

Contratto di Consulenza  
Comune di Portogruaro – Università di Trento

STUDIO DELLA SICUREZZA DELLA  
TORRE CIVICA DI PORTOGRUARO (VE)

**VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**



**4**

BOZZA ver. 0.1 - diff. confidenziale  
File: Portogruaro 4-1.doc

Gruppo di Ricerca:  
Dr. Daniele Zonta  
Ing. Marco Molinari  
All. Ing. Stefano Toffaletti

0.1	28/02/03	BOZZA SOGGETTA A REVISIONE	ST	MM	-
n	DATA	REVISIONE	red.	ver.	app.

# 1 SOMMARIO

<b>1</b>	<b>SOMMARIO .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>GENERALITÀ .....</b>	<b>2</b>
2.1	OGGETTO .....	2
2.2	OBIETTIVI DELLO STUDIO .....	2
2.3	FINALITÀ DELLA RICERCA .....	3
2.4	FASI DELLA RICERCA .....	3
2.5	SIGNIFICATO DEI SIMBOLI .....	4
2.6	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
<b>3</b>	<b>ANALISI .....</b>	<b>6</b>
3.1	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA OGGETTO DI STUDIO .....	6
3.2	FINALITÀ DELLO STUDIO .....	6
3.3	CONDIZIONI DI CARICO .....	7
3.4	AZIONE DEL VENTO (LC2) .....	7
	<i>Pressione del vento .....</i>	<i>7</i>
	<i>Coefficienti aerodinamici .....</i>	<i>10</i>
	<i>Coefficiente dinamico .....</i>	<i>10</i>
3.5	COMBINAZIONI DI CARICO .....	10
	<i>Peso proprio e sovraccarichi permanenti (LC1) .....</i>	<i>11</i>
	<i>Pressione del vento (LC2) .....</i>	<i>11</i>
	<i>Analisi sismica (CLC4) .....</i>	<i>11</i>
3.6	ANALISI DINAMICA .....	14
	<i>Regole di combinazione modale .....</i>	<i>14</i>
	<i>Regole di combinazione direzionale .....</i>	<i>14</i>
3.7	RIEPILOGO DEI RISULTATI .....	15
<b>4</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ULTIMA.....</b>	<b>24</b>
4.1	DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE .....	24
4.2	LEGGE COSTITUTIVA DEL MATERIALE MURATURA.....	24
4.3	MODELLO DI CALCOLO.....	26
4.4	DIAGRAMMI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE DI BASE .....	28
4.5	CONCLUSIONI.....	31
<b>5</b>	<b>ALLEGATI .....</b>	<b>32</b>

## 2 GENERALITÀ

### 2.1 Oggetto

Nell'ambito del contratto di consulenza fra il Comune di Portogruaro e l'Università degli Studi di Trento, avente per oggetto la studio di sicurezza della Torre Civica di Portogruaro, il Laboratorio Prove materiali e Strutture dell'Università di Trento ha condotto una campagna di indagine sperimentale con l'obiettivo di caratterizzare la risposta dinamica della Torre.

Le prove dinamiche si sono svolte nei giorni 31 luglio, 1 agosto e 2 agosto 2002. Erano presenti: l'Ing. Guido Andrea Anese del Comune di Portogruaro; l'Ing. Arturo Busetto e l'Ing. Livio Romanin dello studio di ingegneria Busetto di Pordenone; il Dr. Daniele Zonta, l'Ing. Loris Filippi, l'Ing. Marco Molinari e il Sig. Ivan Brandolise dell'Università di Trento.

Il resoconto tecnico della prova è contenuto nel rapporto numero 1: "Caratterizzazione dinamica sperimentale: Resoconto di prova".

Il resoconto dei metodi di analisi utilizzati nell'elaborazione è contenuto nel rapporto numero 2: "Caratterizzazione dinamica sperimentale: Estrazione modale".

Il resoconto della creazione di un modello FEM della struttura è contenuto nel rapporto numero 3: "Modellazione numerica".

La presente relazione descrive, ai fini della valutazione dello stato di sicurezza della struttura, la definizione dei carichi agenti, la determinazione degli sforzi e delle deformazioni che essi provocano e la valutazione della sua resistenza ultima.

Questa versione della relazione è emessa in forma di bozza ed è soggetta a revisione.

### 2.2 Obiettivi dello studio

- Definizione dei carichi variabili generati dal vento.
- Scelta dello spettro di risposta elastico da utilizzare nell'analisi sismica.
- Determinazione degli sforzi e delle deformazioni conseguenti alle diverse combinazioni di carico, utilizzando il modello FEM.
- Valutazione della resistenza ultima della sezione di base della Torre.

data 28/02/2003	Comune di Portogruaro - Università di Trento BOZZA ver. 0.1 file: Portogruaro 4-1.doc	pagina 2/32
--------------------	--	----------------

## 2.3 Finalità della ricerca

La ricerca di cui è oggetto il contratto di consulenza mira alla definizione dello stato di sicurezza della Torre Civica.

## 2.4 Fasi della ricerca

Il programma di ricerca si sviluppa nelle seguenti fasi:

i) Caratterizzazione dinamica sperimentale del campanile, con specifica attenzione allo studio del meccanismo di interazione terreno – struttura e agli effetti indotti dal moto delle campane; questa fase prevede in particolare:

- i.a) Svolgimento di una campagna di indagini dinamiche
- i.b) Estrazione modale

ii) Sviluppo e identificazione di un modello di calcolo agli Elementi Finiti calibrato sulla base dei risultati della sperimentazione di cui al punto (i), nonché sulla base dei risultati di ulteriori sondaggi ed indagini che il COMMITTENTE fornirà;

iii) Valutazione dello stato di sicurezza della struttura in relazione alle azioni attese e agli stati limite calcolati sulla base delle risultanze sperimentali, delle elaborazioni numeriche e dalla documentazione acquisita.

La presente relazione si riferisce alla fase (iii) del programma.

## 2.5 Significato dei simboli

$a_s$	Altitudine di riferimento	m
$c_e$	Coefficiente di esposizione	
$c_t$	Coefficiente di topografia	
$c_p$	Coefficiente di pressione	
$c_d$	Coefficiente dinamico	
$k_r$	Rugosità del terreno	
$P$	Pressione normale del vento	$N\ m^{-2}$
$q_{ref}$	pressione cinetica di riferimento	$N\ m^{-2}$
$v_{ref,0}$	Velocità di riferimento	
$z$	Altezza dell'edificio	m
$A$	Area della sezione	$m^2$
$LC$	Condizione di carico	
$CLC$	Combinazione di carico	
$J_{xx}$ $J_{yy}$	Momento di inerzia assiale	$m^4$
$W_x$ $W_y$	Modulo di resistenza	$m^3$
$T_r$	Tempo di ritorno	anni
$\gamma$	Densità di peso	$N\ m^{-3}$
$\gamma_g, \gamma_q$	Coefficienti di sicurezza	
$\mu_i$	Coefficiente di forma della copertura	
$\psi_0$	Coefficiente di combinazione	
$\delta$	Spostamento verticale massimo in corrispondenza del livello 0.0m e 8.0m	mm
$\varphi$	Rotazione massima del piano della sezione rispetto alla configurazione indeformata in corrispondenza del livello 0.0m e 8.0m	rad
$\Delta X$	Spostamento in direzione X dell'i-esimo punto (ricavato dal modello FEM)	m
$\Delta Y$	Spostamento in direzione Y dell'i-esimo punto (ricavato dal modello FEM)	m
$\Delta Z$	Spostamento in direzione Z dell'i-esimo punto (ricavato dal modello FEM)	m
$\Delta$	Spostamento orizzontale massimo in corrispondenza del piano di calpestio del terrazzino (36.98m)	mm
$\theta$	Inclinazione dell'asse neutro	rad
$d$	Distanza di asse neutro dal baricentro della sezione	m

## 2.6 Normativa di riferimento

Per i criteri di calcolo e per la definizione dei carichi agenti si è fatto riferimento alla normativa italiana in vigore e a quella europea:

D. M. LL. PP. 16 Gennaio 1996

*Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*

Circolare Ministero LL.PP. n. 156AA.GG/STC del 4 luglio 1996

*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D. M. 16 Gennaio 1996*

UNI – ENV 1991

*Eurocode 1 "Basis of design and actions on structures"*  
Novembre 1994

UNI – ENV 1998-1-1

*Eurocode 8 "Design provisions for earthquake resistance of structures"*  
*Part 1-1: General rules, seismic actions and general requirements for structures*  
Ottobre 1997

UNI – ENV 1998-1-2

*Eurocode 8 "Design provisions for earthquake resistance of structures"*  
*Part 1-2: General rules – General rules for buildings*  
Ottobre 1994

UNI – ENV 1998-1-3

*Eurocode 8 "Design provisions for earthquake resistance of structures"*  
*Part 1-3: General rules – Specific rules for various materials and elements*  
Febbraio 1995

## 3 ANALISI

### 3.1 Descrizione della struttura oggetto di studio

La Torre Civica di Portogruaro (VE) sorge a fianco della Concattedrale di S.Marco, ad un'altezza sul livello del mare di 5m circa.

Essa è costituita, da un punto di vista strutturale, dalla canna, dalla cella campanaria e dalla cuspide di copertura.

La canna presenta sezione approssimativamente quadrata con pareti in muratura di spessore circa di 1.3m alla base e 0.94m in sommità (dal livello del terreno a quota +31.89m, in corrispondenza del secondo avvolto). Le dimensioni medie dei lati variano tra 7.30m alla base e 6.55 m al secondo avvolto.

In sommità alla canna è posta la cella campanaria, con 5 campane, di sezione pressoché costante.

Sulla cella è impostato un tamburo ottagonale, inscritto in una circonferenza del diametro di 5.45m, e dell'altezza di 4.90m per uno spessore di 0.52m. Al di sopra del tamburo è posta una guglia piramidale di 15.84m e l'altezza complessiva del campanile è di 59.0m.

Il manufatto si caratterizza per un vistoso fuori piombo, che raggiunge il valore di 1.09m al terrazzino (spigolo nord-est, quota +36.90m).

In effetti, la canna presenta un cambiamento di pendenza lungo l'altezza.

### 3.2 Finalità dello studio

Il modello FEM, sviluppato ed identificato come mostrato nella relazione 3, è stato utilizzato per effettuare una verifica delle condizioni di sicurezza del manufatto.

### 3.3 Condizioni di carico

Sono state prese in considerazione le seguenti condizioni carico:

1. Peso delle strutture, considerando il momento indotto dal fuori piombo
2. Azione del vento, sopravvento e sottovento
3. Azione del sisma

La condizione di carico più gravosa per la struttura che presenta un fuori piombo verso nord-est, è quella con il vento spirante da direzione sud-ovest, ossia lungo la direzione della diagonale del I° quadrante del sistema di riferimento (x,y) assunto per il modello (dove l'asse y coincide con il nord e l'asse x con l'est).

### 3.4 Azione del vento (LC2)

#### Pressione del vento

La pressione del vento sugli edifici è data da:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

$q_{ref}$  = pressione di riferimento

$c_e$  = coefficiente di esposizione

$c_p$  = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

$c_d$  = coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

#### Pressione cinetica di riferimento

Relativamente alla zona geografica 1 (Veneto), la normativa prevede:

$$v_{ref,0} = 25 \text{ m sec}^{-1}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$k_a = 0.012 \text{ sec}^{-1}$$

e poiché l'altitudine sul livello del mare del sito è inferiore ad  $a_0=1000$  m, la velocità di riferimento relativa ad un periodo di ritorno di 50 anni vale semplicemente:

$$v_{ref}(50) = 25 \text{ m sec}^{-1}$$

La pressione cinetica di riferimento  $q_{ref}$  è data dall'espressione:

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1.6} = 391 \text{ N m}^{-2}$$



### **Coefficiente di esposizione**

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza della costruzione sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. E' dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

Si assegna una classe di rugosità B per il terreno, a cui corrisponde, per la zona geografica 1 e una distanza dalla costa inferiore ai 30 km, la III categoria di esposizione del sito:

$$k_r = 0.20$$

$$z_0 = 0.10 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 5 \text{ m.}$$

### **Coefficiente di topografia**

La Torre sorge in una zona pianeggiante, quindi il coefficiente di topografia si assume pari all'unità:

$$c_t = 1$$

### Distribuzione del coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione assume in definitiva i seguenti valori fra quota  $z=+0.0$  m e quota  $z=+56.71$  m:

$z$	$C_e$
56.71	3.37
55.00	3.35
52.50	3.32
50.00	3.28
47.50	3.25
45.00	3.19
42.50	3.16
40.00	3.11
37.50	3.06
35.00	3.02
32.50	2.96
30.00	2.90
27.50	2.83
25.00	2.77
22.50	2.69
20.00	2.61
17.50	2.51
15.00	2.41
12.50	2.29
10.00	2.14
7.50	1.95
5.00	1.71
2.50	1.71
0.00	1.71

## Coefficienti aerodinamici

### Pressione esterna

Si fa riferimento al paragrafo 7.6.8 della circolare ministeriale, in particolare alla curva b (per superfici ruvide). Tale distribuzione concorda sostanzialmente con i valori forniti dalla normativa europea.

$c_{pe} = 0.8$	per elementi sopravvento con l'inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$ (pareti verticali)
$c_{pe} = -0.4$	per elementi sopravvento con l'inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ (tetto piano) e per elementi sottovento (pareti verticali)

### Pressione interna

La struttura si considera essere completamente stagna, quindi per la pressione interna vale

$$c_{pi} = 0$$

Si ritiene che le modeste aperture delle bifore e delle trifore non creino sovrappressioni interne significative.

Le pressioni si calcolano pieno per vuoto, ossia trascurando le aperture.

## Coefficiente dinamico

Cautelativamente si assume il valore

$$c_d = 1$$

## 3.5 Combinazioni di carico

Si adotteranno combinazioni di carico del tipo:

$$F_{d,i} = \gamma_g LC1 + \gamma_{q2} [\psi_{02}] LC2 + \dots + \gamma_{qi} [\psi_{0i}] LCi$$

dove

- $\gamma_g$  è il coefficiente di sicurezza relativo al carico permanente
- $\gamma_g$  sono i coefficienti di sicurezza relativi alle altre azioni
- $\psi_0$  sono i coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo
- +
- indica l'azione contemporanea delle singole azioni

sono state prese in considerazione, in particolare, le seguenti combinazioni:

1. Peso proprio + Vento in compressione (coefficientati secondo le direttive di EC1)
2. Peso proprio + Vento in compressione (coefficientando solamente il vento)
3. Peso proprio + Vento in compressione
4. Peso proprio + Valore di progetto dell'azione sismica

data 28/02/2003	Comune di Portogruaro - Università di Trento BOZZA ver. 0.1 file: Portogruaro 4-1.doc	pagina 10/32
--------------------	--	-----------------

Ciascuna condizione di carico sarà applicata con i seguenti coefficienti di sicurezza e combinazione:

	LC1	LC2	
	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_0$
CLC1	1.4	1.5	1
CLC2	1	1.5	-
CLC3	1	1	-
CLC4	1	-	-

In particolare si è rilevato che non si raggiunge la decompressione in alcuna zona della sezione trasversale, per alcuna combinazione di carico.

Modalità di applicazione dei carichi

### **Peso proprio e sovraccarichi permanenti (LC1)**

A tutti gli elementi solid, shell e frame utilizzati è stato assegnato un peso per unità di volume corrispondente a quello reale stimato.

### **Pressione del vento (LC2)**

La situazione più critica corrisponde a vento spirante da sud-est.

#### **Pressione del vento sulla canna**

La pressione esterna del vento si considera applicata solamente alle facce sud ed est della Torre con valore corrispondente alla somma di pressione e depressione, conservandone il valore totale.

Per semplicità si è trascurata la variazione di pressione sullo spessore degli elementi; quindi il valore della pressione è costante per ogni strato di elementi solid e viene calcolato assumendo come coefficiente di esposizione  $c_e$  il valore medio tra quello dei nodi superiori ed inferiori dello strato

Inoltre, sulla canna, sono state assegnate delle forze equivalenti a quelle del vento, applicate sugli spigoli.

#### **Pressione del vento sulla cella campanaria e sulla copertura**

La pressione esterna indotta dal vento sulla cella campanaria e sulla copertura è stata considerata applicata in maniera uniforme sull'elemento di tipo shell. Il valore della pressione è stato calcolato in maniera analoga a quanto fatto per la canna, mediando il valore del coefficiente di esposizione  $c_e$  sull'altezza dello strato.

### **Analisi sismica (CLC4)**

#### **Caratteristiche del terreno**

Essendo il terreno costituito da depositi compatti di argilla sovraconsolidata con spessori maggiori di diverse decine di metri si assume il sottosuolo di tipo A.

data 28/02/2003	Comune di Portogruaro - Università di Trento BOZZA ver. 0.1 file: Portogruaro 4-1.doc	pagina 11/32
--------------------	--	-----------------

### Azione sismica

Come valore di progetto dell'accelerazione del terreno si assume:

$$a_g = 0.1$$

Questo valore di progetto corrisponde ad un periodo di ritorno di riferimento di 475 anni. A questo periodo di ritorno di riferimento è assegnato un coefficiente di importanza  $\gamma$  pari ad 1.0

### Rappresentazione base dell'azione sismica

Il modo dovuto ad un evento sismico in un dato punto della superficie del terreno è generalmente rappresentato da uno spettro di risposta elastico dell'accelerazione del terreno, detto anche "spettro di risposta elastico".

L'azione sismica orizzontale è descritta da due componenti ortogonali considerate indipendenti e rappresentate mediante il medesimo spettro di risposta.

L'azione sismica verticale viene invece trascurata perché....

### Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico  $S_e(T)$  per il periodo di ritorno di riferimento è definito mediante le seguenti espressioni:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right] \quad \text{per } 0 \leq T \leq T_B;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \quad \text{per } T_B \leq T \leq T_C;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \quad \text{per } T_C \leq T \leq T_D;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \cdot \left[ \frac{T_D}{T} \right]^{k_2} \quad \text{per } T_D \geq T;$$

dove:

$S_e(T)$  è l'ordinata dello spettro di risposta elastico;

$T$  è il periodo di vibrazione di un sistema lineare ad un grado di libertà;

$a_g$  è il valore di progetto dell'accelerazione del terreno per il periodo di ritorno di riferimento;

$\beta_0$  è il fattore di amplificazione dell'accelerazione dello spettro per smorzamento viscoso pari al 5%;

$T_B, T_C$  sono i limiti del tratto costante dello spettro di accelerazione;

$T_D$  è il valore definente l'inizio del tratto di spostamento costante dello spettro;

$k_1, k_2$  sono esponenti che modificano la forma dello spettro per un periodo di vibrazione maggiore, rispettivamente di  $T_C$  e  $T_D$ ;

data 28/02/2003	Comune di Portogruaro - Università di Trento BOZZA ver. 0.1 file: Portogruaro 4-1.doc	pagina 12/32
--------------------	--	-----------------

$S$  è il parametro che caratterizza il sottosuolo;

$\eta$  è il fattore correttivo dello smorzamento: assume un valore pari ad 1.0 per uno smorzamento viscoso pari al 5%, come nel caso in esame.

Per il sottosuolo di tipo A i valori che caratterizzano lo spettro di risposta elastico sono:

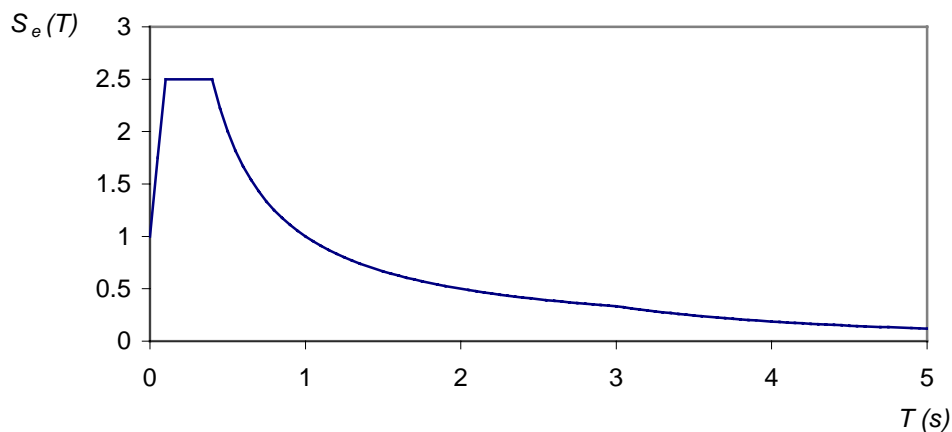
---

$S$	1.0
$\beta_0$	2.5
$k_1$	1.0
$k_2$	2.0
$T_B$	0.1
$T_C$	0.40
$T_D$	3.0

---

Si ottiene quindi una funzione con l'andamento illustrato in figura.

### Spettro di risposta elastico



### Combinazione dell'azione sismica con altre azioni

Il valore di progetto della sollecitazione prodotta dall'azione sismica,  $E_d$ , è ottenuto dalla combinazione con le altre azioni esterne secondo la seguente formula:

$$E_d = \sum G_{kj} + \sum \psi_{2i} Q_{ki} + \gamma_1 A_{Ed}$$

dove:

$G_{kj}$  valore caratteristico della j-esima azione permanente;

$Q_{ki}$  valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$A_{Ed}$  valore di progetto dell'azione sismica;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione per valori quasi-permanenti della i-esima azione variabile;

$\gamma_1$  coefficiente di importanza.

Si pone quindi:

$$\gamma = 1.0 \quad \text{edificio di III Categoria.}$$

### 3.6 Analisi dinamica

#### Regole di combinazione modale

Qualunque effetto  $R(t)$  determinato dall'azione sismica agente su di una struttura può essere ottenuto come combinazione lineare dei vari modi di vibrare. In particolare si ottiene:

$$R(t) = \xi_1 \cdot p_1(t) + \xi_2 \cdot p_2(t) + \dots + \xi_n \cdot p_n(t)$$

dove:

$p_i$  sono le coordinate principali, che permettono di disaccoppiare il sistema  
 $\xi_i$  sono i coefficienti di influenza.

Per ricavare il valore  $R_{max}$  non è sufficiente ricavare i valori  $p_{i,max}$  in quanto i valori massimi non si verificano sempre nello stesso istante  $t$ .

Esistono differenti modi per ottenere il valore  $R_{max}$ :

- SSRS:  $|R_{max}| = \sqrt{\sum |R_i|^2}$
- GMC e CQC:  $|R_{max}| = \sqrt{\sum \sum R_i \cdot p_{ij} \cdot R_j}$
- ABS:  $|R_{max}| = \sum |R_i|$

dove:

SSRS = "Square Root of the Sum of the Squares"

GMC = "General Modal Combination"

CQC = "Complete Quadratic Combination"

ABS = "Sum of the Absolute value"

Nel caso del modello FEM della Torre è stata utilizzata una regola di combinazione modale del tipo CQC.

#### Regole di combinazione direzionale

Per ogni spostamento, forza o tensione nella struttura, la combinazione modale produce un singolo risultato positivo per ciascuna direzione di accelerazione. Questi valori direzionali per una data quantità in risposta vengono successivamente combinati per produrre un singolo risultato positivo.

Esistono due tipologie di combinazione:

- SSRS:  $|R_{max}| = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2}$
- ABS:  $|R_{max}| = \max(R_1^*, R_2^*, R_3^*)$

con

$$R_1^* = R_1 + \nu \cdot (R_2 + R_3)$$

data 28/02/2003	Comune di Portogruaro - Università di Trento BOZZA ver. 0.1 file: Portogruaro 4-1.doc	pagina 14/32
--------------------	--	-----------------

$$R_2^* = R_2 + \nu \cdot (R_1 + R_3)$$

$$R_3^* = R_3 + \nu \cdot (R_1 + R_2)$$

$\nu = 0 \div 1$       fattore di combinazione direzionale

$R_i$                       risposta nella direzione considerata.

Nel caso del modello FEM della Torre è stata utilizzata una regola di combinazione direzionale del tipo SSRS.

### 3.7 Riepilogo dei risultati

Nel seguito, per ciascuna condizione e combinazione di carico, vengono riportati i valori maggiormente significativi, ed in particolare:

- lo sforzo normale massimo di compressione nella muratura alla base della canna ( $\sigma_{max}$ ), fornendo un valore di punta (che si riscontra in coincidenza con lo spigolo di nord-est, il maggiormente sollecitato) e un valore medio (che si riscontra in prossimità allo spigolo stesso)
- la rotazione  $\varphi$  massima del piano della sezione rispetto alla configurazione indeformata in corrispondenza dei livelli 0.0m e 8.0m
- la rotazione relativa tra le sezioni di quota 0.0m e 8.0m
- lo spostamento verticale  $\delta$  massimo, in corrispondenza dei livelli 0.0m e 8.0m
- la deformazione % del tratto di Torre compresa tra le sezioni a quota 0.0m e 8.0m
- lo spostamento orizzontale  $\Delta$  massimo in corrispondenza del piano di calpestio del terrazzino (quota +36.98m), considerato con la formula

$$\Delta = \sqrt{(\Delta X^2 + \Delta Y^2)}$$

- i valori  $\Delta X$ ,  $\Delta Y$  e  $\Delta Z$ , degli spostamenti degli i-esimi punti, ricavati dal modello FEM

I risultati in forma grafica delle elaborazioni sono riportati in appendice 4.A.



Studio della sicurezza della Torre Civica di Portogruaro  
 Caratterizzazione dinamica sperimentale: Valutazione della sicurezza

**CONDIZIONE DI CARICO 1: SOLO PESO PROPRIO**

Quota (m)	$\sigma$ max alla base		Rotazioni $\varphi$ (rad)	Abbassamenti (mm)	Deformazioni (%)	Spostamenti (mm)	Nodo	Valori misurati dal modello FEM		
	val. di punta (N/m <sup>2</sup> )	val. medio (N/m <sup>2</sup> )						$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$\Delta Z$ (m)
0.00	<b>1.580E+06</b>	<b>1.050E+06</b>	0.000123	-1.98	0.029%	-	A	3.422E-04	3.661E-04	-1.982E-03
				-1.31	0.017%	-	B	2.645E-04	7.164E-05	-1.308E-03
				-0.78	0.007%	-	C	1.056E-04	1.395E-04	-7.759E-04
				-1.42	0.019%	-	D	3.321E-05	3.113E-04	-1.422E-03
				<b>-1.37</b>	<b>0.018%</b>		medio	1.864E-04	2.221E-04	-1.372E-03
8.00	-	-	0.000307	-4.33		-	A	1.786E-03	1.964E-03	-4.328E-03
				-2.70		-	B	1.583E-03	1.156E-03	-2.695E-03
				-1.35		-	C	1.132E-03	1.340E-03	-1.353E-03
				-2.92		-	D	9.637E-04	1.811E-03	-2.923E-03
				<b>-2.82</b>			medio	1.366E-03	1.568E-03	-2.825E-03
<b><math>\varphi(8\text{ m}) - \varphi(0\text{ m}) = 0.000183</math></b>				(rad)						
31.69	-	-		-		13.35	A	8.988E-03	9.870E-03	-8.836E-03
				-		13.22	B	8.960E-03	9.719E-03	-6.225E-03
				-		13.16	C	8.851E-03	9.745E-03	-3.858E-03
				-		13.23	D	8.830E-03	9.857E-03	-6.461E-03
						<b>13.24</b>	medio	8.907E-03	9.798E-03	-6.345E-03

Studio della sicurezza della Torre Civica di Portogruaro  
 Caratterizzazione dinamica sperimentale: Valutazione della sicurezza

**CONDIZIONE DI CARICO 2: SOLO VENTO**

Quota (m)	$\sigma$ max alla base		Rotazioni $\varphi$ (rad)	Abbassamenti (mm)	Deformazioni	Spostamenti (mm)	Nodo	Valori misurati dal modello FEM		
	val. di punta (N/m <sup>2</sup> )	val. medio (N/m <sup>2</sup> )						$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$\Delta Z$ (m)
0.00	<b>4.200E+04</b>	<b>2.250E+04</b>	-0.000009	-0.04	0.001%	-	A	1.737E-05	1.713E-05	-4.336E-05
				0.00	0.000%	-	B	1.267E-05	1.261E-05	0.000E+00
				0.04	0.001%	-	C	1.726E-05	1.688E-05	4.055E-05
				0.00	0.000%	-	D	1.286E-05	1.265E-05	0.000E+00
				<b>0.00</b>	<b>0.000%</b>		medio	1.504E-05	1.482E-05	-7.025E-07
8.00	-	-	0.000021	-0.11		-	A	1.148E-04	1.128E-04	-1.091E-04
				0.00		-	B	1.017E-04	1.009E-04	-2.854E-06
				0.10		-	C	1.144E-04	1.139E-04	9.739E-05
				0.00		-	D	1.026E-04	1.016E-04	-4.781E-06
				<b>0.00</b>			medio	1.084E-04	1.073E-04	-4.836E-06
$\varphi(8\text{ m}) - \varphi(0\text{ m}) =$				<b>0.000030</b>	(rad)					
31.69	-	-	-	-		0.97	A	6.895E-04	6.778E-04	-2.270E-04
				-		0.96	B	6.852E-04	6.754E-04	-3.901E-05
				-		0.97	C	6.883E-04	6.796E-04	1.476E-04
				-		0.96	D	6.870E-04	6.764E-04	-3.900E-05
						<b>0.97</b>	medio	6.875E-04	6.773E-04	-3.935E-05

Studio della sicurezza della Torre Civica di Portogruaro  
 Caratterizzazione dinamica sperimentale: Valutazione della sicurezza

**CONDIZIONE DI CARICO 3: SOLO SISMA**

Quota (m)	$\sigma$ max alla base		Rotazioni $\varphi$ (rad)	Abbassamenti (mm)	Deformazioni	Spostamenti (mm)	Nodo	Valori misurati dal modello FEM		
	val. di punta (N/m <sup>2</sup> )	val. medio (N/m <sup>2</sup> )						$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$\Delta Z$ (m)
0.00	<b>-1.430E+05</b>	<b>-1.100E+05</b>	-0.000001	0.15	0.003%	-	A	7.266E-05	7.240E-05	1.473E-04
				0.14	0.003%	-	B	6.979E-05	7.150E-05	1.390E-04
				0.14	0.002%	-	C	7.128E-05	7.073E-05	1.375E-04
				0.14	0.003%	-	D	7.199E-05	7.140E-05	1.426E-04
				<b>0.14</b>	<b>0.003%</b>	-	medio	7.143E-05	7.151E-05	1.416E-04
8.00	-	-	0.000005	0.37	-	-	A	5.169E-04	5.176E-04	3.704E-04
				0.34	-	-	B	5.007E-04	5.171E-04	3.432E-04
				0.33	-	-	C	5.042E-04	5.069E-04	3.294E-04
				0.35	-	-	D	5.139E-04	5.066E-04	3.481E-04
				<b>0.35</b>	-	-	medio	5.089E-04	5.121E-04	3.478E-04
$\varphi$ (8 m) - $\varphi$ (0 m) = <b>0.000006</b>				(rad)						
31.69	-	-	-	-	-	4.57	A	3.225E-03	3.238E-03	7.893E-04
				-	-	4.55	B	3.202E-03	3.238E-03	6.551E-04
				-	-	4.54	C	3.202E-03	3.217E-03	5.177E-04
				-	-	4.57	D	3.244E-03	3.217E-03	6.694E-04
						<b>4.56</b>	medio	3.218E-03	3.228E-03	6.579E-04

Studio della sicurezza della Torre Civica di Portogruaro  
 Caratterizzazione dinamica sperimentale: Valutazione della sicurezza

**COMBINAZIONE DI CARICO 1: 1.4 \* PESO PROPRIO + 1.5 \* VENTO**

Quota (m)	$\sigma$ max alla base		Rotazioni $\varphi$ (rad)	Abbassamenti (mm)	Deformazioni	Spostamenti (mm)	Nodo	Valori misurati dal modello FEM		
	val. di punta (N/m <sup>2</sup> )	val. medio (N/m <sup>2</sup> )						$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$\Delta Z$ (m)
0.00	<b>2.280E+06</b>	<b>1.600E+06</b>	0.000185	-2.84	0.042%	-	A	5.052E-04	5.382E-04	-2.840E-03
				-1.83	0.024%	-	B	3.894E-04	1.192E-04	-1.831E-03
				-1.03	0.009%	-	C	1.738E-04	2.206E-04	-1.026E-03
				-1.99	0.026%	-	D	6.578E-06	4.547E-04	-1.992E-03
				<b>-1.92</b>	<b>0.025%</b>	-	medio	2.687E-04	3.332E-04	-1.922E-03
8.00	-	-	0.000461	-6.22	-	-	A	2.673E-03	2.919E-03	-6.223E-03
				-3.78	-	-	B	2.369E-03	1.770E-03	-3.777E-03
				-1.75	-	-	C	1.756E-03	2.047E-03	-1.748E-03
				-4.10	-	-	D	1.503E-03	2.688E-03	-4.100E-03
				<b>-3.96</b>	-	-	medio	2.075E-03	2.356E-03	-3.962E-03
$\varphi(8\text{ m}) - \varphi(0\text{ m}) =$			<b>0.000276</b>	(rad)						
31.69	-	-	-	-	-	20.10	A	1.360E-02	1.480E-02	-1.270E-02
				-	-	19.95	B	1.360E-02	1.460E-02	-8.773E-03
				-	-	19.89	C	1.340E-02	1.470E-02	-5.179E-03
				-	-	19.96	D	1.340E-02	1.480E-02	-9.104E-03
						<b>19.98</b>	medio	1.350E-02	1.473E-02	-8.939E-03

Studio della sicurezza della Torre Civica di Portogruaro  
 Caratterizzazione dinamica sperimentale: Valutazione della sicurezza

**COMBINAZIONE DI CARICO 2: PESO PROPRIO + 1.5 \* VENTO**

Quota (m)	$\sigma$ max alla base		Rotazioni $\varphi$ (rad)	Abbassamenti (mm)	Deformazioni	Spostamenti (mm)	Nodo	Valori misurati dal modello FEM		
	val. di punta (N/m <sup>2</sup> )	val. medio (N/m <sup>2</sup> )						$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$\Delta Z$ (m)
0.00	<b>1.640E+06</b>	<b>1.100E+06</b>	0.000136	-2.05	0.031%	-	A	3.683E-04	3.917E-04	-2.047E-03
				-1.31	0.017%	-	B	2.835E-04	9.055E-05	-1.308E-03
				-0.72	0.006%	-	C	1.315E-04	1.648E-04	-7.151E-04
				-1.42	0.019%	-	D	5.250E-05	3.302E-04	-1.423E-03
				<b>-1.37</b>	<b>0.018%</b>		medio	2.090E-04	2.443E-04	-1.373E-03
8.00	-	-	0.000338	-4.49		-	A	1.958E-03	2.133E-03	-4.492E-03
				-2.70		-	B	1.736E-03	1.308E-03	-2.699E-03
				-1.21		-	C	1.303E-03	1.511E-03	-1.207E-03
				-2.93		-	D	1.118E-03	1.963E-03	-2.930E-03
				<b>-2.83</b>			medio	1.529E-03	1.729E-03	-2.832E-03
$\varphi(8\text{ m}) - \varphi(0\text{ m}) =$				<b>0.000202</b>	(rad)					
31.69	-	-		-	-	14.79	A	1.000E-02	1.090E-02	-9.176E-03
				-	-	14.64	B	9.987E-03	1.070E-02	-6.283E-03
				-	-	14.64	C	9.884E-03	1.080E-02	-3.636E-03
				-	-	14.70	D	9.860E-03	1.090E-02	-6.520E-03
						<b>14.69</b>	medio	9.933E-03	1.083E-02	-6.404E-03

Studio della sicurezza della Torre Civica di Portogruaro  
 Caratterizzazione dinamica sperimentale: Valutazione della sicurezza

**COMBINAZIONE DI CARICO 3: PESO PROPRIO + VENTO**

Quota (m)	$\sigma$ max alla base		Rotazioni $\varphi$ (rad)	Abbassamenti (mm)	Deformazioni	Spostamenti (mm)	Nodo	Valori misurati dal modello FEM		
	val. di punta (N/m <sup>2</sup> )	val. medio (N/m <sup>2</sup> )						$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$\Delta Z$ (m)
0.00	<b>1.640E+06</b>	<b>1.100E+06</b>	0.000132	-2.03	0.030%	-	A	3.596E-04	3.832E-04	-2.025E-03
				-1.31	0.017%	-	B	2.772E-04	8.425E-05	-1.308E-03
				-0.74	0.007%	-	C	1.229E-04	1.563E-04	-7.354E-04
				-1.42	0.019%	-	D	4.607E-05	3.239E-04	-1.423E-03
				<b>-1.37</b>	<b>0.018%</b>	-	medio	2.014E-04	2.369E-04	-1.373E-03
8.00	-	-	0.000328	-4.44	-	-	A	1.901E-03	2.077E-03	-4.437E-03
				-2.70	-	-	B	1.685E-03	1.257E-03	-2.698E-03
				-1.26	-	-	C	1.246E-03	1.454E-03	-1.256E-03
				-2.93	-	-	D	1.066E-03	1.912E-03	-2.928E-03
				<b>-2.83</b>	-	-	medio	1.475E-03	1.675E-03	-2.830E-03
$\varphi(8\text{ m}) - \varphi(0\text{ m}) =$				<b>0.000196</b>	(rad)					
31.69	-	-	-	-	-	14.28	A	9.678E-03	1.050E-02	-9.063E-03
				-	-	14.18	B	9.645E-03	1.040E-02	-6.264E-03
				-	-	14.11	C	9.539E-03	1.040E-02	-3.710E-03
				-	-	14.17	D	9.517E-03	1.050E-02	-6.500E-03
						<b>14.19</b>	medio	9.595E-03	1.045E-02	-6.384E-03

Studio della sicurezza della Torre Civica di Portogruaro  
 Caratterizzazione dinamica sperimentale: Valutazione della sicurezza

**COMBINAZIONE DI CARICO 4: SISMA COMBO MAX ( PESO PROPRIO + SISMA )**

Quota (m)	$\sigma$ max alla base		Rotazioni $\varphi$ (rad)	Abbassamenti (mm)	Deformazioni	Spostamenti (mm)	Nodo	Valori misurati dal modello FEM		
	val. di punta (N/m <sup>2</sup> )	val. medio (N/m <sup>2</sup> )						$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$\Delta Z$ (m)
0.00	<b>1.450E+06</b>	<b>9.200E+05</b>	0.000122	-1.84	0.027%	-	A	4.149E-04	4.385E-04	-1.835E-03
				-1.17	0.015%	-	B	3.343E-04	1.431E-04	-1.169E-03
				-0.64	0.005%	-	C	1.769E-04	2.102E-04	-6.385E-04
				-1.28	0.016%	-	D	1.052E-04	3.827E-04	-1.279E-03
				<b>-1.23</b>	<b>0.016%</b>		medio	2.578E-04	2.936E-04	-1.230E-03
8.00	-	-	0.000302	-3.96		-	A	2.303E-03	2.481E-03	-3.958E-03
				-2.35		-	B	2.084E-03	1.673E-03	-2.352E-03
				-1.02		-	C	1.636E-03	1.847E-03	-1.024E-03
				-2.58		-	D	1.478E-03	2.317E-03	-2.575E-03
				<b>-2.48</b>			medio	1.875E-03	2.080E-03	-2.477E-03
$\varphi(8\text{ m}) - \varphi(0\text{ m}) =$				<b>0.000180</b>	(rad)					
31.69	-	-		-	-	17.90	A	1.220E-02	1.310E-02	-8.046E-03
				-	-	17.83	B	1.220E-02	1.300E-02	-5.570E-03
				-	-	17.76	C	1.210E-02	1.300E-02	-3.340E-03
				-	-	17.83	D	1.210E-02	1.310E-02	-5.792E-03
						<b>17.83</b>	medio	1.215E-02	1.305E-02	-5.687E-03

Studio della sicurezza della Torre Civica di Portogruaro  
 Caratterizzazione dinamica sperimentale: Valutazione della sicurezza

**COMBINAZIONE DI CARICO 4 bis: SISMA COMBO MIN ( PESO PROPRIO + SISMA )**

Quota (m)	$\sigma$ max alla base		non c'è decompressione				Nodo	Valori misurati dal modello FEM		
	val. di punta (N/m <sup>2</sup> )	val. medio (N/m <sup>2</sup> )	Rotazioni $\varphi$ (rad)	Abbassamenti (mm)	Deformazioni	Spostamenti (mm)		$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$\Delta Z$ (m)
0.00	<b>1.730E+06</b>	<b>1.150E+06</b>	0.000124	-2.13	0.032%	-	A	2.695E-04	2.937E-04	-2.129E-03
				-1.45	0.020%	-	B	1.947E-04	0.000E+00	-1.447E-03
				-0.91	0.010%	-	C	3.435E-05	6.872E-05	-9.134E-04
				-1.57	0.021%	-	D	-3.878E-05	2.399E-04	-1.565E-03
				<b>-1.51</b>	<b>0.021%</b>		medio	1.149E-04	1.506E-04	-1.514E-03
8.00	-	-	0.000312	-4.70	-	-	A	1.269E-03	1.446E-03	-4.699E-03
				-3.04	-	-	B	1.082E-03	6.392E-04	-3.038E-03
				-1.68	-	-	C	6.275E-04	8.330E-04	-1.683E-03
				-3.27	-	-	D	4.497E-04	1.304E-03	-3.271E-03
				<b>-3.17</b>			medio	8.571E-04	1.056E-03	-3.173E-03
$\varphi(8\text{ m}) - \varphi(0\text{ m}) =$			<b>0.000187</b>	(rad)						
31.69	-	-		-	-	8.79	A	5.763E-03	6.631E-03	-9.625E-03
				-	-	8.67	B	5.758E-03	6.481E-03	-6.880E-03
				-	-	8.63	C	5.649E-03	6.528E-03	-4.375E-03
				-	-	8.69	D	5.606E-03	6.640E-03	-7.131E-03
						<b>8.69</b>	medio	5.694E-03	6.570E-03	-7.003E-03



## 4 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ULTIMA

### 4.1 Definizione degli stati limite

L'analisi esposta nel seguito interessa lo stato limite di collasso della Torre Civica. Nei paragrafi precedenti si è rilevato come le sollecitazioni più gravose per la sicurezza dell'edificio siano quelle originate dal vento. Si ipotizza che la perdita della sicurezza statica sia legata all'incremento della velocità del vento spirante verso Nord-Est (in direzione tale da incrementare la pendenza).

Le tensioni attingono dei picchi di tensione in corrispondenza dello spigolo di Nord-Est della muratura, fatto che impone di considerare come potenziale stato limite l'attingimento della deformazione ultima della muratura in questa zona. Questo problema verrà analizzato nel presente Capitolo 4.

Rimane da verificare la capacità portante della fondazione: sono tuttavia assenti prove sperimentali affidabili tali da consentire una modellazione del sottosuolo adeguata a fornire una stima affidabile della capacità portante..

### 4.2 Legge costitutiva del materiale muratura

Le carote estratte dalla muratura della Torre Civica di Portogruaro hanno evidenziato la presenza di due paramenti murari bene organizzati, uno interno ed uno esterno, di mattoni pieni di spessore 12 cm e malta. La zona interna appare invece costituita da un riempimento di laterizio e conglomerato male organizzato secondo la tipologia costruttiva tradizionale del sacco murario, con frequenti vuoti e malta poco od affatto addensata tanto che, in talune carote, il materiale è stato in buona parte dilavato dal fluido di perforazione.

Poco efficaci appaiono gli effetti delle iniezioni di malta cementizia effettuate negli anni '60, che non hanno migliorato in modo diffuso ma soltanto localmente l'addensamento del sacco murario.

In definitiva il contributo di riempimento appare trascurabile rispetto a quello del paramento. Neppure le caratteristiche meccaniche del paramento murario esterno sono omogenee dato che, con operazioni di "cuci - scuci" effettuate negli anni '60, le zone particolarmente degradate sono state sostituite con nuova muratura di caratteristiche meccaniche nettamente migliori, come è evidente dall'osservazione dei risultati delle due uniche prove con martinetti piatti effettuate. I valori maggiormente significativi si

riportano in Tabella 1 e sono relative sia alla porzione di paramento originaria sia a quella ricostruita:

Muratura:	Stato Tensionale (MPa)	Tensione di Rottura (MPa)	Valore Medio Modulo Elastico (MPa)
Rifacimento Anni '60	0.83	> 8.54	7794
Vecchia Muratura	0.34	2.92	2122

*Tabella 1: sintesi dei valori ottenuti dalle prove con martinetti piatti*

I valori di resistenza e di rigidezza sono sensibilmente maggiori per la muratura ricostruita. Un'efficace caratterizzazione del materiale muratura richiederebbe l'esecuzione di prove in sito, preferibilmente con martinetti piatti, in numero tale da consentire la costruzione di una statistica della resistenza.

La dispersione dei risultati ottenuti dalle due sole prove effettuate si riflette nell'incertezza della stima del valore di collasso del manufatto.

Non sono state fornite le curve carico – spostamento delle prove e pertanto non è stato possibile acquisire alcuna informazione sperimentale relativa al valore della deformazione di rottura della muratura, per cui è necessario utilizzare un valore di letteratura, assunto pari a 0.002.

Dall'incertezza dei dati sperimentali non appare limitativo assumere, per tutta la muratura di base, un'unica legge di comportamento di tipo elastico perfettamente plastico, con modulo elastico e tensione pari alla media tra i valori medi ottenuti dalle due prove con i martinetti piatti e resistenza nulla a trazione.

I parametri dell'equazione di legame e la curva  $\sigma - \varepsilon$  sono riportati in Tabella 2 ed in Figura 1:

	Modulo Elastico (MPa)	Tensione (MPa)	Deformazione
Snervamento	4950	5.70	0.0012
Rottura	0	5.70	0.0020

Tabella 2: parametri dell'equazione di legame

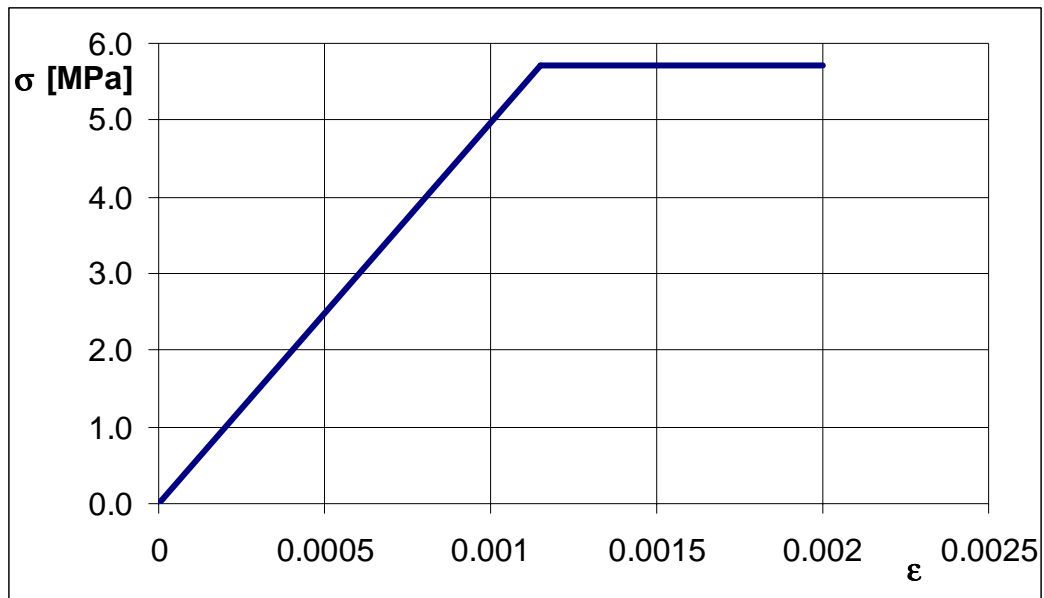


Figura 1: legame costitutivo assunto nelle analisi di sicurezza

### 4.3 Modello di calcolo

Nel calcolo è stato completamente trascurato l'incerto contributo del sacco murario, considerando esclusivamente il contributo del paramento; esso è stato suddiviso in elementi di muratura di larghezza 12 cm e lunghezza approssimativamente pari a 35 cm, determinandone per ciascuno le coordinate del punto baricentrico.

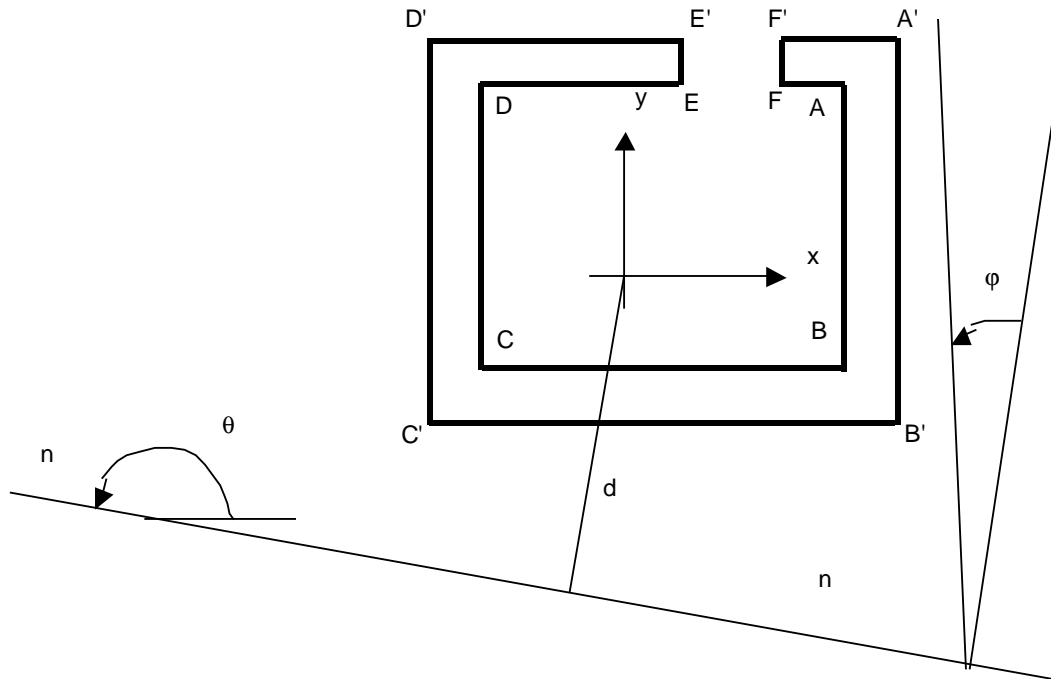


Figura 2: sistema di riferimento e parametri di calcolo; il Nord è approssimativamente individuato dall'asse y

L'ipotesi di conservazione delle sezioni piane consente di definire l'equazione del generico piano deformato, dipendente dalla distanza  $d$  dell'asse neutro (linea  $n - n$  in Figura 2) dal sistema di riferimento, dall'inclinazione  $\theta$  dell'asse neutro e dall'inclinazione  $\varphi$  del piano deformato rispetto al piano indeformato. Il piano deformato individua la configurazione deformata di tutti i punti della sezione trasversale di base del campanile conseguente all'applicazione del carico esterno: la deformazione assiale si calcola dividendo tale spostamento assiale corrispondente a ciascun punto per l'altezza della cerniera plastica che si attiva alla base del campanile al collasso, assunta di altezza 7.30 m e cioè pari al lato della torre stessa. Quindi la deformazione calcolata è relativa all'altezza della zona critica di base della Torre Civica.

A ciascun elemento di muratura della sezione trasversale di base si assegna il valore costante di deformazione  $\epsilon$ , tramite l'equazione di legame costitutivo, di tensione corrispondente al punto baricentrico all'elemento, anch'esso costante. Il prodotto della tensione per l'area di ciascun elemento consente di calcolare il contributo alla forza assiale resistente; i momenti flettenti resistenti nel sistema degli assi coordinati si calcolano come prodotto della forza assiale elementare per la distanza del punto baricentrico dell'elemento dal corrispondente asse coordinato del sistema di riferimento.

La sommatoria delle forze e dei momenti elementari, estesa all'intero perimetro interno ed esterno della sezione di base, fornisce l'azione assiale resistente ed i momenti flettenti resistenti corrispondenti alla generica configurazione deformata.

Utilizzando un risolutore numerico è possibile variare i parametri  $d$ ,  $\theta$  e  $\phi$  fino ad ottenere l'eguaglianza delle azioni sollecitanti e resistenti e quindi la convergenza alla soluzione.

Incrementando le azioni sollecitanti, nel caso considerato soltanto i momenti flettenti generati dal vento dato che l'azione assiale si mantiene costante e pari al peso proprio della Torre, la procedura converge fintanto che la sezione dispone di risorse di resistenza adeguate. Dato che la legge costitutiva assunta per il materiale consente scorrimenti illimitati una volta raggiunta la tensione plastica, è sempre necessario verificare il rispetto della deformazione assiale massima (assunta eguale a 0.0020) del punto maggiormente sollecitato, coincidente con lo spigolo Nord – Est del campanile.

#### 4.4 Diagrammi di resistenza della sezione di base

Si intende valutare il comportamento della sezione di base della Torre Civica incrementandone la pendenza in modo progressivo.

Dato che la sollecitazione maggiormente penalizzante è legata all'azione del vento, è di interesse valutare il degrado delle condizioni di sicurezza al crescere della velocità del vento. A questo scopo è stata predisposta una procedura di calcolo che fornisce i momenti flettenti sollecitanti la sezione di base al variare della velocità di riferimento del vento al suolo.

Nelle ipotesi assunte l'azione assiale rimane costante: il peso del campanile è stato ricavato dalle analisi FEM e vale 18310 kN.

Si noti che all'azione assiale sono associati valori di momento flettente derivanti dalla pendenza del campanile, cioè all'eccentricità del centro di massa, anche in assenza di vento verso Nord - Est: il punto iniziale del diagramma momento - curvatura risulta conseguentemente discosto dall'origine degli assi.

Si fa inoltre notare che il sistema di riferimento coincide con quello baricentrico della canna del campanile e non risulta baricentrico alla sezione di base, che presenta l'apertura della porta, ma coincide con il sistema di riferimento utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni.

Nelle figure 3, 4 e 5 si riportano alcuni diagrammi che sintetizzano i risultati delle analisi ed utili per la determinazione dello stato limite di collasso della sezione, valutato nelle ipotesi precedenti. In essi con  $M$  si indica il momento sollecitante, definito come:

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

Con  $\phi$  si indica la pendenza del piano deformato della sezione trasversale di base rispetto al piano indeformato. Con  $V$  si indica la velocità al suolo in m/s del vento, pensato spirare nella direzione della pendenza: il vigente D.M. del 16 gennaio 1996 fornisce una velocità caratteristica di 25 m/s in Portogruaro. Con  $\varepsilon$  si indica la massima deformazione allo spigolo Nord – Est del campanile (punto A' in Figura 2).

data 28/02/2003	Comune di Portogruaro - Università di Trento BOZZA ver. 0.1 file: Portogruaro 4-1.doc	pagina 28/32
--------------------	--	-----------------

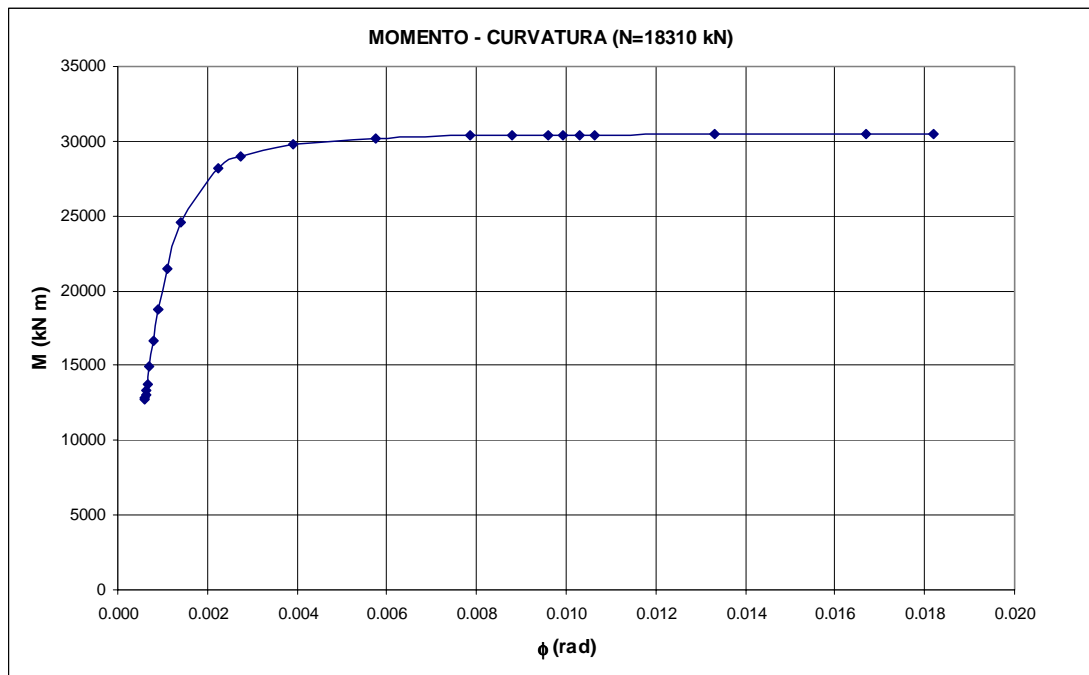


Figura 3: diagramma momento – curvatura della sezione di base

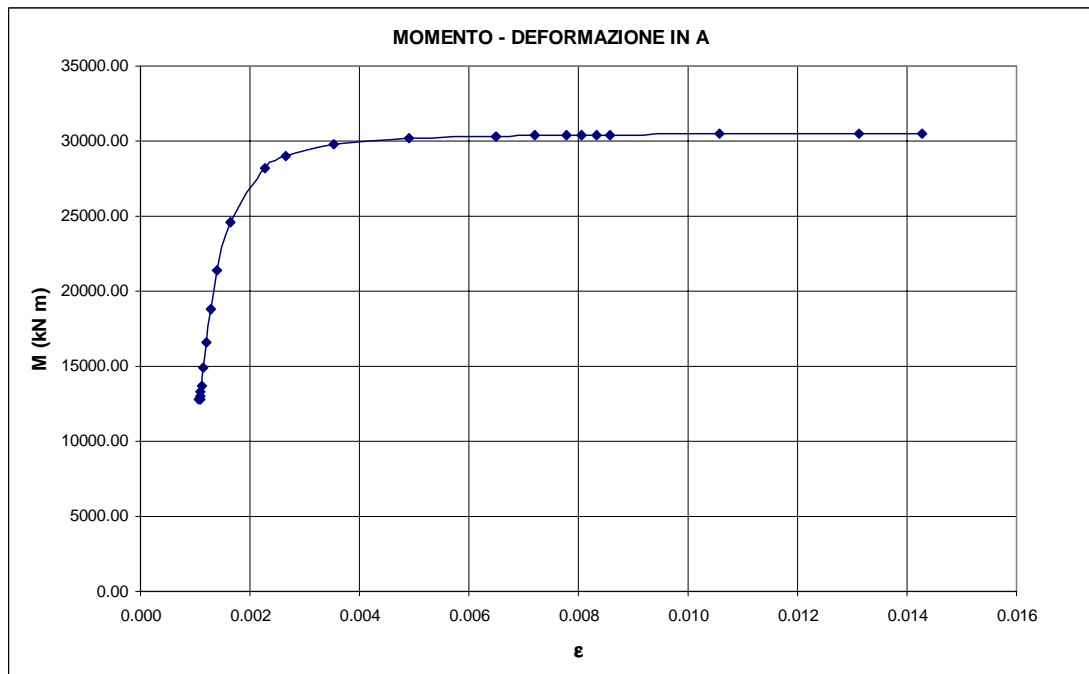


Figura 4: diagramma momento – deformazione nello spigolo di Nord Est

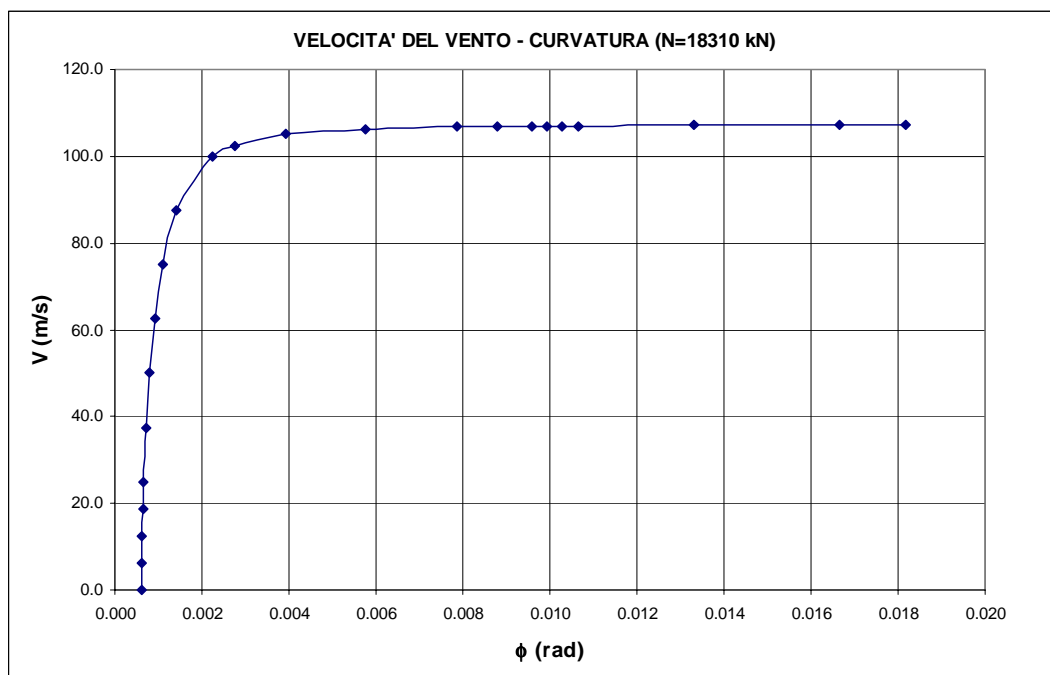


Figura 5: diagramma velocità del vento – curvatura

Nei diagrammi il punto finale delle curve corrisponde al limite di resistenza statico della sezione trasversale di base: raggiunto il valore di momento corrispondente, pari a 30494 kN m, non si ottiene convergenza ad alcuna soluzione. Il valore si attingerebbe per una velocità del vento al suolo pari a 107 m/s corrispondente ad oltre 4 volte il valore caratteristico di normativa associato al periodo di ritorno di 50 anni (pari a 25 m/s). Per questi valori la deformazione in A' sarebbe del 14%, valore tanto elevato da essere privo di alcun significato fisico.

Tutti i diagrammi vanno troncati in corrispondenza del valore limite di deformazione del materiale muratura: assumendo il valore del 2 per mille, valore tipico per murature ma assunto senza alcun riferimento a prove sperimentali, la rottura si attinge per un momento  $M$  di circa 26600 kN m corrispondente alla velocità del vento di circa 95 m/s. La decompressione della sezione si attinge, allo spigolo Sud – Ovest denominato C' in Figura 2, per valori di  $M$  pari a 16200 kN m corrispondenti alla velocità di circa 52 m/s. Si ribadisce l'importanza di una stima sperimentale esaurativa dei parametri di rottura della muratura: in effetti i valori di resistenza utilizzati sembrano piuttosto elevati e l'incertezza si riflette nella stima del carico di collasso.

I dati sinteticamente riportati sopra si riportano con completezza nella in Tabella 3:

V [m/s]	M [kN m]	$\varphi$ [rad]	$\varepsilon_{A'}$ %	$\varepsilon_{B'}$ %	$\varepsilon_{C'}$ %	$\varepsilon_{D'}$ %	$\sigma_{A'}$ [MPa]	$\sigma_{B'}$ [MPa]	$\sigma_{C'}$ [MPa]	$\sigma_{D'}$ [MPa]
0,0	12781	0,00061	0,108	0,069	0,028	0,067	0,54	0,34	0,14	0,33
72,7	20964	0,00106	0,139	0,070	0,000	0,068	0,57	0,35	0,01	0,34
94,7	26644	0,00188	0,200	0,077	-0,047	0,074	0,57	0,38	0,00	0,37

*Tabella 3: valori caratteristici delle tensioni in assenza di vento, alla decompressione dello spigolo Sud – Ovest e alla rottura (deformazione pari al 2 per mille)*

## 4.5 Conclusioni

Nel Capitolo 4 sono stati riportati i risultati della stima dello stato limite di rottura per compressione della sezione di base della Torre Civica di Portogruaro.

Il calcolo è stato effettuato assumendo i valori medi dei parametri di resistenza della muratura ottenuti da due sole prove con martinetti piatti effettuate su porzioni di paramento originarie e ricostruite negli anni '60. Nessuna informazione sperimentale è stata reperita relativamente alla deformazione di rottura del materiale: si è assunto un valore di deformazione assiale pari al 2 per mille.

Le incertezze sui valori dei parametri di resistenza si riflettono sulla stima dello stato limite di rottura per schiacciamento.

La determinazione del carico di collasso della Torre Campanaria richiederebbe inoltre la verifica della capacità portante delle fondazioni: non sono tuttavia disponibili informazioni sperimentali sui parametri di resistenza del terreno.

La stima della sicurezza della Torre Civica si rimanda alla redazione finale della presente relazione, che dovrà essere basata su un numero adeguato di parametri sperimentali.



## 5 ALLEGATI

4.A Risultati dell'analisi.

4.B Documentazione acquisita.