



CITTA' DI TORINO

VICE DIREZIONE GENERALE INGEGNERIA  
SERVIZIO EDIFICI MUNICIPALI

RESTAURO MURAZZI DEL PO  
INTERVENTI DI SISTEMAZIONE MANUFATTI ESTERNI



*Progetto architettonico:* arch. Dario SARDI  
arch. Cristina BANFO  
arch. Eleonora MANFREDI

*Progetto strutturale:* ing. Stefano MELUZZI  
CMC Ingegneri Associati  
via della Rocca 15, Torino

*Collaboratore:* geom. Fabrizio NEGRO

*Consulenza per il restauro:* arch. Federico FONTANA  
c.so Matteotti 3 bis - Torino

*Coordinatore per la Sicurezza:* ing. Alberto VESPA

*Responsabile del procedimento  
e Dirigente Settore Tecnico:* arch. Dario SARDI

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI  
CALCOLO STRUTTURALE

DATA

novembre 2013

REV. gennaio 2014

ELABORATO

ST-R1

**INDICE**

1.	Premessa	pag. 2
2.	Normative e riferimenti	pag. 3
3.	Descrizione degli interventi	pag. 4
4.	Materiali	pag. 11
5.	Analisi dei carichi	pag. 15
6.	Valutazione della sicurezza	pag. 16
7.	Interventi locali	pag. 17

**1.   PREMESSA**

La presente relazione ha per oggetto la descrizione degli interventi, le analisi dei carichi, le analisi delle sollecitazioni e le verifiche di sicurezza relative al progetto esecutivo strutturale delle opere di consolidamento statico e messa in sicurezza nell'ambito degli interventi di restauro e sistemazione dei manufatti esterni dei Murazzi del Po.

Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche si rimanda alle indicazioni contenute di seguito nel presente documento e negli elaborati grafici di progetto.

## **2.     NORMATIVE E RIFERIMENTI**

- a) Legge 5 novembre 1971 n.1086 “ Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica ”
  
- b) Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
  
- c) Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

### 3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi di consolidamento strutturale previsti nel presente progetto, scaturiti da vari fattori quali l'adeguamento alle norme tecniche vigenti di tipo strutturale per quanto riguarda i carichi accidentali ed i coefficienti di sicurezza, l'adeguamento normativo dal punto di vista della sicurezza per ringhiere e parapetti contro la caduta dall'alto, il recupero del degrado e dei dissessi ormai persenti sui beni in esame e provocati dall'età e dalla mancanza di manutenzione, sono dettagliati negli elaborati grafici di progetto e si distinguono in tre principali categorie di intervento:

- a) consolidamento e messa in sicurezza dei gradini costituenti lo scalone in testa a Corso San Maurizio
- b) parziale sostituzione e consolidamento delle balaustre delle balconate esistenti e dello scalone monumentale
- c) interventi locali atti a ripristinare la continuità strutturale degli elementi esistenti in pietra e/o in muratura

#### **a) Scalone monumentale**

Per il consolidamento delle gradinate e del sottoscale del salone monumentale si prevedono le seguenti attività di intervento:

- Pulizia elementi lapidei costituenti i gradini e cornici laterali in pietra (vedi dettaglio progetto di restauro)
- messa in quota dei primi gradini delle rampe e realizzazione delle murature di appoggio degli stessi
- Per gli elementi lesionati, ripristino della continuità dei blocchi che costituiscono i gradini con consolidamento strutturale mediante preventivo riallineamento degli stessi, ove necessario. Successive microperforazioni trasversali passanti nella lesione e successiva iniezione di resine epossidiche bicomponenti a bassissima viscosità, fino a rifiuto. Per i gradini che presentano parti mancanti, ricostruzione delle stesse con inserimento di tasselli in materiale lapideo avente caratteristiche tipologiche e cromatiche analoghe ai gradini esistenti.
- tracciamento generale di verifica del sistema di consolidamento della scala

- predisposizione in officina della carpenteria metallica prevista, da realizzarsi in ferro zincato, sulla base del progetto esecutivo e delle verifiche in sito di tracciamento
- preparazione del ponteggio con piani di lavoro di forma e dimensioni adeguate ad operare in sicurezza per consentire il montaggio della carpenteria metallica
- posa in opera provvisoria mediante puntellatura dei cosciali di presidio delle rampe, ottimizzando al minimo gli spessoramenti di malta previsti
- tracciamento delle travi principali e predisposizione dei fori per l'ancoraggio delle piastre di appoggio
- posa in opera delle travi principali ed ancoraggio mediante tasselli ed ancoranti chimici
- sigillatura e spessoramento delle piastre di ancoraggio delle travi principali
- serraggio dei cosciali di presidio delle rampe sulle travi principali
- sigillatura e spessoramento degli elementi di appoggio dei gradini
- intervento di ricostruzione del tessuto murario con la tecnica del cuci e scuci, da realizzare su muratura in mattoni pieni e pietrame in corrispondenza dell'intradosso degli appoggi dei gradini della scala, degli archi di collegamento delle pareti al di sotto della scala e del voltino longitudinale su ingresso arcata 32
- intervento di consolidamento della muratura esistente mediante la tecnica delle iniezioni a bassa pressione di legante idraulico fillerizzato superfluido, resistente ai sali, a base di calce ed eco-pozzolana, da realizzarsi in corrispondenza delle lesioni presenti sulle murature sottostanti la scala
- Ripristino sigillature all'intradosso dei lastroni che costituiscono i pianerottoli della scala con malta ad elevate prestazioni meccaniche
- Sigillatura con malta dei fori e delle discontinuità presenti fra i conci in pietra delle facciate ed in corrispondenza degli incastri dei gradini sulla facciata (lato superiore)

## **b) Balaustre delle balconate e dello scalone**

### SMONTAGGIO BALAUSTRE

- Predisposizione apprestamenti di sicurezza (vedi dettaglio piano di sicurezza)
- Rimozione opere provvisionali in metallo installate per messa in sicurezza parti pericolanti e mancanti, mantenendo in opera quelle che tengono in posizione le colonnine al fine di evitare la caduta degli elementi pericolanti

- Numerazione e classificazione con orientamento dei singoli elementi costituenti le balaustre (cimase, colonnine, basamenti, ecc....)
- preventiva imbragatura in più punti e messa in tiro della cimasa ed interventi di microdemolizione delle zone di collegamento tra le cimase di coronamento superiore delle balaustre ed i pilastrini laterali, in maniera da facilitare il distacco tra gli stessi, con eventuale taglio delle zanche in ferro presenti
- interventi di microdemolizione delle zone di collegamento tra le cimase di coronamento superiore delle balaustre e le colonnine, con l'eliminazione delle malte presenti sulle superfici di ancoraggio alla sommità del capitello ed in corrispondenza dei rispettivi vani realizzati nelle cimase
- Sollevamento e smontaggio blocchi di pietra costituenti le cimase superiori mediante l'utilizzo di mezzo meccanico per il sollevamento degli elementi
- Trasposto degli elementi rimossi nell'ambito del cantiere nella zona di intervento
- Imbragatura delle colonnine e dei pilastrini (ove previsto) esistenti e messa in tiro
- Rimozione delle restanti opere provvisoriale in metallo installate per messa in sicurezza parti pericolanti e mancanti (parti non ancora rimosse, mantenute in opera al fine di garantire la stabilità delle colonnine)
- interventi di microdemolizione della zona di contatto tra le colonnine ed il basamento lapideo sottostante in modo di facilitare il distacco tra i diversi elementi, con l'eliminazione delle malte presenti sulle superfici di ancoraggio al piede delle colonnine ed in corrispondenza dei rispettivi vani realizzati nel basamento di Gneiss
- Sollevamento delle colonnine e dei pilastrini (ove previsto) e trasposto nell'ambito del cantiere nella zona di intervento. Valutazione stato di conservazione e cernita degli elementi per i quali prevedere il recupero
- Trasporto in discarica delle colonnine danneggiate, degradate o comunque considerate non recuperabili dalla DL
- Trasporto nell'ambito del cantiere nella zona dedicata alle lavorazioni delle colonnine riutilizzabili

#### LAVORAZIONI PER INTEGRAZIONE PARTI MANCANTI E MESSA A NORMA BALAUSTRATE

- produzione nuove colonnine in pietra di Saltrio per sostituzione elementi mancanti, lesionati o gravemente deteriorati, aventi morfologia, dimensioni e caratteristiche

cromatiche analoghi a quelle preesistenti. Tali colonnine dovranno inoltre essere dotate di incavi alla base ed in sommità per il successivo alloggiamento dei perni atti a solidarizzare le colonnine con la cimasa ed il basamento

- eventuale produzione di cimase in pietra in Gneiss di Borgone, aventi disegno, dimensioni e colorazione analoghi a quelle preesistenti, per sostituzione elementi mancanti
- realizzazione di bacchette in acciaio zincato a caldo e successivamente sabbiato e verniciato a fuoco, corredate alla base da fermapiede ove necessario, per adeguamento normativo delle caratteristiche di sicurezza della balaustra
- 

#### LAVORAZIONI SU ELEMENTI BALAUSTRE ESISTENTI

##### Cimase di coronamento superiore in gneiss di Borgone:

- Pulizia elementi lapidei smontati in loco (vedi dettaglio progetto di restauro)
- Recupero di elementi lapidei precedentemente rimossi e attualmente conservati all'interno dell'arcata 27
- Per gli elementi rotti e scollegati, riassetto delle porzioni di cimasa previo intervento di consolidamento strutturale mediante perforazioni allineate sulle due superfici di contatto, successivo inserimento di barre filettate in acciaio inox inghisate con resina epossidica e contemporaneo incollaggio dell'intera superficie di contatto mediante specifica resina bicomponente
- Per gli elementi lesionati, ripristino della continuità della cimasa con consolidamento strutturale mediante microperforazioni trasversali passanti nella lesione e successiva iniezione di resine epossidiche bicomponenti a bassissima viscosità, fino a rifiuto
- Formazione di fori tramite perforazioni a sola rotazione sul lato inferiore delle cimase per il successivo alloggiamento dei perni in acciaio inox per la solidarizzazione con le colonnine delle balaustre e per l'inserimento della bacchette verticali da prevedere per adeguamento alle normative sulla sicurezza
- Inserimento delle barre filettate in acciaio inox nei fori predisposti per la solidarizzazione con le colonnine e sigillatura dei fori con resina epossidica bicomponente superfluida

##### Colonnine in pietra di Saltrio



- Pulizia degli elementi per i quali è previsto il recupero, mediante applicazione di un prodotto specifico per la rimozione della patina biologica e la successiva rimozione meccanica con spazzole. Ricostruzione, ove si renda necessario, delle parti di colonnina mancanti sia nel capitello, sia nel fusto con applicazione di impasto a base di calce idraulica naturale (vedi dettaglio progetto di restauro)
- Formazione di incavi alla base ed in sommità delle colonnine per il successivo alloggiamento delle barre filettate in acciaio inox atti a solidarizzare le colonnine con la cimasa e il basamento
- applicazione di trattamento consolidante sulla superficie delle colonnine e successiva applicazione di prodotto idrorepellente traspirante a componente polisilossanica per la protezione dall'acqua e dagli agenti atmosferici (vedi dettaglio progetto di restauro)
- Inserimento di barre filettate in acciaio inox nei fori predisposti alla base delle colonnine per la solidarizzazione delle stesse con il basamento e sigillatura dei fori con resina epossidica bicomponente superfluida

#### Pilastrini dello scalone monumentale

- Trattamento di pulizia mediante idropulitura con acqua a bassa pressione o nebulizzata e con detergenti neutri (vedi dettaglio progetto di restauro)
- Interventi di ricostruzione di piccole parti mancanti e sigillatura fori presenti su alcuni di essi (integrazioni con inserti di materiale lapideo o malte)
- Formazione di incavi alla base ed in sommità dei pilastrini per il successivo alloggiamento delle barre filettate in acciaio inox atti a solidarizzare gli stessi con la cimasa ed il basamento (incavi doppi per gli elementi in corrispondenza dei giunti di cimase e basamenti)
- Inserimento di barre filettate in acciaio inox nei fori predisposti alla base dei pilastrini per la solidarizzazione degli stessi con il basamento e sigillatura dei fori con resina epossidica bicomponente superfluida

#### LAVORAZIONI DA ESEGUIRSI IN SITO PER IL RIASSEMBLEGGIO DELLE BALAUSTRE

- Realizzazione degli ancoraggi del basamento della balaustra mediante perforazioni ad angolazione prefissata con carotatrice su slitta ad avanzamento manuale, inserimento di barre filettate in acciaio inox e realizzazione dell'ancoraggio attivo,

- mediante bullonatura, o passivo, mediante colatura di malta fluida espansiva dal basso verso l'alto
- Riallineamento, ove necessario, dei pilastri in pietra esistenti in loco e trattamento di pulizia degli stessi. Eventuali interventi di ricostruzione di piccole parti mancanti e sigillatura fori presenti su alcuni di essi mediante integrazioni con inserti di materiale lapideo o malte (vedi dettaglio progetto di restauro)
  - Predisposizione delle grappe di ancoraggio, ove previsto, con barre filettate in acciaio inox ancorate in fori nei pilastrini per la solidarizzazione degli stessi con le cimase al fine di aumentare la tenuta della balaustra alle spinte orizzontali
  - Pulizia della pietra e formazione di fori mediante perforazioni a sola rotazione sul lato superiore del basamento lapideo per il successivo alloggiamento delle colonnine e delle nuove bacchette verticali in acciaio verniciato
  - Riposizionamento dei pilastrini, ove previsto, e delle colonnine con inserimento delle barre filettate in acciaio inox fissate alla base degli stessi negli incavi predisposti nel basamento lapideo e successiva sigillatura con resina epossidica bicomponente superfluida
  - posizionamento delle nuove bacchette verticali con inserimento delle stesse nei fori predisposti nel basamento e sigillatura con resina epossidica bicomponente superfluida
  - Riposizionamento delle cimase complete delle imperniature di collegamento (movimentazione delle stesse con apposito mezzo dotato di braccio di sollevamento previa debita imbragatura in più punti e messa in tiro), previo riempimento con malta ad elevate prestazioni meccaniche degli incavi realizzati sulla parte superiore delle colonnine, dove all'atto del riposizionamento della cimasa verranno inseriti i perni metallici preventivamente fissati sul lato inferiore delle cimase stesse. Nell'ambito delle operazioni di riposizionamento delle cimase dovranno inoltre essere inserite le testate delle bacchette negli alloggiamenti appositamente e realizzare la sigillatura degli stessi con resina epossidica bicomponente superfluida
  - Formazione di sigillature dei giunti di contatto tra cimase e pilastri lapidei con malta ad elevate prestazioni meccaniche
  - Sigillatura degli spazi residuali fra colonnine e cimasa / colonnine e basamento con malta ad elevate prestazioni meccaniche

**c) Interventi locali di ripristino della continuità strutturale**

Sulla base dell'effettivo stato di degrado e dissesto, in concomitanza degli interventi sopra descritti si prevedono interventi locali di varia natura atti a garantire il ripristino della continuità degli elementi danneggiati o lesionati, in particolare:

- Per gli elementi rotti e scollegati, riassetto degli elementi lapidei mediante intervento di consolidamento strutturale con perforazioni allineate sulle due superfici di contatto, successivo inserimento di barre filettate in acciaio inox inghisate con resina epossidica e contemporaneo incollaggio dell'intera superficie di contatto mediante specifica resina bicomponente
- Per gli elementi lesionati, ripristino della continuità delle cimase e dei gradini con consolidamento strutturale mediante microperforazioni trasversali passanti nella lesione e successiva iniezione di resine epossidiche bicomponenti a bassissima viscosità, fino a rifiuto
- intervento di consolidamento della muratura esistente mediante ricostruzione del tessuto murario con la tecnica del cucì e scuci, da realizzare su muratura in mattoni pieni e pietrame
- intervento di consolidamento della muratura esistente mediante la tecnica delle iniezioni a bassa pressione di legante idraulico fillerizzato superfluido, resistente ai sali, a base di calce ed eco-pozzolana

#### 4. MATERIALI

In base a quanto previsto dalle attuali normative in relazione ai materiali previsti in progetto ed a quelli esistenti sono stati adottati i seguenti parametri meccanico deformativi con i relativi dosaggi:

##### Gneiss di Borgone

L'esame degli elementi lapidei esistenti realizzati in gneiss di Borgone (cimasa e basamento delle balaustre; capitello, fusto e basamento dei pilastrini; cornici e sottocornici) porta ad assumere, in accordo alle indicazioni di letteratura, per analogia con materiali simili trattati dalle norme e secondo quanto previsto per la caratterizzazione dei materiali esistenti nella Circolare esplicativa delle NTC del 2009, i seguenti parametri meccanici:

categoria:	roccia metamorfica
peso specifico medio	$\gamma = 2.650 \text{ daN/m}^3$
resistenza media a compressione	$f_{cm} = 800 \text{ daN/cm}^2$
resistenza media a trazione per flessione	$f_{tm} = 120 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_M = 2,0$
fattore di confidenza (per livello di conoscenza LC1)	$F_C = 1,35$
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 296 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di progetto a trazione per flessione	$f_{td} = 44,4 \text{ daN/cm}^2$

##### Pietra di Saltrio

L'esame degli elementi lapidei esistenti realizzati in pietra di Saltrio (colonnine delle balaustre) porta ad assumere, in accordo alle indicazioni di letteratura, per analogia con materiali simili trattati dalle norme e secondo quanto previsto per la caratterizzazione dei materiali esistenti nella Circolare esplicativa delle NTC del 2009, i seguenti parametri meccanici:

categoria:	roccia sedimentaria
peso specifico medio	$\gamma = 2.500 \text{ daN/m}^3$
resistenza media a compressione	$f_{cm} = 400 \text{ daN/cm}^2$
resistenza media a trazione per flessione	$f_{tm} = 70 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_M = 2,0$

fattore di confidenza (per livello di conoscenza LC1)	$F_C = 1,35$
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 148 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di progetto a trazione per flessione	$f_{td} = 25,9 \text{ daN/cm}^2$

### **Muratura esistente in mattoni pieni e malta di calce**

L'esame della muratura esistente porta ad assumere, per analogia con materiali simili e secondo quanto indicato nella Circolare esplicativa delle NTC del 2009, i seguenti parametri:

peso specifico medio	$\gamma = 1.800 \text{ daN/m}^3$
modulo elastico	$E = 15.000 \text{ daN/cm}^2$
modulo elastico tangenziale	$G = 5.000 \text{ daN/cm}^2$
resistenza media a compressione	$f_m = 24 \text{ daN/cm}^2$
resistenza media a taglio	$\tau_m = 0,6 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_M = 3,0$
fattore di confidenza (per livello di conoscenza LC1)	$F_C = 1,35$
resistenza di progetto a compressione	$f_d = 5,92 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di progetto a taglio	$\tau_m = 0,148 \text{ daN/cm}^2$

### **Malta fluida espansiva per ancoraggi tipo Mapefill**

Colore:	grigio
Tempo di lavoro:	circa 1 h a +20°C
Resistenza a compressione a 28 gg (da scheda tecnica):	700 daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione a 28 gg (da scheda tecnica):	90 daN/cm <sup>2</sup>
Adesione su calcestruzzo a 28 gg (da scheda tecnica):	20 daN/cm <sup>2</sup>
Adesione su barra inghisata (da scheda tecnica):	250 daN/cm <sup>2</sup>

### **Malta ad elevate prestazioni meccaniche tipo Mape Antique strutturale NHL**

Colore:	nocciola chiaro
Tempo di lavoro:	circa 1 h a +20°C
Resistenza a compressione a 28 gg (da scheda tecnica):	150 daN/cm <sup>2</sup>
Adesione al supporto (da scheda tecnica):	7 daN/cm <sup>2</sup>

**Malta tissotropica fibrorinforzata a media resistenza tipo Mapegrout T40**

Colore:	grigio
Tempo di lavoro:	circa 1 h a +20°C
Resistenza a compressione a 28 gg (da scheda tecnica):	400 daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza a flessione a 28 gg (da scheda tecnica):	70 daN/cm <sup>2</sup>
Adesione al supporto a 28 gg (da scheda tecnica):	20 daN/cm <sup>2</sup>

**Resina epossidica bicomponente a bassissima viscosità tipo Epojet LV**

Colore:	giallo trasparente
Tempo di lavoro:	entro 70 min a +23°C
Resistenza a compressione (da scheda tecnica):	700 daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione (da scheda tecnica):	390 daN/cm <sup>2</sup>

**Adesivo epossidico bicomponente tissotropico per incollaggi tipo Adesilex PG1**

Colore:	grigio
Tempo di lavoro:	entro 35 min a +23°C
Resistenza a compressione (da scheda tecnica):	700 daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza ad aderenza (pull out) (da scheda tecnica):	180 daN/cm <sup>2</sup>

**Resina epossidica ad iniezione tipo HILTI HIT-HY 200-A**

Colore:	grigio
Tempo di lavoro:	circa 7 min a +20°C
Resistenza a trazione e taglio:	secondo indicazioni del produttore <sup>(*)</sup>

<sup>(\*)</sup> In funzione di: tipo di supporto, diametro e profondità del foro, distanza da bordi od altri ancoraggi, etc.

**Acciaio per carpenteria tipo S 275**

peso specifico medio	$\gamma = 7.850 \text{ daN/m}^3$
modulo elastico medio	$E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$
tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 4.300 \text{ daN/cm}^2$
tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 2.750 \text{ daN/cm}^2$

fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_{M0} = 1,05$
tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 2.619 \text{ daN/cm}^2$

**Barre filettate inossidabili per cuciture di classe 6.8 con dadi, ove previsto, di classe 6**

tensione di rottura	$f_{tb} \geq 6.000 \text{ daN/cm}^2$
tensione di snervamento	$f_{yb} \geq 4.800 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_{M2} = 1,25$

**Bulloni e viti di classe 8.8 dadi di classe 8**

tensione di rottura	$f_{tb} \geq 8.000 \text{ daN/cm}^2$
tensione di snervamento	$f_{yb} \geq 6.490 \text{ daN/cm}^2$
fattore parziale di sicurezza sul materiale	$\gamma_{M2} = 1,25$

**5. ANALISI DEI CARICHI**PESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI**Balaustre:**

BASAMENTO IN GNEISS h = 30 cm	250	daN/m
COLONNINA IN PIETRA DI SALTRIO h = 79 cm	50	daN/cad
CIMASA IN GNEISS h = 23,5 cm	200	daN/m

**Pilastrini:**

BASAMENTO IN GNEISS h = 30 cm	195	daN/cad
FUSTO IN GNEISS h = 79 cm	465	daN/cad
CAPITELLO IN GNEISS h = 23,5 cm	175	daN/cad

**Scalone:**

GRADINI IN GNEISS 36 x 16 cm / 33 cm	465	daN/mq
PIANEROTTOLO IN GNEISS sp. 19 cm	505	daN/mq

VARIABILI**Cat. C3) - Ambienti suscettibili di affollamento privi di ostacoli per il libero****movimento delle persone**

Carichi verticali uniformemente distribuiti ( $q_k$ )	5,00	kN/m <sup>2</sup>
Carichi verticali concentrati ( $Q_k$ )	5,00	kN
Carichi orizzontali lineari ( $H_k$ )	3,00	kN/m

Coefficienti parziali per le azioni:

Tipo SLU	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{Qi}$
EQU	0,9 ÷ 1,1	0,0 ÷ 1,5	0,0 ÷ 1,5
A1 STR	1,0 ÷ 1,3	0,0 ÷ 1,5	0,0 ÷ 1,5



## 6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per le verifiche di sicurezza è stato adottato il sistema degli stati limite.

Per quanto riguarda il dettaglio delle caratteristiche geometriche delle carpenterie e delle sezioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

La valutazione della sicurezza viene condotta con riferimento alla circolare esplicativa del 2009 che, al punto C 8.4.3 chiarisce che rientrano nella definizione di “*interventi locali*” gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, a condizione che l’intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidità o di peso.

Interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l’apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) rientrano in questa categoria a condizione che si dimostri che la rigidità dell’elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

Sulla base di tali considerazioni pertanto di seguito vengono esposte le verifiche di sicurezza agli SLU e, ove necessario ed opportuno, agli SLE per le tipologie di interventi previsti..

## 7. INTERVENTI LOCALI

### A) CONSOLIDAMENTO E MESSA IN SICUREZZA DEI GRADINI COSTITUENTI LO SCALONE IN TESTA A CORSO SAN MAURIZIO

#### Generalità

L'intervento prevede la fornitura di un sistema di cosciali e travi principali HEB 120 posto in opera all'intradosso della scalinata esistente. Lo spessoramento finale che garantisce la continuità strutturale tra i gradini esistenti ed il sistema di coasciali e travi metalliche è garantito da un riempimento degli spessori (circa 2 - 4 cm) mediante malta tissotropica fibrorinforzata a media resistenza tipo Mapegrout T40 della Mapei.

Tale intervento permette di modificare lo schema statico di funzionamento degli elementi lapidei, riducendone in maniera sensibile la luce di esercizio.

Nella nuova configurazione le strutture così adeguate saranno idonee a resistere alla più gravosa delle condizioni di carico previste dalle attuali normative tecniche, che prevedono l'applicazione di un carico uniformemente ripartito di valore nominale pari a 500 daN/mq, come prescritto per ambienti suscettibili di affollamento privi di ostacoli per il libero movimento delle persone.

#### Verifica dei gradini e pianerottoli

La cimasa (in gneiss) lavora orizzontalmente a flessione e taglio per trasferire la spinta di competenza del pilastrino alle colonnine. Data la rigidità della cimasa, la reazione offerta dalle colonnine può considerarsi uniforme e, con riferimento al modulo tipico sopra descritto, lo schema statico si riduce a quello di una trave semplicemente appoggiata di lunghezza  $L_c = 500$  cm soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari a  $q_d = H_d \cdot L_p / L_c$ , ove  $L_p = 70$  cm è la larghezza del pilastrino e  $H_d$  è la spinta lineare di calcolo prevista dalla norma. Segue la verifica, ove per semplicità e a favore di sicurezza la sezione trasversale della cimasa è assimilata ad un rettangolo di base 30 cm e di altezza 23 cm.

$$H_k = 300 \text{ daN/m}$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$H_d = 300 \cdot 1,5 = 450 \text{ daN/m}$$

$$q_d = 450 \cdot 70 / 500 = 63 \text{ daN/m} = 0,63 \text{ daN/cm}$$

$$M_{sd} = 0,63 \cdot 500^2 / 8 = 19.688 \text{ daNcm}$$

$$W = 30^2 \cdot 23 / 6 = 3.450 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = 19.688 / 3.450 = 5,7 \text{ daN/cm}^2 \ll f_{td} = 44,4 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è dunque ampiamente soddisfatta.

### **Verifica dei cosciali HEB 120**

I cosciali maggiormente sollecitati risultano quelli inseriti al di sotto del pianerottolo intermedio. Questi lavorano con lo schema di trave semplicemente appoggiata su una luce di calcolo di 383 cm con una larghezza di influenza di 40 cm.

Con tali ipotesi i carichi distribuiti di progetto risultano:

$$p.p. = 27 \text{ daN/m}$$

$$\text{perm} = 505 \times 0,40 = 202 \text{ daN/m}$$

$$\text{acc} = 500 \times 0,40 = 200 \text{ daN/m}$$

Di conseguenza, le massime azioni di progetto allo SLU e deformazioni allo SLE risultano dalle seguenti espressioni:

$$M_{Ed}^+ = \frac{(1,3 p.p. + 1,5 \text{ perm.} + 1,5 \text{ acc}) L^2}{8} = 117.003 \text{ daN cm}$$

$$V_{Ed} = 0,5 (1,3 p.p. + 1,5 \text{ perm.} + 1,5 \text{ acc}) L = 1.222 \text{ daN}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5 (p.p. + \text{perm.} + \text{acc}) L^4}{384 E J} = 0,66 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \text{ acc } L^4}{384 E J} = 0,31 \text{ cm}$$

Le sezioni resistenti del profilo HEB 120 risultano:

Momento resistente di calcolo a flessione retta (DM 14.1.08 – 4.2.4.1.2)

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} = 144 \times 2.750 / 1,05 = 377.143 \text{ daN cm}$$

Resistenza di calcolo a taglio (DM 14.1.08 – 4.2.4.1.2)

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 7,8 \times 2.750 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 11.794 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle resistenze a flessione ed a taglio del profilato HEB 120, le

verifiche di sicurezza risultano soddisfatte secondo le seguenti espressioni:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{117.003}{377.143} = 0,31 < 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{1.222}{11.794} = 0,10 < 1$$

La verifica degli stati deformativi per gli arcarecci risulta soddisfatta in quanto rispetta le seguenti condizioni:

$$\delta_{max} = 0,66 \text{ cm} \leq \frac{L}{400} = 0,96 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,31 \text{ cm} \leq \frac{L}{500} = 0,77 \text{ cm}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

#### Verifica delle travi HEB 120

Le travi maggiormente sollecitate risultano quelle inserite al di sotto del pianerottolo intermedio. Queste lavorano con lo schema di trave semplicemente appoggiata su una luce di calcolo di 122 cm con due carichi concentrati dovuti alle reazioni dei cosciali disposti mediamente a 40 cm dagli appoggi esterni.

Tali reazioni agli appoggi risultano, a favore di sicurezza (la luce effettiva di influenza è inferiore pari a  $727/2$  cm), pari a due volte la reazione di appoggio dei cosciali, pertanto:

$$R_{SLU} = 2 V_{Ed} = 2 \times 1.222 = 2.444 \text{ daN}$$

$$R_{SLE} = 2 V_{Ed} = 2 \times 822 = 1.644 \text{ daN}$$

$$R_{SLE} \text{ (solo accidentale)} = 2 V_{Ed} = 2 \times 383 = 766 \text{ daN}$$

Di conseguenza, le massime azioni di progetto allo SLU e deformazioni allo SLE risultano dalle seguenti espressioni:

$$M_{Ed}^+ = R_{SLU} a = 97.757 \text{ daN cm}$$

$$V_{Ed} = R_{SLU} = 2.444 \text{ daN}$$

$$\delta_{max} = 0,05 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,02 \text{ cm}$$

Le sezioni resistenti del profilo HEB 120 risultano:

Momento resistente di calcolo a flessione retta (DM 14.1.08 – 4.2.4.1.2)

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} = 144 \times 2.750 / 1,05 = 377.143 \text{ daN cm}$$

Resistenza di calcolo a taglio (DM 14.1.08 – 4.2.4.1.2)

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 7,8 \times 2.750 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 11.794 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle resistenze a flessione ed a taglio del profilato HEB 120, le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte secondo le seguenti espressioni:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{97.757}{377.143} = 0,26 < 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{2.444}{11.794} = 0,21 < 1$$

La verifica degli stati deformativi per gli arcarecci risulta soddisfatta in quanto rispetta le seguenti condizioni:

$$\delta_{\max} = 0,05 \text{ cm} \leq \frac{L}{400} = 0,31 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,02 \text{ cm} \leq \frac{L}{500} = 0,24 \text{ cm}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

**B) CONSOLIDAMENTO E PARZIALE SOSTITUZIONE DELLE BALAUSTRE ESISTENTI****Generalità**

L'intervento prevede la sostituzione degli elementi lapidei degradati con altri nuovi, anche realizzati in materiali analoghi agli originali, e la cucitura dei diversi elementi tra loro ed al supporto.

Nella nuova configurazione le strutture così adeguate saranno idonee a resistere alla più gravosa delle condizioni di carico previste dalle attuali normative tecniche, che prevedono l'applicazione sulla sommità del parapetto di una spinta orizzontale lineare uniforme di valore nominale pari a 300 daN/m diretta da monte a valle (verso il Po), come prescritto per ambienti suscettibili di affollamento privi di ostacoli per il libero movimento delle persone.

**Schema statico di riferimento**

Lo schema statico assunto a base delle analisi e delle verifiche di sicurezza prevede che la balconata offra alla suddetta spinta due contributi resistenti, quello del "pilastrino" (basamento, fusto e capitello) e quello della "balaustra" (basamento, colonnine e cimasa), che lavorano in parallelo in virtù del collegamento realizzato in testa tra capitello e cimasa e della rigidità flessionale nel piano orizzontale di quest'ultima.

In sede di verifica, a favore di sicurezza, il contributo del pilastrino, meno rilevante, è trascurato, e l'intera spinta è contrastata dalla sola balaustra. Con riferimento al modulo ricorrente della balconata, che vede i 5 m di sviluppo della balaustra alternarsi agli 0,7 m di larghezza del pilastrino, il meccanismo resistente prevede dunque che l'intera spinta agente sui 5,7 m del modulo sia ripresa dalla cimasa e da questa trasmessa per il tramite delle colonnine e del basamento al supporto, in virtù di tre successivi livelli di cuciture, rispettivamente collocati tra cimasa e colonnine, tra colonnine e basamento e tra basamento e supporto, quest'ultimo essendo alternativamente costituito, nel caso della balconata superiore posta a bordo marciapiede, dal riempimento in conglomerato cementizio alleggerito compreso tra la pavimentazione stradale e le sottostanti volte murarie e, nel caso dei parapetti delle scale, dalla muratura portante di facciata.

Di seguito è riportata la verifica di sicurezza, effettuata agli stati limite ultimi (SLU), dei principali meccanismi resistenti. Materiali, azioni e fattori parziali di sicurezza sono quelli già indicati ai paragrafi precedenti.

**Verifica della cimasa**

La cimasa (in gneiss) lavora orizzontalmente a flessione e taglio per trasferire la spinta di competenza del pilastrino alle colonnine. Data la rigidità della cimasa, la reazione offerta dalle colonnine può considerarsi uniforme e, con riferimento al modulo tipico sopra descritto, lo schema statico si riduce a quello di una trave semplicemente appoggiata di lunghezza  $L_c = 500$  cm soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari a  $q_d = H_d \cdot L_p / L_c$ , ove  $L_p = 70$  cm è la larghezza del pilastrino e  $H_d$  è la spinta lineare di calcolo prevista dalla norma. Segue la verifica, ove per semplicità e a favore di sicurezza la sezione trasversale della cimasa è assimilata ad un rettangolo di base 30 cm e di altezza 23 cm.

$$H_k = 300 \text{ daN/m}$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$H_d = 300 \cdot 1,5 = 450 \text{ daN/m}$$

$$q_d = 450 \cdot 70 / 500 = 63 \text{ daN/m} = 0,63 \text{ daN/cm}$$

$$M_{sd} = 0,63 \cdot 500^2 / 8 = 19.688 \text{ daNcm}$$

$$W = 30^2 \cdot 23 / 6 = 3.450 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = 19.688 / 3.450 = 5,7 \text{ daN/cm}^2 \ll f_{td} = 44,4 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è dunque ampiamente soddisfatta.

**Verifica della sezione di testa della colonnina**

Le colonnine (in pietra di Saltrio) ricevono la totalità della spinta agente sulla balconata (compreso pilastrino e balaustra). Con riferimento al modulo tipico sopra descritto, detto  $i = 30$  cm l'interasse delle colonnine, la spinta orizzontale agente sulla singola colonnina vale pertanto  $F_{sd} = H_d \cdot (1 + L_p / L_c) \cdot i = 450 \cdot (1 + 70 / 500) \cdot 0,30 = 154$  daN, mentre il peso trasmesso dalla cimasa vale  $W_{sd} = 200 \cdot 0,30 = 60$  daN (il coefficiente parziale per l'azione peso,  $\gamma_{G1}$ , essendosi assunto unitario perché trattasi di azione favorevole). Segue la verifica di resistenza della sezione di testa della colonnina (sezione quadrata di lato 25 cm), "armata" con barra filettata  $\phi 12$  inghisata in asse alla colonnina con resina epossidica tipo Hilti HIT-HY200-A nella cimasa ( $D_{perf} = 14$  mm,  $L_{perf} = 100$  mm) e con malta fluida espansiva tipo Mapefill nella colonnina ( $D_{perf} = 40$  mm,  $L_{perf} = 100$  mm). La sezione in oggetto si trova ad una quota di 23 cm inferiore a quella di applicazione della spinta. Si

ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità  $x$  dell'asse neutro pari a 1 cm e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a  $0,85f_{cd}$  (come per murature).

$$N_{sd} = 60 \text{ daN (sforzo normale di compressione)}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot 23 = 3.542 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$z = 25/2 - 1/2 = 12 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$C_{sd} = M_{sd}/z = 3.542/12 = 295 \text{ daN (compressione sulla profondità dell'asse neutro)}$$

$$T_{sd} = C_{sd} - N_{sd} = 295 - 60 = 235 \text{ daN (trazione nella barra)}$$

$$\sigma_{sd} = 295/(25 \cdot 1) = 11,8 \text{ daN/cm}^2 \ll f_{cd} = 0,85 \cdot 148 = 126 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra è dunque ampiamente soddisfatta. La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue, assumendosi per la resistenza allo sfilamento della barra rispetto alla malta di riempimento e per la resistenza a sfilamento del riempimento rispetto alle pareti del foro i valori riportati nella scheda tecnica della malta tipo Mapefill (rispettivamente  $250 \text{ daN/cm}^2$  e  $20 \text{ daN/cm}^2$ ) divisi per un coefficiente parziale di sicurezza assunto pari a 5.

$$A_{res} = 0,843 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 12)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 6.000 \cdot 0,843 / 1,25 = 3.642 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a1} = 250/5 \cdot (\pi \cdot 1,2 \cdot 10) = 1.884 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a2} = 20/5 \cdot (\pi \cdot 4,0 \cdot 10) = 502 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 235 \text{ daN} < T_{Rd} = \min(T_{Rd,b}; T_{Rd,a1}; T_{Rd,a2}) = 502 \text{ daN}$$

Anche tale verifica è dunque ampiamente soddisfatta.

### **Verifica della sezione di base della colonnina**

Segue la verifica di resistenza della sezione di base della colonnina (sezione circolare di diametro 19,2 cm), “armata” con barra filettata  $\phi 12$  inghisata in asse alla colonnina con resina epossidica tipo Hilti HIT-HY200-A sia nella colonnina ( $D_{perf} = 14 \text{ mm}$ ,  $L_{perf} = 100 \text{ mm}$ ) che nel basamento ( $D_{perf} = 20 \text{ mm}$ ,  $L_{perf} = 100 \text{ mm}$ ). La sezione in oggetto si trova ad una quota di  $23+79 = 102 \text{ cm}$  inferiore a quella di applicazione della spinta. Si ipotizza che



la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità  $x$  dell'asse neutro pari a 2 cm e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a  $0,85f_{cd}$  (come per murature).

$$N_{sd} = 60 + 50 = 110 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot 102 = 15.708 \text{ daNcm}$$

$$x = 2 \text{ cm}$$

$$A = 16 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione compressa)}$$

$$z = 8,41 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$C_{sd} = M_{sd}/z = 15.708/8,41 = 1.868 \text{ daN (sulla parte compressa)}$$

$$T_{sd} = C_{sd} - N_{sd} = 1868 - 110 = 1.758 \text{ daN (trazione nella barra)}$$

$$\sigma_{sd} = 1.868/16 = 117 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \cdot 148 = 126 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra è dunque soddisfatta. La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue, assumendosi per la resistenza allo sfilamento della barra il valore  $N_{Rd,c} = 2097 \text{ daN}$  indicato dal fornitore, per barra  $\phi 12$  ancorata chimicamente mediante resina tipo Hilti HIT-HY200-A ad un supporto assimilabile a calcestruzzo non fessurato di classe C30/37, con profondità di ancoraggio pari a 70 mm (di contro ai 100 mm qui assicurati), diametro del foro pari a 14 mm e distanza dell'asse della barra da ambo i bordi del materiale base pari a 9,6 cm.

$$A_{res} = 0,843 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 12)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 6.000 \cdot 0,843 / 1,25 = 3.642 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a} = N_{Rd,c} = 2.097 \text{ daN (Hilti)}$$

$$T_{sd} = 1.758 \text{ daN} < T_{Rd} = \min(T_{Rd,b}; T_{Rd,a}) = 2.097 \text{ daN}$$

Anche tale verifica è dunque soddisfatta.

### **Verifica della sezione non armata delle colonnine esistenti**

Segue la verifica di resistenza a presso-flessione della sezione più sollecitata del fusto, non armato, delle colonnine esistenti (in pietra di Saltrio), che si colloca a circa metà del fusto (ad una quota di  $23+79/2 = 62,5 \text{ cm}$  inferiore a quella di applicazione della spinta) ed ha diametro di 15,8 cm.

$$N_{sd} = 60+50/2 = 85 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot 62,5 = 9.625 \text{ daNcm}$$

$$A = 196 \text{ cm}^2$$

$$W = 387 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = 9.625/387 - 85/196 = 24,4 \text{ daN/cm}^2 < f_{td} = 25,9 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è dunque soddisfatta. Si noti che la stessa verifica effettuata per la sezione più stretta della colonnina e per quella appena al di sopra della barra di ancoraggio prevista alla base fornirebbe, rispettivamente, i valori  $\sigma_{sd} = 22,4 \text{ daN/cm}^2$  e  $\sigma_{sd} = 23,1 \text{ daN/cm}^2$ , entrambi inferiori a quello sopra calcolato.

### **Verifica della sezione armata delle colonnine ricostruite in pietra artificiale armata**

Le colonnine ricostruite artificialmente offrono una resistenza a presso-flessione assai maggiore di quella delle colonnine in pietra di Saltrio esistenti, in virtù della presenza della barra  $\phi 12$  di armatura. Poiché tale resistenza varia (con il braccio di leva interno) poco in altezza, il fattore di sicurezza minimo si ha alla base, dove il momento sollecitante è massimo. Qui la verifica più gravosa è quella di sfilamento della barra dal basamento (la verifica di resistenza a trazione della barra, perfettamente ancorata nella colonnina, è infatti soddisfatta dalla disequazione, ricavabile dalle verifiche già sopra riportate,  $T_{sd} = 1.758 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 3.642 \text{ daN}$ , e quella di resistenza a compressione della pietra artificiale dalla disequazione  $\sigma_{sd} = 117 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 0,85 \cdot 148 = 126 \text{ daN/cm}^2$ ).

Tale verifica è in ogni caso meno severa di quella già sopra riportata per lo sfilamento dalla colonnina, in quanto per il basamento la distanza del foro dal bordo libero è maggiore ed il materiale di base è più resistente. Se ne conclude che la verifica delle colonnine armate in pietra artificiale è soddisfatta.

### **Verifica dell'ancoraggio del basamento al supporto: tipologia 1**

Il basamento della balconata superiore posta a bordo marciapiede è ancorato al supporto mediante due tipologie di cuciture.

La tipologia 1 consiste in una barra filettata  $\phi 16$  di lunghezza pari a circa  $L = 1,6 \text{ m}$  in acciaio inox inserita in perforazione passante  $D = 32 \text{ mm}$  praticata, con inclinazione di  $17^\circ$  rispetto alla verticale, mediante carotatrice all'interno dello stesso basamento della

balastra e nella sottostante muratura portante di facciata. La testata superiore e quella inferiore sono ancorate con dado e piastra in appositi scassi realizzati rispettivamente all'estradosso del basamento e sul fianco della parete muraria, ad una quota compresa tra l'intradosso delle architravi sopra-finestra e l'intradosso delle volte. Il foro, di lunghezza circa 1,50 m, è riempito di malta fluida espansiva tipo Mapefill. La piastra superiore ha dimensioni  $60 \times 60 \times 12 \text{ mm}^3$  e quella inferiore  $200 \times 100 \times 15 \text{ mm}^3$ .

La tipologia 2 consiste in una barra filettata  $\phi 16 \text{ L} = 1,6 \text{ m}$  in acciaio inox inserita in una perforazione  $D = 32 \text{ mm}$  praticata, con inclinazione di  $45^\circ$  rispetto alla verticale, mediante carotatrice all'interno dello stesso basamento della balastra, in parte della pavimentazione stradale e della muratura di facciata e finalmente nello strato di riempimento delle volte in conglomerato cementizio alleggerito. Il foro, di lunghezza circa 1,60 m, è iniettato dal basso con malta fluida espansiva tipo Mapefill. La testata superiore è ancorata con dado e piastra (di dimensioni  $60 \times 60 \times 12 \text{ mm}^3$ ) in un apposito scasso realizzato all'estradosso del basamento.

Ciascun modulo di balconata ospita due cuciture della tipologia 1 nel tratto centrale (ove la volta è più alta) e due cuciture della tipologia 2 ai lati (ove il riempimento è più spesso). Per semplicità ciascuna cucitura è verificata per una sollecitazione pari ad  $\frac{1}{4}$  di quella gravante sull'intero modulo. La verifica della tipologia 2 è riportata nel prossimo paragrafo, quella della tipologia 1 è condotta come segue.

La trazione nella cucitura è calcolata imponendo l'equilibrio tra sollecitazioni e resistenze all'intradosso del basamento. In analogia alle verifiche esposte nelle pagine precedenti e per comodità, il calcolo è riferito ad una larghezza pari all'interasse tra le colonnine, e la trazione nella cucitura dedotta successivamente per proporzione. La sezione in oggetto si trova ad una quota di  $23+79+30 = 132 \text{ cm}$  inferiore a quella di applicazione della spinta. Si ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità dell'asse neutro pari a  $x = 1 \text{ cm}$  e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a  $0,85f_{cd}$  (come per murature).

$$N_{sd} = 60 + 50 + 75 = 185 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot 132 = 20.328 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$d^* = -0,8 \text{ cm (distanza asse cucitura-spigolo basamento nella sezione considerata)}$$

$$z = -0,8 + 31 - 1/2 = 29,7 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$\alpha = 17^\circ \text{ (inclinazione sulla verticale)}$$

$$T_{sd}^c = 1/\cos(\alpha) \cdot (M_{sd}/29,7 - N_{sd} \cdot 15/29,7) = 618 \text{ daN (per ciascuna colonnina)}$$

$$C_{sd}^c = T_{sd}^c \cdot \cos(\alpha) + N_{sd} = 776 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sd} = 776/(30 \cdot 1) = 25,9 \text{ daN/cm}^2 \ll f_{cd} = 0,85 \cdot 296 = 252 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra tra l'intradosso del basamento e l'estradosso della cornice è dunque soddisfatta. La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue.

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 6.000 \cdot 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = T_{sd}^c \cdot (5/0,3) / 4 = 2.575 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 6.782 \text{ daN}$$

La verifica a compressione della muratura ( $f_{cd} = f_{cm} / \gamma_M / F_C = 24/3/1,35 = 5,9 \text{ daN/cm}^2$ ) sotto la piastra di ancoraggio è soddisfatta come segue, ammettendosi che metà della trazione raggiunga la testa di ancoraggio e l'altra metà si ancorì lungo la perforazione.

$$A = 22 \cdot 12 \cdot \pi \cdot 1,6^2 = 256 \text{ cm}^2 \text{ (al netto del foro ma al lordo dell'allettamento)}$$

$$\sigma_{sd} = 0,5 \cdot T_{sd} / A = 0,5 \cdot 2.575 / 256 = 5,0 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 5,9 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica della piastra di ancoraggio è soddisfatta come segue.

$$M_{sd} = 0,5 \cdot T_{sd} / 2 \cdot 10 = 6.438 \text{ daNcm}$$

$$W = (10 - 1,8) \cdot 1,5^2 / 6 = 3,075 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = M_{sd} / W = 2094 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 2750 / 1,15 = 2391 \text{ daN/cm}^2$$

### **Verifica dell'ancoraggio del basamento al supporto: tipologia 2**

La trazione nella cucitura è calcolata imponendo l'equilibrio tra sollecitazioni e resistenze all'intradosso del basamento. In analogia alle verifiche esposte nelle pagine precedenti e per comodità, il calcolo è riferito ad una larghezza pari all'interasse tra le colonnine, e la trazione nella cucitura dedotta quindi per proporzione. La sezione in oggetto si trova ad una quota di  $23+79+30 = 132 \text{ cm}$  inferiore a quella di applicazione della spinta. Si ipotizza che la sezione presso-inflessa sia parzializzata con profondità dell'asse neutro pari a  $x = 1 \text{ cm}$  e diagramma tensionale di compressione rettangolare uniforme (stress-block), con resistenza limitata a  $0,85f_{cd}$  (come per murature).

$$N_{sd} = 60 + 50 + 75 = 185 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot 132 = 20.328 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$d^* = 14,5 \text{ cm (distanza asse cucitura-spigolo basamento nella sezione considerata)}$$

$$z = 14,5 + 31 - 1/2 = 45 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$\alpha = 45^\circ \text{ (inclinazione sulla verticale)}$$

$$T_{sd}^c = 1/\cos(\alpha) \cdot (M_{sd}/45 - N_{sd} \cdot 15/45) = 552 \text{ daN (per ciascuna colonnina)}$$

$$C_{sd}^c = T_{sd}^c \cdot \cos(\alpha) + N_{sd} = 575 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sd} = 575/(30 \cdot 1) = 19,2 \text{ daN/cm}^2 \ll f_{cd} = 0,85 \cdot 296 = 252 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra tra l'intradosso del basamento e l'estradosso della cornice è dunque soddisfatta. La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue.

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 6.000 \cdot 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = T_{sd}^c \cdot (5/0,3) / 4 = 2.300 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 6.782 \text{ daN}$$

La verifica di resistenza dell'ancoraggio è soddisfatta come segue, assumendo efficace il solo tratto di ancoraggio nel riempimento in conglomerato cementizio alleggerito, di lunghezza pari a circa 75 cm, ed applicando cautelativamente un fattore di sicurezza 5 ai valori di adesione indicati per la malta Mapefill nella relativa scheda tecnica.

$$T_{Rd,a1} = 250/5 \cdot (\pi \cdot 1,6 \cdot 75) = 18.850 \text{ daN}$$

$$T_{Rd,a2} = 20/5 \cdot (\pi \cdot 3,2 \cdot 75) = 3.016 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 2.300 \text{ daN} < T_{Rd} = \min(T_{Rd,b}; T_{Rd,a1}; T_{Rd,a2}) = 3.016 \text{ daN}$$

### **Verifica dell'ancoraggio del basamento al supporto: tipologia 3**

Il basamento della balconata sulle scale è ancorato alla muratura di facciata mediante cuciture del tutto analoghe a quelle sopra verificate per la tipologia 1. Uniche differenze di rilievo sono l'inclinazione sulla verticale, ora pari a 30° anziché 17°, il numero di cuciture, pari a 3 sole per modulo, e le dimensioni della sezione trasversale del basamento, di base 36 cm ed altezza 23 cm. La verifica è soddisfatta come segue.

$$N_{sd} = 60 + 50 + 65 = 175 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 154 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 154 \cdot 125 = 19.250 \text{ daNcm}$$

$$x = 1 \text{ cm}$$

$$d^* = -0,1 \text{ cm (distanza asse cucitura-spigolo basamento nella sezione considerata)}$$

$$z = -0,1 + 36 - 1/2 = 35,4 \text{ cm (braccio di leva interno)}$$

$$\alpha = 30^\circ \text{ (inclinazione sulla verticale)}$$

$$T_{sd}^c = 1/\cos(\alpha) \cdot (M_{sd}/35,4 - N_{sd} \cdot 15/35,4) = 542 \text{ daN (per ciascuna colonnina)}$$

$$C_{sd}^c = T_{sd}^c \cdot \cos(\alpha) + N_{sd} = 644 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sd} = 644/(30 \cdot 1) = 21,5 \text{ daN/cm}^2 \ll f_{cd} = 0,85 \cdot 296 = 252 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica a compressione della pietra tra l'intradosso del basamento e l'estradosso della cornice è dunque soddisfatta. La verifica a trazione della barra è soddisfatta come segue.

$$A_{res} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (area sezione filettata } \phi 16)$$

$$T_{Rd,b} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 6.000 \cdot 1,57 / 1,25 = 6.782 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = T_{sd}^c \cdot (5/0,3) / 3 = 3.011 \text{ daN} < T_{Rd,b} = 6.782 \text{ daN}$$

La verifica a compressione della muratura ( $f_{cd} = f_{cm} / \gamma_M / F_C = 24/3/1,35 = 5,92 \text{ daN/cm}^2$ ) sotto la piastra di ancoraggio è soddisfatta come segue, ammettendosi che metà della trazione raggiunga la testa di ancoraggio e l'altra metà si ancori lungo la perforazione.

$$A = 22 \cdot 12 - \pi \cdot 1,6^2 = 256 \text{ cm}^2 \text{ (al netto del foro ma al lordo dell'allettamento)}$$

$$\sigma_{sd} = 0,5 \cdot T_{sd} / A = 0,5 \cdot 3.011 / 256 = 5,88 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 5,92 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica della piastra di ancoraggio è soddisfatta come segue.

$$M_{sd} = 0,5 \cdot T_{sd} / 2 \cdot 10 = 7.527 \text{ daNcm}$$

$$W = (10 - 1,8) \cdot 1,5^2 / 6 = 3,075 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sd} = M_{sd} / W = 2448 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 2750 / 1,05 = 2619 \text{ daN/cm}^2$$