



# PROVINCIA DI BRINDISI

SERVIZIO PIANIFICAZIONE TERRITORIALE  
VIABILITÀ, MOBILITÀ E TRASPORTI

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE CON CAVALCAFERROVIA  
LUNGO LA STRADA PROVINCIALE CHE COLLEGA LA S.S. 379 CON POZZO  
GUACITO E LA EX S.S. 16 IN TERRITORIO DI FASANO PER LA  
SOPPRESSIONE DEL PASSAGGIO A LIVELLO AL KM 710+403

## PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE:

**ING. ELIO SCHIAVONE**



**SETAC S.r.l.**

*Servizi & Engineering: Trasporti Ambiente Costruzioni*  
Via Don Guanella 15/B - 70124 Bari  
Tel/Fax (2 linee) : +39 080 5027679

**ING. CORRADO DE IUDICIBUS**

RESPONSABILE UNICO  
DEL PROCEDIMENTO:

ELABORATO:

### RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINO ARMCO

Codice Elaborato				SCALA	DATA
Rev. <b>P E OM RC 00 02</b> <input type="checkbox"/>				-	SETTEMBRE 2011
Rev.	Nome file	Data	Redatto	Visto	Approvato

## 1. GENERALITÀ

Come riportato nella relazione di calcolo della struttura tubolare in acciaio fornita dalla ditta Tubosider, il sottopasso presenta forma circolare ribassata con luce fra gli appoggi pari a 2,78 m circa.

La lamiera metallica poggia su due cordoli in calcestruzzo armato con sezione trasversale a forma di trapezio rettangolo di dimensioni pari a:  $b = 1,00$ ,  $B = 1,15$ ,  $h = 1,00$  m. Il cordolo, a sua volta, poggia su un sottoplinto in calcestruzzo armato di dimensioni  $B = 1,75$  m,  $h = 0,50$  cm, avente la funzione di centrare il carico sul piano di fondazione.

Materiali : calcestruzzo: classe di resistenza a compressione minima C25/30.

acciaio: classe tecnica B450C

## 2. AZIONI

Le azioni sul cordolo sono riconducibili alle componenti normale e tangenziale della sollecitazione trasmessa dal tubolare metallico (cfr. Relazione Tubosider):

### 2.1.1 Azioni in condizioni statiche

$$R_n = 43171 \text{ kg/ml}$$

$$R_{nv} = R_n \cos 21,92^\circ = 40050 \text{ kg/ml}$$

$$R_{no} = R_n \sin 21,92^\circ = 16116 \text{ kg/ml}$$

### 2.1.2 Azioni in condizioni sismiche

$$R_s = 57562 \text{ kg/ml}$$

$$R_{sv} = R_s \cos 21,92^\circ = 53400 \text{ kg/ml}$$

$$R_{so} = R_s \sin 21,92^\circ = 21490 \text{ kg/ml}$$

### 2.2 Peso proprio del cordolo

$$P_n = 2687 \text{ kg/ml (normale)}$$

$$P_s = 3494 \text{ kg/ml (sismico)}$$

### 2.3.1 Azioni totali in condizioni statiche

$$N_n = R_{nv} + P_n = 40050 + 2687 = 42737 \text{ kg/ml}$$

$$T_n = 16116 \text{ kg/ml}$$

### 2.3.1 Azioni totali in condizioni sismiche

$$N_s = R_{sv} + P_s = 53400 + 3494 = 56894 \text{ kg/ml}$$

$$T_s = 21490 \text{ kg/ml}$$

## 3. CAPACITÀ PORTANTE

La formula più diffusa della capacità portante è quella di Brinch-Hansen (1970). Essa deriva dallo studio teorico del meccanismo della rottura generale condotto inizialmente da Terzaghi, ma i singoli parametri sono stati ricavati dall'osservazione di casi reali e, quindi, essa può essere generalizzata anche a meccanismi diversi:

$$q_{lim} = 0,5 \gamma B N_\gamma (s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma) + c N_c (s_c i_c d_c b_c g_c) + q N_q (s_q i_q d_q b_q g_q)$$

dove:  $\gamma$ : peso di volume efficace del terreno;

B: larghezza minore della fondazione;

c: coesione del terreno;

q: sovraccarico agente esternamente alla fondazione, alla profondità del piano di posa;

$N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$ : fattori di capacità portante;

$s_\gamma$ ,  $s_c$ ,  $s_q$ : fattori di forma della fondazione;

$i_\gamma$ ,  $i_c$ ,  $i_q$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

$b_\gamma$ ,  $b_c$ ,  $b_q$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

$g_\gamma$ ,  $g_c$ ,  $g_q$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

$d_\gamma$ ,  $d_c$ ,  $d_q$ : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

## 4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa sono:

**EQU** - perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

**STR** - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

**GEO** – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

**ULP** – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

**HYD** - erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

**Verifiche EQU:** Il cordolo è soggetto ad azioni di tipo verticale e di tipo orizzontale. Le pressioni sul terreno di fondazione sono tutte di compressione, per cui non si hanno fenomeni di perdita di equilibrio della struttura.

**Verifiche STR:** le verifiche di resistenza strutturale del cordolo sono riportate di seguito,

**Verifiche GEO:** le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, come riportato nelle pagine seguenti.

**Verifiche UPL e HYD:** poiché nel terreno di fondazione non vi è la presenza della falda non si hanno fenomeni di galleggiamento o di sifonamento.

#### **4.1 Verifiche GEO: Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici.**

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura viene condotta con l'**Approccio 1, combinazione 2 (A2 + M2 + R2)**, nella quale i coefficienti A2 ed M2 sono quelli riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II ed il coefficiente R2 per la verifica della capacità portante  $\gamma_R=1,8$ .

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	$\gamma_F / \gamma_E$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutt. (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0	0	0
	Sfavorevole	$\gamma_{G2}$	1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0	0	0
	Sfavorevole	$\gamma_{Qi}$	1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	$\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale  $q_u$  deve essere applicato un coefficiente parziale  $\gamma_{qu}=1,6$ .

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Il livello di base delle fondazioni dell'opera è a quota -1,00 m; esse poggiano sullo strato sabbioso-calcarenitico.

I parametri di resistenza del terreno di base delle fondazioni, con l'applicazione dei coefficienti del gruppo M2 risultano:

$$c = 0,25 \text{ kg/cm}^2 / 1,25 = 0,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = \arctg (\tan \Phi / 1,25) = 30^\circ$$

La struttura di fondazione (sottopinto) è costituita da una trave continua della larghezza di 1,75 m.

#### 4.1.1 Calcolo del valore di progetto della resistenza del terreno:

La resistenza di progetto viene calcolata con la formula di Terzaghi-Vesic su riportata. Nel caso specifico essendo  $\gamma=1,9 \text{ t/m}^3$ ,  $c=2 \text{ t/m}^2$  e  $\Phi=30^\circ$ , risulta:

$$N_q = 18,40, N_\gamma = 22,40, N_c = 30,14,$$

i fattori correttivi risultano pari ad 1, salvo i fattori che tengono conto della inclinazione del carico sul piano di fondazione, pari a:

$$i_\gamma = (1 - q_0/(q_v + c \cot \Phi))^{m+1} = 0,32$$

$$i_q = (1 - q_0/(q_v + c \cot \Phi))^m = 0,48$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \Phi) = 0,45$$

$$\text{ove } m = (2 + B/L) / (1 + B/L) = 1,91$$

Segue:

$$q_{lim} = 0,5 \times 1,90 \times 1,75 \times 22,40 \times 0,32 + 1,90 \times 1,00 \times 18,40 \times 0,48 + 2 \times 30,14 \times 0,45 =$$

$$11,92 + 16,78 + 27,13 = 55,83 \text{ t/m}^2$$

$$R_d = q_{lim} / 1,80 = 31,01 \text{ t/m}^2$$

#### 4.1.2 Calcolo del valore di progetto della pressione trasmessa al terreno:

Le pressioni sul terreno derivano dalle azioni agenti sulla struttura fattorizzate con i coefficienti A2 secondo la combinazione 2:

$$P_{vn} = N_n - \gamma D B l = 42737 - 1900 \times 1,00 \times 1,75 \times 1,00 = 39412 \text{ kg/ml}$$

$$P_{vs} = N_s - \gamma D B l = 56894 - 1900 \times 1,00 \times 1,75 \times 1,00 = 53569 \text{ kg/ml}$$

Segue:

$$E_d = P_{vn} / (1,00 \times 1,75) = 39,41 / 1,75 = 22,52 \text{ t/m}^2$$

$$E_d = P_{vs} / (1,00 \times 1,75) = 53,57 / 1,75 = 30,61 \text{ t/m}^2$$

#### 4.1.3 Verifica della resistenza del terreno

Risultando  $R_d > E_d$  la verifica è soddisfatta.

### 4.2 Verifica allo scorrimento sul piano di fondazione

#### 4.2.1 Calcolo della resistenza lungo il piano di fondazione

Risulta:

$$T_{rn} = N_n \tan \Phi / \gamma_R = 42737 \times \tan 30^\circ / 1,1 = 22431 \text{ kg/ml}$$

$$T_{an} = T_n = 16116 \text{ kg/ml} \times 1,3 = 20950,80 \text{ kg/ml}$$

Essendo  $T_{rn} > T_{an}$  la verifica è soddisfatta.

$$T_{rs} = N_s \tan \Phi / \gamma_R = 56894 \times \tan 30^\circ / 1,1 = 29862 \text{ kg/ml}$$

$$T_{as} = T_n = 21490 \text{ kg/ml} \times 1,3 = 27937 \text{ kg/ml}$$

Essendo  $Trs > Tas$  la verifica è soddisfatta.

#### 4.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

Poiché i terreni di fondazione dell'opera sono costituiti da terreni a grana grossa, i cedimenti vengono calcolati con il metodo di Burland:

$$w = C_1 C_2 C_3 [(q - 2\sigma'_{vo} / 3) B^{0,7} I_c] \quad (\text{in mm})$$

ove:

$C_1$  coefficiente di forma della fondazione, funzione del rapporto  $L/B$ , nel caso in esame pari a 1,50

$C_2$  coefficiente che tiene conto dello spessore dello strato deformabile, nel caso in esame pari a 1,00

$C_3$  coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto del tempo, nel caso in esame pari a 1,30 per carichi statici e 1,70 per carichi dinamici

$q$  carico totale (non netto) applicato alla fondazione (in kPa)

$\sigma'_{vo}$  pressione effettiva litostatica alla profondità del piano di posa (in kPa)

$B$  la larghezza della fondazione, nel caso in esame pari a 1,75 m

$I_c$  indice di compressibilità, nel caso in esame pari a 0,0071.

Risulta:

$$q_n = 42737 / 100 \times 175 = 2,44 \text{ kg/cm}^2 = 24,4 \text{ kPa}$$

$$2 \sigma'_{vo} / 3 = 2 \times (1900 / 100 \times 175) / 3 = 0,72 \text{ kg/cm}^2 = 7,2 \text{ kPa}$$

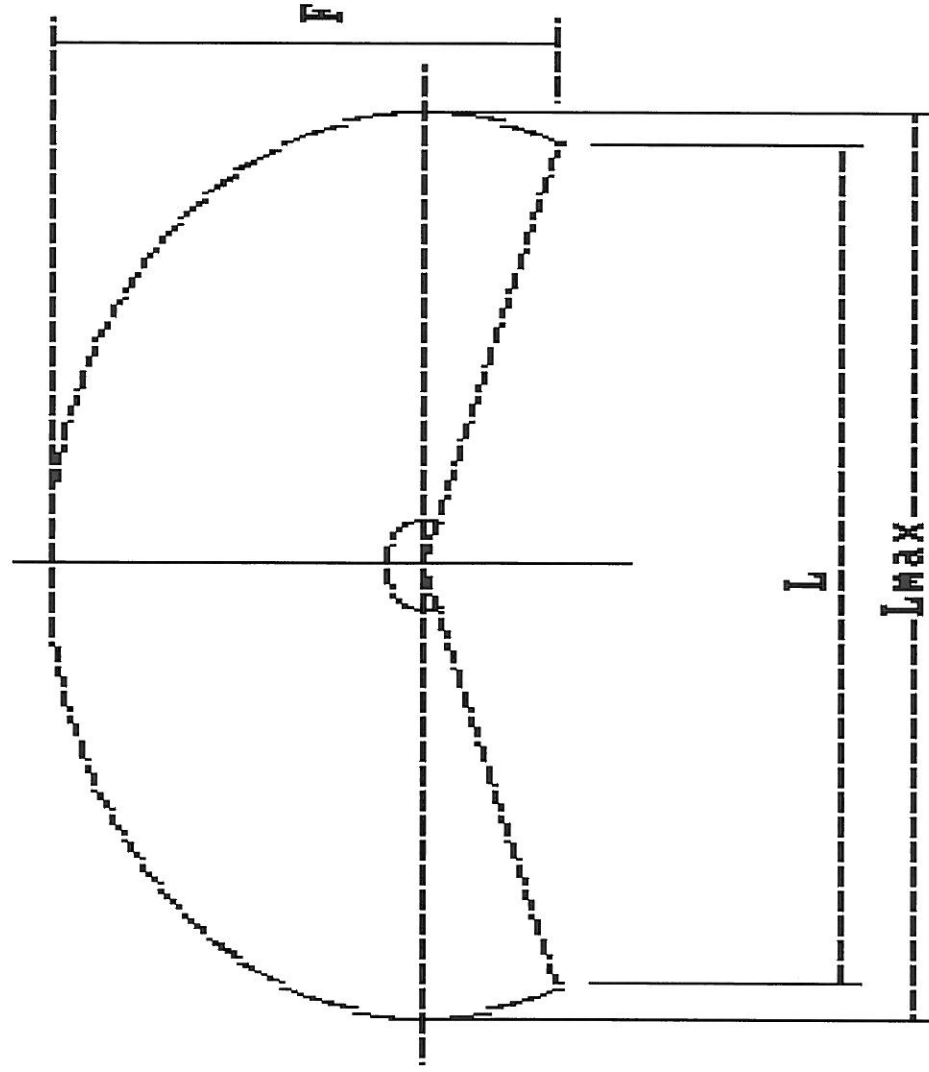
$$q_s = 56894 / 100 \times 175 = 3,25 \text{ kg/cm}^2 = 32,5 \text{ kPa}$$

$$w_n = 1,50 \times 1,00 \times 1,30 \times (24,4 - 7,2) 1,75^{0,7} \times 0,0071 = 0,35 \text{ mm}$$

$$w_s = 1,50 \times 1,00 \times 1,70 \times (32,5 - 7,2) 1,75^{0,7} \times 0,0071 = 0,68 \text{ mm.}$$

L'entità di questi cedimenti è compatibile con la funzionalità dell'opera.

# TUBOSIDER



Codice A/NEW	
Tipo	T150
Luce	2779 mm
Luce max	3000 mm
Freccia	2065 mm
Svil.	5870 mm
Angolo	224.22°
Raggio	1500 mm
Int. tot.	23
Area	5.187 m <sup>2</sup>



**CALCOLO PESO CONDOTTE IN ACCIAIO ONDULATO E ZINCATO ( kg/m. ) R2006**

Data: **10/05/2010**      Compilatore :        Vers. 1.0/2008

Documento n°.:  

Cliente :  

Cantiere :  

Progetto :  

**DATI DI INPUT :**

Ondulazione : T150

Interasse anello : m. 1.07

Spessore : mm. 4

Tipologia condotta : ARCO "A"

Bulloneria / m.: 13

DIAMETRO: m.

Condotte tipo **A-HPA-LPA**  
Tipologia canali di base : SPECIALE TIPO "A" (ZANCA) ONDULAZIONE T150

LUCE: m. 3,00

Condotte tipo **HPE-HPA-LPA**  
Tipologia angolari trave di spinta ...

FRECCIA: m. 2,06

Piastre	N°. / anello	N°. Intervalli	Peso Cad.	Peso Totale	Bulloni Cada Piastra	Bulloni totali	Bullone Tipo 1	Totale Tipo 1	Bullone Tipo 2	Totale Tipo 2
							M20x35	PESO	M20x45	PESO
P1)	1	7	92.3	92.3	20	20	17	3.995	3	0.735
P2)	2	8	104.2	208.4	21	42	36	8.460	6	1.470
P3)										
P4)										
P5)										
P6)										
P7)										
P8)										
P9)										
Piastre totali			Kg.	Kg.	N°.	N°.	N°.	Kg.	N°.	Kg.
3				300.7		62	53	12.455	9	2.205

B) Angolare trave di spinta tipo : .....      Kg. Cad. .....

c) Canale di base : SPECIALE TIPO "A" (ZANCA) ONDULAZIONE T150      Kg. Cad. 10.1

**Peso totale cada anello    Kg.    320.9**

**Peso                      Kg./m.    300**

d)	Tirafondi d'ancoraggio :	Tipo	N°.	Kg. Cad.	Kg. Tot.
	1 Sola estremità della condotta	M20x280	24	0.870	20.88
	2 Estremità della condotta		48	0.870	41.76

Il peso Kg/m. non tiene conto del peso dei tirafondi d'ancoraggio.

## RELAZIONE DI CALCOLO

METODO AISI (American Iron and Steel Institute)

CONDOTTA PORTANTE IN ACCIAIO ONDULATO E ZINCATO

A PIASTRE MULTIPLE IMBULLONATE

Ondulazione T150 - Tipo A/NEW

C l i e n t e

## CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA

L Luce	m	3.00
F Freccia	m	2.06
RT Raggio tetto	m	1.50

## CARATTERISTICHE DEL PROGETTO

h Altezza rilevato	m	6.81
Ps Peso specifico	kg/m3	2000.00
K (Densita' Proctor 0.85%)		0.86

## CARICHI APPLICATI ALLA STRUTTURA

D.M. 14-01-08 (schema di carico 2)

PS Pressione statica	$h \times Ps$	kg/m2	13620.00
PD Pressione dinamica		kg/m2	639.64
PT Pressione totale	$(PS + PD) \times 0.86$	kg/m2	12263.29
C Compressione totale	$PT \times L/2$	kg/m	18394.93

VERIFICA DELL'AZIONE SISMICA D.M. 14-01-08

CTS Compressione totale sismica =  $1.00 * RT + (2/3)*A$  kg/m 21111.00

ag accelerazione orizzontale g 0.05

CT compressione utilizzata = max (C,CTS) kg/m 21111.00

VERIFICA DELLA SOLLECITAZIONE DI COMPRESSIONE GENERATA

NELLA PARETE DELLA STRUTTURA

$(L*100/RG = 172,41) < 294$

$\sigma_{amm} = 2345.31$

$\sigma_{amm}$  sollec. ammissibile (AISI) kg/cm<sup>2</sup> 2345.31

CALCOLO DELLO SPESSORE DELLA CONDOTTA

Ac Area calcolata =  $CT/(\sigma_{amm}/2)$  cm<sup>2</sup>/cm 0.180

S Spessore mm 4.00

N Numero di bulloni per onda 2

Aa Area adottata cm<sup>2</sup>/cm 0.495

$Aa / Ac > 1.00$  verificato

$\sigma_{max}$  sollec. di compressione CT/Aa kg/cm<sup>2</sup> 426.48

RS carico di snervamento kg/cm<sup>2</sup> 2345.31

VERIFICA DELLE GIUNZIONI BULLONATE

PG carico sul giunto da prove di laboratorio 8.8 kN/m 1248.30

kg/m 127289.15

$\bar{\gamma}_G$  coefficiente giunzione bullonata 4.00

$\bar{\gamma}_{Gr}$  coefficiente di sicurezza reale del giunto PG/CT 6.03

$\bar{\gamma}_{Gr} > \bar{\gamma}_G$  verificato

VERIFICA DELLA STRUTTURA IN FASE DI INSTALLAZIONE SECONDO AISI

HANDBOOK OF STEEL DRAINAGE & HIGHWAY CONSTRUCTION PRODUCTS

FF Fattore di flessibilit   $L^3/(E*I)$  0.0295

FF<0.1710 verificato

# VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE SOTTO CARICO

( formula di Spangler - Jowa )

E' 85% Standard density Proctor = 140 Kg/cm2

E' = Es / (2\* (1-0.5^2))

$$\text{Def.H} = 1.25 \cdot 0.1 \cdot \frac{W \cdot R^3}{(E \cdot I) + 0.061 \cdot (E' \cdot R^3)} = \text{cm} \quad 5.59$$

Deformazione massima ammissibile = 0.05 \* L cm 15.00

DEFH < 0.05 \* L verificato

=====

## CARATTERISTICHE CORRUGAZIONE

Lungh. onda x prof. (mm) 152,4 x 50,8

S Spessore mm 4.00

N Numero di bulloni per onda 2.00

A Area cm2 / cm 0.495

RG Raggio giratorio cm 1.740

I Mom. di inerzia cm4 / cm 1.4980

W Mod. di resistenza cm3 / cm 0.5467

=====

L/RG 1.7241

E Mod. di elasticita' kg / cm2 2039400.00

F/L > 0.52 \* ATTENZIONE \* 0.6867

# CALCOLO DELLE REAZIONI ALLA BASE

Area totale = $L * (F+H)$	m2	26.61
Area condotta	m2	5.17
Area rilevato = Area totale - Area condotta	m2	21.44
Peso condotta	kg/m	300.00
Reazione totale = $AreaR * PesoS + PesoCondotta$	kg/m	43171.20
Reazione totale Sismica = $(1.3+2/3*AH) * ReazioneT$	kg/m	57561.60
Angolo $\acute{O}$	°	21.92
Reazione verticale = $R.tot * \cos \acute{O}$	kg/m	53399.81
Reazione orizzontale = $R.tot * \sin \acute{O}$	kg/m	21489.50

TUBOSIDER COMPUTING SYSTEM