



**comune di trieste**

dipartimento territorio, ambiente,

lavori pubblici e patrimonio

servizio ambiente, verde e igiene urbana



**cod. opera 22150**

**Villa Engelmann progettazione esecutiva e avvio 1° lotto**

*Progetto esecutivo del restauro conservativo della gloriette*

elaborato

titolo

Tav n°  
**04.I**

RDC\_GVE - Relazione specialistica delle  
strutture

data

revisioni

02/09/2024

rev 03

**RUP**

arch. Lucia Iammarino

**PROGETTISTA**

dott. ing. Fabio Marassi



**Trieste**

# **PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO DEL RESTAURO CONSERVATIVO DELLA GLORIETTE DEL PARCO DI VILLA ENGELMANN TRIESTE**

## **RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE STRUTTURE**

**Relazione Illustrativa**

**Analisi dei Carichi**

**Relazione di Calcolo**

**Validazione dei risultati di calcolo e delle verifiche**



<b>Committente:</b>	<b>Comune di Trieste</b>
<b>Progettista strutture:</b>	<b>Ing. Fabio Marassi</b>
<b>D.L. strutture:</b>	<b>Ing. Fabio Marassi</b>



## INDICE

1.	RELAZIONE ILLUSTRATIVA .....	3
2.	ANALISI DEI CARICHI .....	5
2.1.	ANALISI DEI CARICHI CARATTERISTICI .....	5
2.2.	ANALISI DEI CARICHI CARATTERISTICI .....	5
3.	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	6
3.1	PARAMETRAZIONE GEOTECNICA E SISMICA.....	6
3.2	STABILITA' GLOBALE .....	6
3.3	CALCOLO DEL CARICO LIMITE .....	6
3.4	VERIFICA PRESSIONI MASSIME IN FONDAZIONE .....	8
3.5	VERIFICA ARMATURA TIPO FONDAZIONE .....	8
3.6	VERIFICA CONNESSIONE TIRAFONDI .....	9
4.	RELAZIONE DI CALCOLO .....	15
4.1.	PARAMETRI GENERALI DELL'ANALISI .....	15
4.2.	STATO LIMITE ULTIMO.....	15
4.3.	VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI.....	16
4.3.1	AZIONE SISMICA – AZIONE DEL VENTO .....	16
4.4	IMPOSTAZIONE GENERALE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	17
4.5	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI .....	17
4.5.1	SPINOTTO PIEDISTALLO COLONNA .....	17
5.	VALIDAZIONE DEI RISULTATI .....	19
5.3	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICE DI CALCOLO UTILIZZATI.....	19
5.4	VALIDAZIONE DEI CODICI .....	19
5.5	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	19



## 1. RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Trattasi del restauro conservativo della gloriette presente presso il parco di villa Engelmann a Trieste.

Il manufatto, che presenta una pianta rettangolare con dimensioni massime di 55,40x3,85 m circa ed un'altezza massima di 3,10 m, risulta composto da doppio colonnato in elementi lapidei posti ad interasse variabile da 3,45 a 3,84 m e soprastante pergolato in struttura metallica. Le fondazioni delle colonne risultano del tipo a pozzetto con basamento in pietrame e collarino in calcestruzzo a garantire la stabilità delle stesse. Si riporta di seguito la descrizione tipologica degli elementi strutturali della gloriette:

Colonne: gli elementi sono realizzati in pietra calcarea bianca e risultano composti da 3 elementi distinti: il piedistallo, il fusto ed il capitello. Il piedistallo presenta una sezione quadrata 34x34, ad esclusione della parte sommitale in cui risultano presenti il plinto avente sezione leggermente ridotta e toro, ed un'altezza fuori terra di 61 cm. Il fusto della colonna presenta una sezione circolare rastremata con diametri variabili da 22 a 17 cm ed altezza complessiva di 138 cm. Alle estremità del fusto sono presenti modanature di raccordo (cimbie superiore ed astragalo e cimbria inferiore). Il capitello, che presenta l'abaco di sezione quadrata 25x25 e quolo e collarino di sezione circolare rispettivamente di 23 e 17 cm circa, presenta un'altezza complessiva di 13 cm. I 3 elementi risultano connessi per mezzo di 2 perni in acciaio fissati per mezzo di malta in appositi alvei ciechi presenti sul fusto e sul piedistallo ovvero passanti nel caso del capitello. Sul perno superiore, posto a collegamento di fusto e capitello, risulta collegata la struttura metallica del pergolato;

Pergolato: risulta realizzato per mezzo di archi ribassati, di raggio 200 cm e freccia di circa 90 cm con catena posta a circa metà della freccia e monaco centrale, collegati al perno sommitale delle colonne. L'arco risulta interamente realizzato con piatto metallico 40x10 ed i collegamenti degli elementi sono eseguiti con chiodi ribattuti. Il collegamento fra arco e perno superiore della colonna è eseguito per mezzo di cuneo in acciaio inserito in apposita feritoia presente sul perno stesso. Trasversalmente all'arco risultano presenti 7 correnti centrali in acciaio con sezione quadra 10x10 e 2 correnti laterali, disposti in asse delle colonne, con sezione quadra 30x30. I collegamenti di gran parte dei correnti 10x10 agli archi sono realizzati per mezzo di saldature occorse in precedenti interventi di riparazione (1977). I correnti laterali 30x30 sono connessi al perno emergente dal capitello tramite opportuna sagomatura della parti terminali garantendo la funzione di collegamento fra le colonne stesse.

Il colonnato allo stato attuale si presenta in pessimo stato. Le cause dello stato di degrado avanzato sono ascrivibili a vetustà, mancanza di manutenzione adeguata, cedimenti dell'impianto fondazionale nonché urti causati dalla rovina di alberature e rami sul pergolato. In particolare durante i sopralluoghi si sono evidenziate le seguenti criticità:

Colonne:

- Vari casi di assenza di verticalità dell'elemento. Le cause sono ascrivibili al sottodimensionamento ed inefficacia del sistema fondazionale presente;
- Rottura ed espulsione di diedri lapidei alla base del fusto colonna. La causa di tale criticità è dovuta alla marcata ossidazione dell'elemento metallico centrale di collegamento piedistallo-fusto ed al suo conseguente rigonfiamento che ha comportato la frattura/lesione dell'elemento meno resistente (fusto);
- Fessurazioni del fusto colonna. Le fessurazioni sono conseguenza alle tensioni indotte dal rigonfiamento a seguito dell'ossidazione degli elementi metallici di collegamento piedistallo-fusto e fusto-capitello;
- Rottura con espulsione del capitello. Le rotture sono riconducibili ai fenomeni di ossidazione sopradescritti che nel caso in oggetto, essendo l'elemento di modeste dimensioni ed il foro passante, il più delle volte ha comportato la rottura a metà dell'elemento;
- Ossidazione avanzata degli elementi di collegamento a perno.



Pergolato:

- Fenomeni di ossidazione diffusa con particolare criticità in corrispondenza dei collegamenti sulla sommità delle colonne;
- Collegamenti inefficaci ovvero posticci fra correnti longitudinali 10x10 ed elementi ad arco;
- Deformazione degli elementi con localizzate rotture dei collegamenti, con particolare evidenza nella parte centrale dello sviluppo longitudinale della gloriette, causato da rovina di alberature e rami circostanti;
- Ossidazione avanzate degli elementi di collegamento dei correnti longitudinali 30x30 alla colonna.

Si prevede il completo smontaggio del pergolato per mezzo di tagli selettivi dei correnti 10X10 e del colonnato con numerazione delle parti al fine del successivo rimontaggio. Gli interventi di ripristino e riparazione previsti possono essere di seguito riassunti:

Fondazioni: si prevede, previo smontaggio completo del manufatto, la realizzazione di nuovi plinti di fondazione superficiali. Il collegamento della colonna al plinto sarà realizzato per mezzo di barre filettate in acciaio INOX A4 inghisate preventivamente alla colonna per mezzo di resina e successivamente al plinto predisposto per mezzo di malta colabile tipo EMACO S55 in guaine spiralate appositamente predisposte durante le fasi di getto. Nel caso la lunghezza del piedistallo esistente consenta un efficace collegamento al plinto stesso (min 20 cm) saranno realizzati plinti a pozzetto ai quali la colonna sarà ighisata per mezzo di malta colabile tipo EMACO S55;

Colonne: si prevede l'incollaggio con adesivo epossidico tipo SIKADUR 31 dei diedri lapidei espulsi dal corpo del fusto. Il collegamento sarà implementato da opportune barre filettate INOX A4 al fine di garantire la massima solidarizzazione degli elementi distaccati. In caso di mancanza degli elementi distaccati si prevede il taglio ed il successivo incollaggio in resina di nuovo elemento in pietra di caratteristiche meccaniche e dimensionali analoghe all'esistente. Il collegamento sarà implementato da barre filettate in acciaio INOX A4 inghisate in resina. Ripristinata la sezione originaria si procederà ad approfondimento della carotatura per inserimento perno metallico di collegamento fra gli elementi. Le lesioni presenti lungo il fusto delle colonne saranno risanate per mezzo di cuciture con barre filettate INOX A4 in resina. I capitelli spezzati se possibile saranno recuperati con le medesime modalità previste sul fusto della colonna. Diversamente dove non possibile procedere al recupero dell'elemento gli saranno sostituiti da elementi ricostruiti con le medesime caratteristiche estetiche e meccaniche.

Pergolato: si prevede il recupero del pergolato esistente raddrizzando gli elementi deformati da urti per mezzo di cagne e binde ed integrando gli elementi mancanti con analoghi per tipologia e dimensione. Si prevede, dove necessario a causa di avanzato stato di ossidazione per mezzo di taglio e successiva saldatura, delle testate dei correnti laterali 30x30. Si prevede inoltre la realizzazione di nuovi collegamenti dei correnti 10X10 per mezzo di elemento sagomato realizzato con medesimo profilo ed allogato nei fori quadri presenti sul piatto dell'arco.

Per quanto riportato sopra gli interventi, secondo quanto previsto al punto 8.4.1 delle NTC rientrano quali interventi locali ovvero di riparazione e per quanto riportato all'art. 4 del dpr 0176/reg, vengono classificate quali opere di limitata importanza statica. La classe d'uso adottata, secondo quanto previsto dalle NTC 2018 e dal dpr 0176/reg è la II mentre la vita nominale è assunta pari a 50 anni.

Il progettista e d.l.  
Ing. Fabio Marassi





## 2. ANALISI DEI CARICHI

### 2.1. ANALISI DEI CARICHI CARATTERISTICI

### 2.2. ANALISI DEI CARICHI CARATTERISTICI

Elementi in pietra	24,00	kN/m <sup>3</sup>
Acciaio	78,50	kN/m <sup>3</sup>

### Carico da vento

<b>Carichi da vento</b>				
Zona			8	
Altitudine			5	m
Velocità base di riferimento livello mare			30	m/s
Coefficiente di altitudine			1	
Velocità base di riferimento			30	m/s
Coefficiente di ritorno			1	
Velocità di riferimento			30	m/s
Pressione cinetica di riferimento			56,25	daN/m <sup>2</sup>
Altezza massima			3,65	m
Altezza minima di calcolo			4	m
Classe di rugosità terreno			D	
Categoria di esposizione sito			II	
Coefficiente k <sub>r</sub>			0,19	
Coefficiente z <sub>0</sub>			0,05	
Coefficiente topografico			1	
Coefficiente dinamico			1	
Coefficiente di esposizione 0-4 m			1,801	
Coeff. pressione faccia sopravvento	C <sub>pe</sub>		0,8	
Coeff. pressione faccia sottovento	C <sub>pe</sub>		-0,40	
Pressione del vento con coeff. di forma -0,8			81,05	daN/m <sup>2</sup>
Pressione del vento con coeff. di forma -0,4			-40,52	daN/m <sup>2</sup>

Il progettista e d.l.  
Ing. Fabio Marassi





### 3. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

La presente relazione è il risultato di un accurato esame in sito, dell'analisi delle indagini e della relazione geologica redatta dal geol. Roberto Chiappini nonché delle esperienze dirette in terreni limitrofi a quello interessato dal presente, tali da ricavarne i dati necessari per poter definire la tipologia di sottosuolo ed eseguire il dimensionamento delle opere fondazionali previste per l'intervento in esame.

#### 3.1 PARAMETRAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

L'intera area interessata dall'intervento è caratterizzata dalla presenza, quale substrato roccioso, della formazione *Flyschoid* nei suoi vari gradi di alterazione. In particolare l'indagine geologica condotta ha evidenziato la presenza del basamento roccioso a una profondità variabile da 40 a 140 cm dall'attuale piano di campagna; superiormente a tale orizzonte è presente una coltre di terreni di riporto e di disfacimento del complesso flyschoid.

In sintesi i risultati dell'indagine geologica condotta e le conoscenze dirette dello scrivente possono essere così riassunte:

- Terreno di riporto con potenza variabile da 40 a 140 cm;
- Sottostante presenza del complesso *Flyschoid* nei suoi vari gradi di alterazione;

Per quanto sopra la classificazione in termini sismici e topografici del terreno risulta essere:

- Categoria del sottosuolo: **B**
- Condizioni topografiche: **T1**

#### 3.2 STABILITA' GLOBALE

Si prevede la realizzazione di nuovi plinti in c.a. atti all'allogamento delle colonne in pietra esistenti. In funzione della lunghezza utile del piedistallo si valutano plinti a pozzetto ovvero plinti con inghisaggio di tirafondi. Si riporta di seguito la verifica di stabilità globale nel caso più incisivo.

STABILITA' GLOBALE SLU						
coefficienti	$\gamma_Q$	1,5		$\gamma_P$	0,9	
sollecitazioni	N	335	daN	braccio	0,48	m
	M	461	daNm			
	T	217	daN	braccio	0,35	m
base plinto	B	0,95	m			
altezza plinto	H	0,35	m			
peso specifico c.a.	$\gamma$	2400	daN/m <sup>3</sup>			
CARICO NORMALE PLINTO	N <sub>P</sub>	758	daN	n° PIL	2	
Momento ribaltante	M <sub>RIB</sub>	403	daNm	n	1,16	
Momento stabilizzante	M <sub>STAB</sub>	467	daNm	VERIFICATO		

#### 3.3 CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Si prevede di realizzare plinti a base colonna impostati sul complesso flyschoid alterato raggiunto eventualmente per mezzo di pozzi di magrone al fine di evitare cedimenti differenziali. I calcoli di verifica vengono effettuati nel rispetto di quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 (NTC 2018).



Si assumono ai fini del calcolo della capacità portante i valori desunti dalla relazione geologica condotta in sito, riducendo a favore di sicurezza i valori di coesione proposti.

Le verifiche delle fondazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio vengono condotte seguendo l'impostazione dettata dall'Approccio 2 (A1+M1+R3) e quindi con le medesime combinazioni di carico utilizzate per il dimensionamento strutturale come previsto al punto 7.2.5 dell'NTC.

Si riportano di seguito i calcoli del carico limite delle fondazioni superficiali previste nell'intervento nel caso più gravoso.

CARATTERISTICHE TERRENO FONDAZIONE				CARATTERISTICHE TERRENO RIPORTO				
$\phi$	=	35 °		$\phi$	=	30 °		
c	=	0 kPa		c	=	0 kPa		
$\gamma$	=	21 KN/m <sup>3</sup>		$\gamma$	=	19 KN/m <sup>3</sup>		
CARATTERISTICHE DEL SITO								
Accelerazione orizzontale		$a_g/g$	=	0,1219	Coeff. di ampl. stratigrafica		$S_s$ = 1,20	
Fattore di amplificazione		$F_0$	=	2,474	Coeff. di ampl. topografica		$S_T$ = 1,00	
Categoria sottosuolo				B	Coeff. di ampl.		$S$ = 1,20	
Categoria topografica				T1	Coeff. sismico orizzontale		$K_H$ = 0,035	
Coeff. di riduzione accelerazione		$\beta_s$	=	0,24	Coeff. sismico verticale		$K_V$ = 0,018	
CARATTERISTICHE FONDAZIONE ISOLATA								
B	=	95 cm	approfondimento fondazione		D	=	40 cm	
L	=	95 cm	inclinazione piano fondazione		$\alpha$	=	0 °	
H	=	35 cm	Inclinazione piano di campagna		$\beta$	=	0 °	
CARICHI IN FONDAZIONE								
SLU		SLV		SLE				
$N_s$	=	14,21 kN	$N_s$	=	11,2 kN	$N_s$	=	11,2 kN
$T_s$	=	1,08 kN	$T_s$	=	0,72 kN	$T_s$	=	1,8 kN
$M_s$	=	4,03 kNm	$M_s$	=	0,252 kNm	$M_s$	=	2,69 kNm
$e_b$	=	28,4 cm eccentricità	$e_b$	=	2,3 cm eccentricità	$e_b$	=	24,0 cm eccentricità
m	=	1,7	m	=	1,5	m	=	1,7
B'	=	38 cm	B'	=	91 cm	B'	=	47 cm
L'	=	95 cm	L'	=	95 cm	L'	=	95 cm
CAPACITA' PORTANTE CONDIZIONI STATICHE								
Il calcolo della capacità portante del terreno in condizioni statiche viene condotta per mezzo dell'espressione di Brich-Hansen modificata secondo EC7 che nella sua formulazione generica risulta:								
$q_{lim}=cN_{cs}d_{cs}i_{cs}b_{cg}+qN_{qs}d_{qs}i_{qs}b_{qg}+0,5B'\gamma N_{\gamma s}\gamma_{\gamma}d_{\gamma}i_{\gamma}b_{\gamma}g_{\gamma}$								
Coeff. Capacità Portante		Coeff. di Forma		Coeff. di Profondità				
$N_q$	=	33,26	$s_q$	=	1,28	$d_q$	=	1,27
$N_c$	=	46,07	$s_c$	=	1,29	$d_c$	=	1,27
$N_{\gamma}$	=	47,98	$s_{\gamma}$	=	0,84	$d_{\gamma}$	=	1,00
Coeff. Inclinazione Carico		Coeff. Inclinazione Piano Posa		Coeff. Inclinazione Piano Campagna				
$i_q$	=	0,87	$b_q$	=	1,00	$g_q$	=	1,00
$i_c$	=	0,87	$b_c$	=	1,00	$g_c$	=	1,00
$i_{\gamma}$	=	0,81	$b_{\gamma}$	=	1,00	$g_{\gamma}$	=	1,00
Capacità portante limite		Capacità portante SLU		Capacità portante SLE				
$q_{lim}$	=	489 kPa	$q_D$	=	213 kPa	$q_D$	=	163 kPa
$N_R$	=	441 kN	$N_R$	=	77 kN	$N_R$	=	73 kN
CAPACITA' PORTANTE CONDIZIONI SISMICHE								
Il calcolo della capacità portante del terreno in condizioni sismiche viene condotta con il metodo di Paolucci e Pecker. La capacità portante del terreno è calcolata secondo la formulazione generale:								





$q_{lim,s} = v_h v_e v_i q_{lim}$						Capacità portante SLV		
$k_h$	=	0,15	$\tan(\phi)$	=	0,70	$q_D$	=	329 kPa
$v_h$	=	0,79	$v_e$	=	0,91	$N_R$	=	283 kN
			$v_i$	=	0,92			

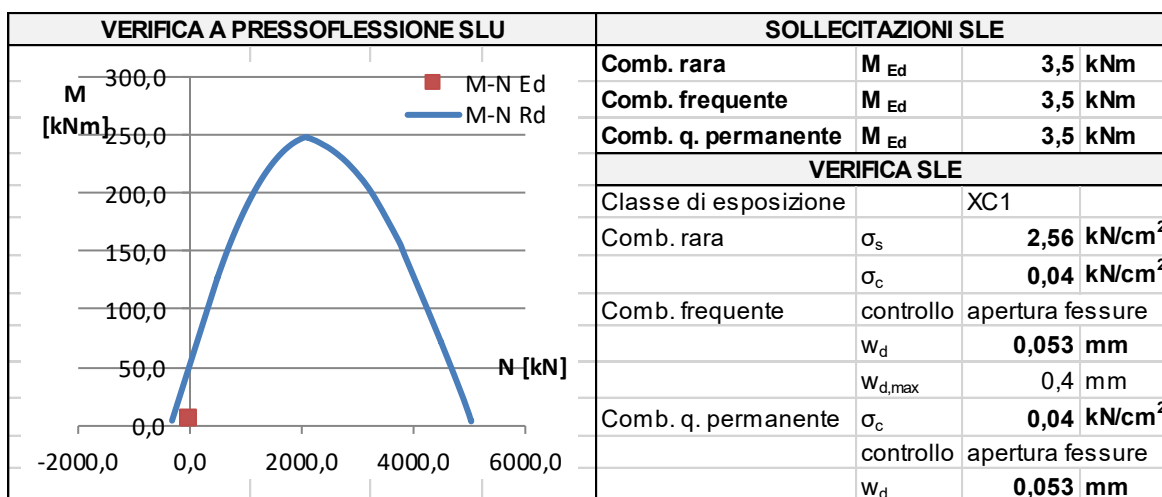
## 3.4 VERIFICA PRESSIONI MASSIME IN FONDAZIONE

VERIFICA CARICO LIMITE				
Coefficiente parziale carichi perm.	$\gamma_{sfavo\_p}$	=	1,30	
Coefficiente parziale carichi var.	$\gamma_{sfavo\_var}$	=	1,50	
Momento ribaltante	$M_{rib}$	=	345 daNm	
Risultante carichi verticali	$N$	=	1421 daN	
Base plinto	$b$	=	0,95 m	
Eccentricità del carico	$e$	=	0,24 m	
Lunghezza del nocciolo	$L_n$	=	0,16 m	CARICO ESTERNO
Pressione massima	$\sigma_{max}$	=	0,43 daN/cm <sup>2</sup>	
Carico limite	$q_{lim}$	=	4,95 daN/cm <sup>2</sup>	
Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	=	2,15 daN/cm <sup>2</sup>	VERIFICATO

## 3.5 VERIFICA ARMATURA TIPO FONDAZIONE

Si riporta di seguito la verifica dell'armatura di fondazione nel caso più incisivo.

DATI GEOMETRICI E MATERIALI UTILIZZATI			SEZIONI EFFETTIVE		
Calcestruzzo	Classe	C 25/30	Calcestruzzo	$A_c$	3325 cm <sup>2</sup>
Acciaio	Tipo	B450C	Armatura longitudinale	$A_s$	4,52 cm <sup>2</sup>
Dimensioni	B	95 cm		$A_{s'}$	4,52 cm <sup>2</sup>
	H	35 cm	Staffe	$A_{sw/s}$	#DIV/0! cm <sup>2</sup> /m
	d	3 cm	SOLLECITAZIONI SLU		
	d'	3 cm		$M_{Ed}$	4,9 kNm
ARMATURE				$N_{Ed}$	0,0 kN
Armature tese	n barre $\phi_1$	4		$V_{Ed,y}$	20,4 kN
	$\phi_1$	12 mm	VERIFICA A TAGLIO SLU		
	n barre $\phi_2$	0	ELEMENTI SENZA ARMATURE A TAGLIO		
	$\phi_2$	0 mm		$V_{Rd,c}$	127,47 kN
Armature compresse	n barre $\phi_1$	4	ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO		
	$\phi_1$	12 mm		$A_{sw/s \min}$	cm <sup>2</sup> /m
	n barre $\phi_2$	0	Taglio trazione	$V_{Rd,s}$	kN
	$\phi_2$	0 mm	Taglio compressione	$V_{Rd,max}$	kN
Diametro staffe	$\phi_{sw}$	0 mm	Taglio Resistente	$V_{Rd}$	kN
Passo	s	0 cm			
Numero braccia	n	2			



### 3.6 VERIFICA CONNESSIONE TIRAFONDI

Si riporta di seguito la verifica del collegamento in resina dei tirafondi al piedistallo. Per i tirafondi si utilizzano barre filettate M16 INOX A4 ancorati nella colonna per mezzo di resina tipo FRIULSIDER KEM HYBRID.

**FRIULSIDER**  
YOUR FIXING FACTORY

FRIULSIDER S.p.A.  
Via Trieste, 1 - 33048 S. Giovanni al Natone (UD) - Italy  
T. +39.0432.74798  
[info@friulsider.com](mailto:info@friulsider.com) - [www.friulsider.com](http://www.friulsider.com)

Codice di riferimento  
Ufficio progettazione  
Persona incaricata  
Ufficio costruzioni  
Persona incaricata

#### Materiale base

Non fessurato Calcestruzzo

Spessore materiale base	500	mm
Classe resistenza	C20/25	
$f_{ct,cube}$	25	N/mm <sup>2</sup>
Temp.breve termine	40	°C
Temp.lungo termine	24	°C

#### Vertici piastra

Vertice	X	y
1	-170,0	-170,0
2	-170,0	170,0
3	170,0	170,0
4	170,0	-170,0

#### Installazione

Nessun braccio di leva

#### Oggetto da fissare

Ipotesi di piastra rigida	
Spessore della piastra	10 mm
Forma piastra	Rettangolare
Lunghezza lato	340 x 340 mm

#### Posizione ancoranti

Ancorante	x	y	Asole -x	Asole -y
1	-100,0	100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	100,0	100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	-100,0	-100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	100,0	-100,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>



dott.ing. FABIO MARASSI

Piazza Goldoni, 5 – Tel. 040/635715

34122-TRIESTE

email [marassi.ing@fabmar.it](mailto:marassi.ing@fabmar.it)

P.IVA 00902440320

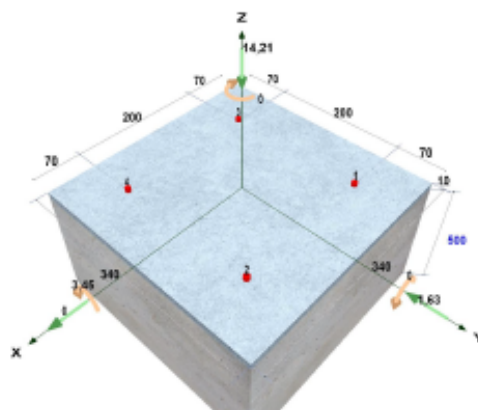
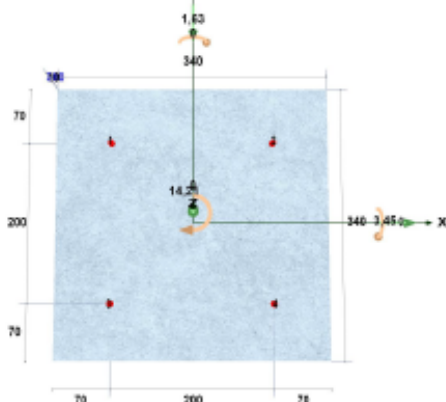
C.F. MRS FBA 68L26L424X

## Profilo

Profilo selezionato Non è stato impostato nessun profilo

Eccentricità X: 0,0 mm

Y: 0,0 mm



## Prodotto selezionato

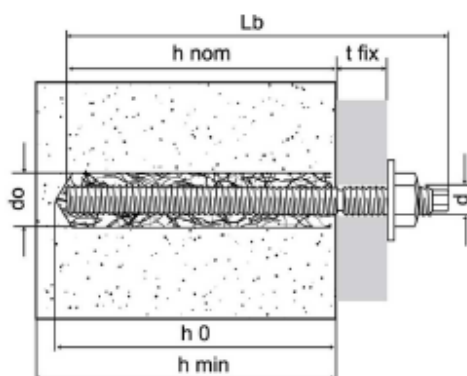
Ancorante (nome) KEM HYBRID A4

Certificazione ETA 16-0957

Dimensione M16

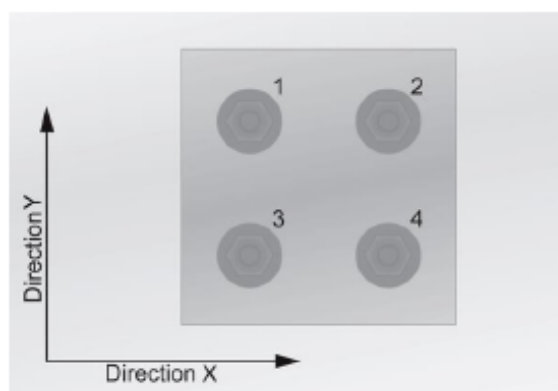
Codice articolo 936000000000

- Anchor rod stainless steel A4-70



## Dati installazione

d	Diametro filettatura ancorante:	16,0 mm	t <sub>fix</sub>	Spessore fissabile:	10,0 mm
d <sub>nom</sub>	Diametro esterno ancorante:	16,0 mm	SW	Chiave:	24,0 mm
d <sub>0</sub>	Diametro del foro:	18,0 mm	T <sub>inst</sub>	Coppia di serraggio massima	60,0 Nm
h <sub>1</sub>	Profondità del foro:	255,0 mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro asciutto/bagnato
h <sub>nom</sub>	Profondità di inserimento:	250,0 mm			
h <sub>ef</sub>	Profondità effettiva di ancoraggio:	250,0 mm		Minima lunghezza barra	276,0 mm
d <sub>f</sub>	Diametro foro oggetto da fissare:	18,0 mm			



## Dati di Input

### Trazione

$N_{sd,z}$  -14,21 kN

### Taglio

$V_{sd,x}$  0,00 kN

$V_{sd,y}$  -1,63 kN

### Bordi

$C_{xp}$  70,00 mm

$C_{xn}$  70,00 mm

$C_{yp}$  70,00 mm

$C_{yn}$  70,00 mm

### Flessione

$M_{sd,x}$  3,45 kN·m

$M_{sd,y}$  0,00 kN·m

### Torsione

$M_{sd,z}$  0,00 kN·m

### Armatura

Diametro 12 mm

Distanza ferri 300 mm

Distanza staffe 300 mm

Armatura del bordo No

## Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	3,07	0,41	0,00	-0,41
2	3,07	0,41	0,00	-0,41
3	0,00	0,41	0,00	-0,41
4	0,00	0,41	0,00	-0,41

Risultante forze di trazione in (x/y): 6,15 [kN]

Risultante forze di compressione in 20,36 [kN]

Risultante forze di taglio in (x/y): 1,63 [kN]

## Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029

( $\beta$ - è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)



## Calcolo di utilizzo - Trazione

### Trazione - Rottura Acciaio

Ancorante	$N_{Rk,z}$ [kN]	$Y_{M,z}$ [ - ]	$N_{Rd,z}$ [kN]	$\beta_{N,z}$	$N_{Sd}$ [kN]
1	110,00	1,87	58,82	5,2%	3,07

### Rottura combinata

Gruppo No.	Ancorante e	N <sup>o</sup> <sub>R,kp</sub> [kN]	A <sub>c,N</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sup>o</sup> <sub>c,n</sub> [mm <sup>2</sup> ]	h <sub>ef</sub> [mm]	s <sub>cr,Np</sub> [mm]	c <sub>cr,Np</sub> [mm]	c <sub>-x</sub> [mm]	c <sub>+x</sub> [mm]	c <sub>-y</sub> [mm]	c <sub>+y</sub> [mm]	Y <sub>Nk,p</sub> [ - ]
1	[1]	58,31	19.600	19.600	77	140	70	70	270	270	70	1.5
s <sub>m</sub> [mm]	ψ <sub>g,Np</sub> [ - ]	ψ <sub>re,Np</sub> [ - ]	ψ <sub>z,Np</sub> [ - ]	e <sub>Np,x</sub> [mm]	e <sub>Np,y</sub> [mm]	ψ <sub>ec,Np</sub> [ - ]	N <sub>Sd</sub> [ kN ]	N <sub>R,k,p</sub> [ kN ]	β <sub>Np</sub> [ % ]	N <sub>Rd,p</sub> [kN]		
0.0	1.000	1.000	1.000	0.0	0.0	1.000	3.07	58.31	7.9%	38.88		

### Trazione - Rottura per formazione del cono

Gruppo No.	Ancorante e	N <sup>0</sup> <sub>Rk,c</sub> [kN]	A <sub>c,N</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sup>0</sup> <sub>c,N</sub> [mm <sup>2</sup> ]	h <sub>ef</sub> [mm]	s <sub>cr,N</sub> [mm]	c <sub>cr,N</sub> [mm]	c <sub>-x</sub> [mm]	c <sub>+x</sub> [mm]	c <sub>-y</sub> [mm]	c <sub>+y</sub> [mm]	Y <sub>Nk,c</sub> [ - ]
1	[1, 2]	121,955	115.600	291.600	180	540	270	70	70	270	70	1,5
ψ <sub>z,N</sub> [ - ]	ψ <sub>re,N</sub> [ - ]	e <sub>N,x</sub> [mm]	e <sub>N,y</sub> [mm]	ψ <sub>ec,N</sub> [ - ]	N <sub>Rk,c</sub> [ kN ]	N <sub>Sd</sub> [kN]	N <sub>Rd,c</sub> [kN]	β <sub>N,c</sub> [ % ]				
0,778	1,000	0,0	0,0	1,000	37,6	6,1	25,1	24,5%				

### Trazione - Rottura per Fessurazione del Calcestruzzo

Gruppo No.	Ancorante	$N_{Rk,c}$ [kN]	$N_{Rk,sp}$ [kN]	$A_{c,sp}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,sp}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$c_{-x}$ [mm]	$c_{+x}$ [mm]	$c_{-y}$ [mm]	$c_{+y}$ [mm]
1	[1]	20,58	42,02	10.000	10.000	140	70	70	270	270	70
$h_{ef}$ [mm]	$\psi_{z,sp}$ [ - ]	$\psi_{re,sp}$ [mm]	$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	$\psi_{ec,sp}$ [ - ]	$\psi_{h,sp}$ [ - ]	$N_{Rk,sp}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	$N_{Rd,sp}$ [kN]	$\beta_{N,sp}$ [ % ]	$Y_{M,sp}$ [ - ]
70	1,000	1,000	0,0	0,0	1,000	1,451	42,92	3,07	28,614	10,7%	1,5

## Calcolo utilizzo - Taglio

### Taglio - Rottura acciaio senza braccio di leva

Ancorante	$V_{Rk,z}$ [kN]	$Y_{M,z}$ [ - ]	$V_{Rd,z}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]	$\beta_{N,z}$ [ - ]
1	55,00	1,56	35,26	0,41	1,2%



## Taglio - Rottura acciaio con braccio di leva

Braccio di leva non applicato

### Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,c)

Gli ancoranti sono divisi in 4 gruppi

$N_{Rk,c}^o$	$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^o$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Psi_{s,N}$ [ - ]	$\Psi_{re,N}$ [ - ]	$C_{-x}$ [mm]	$C_{+x}$ [mm]	$C_{-y}$ [mm]	$C_{+y}$ [mm]	
16,10	19.600	19.600	1,000	1,000	70	270	270	70	
$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	$k$ [ - ]	$\gamma_{Mc}$ [ - ]	$\Psi_{ec,N}$ [ - ]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$\beta_{V,cp}$ [ % ]
0,0	0,0	2,0	1,5	1,0	16,10	32,20	21,47	0,41	1,9%

### Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,p)

Gli ancoranti sono divisi in 4 gruppi

$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$S_m$ [ - ]	$\Psi_{g,Np}$ [ - ]	$C_{-x}$ [mm]	$C_{+x}$ [mm]	$C_{-y}$ [mm]	$C_{+y}$ [mm]			
58,31	19.600	19.600	0.0	1,000	70	270	270	70			
$\Psi_{z,N}$ [ - ]	$\Psi_{re,N}$ [ - ]	$e_{n,x}$ [mm]	$e_{n,y}$ [mm]	$k$ [ - ]	$\gamma_{Mc}$ [ - ]	$\Psi_{ec,N}$ [ - ]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$\beta_{V,cp}$ [ % ]
1,000	1,000	0.0	0.0	2.0	1.5	1,000	58.31	116.63	77.75	0,41	0.5%

### Taglio - Rottura del bordo di calcestruzzo

Gruppo No.	Linea di fallimento	Bordi	$C_1$ [mm]	$C_{2min}$ [mm]	$V_{Rk,c}^o$ [kN]	$A_{c,V}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,V}^o$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Psi_{s,V}$ [ - ]	$\Psi_{h,V}$ [ - ]
1	[1, 3]	xn	270	70	95,14	137.700	328.050	0,752	1,000
$\Psi_{s,V}$ [ - ]	$e_v$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$ [ - ]	$\Psi_{re,V}$ [ - ]	$V_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]	$\gamma_{Vrkc}$ [ - ]	$k_1$ [ - ]	$\beta_{V,c}$ [ % ]
2,500	50,0	0,890	1,000	66,814	44,54	1,63	1,5	2,4	3,7%
Gruppo No.	Linea di fallimento	Bordi	$C_1$ [mm]	$C_{2min}$ [mm]	$V_{Rk,c}^o$ [kN]	$A_{c,V}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,V}^o$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Psi_{s,V}$ [ - ]	$\Psi_{h,V}$ [ - ]
1	[2, 4]	xp	270	70	95,14	137.700	328.050	0,752	1,000
$\Psi_{s,V}$ [ - ]	$e_v$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$ [ - ]	$\Psi_{re,V}$ [ - ]	$V_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]	$\gamma_{Vrkc}$ [ - ]	$k_1$ [ - ]	$\beta_{V,c}$ [ % ]
2,500	50,0	0,890	1,000	66,814	44,54	1,63	1,5	2,4	3,7%



Quando la geometria della piastra e la disposizione degli ancoranti non sono coperti dal metodo di progettazione selezionato, il calcolo della rottura del bordo viene eseguito su tutti i sottogruppi possibili costituiti solo da due ancoranti. Inoltre, si presume che solo la fila di ancoraggi più vicina al bordo considerato, che potrebbe consistere in un solo ancoraggio, si prenda interamente il carico di taglio. I risultati riportati sono riferiti alle condizioni più sfavorevoli. Per ulteriori informazioni, consultare la guida alla progettazione ACP-Method I

### Combinazione trazione e taglio

	Ancorante	Trazione ( $\beta_N$ )	Taglio ( $\beta_V$ )	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	1	5,2%	1,2%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	0,3%	✓
Calcestruzzo	1	24,5%	3,7%	$\beta = (\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5})$	12,8%	✓

### RISULTATO

OK - La capacità è adeguata



#### 4. RELAZIONE DI CALCOLO

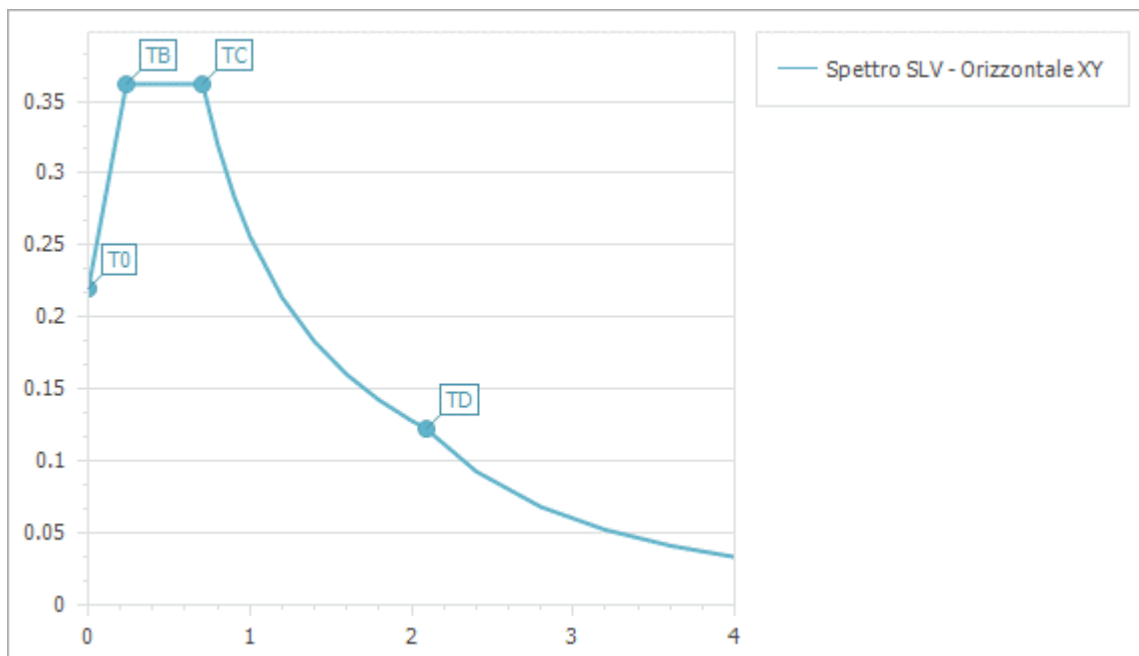
##### 4.1. PARAMETRI GENERALI DELL'ANALISI

Località	Via dei Porta, Trieste
Latitudine:	45.64774°
Longitudine:	13.78926°
Categoria del suolo	<b>B</b>
Categoria topografica	<b>T1</b>

##### 4.2. STATO LIMITE ULTIMO

Classe d'uso costruzione	<b>II</b>
Vita nominale	<b>50 anni</b>
Vita di riferimento	<b>50 anni</b>
Spettro di risposta	Stato Limite Ultimo SLV
Probabilità superamento periodo di riferimento	10%
Tempo di ritorno del sisma	475 anni
$a_g/g$	<b>0.1219</b>
$F_0$	<b>2.474</b>
$T_{C^*}$	<b>0.321</b>

L'azione sismica allo SLV è rappresentata dal seguente spettro di risposta:



Spettro SLV





#### 4.3. VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI

##### 4.3.1 AZIONE SISMICA – AZIONE DEL VENTO

Per verificare quale tra azione del sisma e azione del vento sia la più gravosa per il dimensionamento degli elementi strutturali si esegue un'analisi statica lineare della struttura al fine di confrontare il taglio al piede con quello derivante dall'azione del vento.

##### Azione sismica

ANALISI CARICHI NORMALI							
P1	0,34*0,34*0,57*2400					158	daN
P2	0,22^2*3,14/4*1,42*2400					129	daN
P3	0,20^2*3,14/4*0,13*2400					10	daN
P4	(0,01^2*7/2+0,03^2)*3,85*7850					38	daN
CARICO NORMALE SOVRASTRUTTURA						<b>335</b>	<b>daN</b>

<b>Dati sito</b>							
Accelerazione orizzontale	$a_g/g$	0,122		Periodo a velocità costante	$T^*_C$	0,321 s	
Fattore di amplificazione	$F_0$	2,474		Fattore di struttura	$q$	1,5	
Categoria sottosuolo		B		Categoria topografica		T1	
<b>Dati edificio</b>							
Altezza struttura	H	2,70 m		Tipo struttura		Altro tipo di struttura	
Altezza piano	$h_1$	0,30 m		Area piano	$A_1$	1 m <sup>2</sup>	
	$h_2$	1,00 m			$A_2$	1 m <sup>2</sup>	
	$h_3$	0,80 m			$A_3$	1 m <sup>2</sup>	
	$h_4$	0,60 m			$A_4$	1 m <sup>2</sup>	
<b>Dati carichi</b>							
Carico permanente al piano				Carico variabile al piano			
	$G_1$	158 daN		$\psi_{2,1}$	0 $Q_1$	0 daN/m <sup>2</sup>	
	$G_2$	129 daN		$\psi_{2,2}$	0 $Q_2$	0 daN/m <sup>2</sup>	
	$G_3$	10 daN		$\psi_{2,3}$	0 $Q_3$	0 daN/m <sup>2</sup>	
	$G_4$	38 daN		$\psi_{2,4}$	0 $Q_4$	0 daN/m <sup>2</sup>	
	$C_C$	1,38			$T_B$	0,148 s	
Coeff. di ampl. stratigrafica	$S_S$	1,2			$T_C$	0,443 s	
Coeff. di ampl. topografica	$S_T$	1			$T_D$	1,650 s	
	S	1,2		Periodo proprio	$T_1$	0,105 s	
	$C_1$	0,05		è inferiore a $2,5 \cdot T_C$		=	1,108 s
	$\lambda$	1		Spettro di risposta di progetto	$S_d(T)$	0,214	
<b>Forze statiche equivalenti</b>							
				Taglio alla base	$F_h$	72 daN	

Taglio al piede del singolo pilastro  $V = 72$  daN.



## Azione del vento

Per il calcolo dell'azione del vento sul pergolato si considera lo stesso coperto da vegetazione per il 30% della sua superficie laterale-.

AZIONI SOLLECITANTI RIBALTANTI DA VENTO									
Zona	base	altezza	baricentro	pressione cinetica picco	cpe	Pressione vento	Spinta totale	Momento alla base	Taglio alla base
	[m]	[m]	[m]	[daN/m <sup>2</sup> ]			[daN]	[daNm]	[daN]
P1	0,34	0,57	0,29	101,25	1,20	122	24	7	24
P2	0,22	1,42	1,28	101,25	1,20	122	38	49	38
P3	0,20	0,13	2,06	101,25	1,20	122	3	6	3
P4	3,85	0,33	2,61	101,25	1,20	122	153	399	153
SOLLECITAZIONI TOTALI								<b>461</b>	<b>217</b>

Taglio al piede del singolo pilastro  $V = 217/2 = 108$  daN.

La verifica degli elementi strutturali viene condotta con le sollecitazioni derivanti dall'azione del vento essendo questa la più sfavorevole.

### 4.4 IMPOSTAZIONE GENERALE DEL MODELLO DI CALCOLO

Le verifiche vengono condotte agli Stati Limite come previsto dalla NTC 2018. Come verificato precedentemente l'azione del sisma comporta sollecitazioni inferiori a quelle indotte dall'azione del vento.

Gli elementi vengono quindi verificati singolarmente come previsto dalle NTC 2018 al punto 8.4.1 e specificato nella Circolare esplicativa.

Le verifiche vengono condotte con le seguenti combinazioni di carico.

Stato Limite Ultimo statico	
SLU Combinazione Statica	$F_d = \Sigma \gamma_G G_{ik} + \gamma_Q Q_{1k} + \Sigma (\gamma_Q \Psi_{0i} Q_{ik})$
Stato Limite Esercizio statico	
SLE Combinazione Rara	$F_d = \Sigma G_{ik} + Q_{1k} + \Sigma (\Psi_{0i} Q_{ik})$

### 4.5 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI

#### 4.5.1 SPINOTTO PIEDISTALLO COLONNA

Si prevede la sostituzione dell'attuale spinotto di collegamento a sezione quadra rastremata in acciaio della lunghezza complessiva di circa 30 cm con nuovo a sezione circolare inghisato in resina sugli elementi lapidei della lunghezza non inferiore a 50 cm. L'elemento sarà realizzato per mezzo di acciaio zincato



dott.ing. FABIO MARASSI

Piazza Goldoni, 5 – Tel. 040/635715

34122–TRIESTE

email [marassi.ing@fabmar.it](mailto:marassi.ing@fabmar.it)

P.IVA 00902440320

C.F. MRS FBA 68L26L424X

AZIONI SOLLECITANTI RIBALTANTI DA VENTO									
Zona	base	altezza	baricentro	pressione cinetica picco	cpe	Pressione vento	Spinta totale	Momento alla base	Taglio alla base
	[m]	[m]	[m]	[daN/m <sup>2</sup> ]			[daN]	[daNm]	[daN]
P2	0,22	1,42	1,28	101,25	1,20	122	38	49	38
P3	0,20	0,13	2,06	101,25	1,20	122	3	6	3
P4	3,85	0,33	2,61	101,25	1,20	122	153	399	153
SOLLECITAZIONI TOTALI								<b>454</b>	<b>194</b>
ANALISI CARICHI NORMALI									
P2	0,22^2*3,14/4*1,42*2400							129	daN
P3	0,20^2*3,14/4*0,13*2400							10	daN
P4	(0,01^2*7/2+0,03^2)*3,85*7850							38	daN
CARICO NORMALE SOVRASTRUTTURA								<b>177</b>	<b>daN</b>
SOLLECITAZIONI MASSIME SU SPINOTTO									
coefficienti				γ <sub>Q</sub>	1,5		γ <sub>P</sub>	1,3	
sollecitazioni				N <sub>c</sub>	230	daN	n° <sub>PIL</sub>	2	
				N <sub>t</sub>	-3783	daN	braccio	0,09	
				T	291	daN			

Il progettista e d.l.

Ing. Fabio Marassi





## **5. VALIDAZIONE DEI RISULTATI**

La presente relazione, ad integrazione di quanto fino ad ora esposto, riporta sinteticamente quanto previsto al punto 10.2 delle NTC 2008.

### **5.3 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICE DI CALCOLO UTILIZZATI**

Tutti i calcoli sono stati eseguiti a mano ovvero per mezzo dell'ausilio di fogli di calcolo appositamente predisposti dallo scrivente secondo le regole classiche e comprovate della scienza e tecnica delle costruzioni.

### **5.4 VALIDAZIONE DEI CODICI**

Al fine della validazione del calcolo strutturale e delle verifiche effettuate si sono eseguite opportune verifiche incrociate con esempi da bibliografia. Tutte le verifiche eseguite hanno sempre dato esito positivo.

### **5.5 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI**

Tutte le schematizzazioni e semplificazioni introdotte risultano atte alla massimizzazione delle sollecitazioni agenti e quindi a favore di sicurezza.

Il progettista e d.l.  
Ing. Fabio Marassi