecitazioni sui micropali tali valori vanno moltiplicati per l'interasse

3 VERIFICA DELLA PARATIA RISPETTO AI CARICHI VERTICALI

Ciascun micropalo è soggetto ad una forza assiale pari a 300 kN. Considerando la paratia nel suo complesso, tale carico equivale ad un carico distribuito di 750 kN/m per un interasse tra i pali di 40 cm. La verifica nei confronti dei carichi verticali viene effettuata nelle seguenti ipotesi:

1. La paratia di micropali viene modellata come una parete continua;
2. Nel calcolo del contributo della base alla capacità portante si considera la sola lunghezza di infissione della paratia;

Resistenza laterale:

Per ciascun lato della paratia si ha

$$R = \Sigma h \cdot k \cdot \mu \sigma'_v$$

dove

h = altezza dello strato considerato

k = $1 - \sin \varphi'$ rapporto tra la tensione verticale citostatica e la tensione orizzontale al contatto paratia-terreno

$\mu = \tan \varphi'$ coefficiente d'attrito all'interfaccia paratia-terreno

σ'_v = tensione verticale media nell'intervallo di profondità considerato

Dal lato di valle si ha

$$R_v = 7,4 \cdot [(1 - \sin 35) \cdot \tan 35 \cdot 0,5 \cdot 19 \cdot 7,4] = 155,3 \text{ kN/m}$$

Dal lato di monte:

$$R_m = 2,6 \cdot [(1 - \sin 27) \cdot \tan 27 \cdot 0,5 \cdot (2 \cdot 18 + 0,5 \cdot 18 \cdot 2,6)] + 7,4 \cdot [(1 - \sin 35) \cdot \tan 35 \cdot (2 \cdot 18 + 2,6 \cdot 18 + 0,5 \cdot 19 \cdot 7,4)] = 381,2 \text{ kN/m}$$

$$R_s = R_v + R_m = 536,6 \text{ kN/m}$$

Resistenza alla base:

$$R_b = B \cdot [N_q \cdot \gamma \cdot D + 0,5 \cdot N_y \cdot \gamma \cdot B] = 0,3 \cdot [33,03 \cdot 19 \cdot 7,4 + 0,5 \cdot 48,03 \cdot 19 \cdot 0,3] = 1445,7 \text{ kN/m}$$

Il coefficiente di sicurezza è dato quindi dal rapporto:

$$F_s = (R_s + R_b) / Q = (536,6 + 1445,7) / 750 = 2,64$$