



COMUNE DI TREVI

PROGRAMMA INTEGRATO DI RECUPERO TREVI CAPOLUOGO

(APPROVAZIONE D.G.R. 445 DEL 21/04/2004)

PROGETTO ESECUTIVO DI EDIFICIO IN FASCIA 3 MURA URBICHE

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA
RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI
RELAZIONE SU MATERIALI E DOSATURE

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Silvia Borasso



PROGETTISTA

Arch. Paolo Luccioni

PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Andrea Giannantoni

Ing. Fabrizio Menghini

COLLABORATORI

Geom. Fabio Antonini

Geom. Nazzareno Chioccioni



AGGIORNAMENTO:

RICHIESTA DI INTEGRAZIONE REGIONE UMBRIA

Novembre 2015

SCALA:

ALLEGATO:

S01-S02-S03-S04

COMUNE DI TREVÌ

Interventi di restauro e consolidamento delle mura urbane all'interno del P.I.R. di Trevi

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

Committente: Comune di Trevi

INDICE

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA.....	3
1. OGGETTO.....	3
2. BREVE CENNI STORICI.....	3
3. STATO DI FATTO.....	3
3.1. Descrizione del quadro fessurativo.....	4
3.1.1. Tratto 1.....	5
3.1.2. Tratto 2.....	5
3.1.3. Tratto 3.....	6
3.1.4. Tratto 4.....	6
3.1.5. Tratto 5.....	6
3.1.6. Tratto 6.....	6
3.1.7. Tratto 7.....	6
3.1.8. Tratto 8.....	7
4 TIPOLOGIE DI INTERVENTO.....	8
4.1.1. Tratto 1.....	9
4.1.2. Tratto 2.....	9
4.1.3. Tratto 3.....	9
4.1.4. Tratto 4.....	9
4.1.5. Tratto 5.....	10
4.1.6. Tratto 6.....	10
4.1.7. Tratto 7.....	11
4.1.8. Tratto 8.....	11
RELAZIONE DI CALCOLO.....	12
1. OGGETTO.....	12
2. PREMESSA.....	12
3. MATERIALI.....	12
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	12
5. AZIONE SISMICA.....	13
6. AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO.....	16
7. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	23
7.1. Meccanismi di collasso e verifica delle catene in acciaio.....	23

7.1.1. Resistenza del sistema tirante-paletto	24
7.1.2. Calcolo degli indicatori di rischio	25
7.2 Verifica del rinforzo della piattabanda della Porta del cieco.....	28
7.3 Verifica della volta della Porta della Strada Nuova	43
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI.....	49
1. OGGETTO.....	49
2. INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONI.....	49
RELAZIONE SUI MATERIALI.....	50
1. OGGETTO.....	50
2. PREMESSA.....	50
3. MATERIALI	51



COMUNE DI TREVI

PROGRAMMA INTEGRATO DI RECUPERO TREVI CAPOLUOGO

(APPROVAZIONE D.G.R. 445 DEL 21/04/2004)

PROGETTO ESECUTIVO DI EDIFICIO IN FASCIA 3 MURA URBICHE

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Silvia Borasso

PROGETTISTA

Arch. Paolo Luccioni

COLLABORATORI

Geom. Fabio Antonini

Geom. Nazzareno Chiozzoni

PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Andrea Giannantoni

Ing. Fabrizio Menghini



AGGIORNAMENTO:

RICHIESTA DI INTEGRAZIONE REGIONE UMBRIA

Novembre 2015

SCALA:

ALLEGATO:

S01

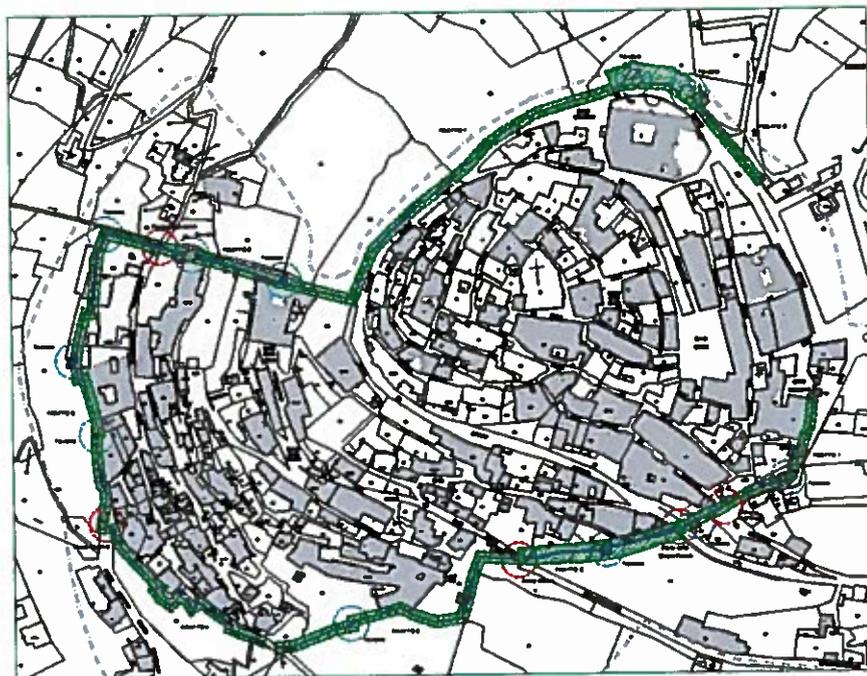
RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

1. Oggetto

La presente relazione è relativa al progetto strutturale esecutivo per le sole opere di riparazione danni con restauro e consolidamento di alcuni tratti della cinta muraria della Città di Trevi, meglio individuato nel Programma Integrato di Recupero di Trevi ed identificato in cartografia nella tavoletta in scala 1:25000 dell'I.G.M. "TREVÌ" I S.O. appartenente al Foglio n° 131.

2. Breve cenni storici

La prima cinta muraria di Trevi è databile in epoca romana. I "segni" di tale epoca si possono leggere nella



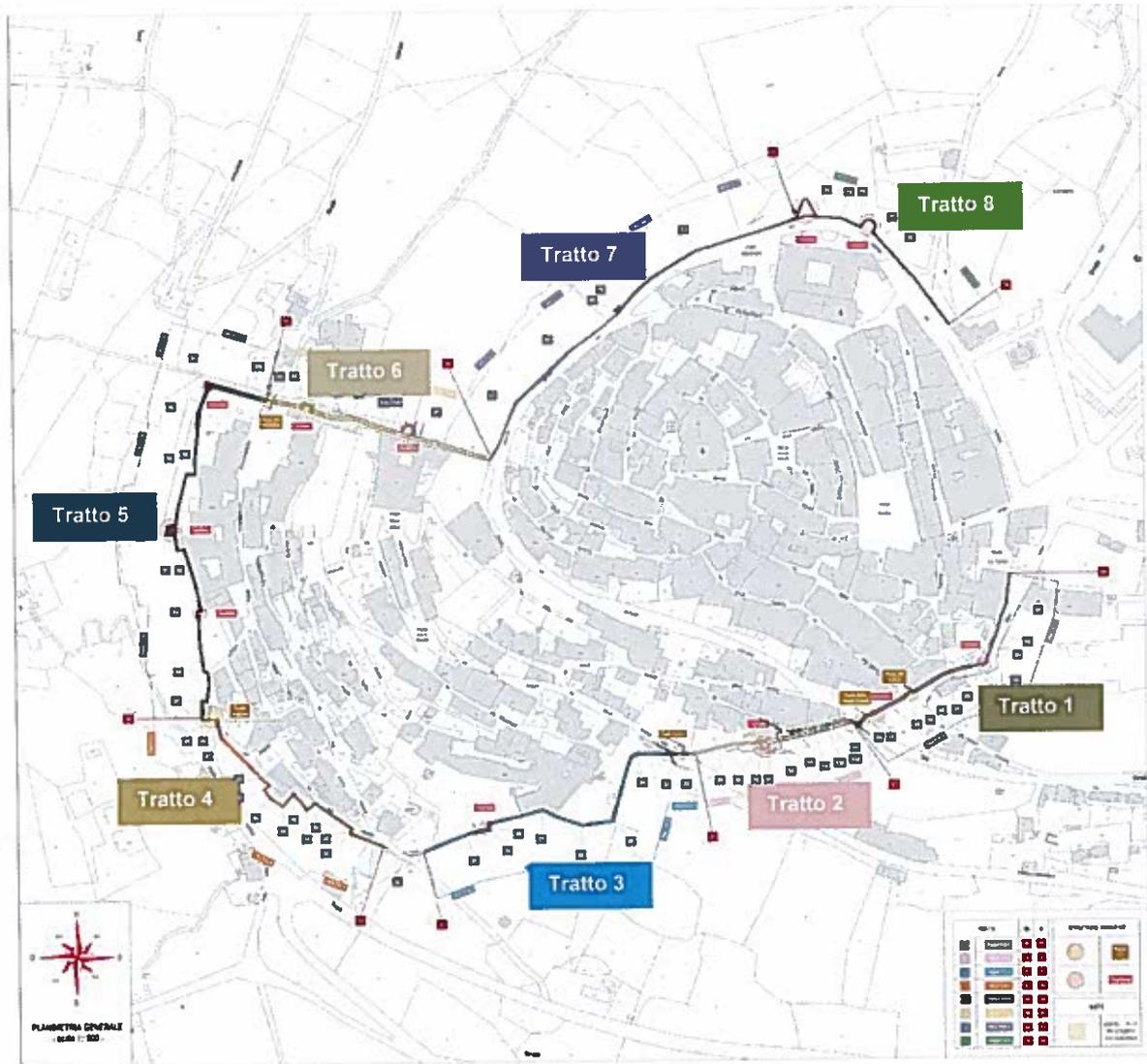
"Porta Folle", situata a Sud-Ovest della città e in quella inglobata nelle strutture del "Portico del Mostaccio", costruito in epoca medioevale.

Una ulteriore cinta muraria, con sviluppo della città lungo le pendici della collina, risale al 1264. Quest'ultima espansione circonda l'intero abitato fino alla "Porta del Cieco". Dal XIII° sec. in poi, la cinta muraria non subisce ulteriori modifiche, ma si sono costruite altre porte e

torrioni.

3. Stato di fatto

Per una migliore leggibilità del progetto, l'intera cinta muraria, è stata suddivisa in otto tratti. Dove è stato possibile, gli interventi sono stati anche suddivisi considerando sia il lato interno che il lato esterno. Le estremità di ogni tratto di cinta muraria sono state individuate da alcune emergenze, come porte o torrioni. In particolare i tratti individuati sono i seguenti:



- **Tratto 1:** da Piazza del Teatro a Porta della Strada Nuova. In questo tratto sono presenti due torrioni.
- **Tratto 2:** da Porta della Strada Nuova a Porta Nuova. In questo tratto è presente un torrione.
- **Tratto 3:** da Porta Nuova all'intersezione con Via S. Fabiano. In questo tratto è presente un torrione e Porta Nuova.
- **Tratto 4:** da Via S. Fabiano a Porta Vecchia.
- **Tratto 5:** da Porta Vecchia a Porta del Buscato. In questo tratto sono presenti tre torrioni.
- **Tratto 6:** da Porta del Buscato all'intersezione tra via del Fiscale con via Fantosati. In questo tratto sono presenti due torrioni.
- **Tratto 7:** fino a Largo Don Bosco.
- **Tratto 8:** da Largo Don Bosco a circa metà di via Lucarini. In questo tratto sono presenti due torrioni.

3.1. Descrizione del quadro fessurativo

L'intero complesso della cinta muraria presenta dissesti dovuti all'azione sismica, in sovrapposizione alla vetustà e ad una mancanza di manutenzioni delle strutture. Gli eventi sismici hanno sicuramente contribuito ad accelerare il degrado ed indebolendo ulteriormente la struttura. Alcuni dissesti si sono rilevati anche nei

torrioni. Alcune porte presentano dissesti più importanti, infatti si sono rese necessari alcuni presidi temporanei di messa in sicurezza per l'incolumità dei passanti.

Occorre precisare chiaramente che non si interverrà su tutti i tratti bensì solo su alcuni di essi o parte degli stessi. Le ragioni di tale scelta sono da ricondursi essenzialmente a questi punti:

- tratti di mura (anche in gravi condizioni) a proprietà prevalentemente privata
- tratti di mura di recente ristrutturazione o senza evidente pericolo grave per la incolumità delle persone

Giova ricordare che questa progettazione è impostata esclusivamente come interventi locali, ai sensi del D.M. 14/01/2008, trattandosi perlopiù di riparazioni o rafforzamenti localizzati che non alterano in alcun modo il comportamento strutturale di insieme.

Giova ribadire con estrema chiarezza che la natura dei fondi (riparazione dei danni da sisma) e la loro limitatezza, non consentono uno studio esteso ed esaustivo che l'opera meriterebbe, in riferimento anche alla loro funzione (molto spesso sono opere di contenimento, anche di pubblica viabilità).

I limiti di questo progetto devono dunque risultare estremamente chiari.

Non si è proceduto ad effettuare una serie di verifiche numeriche. Tra queste, per esempio, non sono state verificate le opere di contenimento alla spinta a tergo della parete e allo stesso modo non sono stati verificati a ribaltamento alcuni tratti liberi in altezza.

Per affrontare compiutamente anche questi aspetti non secondari, occorrerebbe una serie di indagini conoscitive e quindi di somme a disposizione per opere che non sono presenti in questo appalto, trattandosi, ripeto, di fondi destinati al consolidamento delle mura urbiche della città di Trevi a seguito dei danni (nuovi o aggravati) provocati dagli eventi sismici del 1997 e seguenti.

Sarà cura dell'Amministrazione Comunale di Trevi programmare una serie di ispezioni manutentive in continuità negli anni, atte a monitorare eventuali fenomeni di dissesto o di ammaloramento presenti lungo lo sviluppo dell'intera cinta muraria.

Nel dettaglio, si riporta la descrizione di ogni singolo tratto.

3.1.1. Tratto 1

Sono murature in pietra a ciottoli ben organizzata con malta di calce e inerti; gli spigoli sono realizzati con conci ben squadri. Sul lato esterno si nota anche la presenza di vegetazione. In questo tratto è presente un passaggio denominato "Porta del cieco" architravata con una piattabanda in mattoni disposti per coltello sul lato interno e da un arco, "a tutto sesto", in elementi lapidei ben squadri sul lato esterno. La piattabanda è abbastanza degradata con distacco di alcune piccole porzioni di laterizio.

3.1.2. Tratto 2

Sono murature a sacco con paramento esterno in pietra a ciottoli ben organizzata e malta di calce ed inerti. In alcuni tratti è evidente l'espulsione del paramento esterno dovuto a presenza di lesioni verticali. Su gran parte di questo tratto vi è la presenza di una fitta vegetazione. Il torrione è realizzato con muratura in ciottoli di pietra che in alcuni tratti è stata sostituita nel tempo con elementi in laterizio pieno. Sulla facciata esterna del torrione alcune lesioni in prossimità degli angoli che fanno ipotizzare ad un probabile ribaltamento della facciate verso l'esterno.

3.1.3. Tratto 3

Sono murature a sacco con paramento esterno in pietra a ciottoli ben organizzata e malta di calce ed inerti con conci ben squadrate in corrispondenza degli spigoli. Sulla quasi totalità del tratto è presente una fitta vegetazione. Anche in questo tratto è presente un torrione con un quadro fessurativo in cui si nota un principio di ribaltamento verso l'esterno delle pareti nella parte alta della struttura. Il resto del tratto non presenta gravi danni strutturali. All'inizio del tratto in oggetto, vi è una porta denominata "Porta Nuova", che presenta alcuni interventi di messa in sicurezza per l'incolumità dei passanti: nella parte sommitale delle mura sono presenti dei "merli" molto ammalorati o parzialmente crollati. Essendo queste murature completamente scollegate tra loro, anche quelli rimasti in piedi sono a rischio di crollo e quindi necessitano di un immediato intervento di restauro.

3.1.4. Tratto 4

Sono murature in pietra in conci ben organizzata, per il tratto che riguarda la parte di fabbricato della U.M.I. 11, mentre sono a sacco, per la parte restante del tratto in oggetto. In prossimità delle mura di tale edificio si notano ancora i resti di una porzione di un vecchio edificio con quasi totale assenza di malta. Al termine del tratto è situata "Porta Vecchia" che presenta dei presidi provvisori, in quanto la parte esterna delle "merlature", presenti nella parte sommitale, è crollata.

3.1.5. Tratto 5

Non è stato possibile rilevare questo tratto in quanto il lato interno ricade in una proprietà privata mentre il lato esterno è di difficile accesso e richiede alcune opere di rimozione della vegetazione e di regolarizzazione del terreno per consentire una analisi dettagliata dello stato di fatto.

3.1.6. Tratto 6

Si tratta di murature di diversa tipologia: quelle con spessore maggiore sono a sacco con paramenti esterno in ciottoli di pietra ben organizzata con malta di calce e inerti, mentre quelle con spessori minori risultano essere costituite da un unico paramento in ciottoli di pietra. Gli spigoli sono realizzati con conci lapidei ben squadrate. Nella parte centrale di questo tratto si nota l'espulsione del paramento esterno dovuto alla completa assenza di qualsiasi tipo di malta. Su gran parte del tratto si nota una fitta vegetazione. In questo tratto è presente una porta denominata "Porta del Busceto": in sommità, dal lato esterno, sono presenti degli aggetti in materiale lapideo che tendono a ribaltare verso l'esterno in quanto non è più presente il "carico stabilizzante" in sommità. All'interno della porta sono presenti due volte a botte in mattoni disposti per coltello abbastanza ammalorati, infatti per l'incolumità dei passanti, sono stati inseriti dei presidi temporanei per evitare crolli delle strutture voltate.

3.1.7. Tratto 7

Sono murature in pietra a ciottoli ben organizzata con malta di calce e inerti. Su gran parte del tratto vi è la presenza di una vegetazione.

3.1.8. Tratto 8

Sono murature in pietra a ciottoli ben organizzata con malta di calce e inerti. Su gran parte del tratto vi è la presenza di una vegetazione.

4 Tipologie di intervento

Considerata la valenza storica dei manufatti oggetto di consolidamento, si fa riferimento a quanto riportato nelle "Istruzioni generali per la redazione di progetti di restauro nei beni architettonici di valore storico-artistico in zona sismica" redatte dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici al punto C.1 comma 6, "...non richiede verifiche formali del livello di sicurezza globale dell'edificio, purché sia dimostrato che gli interventi progettati non producono sostanziali modifiche del comportamento strutturale globale dell'edificio".

Pertanto, gli interventi proposti si inquadrano, da un punto di vista normativo, come interventi locali in considerazione del fatto che questi non alterano il comportamento strutturale e non incrementano i carichi agenti sulla struttura.

Le N.T.C. 2008 infatti riportano quanto segue: "...In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti. La relazione di cui al par. 8.2 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione....." Con gli interventi progettuali proposti si intende quindi eliminare i danni causati dal sisma e introdurre localmente alcuni presidi con funzione di miglioramento sismico delle mura, dei torrioni e delle porte. È da precisare che con gli interventi che si propongono si vuole mantenere la lettura della stratigrafia degli interventi effettuati in epoche precedenti. Nel presente paragrafo sono descritte dettagliatamente le tipologie di intervento per ogni tratto delle mura urbane, oggetto di recupero strutturale.

Giova ribadire con estrema chiarezza che la natura dei fondi (riparazione dei danni da sisma) e la loro limitatezza, non consentono uno studio esteso ed esaustivo che l'opera meriterebbe, in riferimento anche alla loro funzione (molto spesso sono opere di contenimento, anche di pubblica viabilità).

I limiti di questo progetto devono dunque risultare estremamente chiari.

Non si è proceduto ad effettuare una serie di verifiche numeriche. Tra queste, per esempio, non sono state verificate le opere di contenimento alla spinta a tergo della parete e allo stesso modo non sono stati verificati a ribaltamento alcuni tratti liberi in altezza.

Per affrontare compiutamente anche questi aspetti non secondari, occorrerebbe una serie di indagini conoscitive e quindi di somme a disposizione per opere che non sono presenti in questo appalto, trattandosi, ripeto, di fondi destinati al consolidamento delle mura urbane della città di Trevi a seguito dei danni (nuovi o aggravati) provocati dagli eventi sismici del 1997 e seguenti.

Sarà cura dell'Amministrazione Comunale di Trevi programmare una serie di ispezioni manutentive in continuità negli anni, atte a monitorare eventuali fenomeni di dissesto o di ammaloramento presenti lungo lo sviluppo dell'intera cinta muraria.

4.1.1. Tratto 1

Opere di ripulitura e protezione sommitale per le acque piovane: eliminazione della vegetazione presente; rimozione delle porzioni di murature pericolanti; realizzazione di bauletto sommitale di protezione con malte a base di calce ed inerti locali.

Consolidamento della muratura: scarnitura profonda dei giunti di malta; esecuzione del cuci-scuci ove necessario, rinzaffo degli stessi con malta a base di calce; stilatura superficiale dei giunti con malta a base di calce e inerti locali.

Inserimento di rinforzi: l'intervento di restauro della "Porta del Cieco" e della "Porta della Strada Nuova" prevede l'inserimento di piatti metallici, di dimensioni 60x6 mm, disposti all'intradosso degli archi e ancorati alla muratura con perfori $\phi 14$ armati con barre filettate e zincate $\phi 12$ e iniettati con resine epossidiche.

Considerata la forma schiacciata degli archi, i nuovi elementi, oltre che assicurare un collegamento tra gli elementi costruttivi esistenti, conferiscono anche una resistenza a trazione all'intradosso dell'arco che è in grado di contrastare la formazione di cerniere e quindi di ridurre la vulnerabilità nei confronti dei meccanismi locali di collasso.

4.1.2. Tratto 2

Opere di ripulitura e protezione sommitale per le acque piovane: eliminazione della vegetazione presente; rimozione delle porzioni di murature pericolanti; realizzazione di bauletto sommitale di protezione con malte a base di calce ed inerti locali.

Consolidamento della muratura: scarnitura profonda dei giunti di malta; esecuzione del cuci-scuci ove necessario, rinzaffo degli stessi con malta a base di calce; stilatura superficiale dei giunti con malta a base di calce e inerti locali.

Inserimento tiranti: in corrispondenza del torrione, si inseriranno dei tiranti metallici $\phi 30$, posti su tre ordini, per consentire un ripristino dei collegamenti tra i maschi murari. L'ancoraggio delle catene alle murature è assicurato da paletti metallici di dimensioni 1000x30x60(H) mm.

4.1.3. Tratto 3

Opere di ripulitura e protezione sommitale per le acque piovane: eliminazione della vegetazione presente; rimozione delle porzioni di murature pericolanti; realizzazione di bauletto sommitale di protezione con malte a base di calce ed inerti locali.

Consolidamento della muratura: scarnitura profonda dei giunti di malta; esecuzione del cuci-scuci ove necessario, rinzaffo degli stessi con malta a base di calce; stilatura superficiale dei giunti con malta a base di calce e inerti locali.

Inserimento tiranti: in corrispondenza del torrione, si inseriranno tiranti metallici $\phi 30$, posti su due ordini ad interasse di circa 200 cm, per consentire un ripristino dei collegamenti tra i maschi murari. L'ancoraggio delle catene sui muri portanti avviene per mezzo di paletti metallici di dimensioni 1000x30x60(H) mm.

Intervento di stilatura armata: per rinforzare flessionalmente le "merlature" sopra ed in prossimità di "Porta Nuova" si utilizzerà l'intervento di stilatura armata con trefoli in S.R.G. con il metodo denominato "RETICOLATUS®" ancorando i trefoli sottilissimi in acciaio armonico alla muratura mediante "fittoni" metallici $\phi 8$ (aderenza migliorata) posti ad interasse mediamente di 40 cm su perfori $\phi 10$ e iniettati con resine epossidiche.

4.1.4. Tratto 4

Opere di ripulitura e protezione sommitale per le acque piovane: eliminazione della vegetazione presente; rimozione delle porzioni di murature pericolanti; realizzazione di bauletto sommitale di protezione con malte a base di calce ed inerti locali.

Consolidamento della muratura: scarnitura profonda dei giunti di malta; esecuzione del cuci-scuci ove necessario, rinzafo degli stessi con malta a base di calce; stilatura superficiale dei giunti con malta a base di calce e inerti locali.

Altro tipo di intervento sulle murature è la ricostruzione delle parti aggettanti sopra "Porta Vecchia" mediante l'utilizzo di mattoni pieni di recupero e della restante muratura al di sopra delle "merlature".

Visto che parte delle mura di questo tratto riguardano la U.M.I. 11, per eventuali altri interventi si veda il progetto strutturale di tale fabbricato.

4.1.5. Tratto 5

Gli interventi sono stati stimati e sulla base della documentazione fotografica e coerentemente con le tipologie previste per gli altri tratti.

Opere di ripulitura e protezione sommitale per le acque piovane: eliminazione della vegetazione presente; rimozione delle porzioni di murature pericolanti; realizzazione di bauletto sommitale di protezione con malte a base di calce ed inerti locali.

Consolidamento della muratura: scarnitura profonda dei giunti di malta; esecuzione del cuci-scuci ove necessario, rinzafo degli stessi con malta a base di calce; stilatura superficiale dei giunti con malta a base di calce e inerti locali.

Inserimento tiranti: in corrispondenza del torrione, si inseriranno tiranti metallici $\phi 30$, posti su tre ordini ad interasse di circa 200 cm, per consentire un ripristino dei collegamenti tra i maschi murari. L'ancoraggio delle catene sui muri portanti avviene per mezzo di paletti metallici di dimensioni 1000x30x60(H) mm.

4.1.6. Tratto 6

Opere di ripulitura e protezione sommitale per le acque piovane: eliminazione della vegetazione presente; rimozione delle porzioni di murature pericolanti; realizzazione di bauletto sommitale di protezione con malte a base di calce ed inerti locali.

Consolidamento della muratura: scarnitura profonda dei giunti di malta; esecuzione del cuci-scuci ove necessario, rinzafo degli stessi con malta a base di calce; stilatura superficiale dei giunti con malta a base di calce e inerti locali.

Ancoraggio elementi in pietra: gli aggetti sopra la porta necessitano di una messa in sicurezza al fine di evitare il ribaltamento verso l'esterno delle mura, mediante l'inserimento di un piatto metallico di dimensioni 400x15 mm ancorato alla muratura sottostante con perfori $\phi 35/50$ cm di lunghezza alternata da 120 cm a 150 cm in modo da evitare un piano di scorrimento ben definito e disposti a quinconce armati con barre filettate e zincate $\phi 20$ di lunghezza alternata da 125 cm a 155 cm e iniezioni con malte idrauliche antiritiro.

Consolidamento di volte: le volte situate all'interno della porta, verranno consolidate, previa rimozione del rinfiacco esistente, mediante la posa in opera di una cappa armata con una rete in GFRP con maglia 33x33mm ancorata alle murature esistenti con barre aramidiche in perfori iniettati con resine epossidiche. A completamento, si prevede il ripristino del rinfiacco.

4.1.7. Tratto 7

Opere di ripulitura: eliminazione della vegetazione presente; rimozione delle porzioni di murature pericolanti

Consolidamento della muratura: scarnitura profonda dei giunti di malta; esecuzione del cuci-scuci ove necessario, rinzafo degli stessi con malta a base di calce; stilatura superficiale dei giunti con malta a base di calce e inerti locali.

Inserimento tiranti: in corrispondenza della edicola di S. Reparata, si prevede di mettere in opera tiranti metallici costituiti da piatti 60x5mm, posti su due ordini ad interasse di circa 200 cm, per consentire un ripristino dei collegamenti tra i maschi murari. L'ancoraggio delle catene alle loro estremità avviene per mezzo di perforazioni armate $\phi 35$ con barre classe 8.8 $\phi 24$ di lunghezza pari a 70cm, iniettate con resine epossidiche.

4.1.8. Tratto 8

Opere di ripulitura: eliminazione della vegetazione presente; rimozione delle porzioni di murature pericolanti

Consolidamento della muratura: scarnitura profonda dei giunti di malta; esecuzione del cuci-scuci ove necessario, rinzafo degli stessi con malta a base di calce; stilatura superficiale dei giunti con malta a base di calce e inerti locali.



COMUNE DI TREVÌ

PROGRAMMA INTEGRATO DI RECUPERO TREVÌ CAPOLUOGO

(APPROVAZIONE D.G.R. 445 DEL 21/04/2004)

PROGETTO ESECUTIVO DI EDIFICIO IN FASCIA 3 MURA URBICHE

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Silvia Borasso

PROGETTISTA

Arch. Paolo Luccioni

COLLABORATORI

Geom. Fabio Antonini

Geom. Nazzareno Chioccioni

PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Andrea Giannantoni

Ing. Fabrizio Menghini



AGGIORNAMENTO:

RICHIESTA DI INTEGRAZIONE REGIONE UMBRIA

Novembre 2015

SCALA:

ALLEGATO:

S02

COMUNE DI TREVI

Interventi di restauro e consolidamento delle mura urbane all'interno del P.I.R. di Trevi

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

Committente: Comune di Trevi

RELAZIONE DI CALCOLO

1. Oggetto

La presente relazione è relativa al progetto strutturale definitivo per le opere di riparazione danni, restauro e consolidamento della cinta muraria della Città di Trevi, meglio individuato nel Programma Integrato di Recupero di Trevi ed identificato in cartografia nella tavoletta in scala 1:25000 dell'I.G.M. "TREVI" I S.O. appartenente al Foglio n° 131.

2. Premessa

Qui di seguito è riportato il calcolo e la verifica preliminare degli elementi strutturali.

La geometria, gli elementi usati per il modello strutturale e i carichi statici e l'azione sismica applicati, sono riportati nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

3. Materiali

Per la realizzazione delle strutture descritte si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali :

- malta di calce idraulica ed inerti locali per rinzaffi, cuci-scuci, e ricostruzioni di porzioni di murature;
- acciaio in barre fillettate classe 8.8 e acciaio inox 316, per i "fittoni" metallici degli ancoraggi degli S.R.G.;
- acciaio tipo S275 per tiranti e opere da carpenteria metallica;
- pietrame calcareo di recupero per "cuci-scuci" e ricostruzioni di porzioni di murature;
- trefoli in acciaio armonico per interventi di stilatura armata della pietra.

Le caratteristiche meccaniche dei citati materiali, vengono assunte come riferimento nelle seguenti verifiche degli elementi strutturali.

4. Normative di riferimento

Il calcolo della struttura verrà pertanto eseguito nel rispetto delle nuove normative attualmente in vigore e delle principali raccomandazioni riguardanti il calcolo delle strutture e le indagini sui terreni adottando il metodo degli Stati Limite. Si riporta qui di seguito la normativa di riferimento, in particolare la legge quadro e gli aggiornamenti successivi.

- L. 12/2/1974 N°64: "Regolamento sismico italiano e successive modifiche"
- L. 5 /11/1971 N°1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".

- D.M. 14/01/2008 Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti "Norme tecniche per le costruzioni".
- 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.
- Direttiva del Ministero per i Beni e le Attività Culturali "Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)" 2 dicembre 2010.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP" 24 Luglio 2009.

5. Azione sismica

Il sito sui cui è stato realizzato l'aggregato è una zona sismica caratterizzata da un suolo di **categoria B** e da una **categoria topografica T2**. Trattandosi di una opera ordinaria la vita nominale e il coefficiente d'uso sono stati assunti pari a:

- vita nominale V_N : 50 anni;
- classe d'uso: II;
- coefficiente d'uso $C_U = 1$;
- periodo di riferimento: $V_R = V_N * C_U = 50$ anni.

Le verifiche sismiche sono state fatte considerando lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), a cui è associato un periodo di ritorno di $TR = 475$ anni.

I parametri per le verifiche sismiche sono stati ottenuti direttamente dal programma di calcolo, il quale consente di ricavare i valori di a_g , F_0 e TC^* una volta individuate le coordinate geografiche del sito. Tali valori sono stati messi a confronto con quelli ricavati dal foglio di calcolo "Spettri di risposta ver. 1.0.3" messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, senza riscontrare particolari incongruenze. Le schermate del foglio di calcolo sono di seguito riportate.

INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel SPETTRI-MTC fornisce gli spettri di risposta incrementati delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1: Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INQIV);
 FASE 2: Scelta della strategia di progettazione;
 FASE 3: Determinazione dell'azione di progetto

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni in forma sia grafica che numerica - nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 (unif. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it)

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Finestra per coordinate:

Finestra per comune:

Individuazione grafica: Grafico spettri di risposta, Verifiche da parametri

Parametri numerici: Tabella parametri

Modi del sistema interno al sito:

Indirizzo ed entità:

La "Finestra per comuni" utilizza lo strumento "STAT" del comune per individuare il sito. Si sottolinea che l'indirizzo del territorio comunale fa capo al territorio presente come ufficialmente derivato da quello del territorio e il secondo, quindi, il "indirizzo per coordinate".



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.232 g
F_a	2.483
T_b	0.316 s
S_b	1.177
C_b	1.386
S_T	1.000
q	1.600

Parametri dipendenti

S	1.177
η	0.628
T_b	0.146 s
T_c	0.437 s
T_p	2.629 s

Punti dello spettro di risposta

	T (s)	S_a (g)
	0.000	0.273
$T_b \leftarrow$	0.146	0.410
$T_c \leftarrow$	0.437	0.410
	0.536	0.334
	0.636	0.282
	0.736	0.244
	0.835	0.215
	0.935	0.192
	1.035	0.173
	1.134	0.158
	1.234	0.146
	1.333	0.134
	1.433	0.125
	1.533	0.117
	1.632	0.110
	1.732	0.103
	1.832	0.098
	1.931	0.093
	2.031	0.088
	2.130	0.084
	2.230	0.080
	2.330	0.077
	2.429	0.074
$T_p \leftarrow$	2.629	0.071
	2.639	0.067
	2.659	0.064
	2.738	0.060
	2.809	0.057
	2.879	0.055
	2.949	0.052
	3.019	0.050
	3.089	0.047
	3.159	0.046
	3.229	0.046
	3.299	0.046
	3.370	0.046
	3.440	0.046
	3.510	0.046
	3.580	0.046
	3.650	0.046
	3.720	0.046
	3.790	0.046
	3.860	0.046
	3.930	0.046
	4.000	0.046

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_b \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (3 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_b \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_p = 4.0 \cdot a_s / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_a(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_a(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_p \quad S_a(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_p \leq T \quad S_a(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_p}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η_q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

I valori delle coordinate geografiche del sito sono le seguenti:

LONGITUDINE (Sistema ED50): 12,749006;

LATITUDINE (Sistema ED50): 42,877806;

6. Affidabilità dei codici di calcolo

Per la verifica della stabilità delle volte e delle piattabande è stato impiegato il software SAV.

SAV Stabilità Archi e Volte

SAV è un software dedicato all'analisi di stabilità di archi e volte in muratura, secondo il metodo specifico messo a punto presso il Dipartimento di Costruzioni della Facoltà di Architettura, Università di Firenze, dai Proff. Michele Paradiso e Giacomo Tempesta sui fondamenti della teoria di Jacques Heyman.

Tipo di analisi svolta

Verifica di Stabilità di Archi in Muratura. Analisi statica sotto un sistema di forze, con definizione del poligono funicolare e delle caratteristiche di sollecitazione nei conci dell'arco, secondo il metodo messo a punto e sperimentato dai Prof. Paradiso e Prof. Tempesta del Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze, fondato sulle ipotesi di J.Heyman.

Il metodo implementato permette il superamento dei limiti dei metodi tradizionali (ad esempio, il metodo di Mery).

Carichi: verticali ed orizzontali, distribuiti e/o concentrati, generici ed in posizione qualsiasi, per archi anche non simmetrici, con angoli alle imposte qualsiasi.

Geometria degli archi: a tutto sesto; a sesto acuto; a sesto policentrico; a sesto ellittico, con spessore costante o variabile; piattabande. Oltre a tali geometrie notevoli, direttamente selezionabili nel programma, anche curvatura generica via input da file DXF.

Definizione del moltiplicatore di collasso per carichi sia verticali, sia orizzontali. Analisi sismica con definizione degli Indicatori di Rischio Sismico in termini di PGA e di periodo di ritorno TR. Calcolo delle azioni sui piedritti.

Validazione del software SAV

Il programma di calcolo è denominato SAV, della AEDES Software per Ingegneria Civile, via F. Aporti 32 56028 San Miniato (PI). Tel.: 0571.401073 - Fax: 0571.401173. E-mail: info@aedes.it - Internet: www.aedes.it.

La schermata riportata di seguito riporta gli estremi della licenza.



Il progettista, dopo aver esaminato le caratteristiche e le funzionalità del programma di calcolo sopra descritto, ritiene idoneo l'impiego di tale software in questo caso specifico di applicazione. Si riporta uno stralcio della documentazione fornita dal produttore del software, che è stata esaminata e risulta essere una prova di validazione (da Manuale di SAV cap 3).

Si tratta di una volta a botte a spessore variabile analizzata in dettaglio in [9] (per la Bibliografia: consultare il Vol. 1: Teoria, del Manuale di SAV). Questo esempio è particolarmente interessante, in quanto nel riferimento bibliografico viene completamente risolto utilizzando la tradizionale tecnica del **metodo di Méry**. Un confronto diretto con la metodologia fondata sulla **teoria di Heyman** è quindi in grado di inquadrare correttamente l'evoluzione dei metodi di calcolo.

Peraltro, il riferimento ad un esempio completamente svolto noto in letteratura permette un'efficace validazione della procedura, sia dal punto di vista teorico, sia nei confronti dell'applicazione del software.

Un'ala di un edificio storico, adibito a sede comunale, viene destinata ad archivio anagrafico; i saggi e le misurazioni effettuate permettono di determinare la sezione del corpo dell'edificio, nonché le dimensioni della volta a botte a sostegno del calpestio del primo piano (fig. 2.2.1).

La quota a cui è posta l'imposta sinistra della volta rispetto alle fondazioni è pari a:
 $125 + 595 - (10 + 15 \text{ per pavimentazione e sottofondo}) - 325 = 370 \text{ cm}$.

mentre l'altezza dell'edificio in cui la volta è inserita è pari a: $125 + 595 + 370 = 1090 \text{ cm}$ (con riferimento all'altezza in gronda). Non vi sono informazioni sul sito di ubicazione: supponiamo l'edificio sia posto a Firenze (Long. 11.2499, Lat. 43.7874).

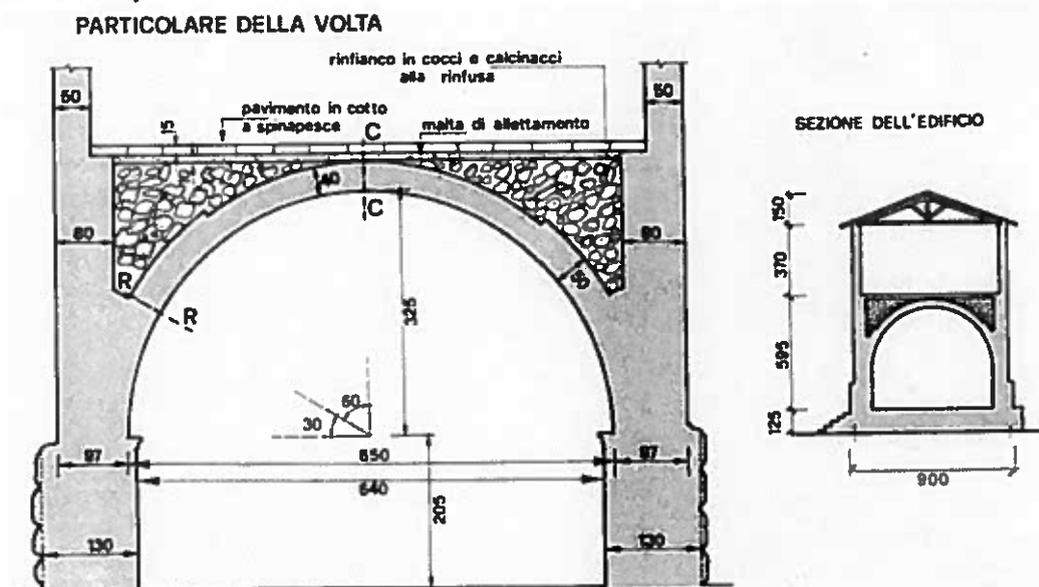


Fig. 2.2.1. Volta in materiale lapideo a sostegno di un ambiente adibito ad uso uffici (da [9])

Si vuole verificare tale struttura nell'ipotesi di carico di esercizio, dovuto alla carta, pari a 800 kgf/m^2 (8.00 kN/m^2) uniformemente distribuito. La volta è eseguita in pietrame da taglio, caratterizzato da una tensione ammissibile di 35 kgf/cm^2 (3.5 N/mm^2).

I pesi specifici dei materiali presenti sono i seguenti:

- pavimento di mattoni (spessore 15 cm.) = $1800 \text{ kgf/m}^3 = 18.00 \text{ kN/m}^3$;
- sottofondo di allettamento (malta) (spessore 10 cm.) = $2300 \text{ kgf/m}^3 = 23.00 \text{ kN/m}^3$;
- rinfianco in coccio e calcinaccio = $1300 \text{ kgf/m}^3 = 13.00 \text{ kN/m}^3$;
- arco di pietrame = $2600 \text{ kgf/m}^3 = 26.00 \text{ kN/m}^3$.

Nel testo di riferimento, la verifica viene eseguita con il metodo di Méry, usualmente applicato in via grafica per la risoluzione statica degli archi simmetrici carichi simmetricamente. La suddivisione in conci determinati dall'apertura angolare di 10° e l'applicazione della metodologia grafica sono riportati rispettivamente nelle figg. 2.2.2 e 2.2.3.

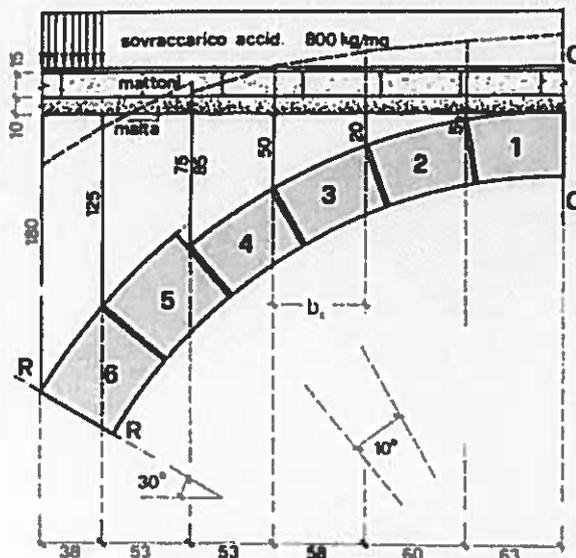
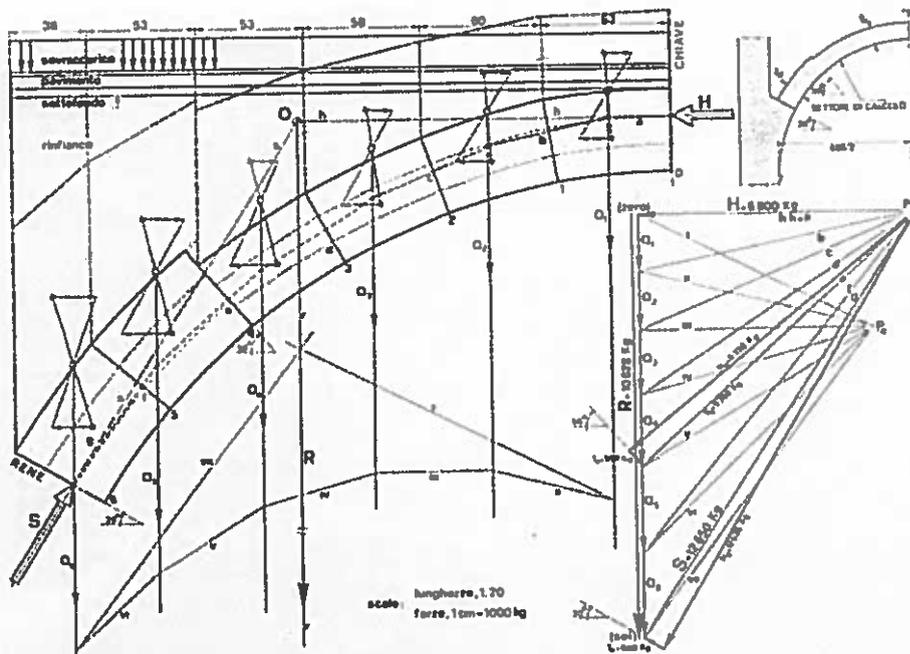


Fig. 2.2.2. Scomposizione in conci (da [9])



In SAV, la struttura viene anzitutto descritta tipologicamente. Nel caso in esame, l'arco è circolare a tutto sesto, ma con spessore variabile; la curva di intradosso è circolare con raggio costante. In SAV l'arco viene schematizzato come policentrico, per poter descrivere la variazione di spessore fra la zona compresa tra imposta e rene ($s=50$ cm.), e quella compresa tra rene e chiave ($s=40$ cm.). L'arco policentrico viene definito attraverso 3 archi elementari.

Data la uniformità del carico applicato, il calcolo viene condotto per 1.00 m. di profondità, e quindi, anche se si tratta di una struttura voltata, questa viene descritta da 1 solo arco ideale profondo 100 cm.

I dati geometrici dei 3 archi elementari sono composti da: raggio (costante, in questo caso, per tutti e tre gli archi e pari a 325 cm.), angolo d'imposta destro (gli angoli sono positivi se misurati in senso antiorario a partire dall'asse +X), spessore.

- ARCO

Angolo imposta $a^{\circ}, s_x (^{\circ}) = 180.0$

Numero di Archi Elementari = 3 - Dati Archi Elementari:

N.	Raggio (cm)	Angolo $dx (^{\circ})$	Spess. (cm)	Prof. (cm)
1	325	140.01	50	100
2	325	40.01	40	100
3	325	0.01	50	100

Il volume dei rinfianchi termina alla linea di chiave, e quindi la distanza dalla linea di chiave è 0.
 La struttura sovrastante alla volta è costituita dal sottofondo, cioè dallo strato di malta di allettamento (spessore 10 cm., peso specifico 23.00 kN/m³), e dalla pavimentazione (spessore 15 cm., peso specifico 18.00 kN/m³).

- **CONTORNO**
- > Rinfianchi (o Riempimento):
- Dist.da linea di chiave(cm) = 0
- Peso specifico (kN/m³) = 13.00
- > Sottofondo:
- Spessore (cm) = 10
- Peso specifico (kN/m³) = 23.00
- > Pavimentazione:
- Spessore (cm) = 15
- Peso specifico (kN/m³) = 18.00
- **MURATURA VOLTA**
- Tipologia: Muratura di pietra da taglio
- Resistenza media a Compressione f_m (N/mm²) = 3.5
- Fattore di Confidenza FC = 1.35
- Coefficiente parziale di sicurezza gamma_M: in Analisi Statica = 3
 in Analisi Sismica = 2
- Peso Specifico (kN/m³) = 26.00
- GIUNTI: Angolo d'attrito interno (°) = 35.0 ($\mu = 0.70$)
- Resistenza di progetto (per le tensioni: N/mm²)
- resistenza a compressione di progetto (N/mm²):
- in Analisi Statica: $f_{m,d} = f_m / \gamma_{M,Stat} / FC = 0.9$
- in Analisi Sismica: $f_{m,d} = f_m / \gamma_{M,Sism} / FC = 1.3$
- coefficiente d'attrito di progetto:
- in Analisi Statica: $f_d = \mu / \gamma_{M,Stat} / FC = 0.17$
- in Analisi Sismica: $f_d = \mu / \gamma_{M,Sism} / FC = 0.26$

La tipologia di muratura "Muratura di pietra da taglio" viene appositamente predisposta nella Tabella Materiali, affiancandola alle altre proposte, corrispondenti alla classificazione della Circ.617 del 2.2.2009 (Tab. C8A.2.1). In [9], la verifica viene completata con considerazioni tensionali, facendo riferimento al valore ammissibile a compressione 3.5 N/mm². Consultando i dati più recenti riguardanti le murature in pietra, e applicando in SAV una impostazione tipica del calcolo agli Stati Limite (secondo cui la tensione media di compressione viene confrontata con la resistenza media f_m), si mantiene per f_m il valore di 3.5 N/mm².

La struttura viene studiata allo Stato Attuale, senza alcun rinforzo. Eventuali interventi saranno oggetto della definizione di un successivo Stato di Progetto.

In fig. 2.2.4 è rappresentato il modello in SAV. Fra gli altri parametri in Input, si è utilizzata un'opzione: 'Conci di uguale lunghezza, pari a (cm): 60.0', con Controllo di conci tutti uguali. La dimensione 60 cm. deriva dal fatto che per un arco circolare di raggio 345 cm. (raggio dell'asse: 325 + 20), un'apertura angolare di 10° (utilizzata in [9]) corrisponde ad una lunghezza di circonferenza pari a 60.21 cm. Nell'arco si formano così 18 conci (ognuno, appunto, di apertura 10°).

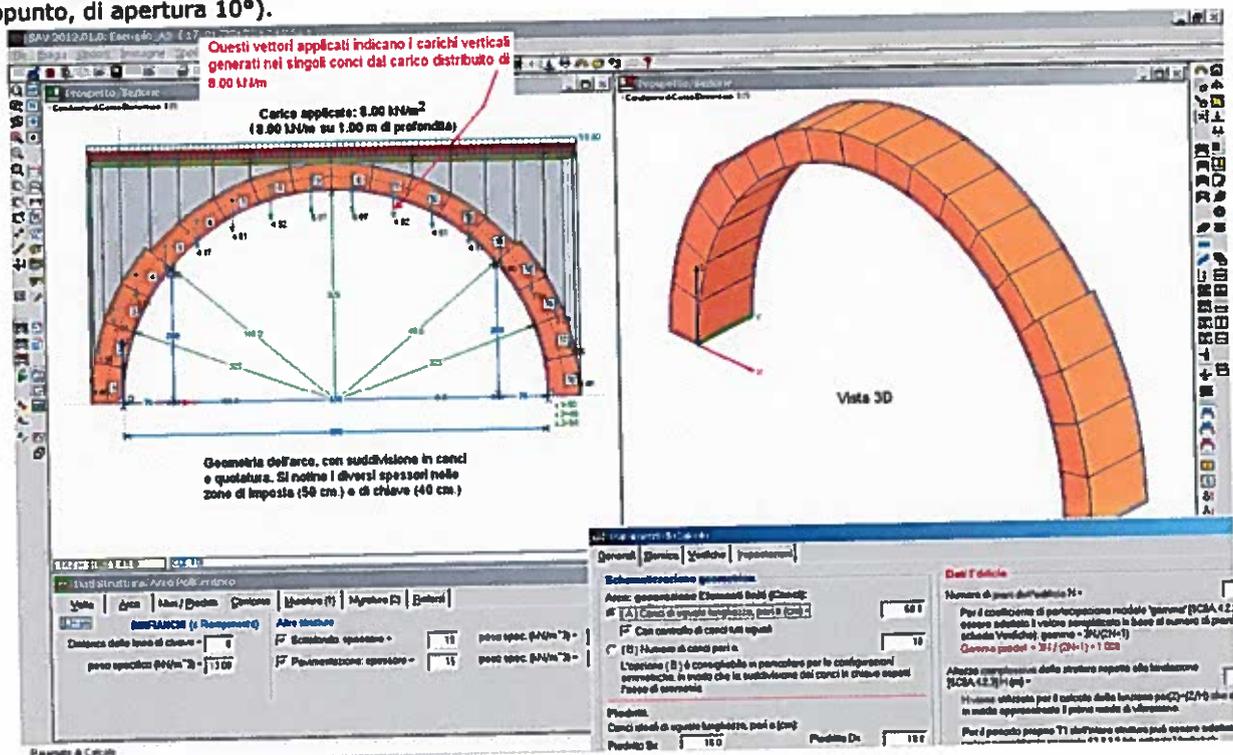


Fig. 2.2.4. Definizione dell'arco policentrico di esempio

Nella figura è possibile notare anche la distribuzione dei carichi agenti nei conci per effetto del carico distribuito lineare sull'orizzontamento. Immagini analoghe sono riproducibili con i carichi generati dai pesi propri (distinguendo i singoli contributi di: volta, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione).
 Nella Condizione di Carico definita, composta da tutti i pesi propri e dal carico distribuito, al carico distribuito sono stati applicati sia il moltiplicatore di carico orizzontale (si tratta cioè di un carico che può essere presente in caso di sisma, ed è quindi generatore di massa sismica), sia il moltiplicatore di carico verticale: queste impostazioni sono finalizzate alla definizione del meccanismo di collasso per azioni orizzontali di origine sismica, e del massimo carico verticale in esercizio sostenibile dalla struttura.

N°	Lungo X	Dim. (cm)	X (cm)	Y (cm)	q (kN/m)	Dir. a 45°	Molt. vert.	Molt. orizz.
1		750	-50	50	8.00			

Fig. 2.2.5. Carico lineare distribuito

Pertanto, oltre all'analisi condotta sotto l'azione delle forze applicate, verranno individuate le configurazioni di collasso, ed anche esse saranno oggetto di discussione.

Nei Parametri di Calcolo è stata selezionata l'esecuzione della verifica ad attrito. In input viene definito un coefficiente d'attrito pari a 0.40, considerato valore di progetto (nella verifica ad attrito non viene selezionato il check che prevede l'applicazione di γ_M e F_C al coefficiente d'attrito).

Si osservi infine che dal punto di vista statico non sono stati adottati coefficienti amplificativi per i carichi (si è considerato cioè, per tutti i carichi, un coefficiente parziale per le azioni γ pari a 1.0, equiparando tutti i carichi ai permanenti).

Si esegue l'analisi (statica e sismica): al termine dell'elaborazione viene mostrato il Rapporto riportato in fig. 2.2.6.

Arco Ideale: 1 (1)

Analisi Statica
 Verifica SODDISFATTA
 Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:
 Info - per le CCC 1: 2.463
 --- - min. tra tutte le CCC: 2.463

Tipo di Verifica	Arco	Pied Sa	Pied Da
Stabilità (Equilibrio della struttura)	36.856		
Attrito (Taglio nei giunti)	2.463		
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

Analisi Sismica con molt. 0.280
 Verifica NON SODDISFATTA
 Molt. di collasso in direz. orizzontale: +X= 0.041, -X= 0.041
 Volta: +X= 0.041, -X= 0.041

Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.122	0.122				
Attrito (Taglio nei giunti)	0.041	0.041				
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi						

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU
 Confronto fra Capacità e Domanda
 PGA,DLV = 0.157 g - TR,DLV = 475 anni

Verifica NON SODDISFATTA

Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,BLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) * 0.41
+ X	0.058	33	0.369	0.069	0.334
- X	0.058	33	0.369	0.069	0.334
Minimo	0.058	33	0.369	0.069	0.334

Fig. 2.2.6. Rapporto di elaborazione: Analisi Statica e Sismica

Come risulta dal Rapporto di elaborazione, l'Analisi Statica fornisce verifiche soddisfatte, e più esattamente:

- dal punto di stabilità, l'arco risulta stabile sotto i carichi verticali in input (fig. 2.2.7);
- nei confronti dell'attrito, la verifica di sicurezza risulta soddisfatta.

I risultati corrispondenti, all'interno delle specifiche caselle verdi (fig. 2.2.6), mostrano anche i valori del moltiplicatore di collasso riguardante il carico verticale distribuito.

Pensando quindi tale carico progressivamente crescente, esso può raggiungere un livello - molto elevato - pari a 36.836 volte il carico in input ($=294 \text{ kN/m}^2$), determinato dalla verifica di stabilità.

La verifica ad attrito (scorrimento per taglio fra i giunti) mostra però un valore più basso, pari a 2.483 volte il carico q ($=19.82 \text{ kN/m}^2$). Ciò significa che assai prima che l'arco perda stabilità, l'attrito interno può superare i limiti di riferimento.

Ammettendo cautelativamente che gli scorrimenti fra i giunti siano possibili, il moltiplicatore statico di collasso (inteso come amplificazione del carico distribuito agente che porta l'arco sotto i limiti di sicurezza) vale 2.483, comunque un buon risultato.

L'alto valore del moltiplicatore per stabilità conferma quanto ampiamente noto, ossia che l'aumento del carico e quindi della compressione nella struttura - almeno entro certi limiti - non è sfavorevole nei confronti della stabilità, che quindi di fatto non dipende dalla resistenza meccanica del materiale.

La fig. 2.2.7 riporta i risultati relativi alla configurazione statica sotto l'azione del carico in input.

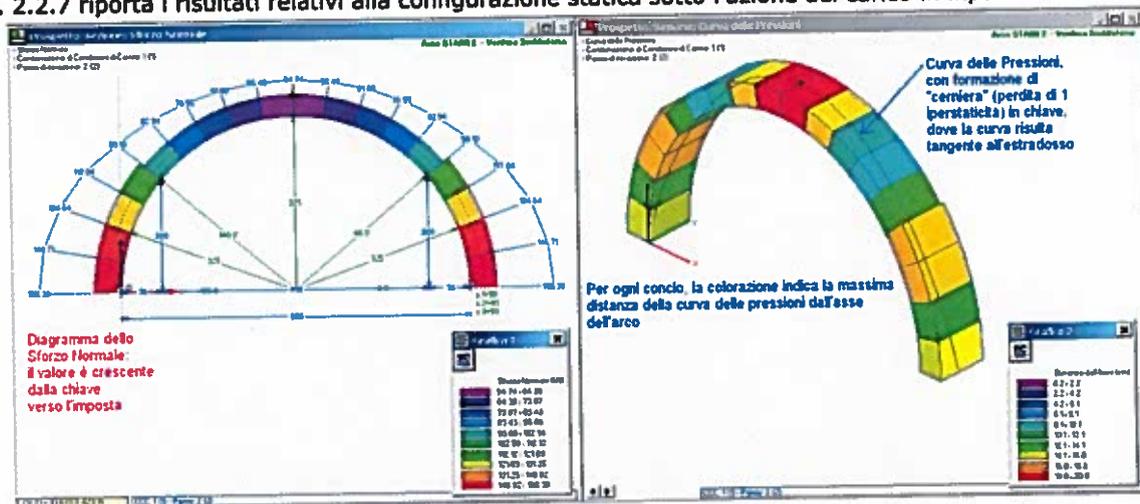


Fig. 2.2.7. Analisi Statica: Sforzo Normale (2D); Curva delle pressioni (3D)

La stabilità dell'equilibrio è assicurata dalla formazione di una cerniera in chiave (perdita di un grado di iperstaticità). Si osservi come alle reni la curva delle pressioni si allontani dall'asse, per poi ricentrarsi e riallontanarsi, dal lato opposto, alle imposte. Dal punto di vista dell'algoritmo di calcolo (descritto nel capitolo precedente), la formazione di una cerniera comporta l'esecuzione di 1 iterazione: è quindi sufficiente una sola 'correzione' della soluzione per individuare una configurazione equilibrata in grado di garantire le condizioni di segno (corrispondenti all'assenza di trazioni).

Fra le varie altre opzioni di post-elaborazione, grafiche e testuali, è possibile ad esempio rilevare le azioni alle imposte, utilizzabili per ulteriori verifiche sulle strutture murarie verticali da cui spicca l'arco.

In fig. 2.2.8 sono riportati l'assetto statico del concio n°1 (concio iniziale a sinistra) e il diagramma degli Angoli di Scorrimento, utilizzato per la verifica ad attrito.

Le azioni sull'interfaccia sinistra corrispondono alle reazioni d'imposta sinistra. I valori dei due sforzi normali (intradosso ed estradosso) formano insieme lo sforzo normale totale. Sforzo normale e taglio vengono combinati nella risultante, poi scomposta in componente orizzontale (spinta) e verticale. In questo caso, poiché l'interfaccia è orizzontale (angolo di imposta sinistro 180°), i due sforzi normali coincidono con la componente verticale, ed il taglio con la spinta.

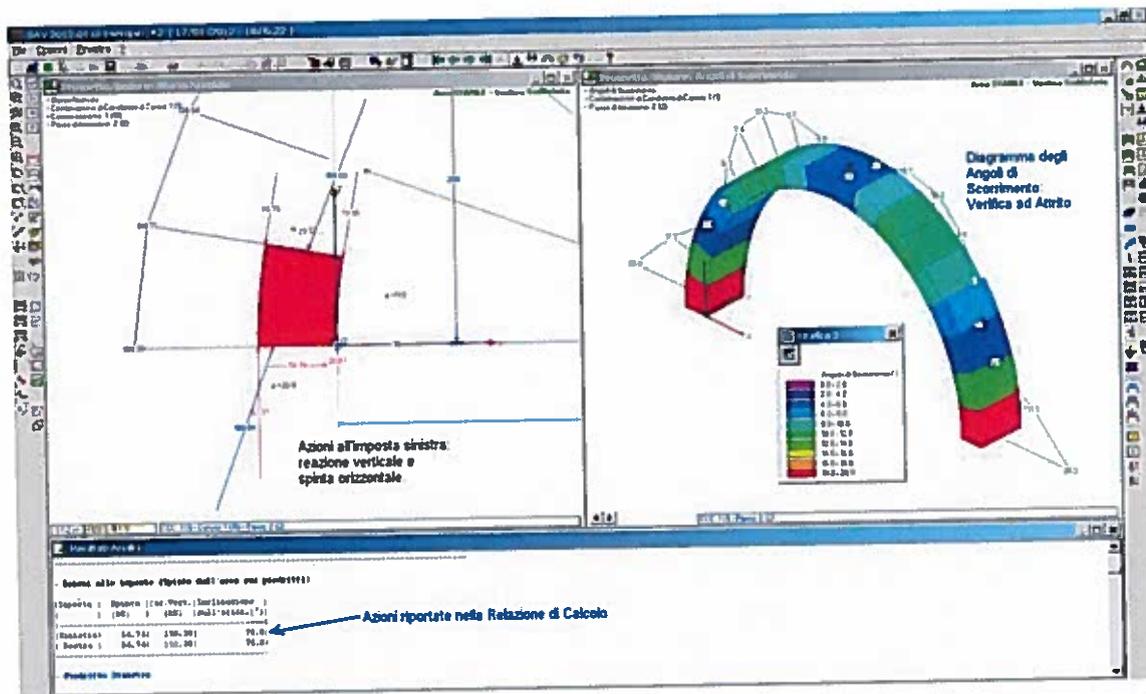


Fig. 2.2.8. Analisi Statica: Azioni alle imposte; Angoli di Scorrimento

Per la validazione della procedura, si esegue un confronto con i risultati statici riportati in [9].

Il procedimento grafico, richiamato in fig. 2.2.3, fornisce i seguenti risultati:

- Sezione di chiave: risultante (=sforzo normale) = 6800 kgf; taglio nullo.
- Sezione di rene: risultante 12650 kgf, con: sforzo normale = 12635 kgf, taglio = 600 kgf.
- Sezione di variazione spessore da 50 a 40 cm.: risultante 9350 kgf, con: sforzo normale = 9330 kgf, taglio = 550 kgf.

Secondo SAV:

- In chiave: sforzo normale = 54.74 kN = 5474 kgf, e taglio nullo; a causa della diversa impostazione della procedura di calcolo (Méry per il metodo grafico in [9]; metodo agli elementi finiti secondo Heyman per SAV), secondo SAV il valore dello sforzo normale è più basso (-20%), mentre la retta d'azione della risultante passa per il lembo superiore (estradosso) dove si ha formazione di cerniera, anziché per il terzo medio;
 - Sezione di rene: concio n°3, interfaccia sinistra: risultante 117.84 kN = 11784 kgf (-7%);
 - Sezione di variazione spessore: concio n° 4, interfaccia sinistra: risultante 98.10 kN = 9810 kgf (+5%).
- Pur avendo adottato quindi due metodologie sostanzialmente diverse, i risultati in termini di sollecitazioni non sono quindi significativamente discordanti, e le variazioni sono giustificate dalle caratteristiche specifiche delle procedure adottate.

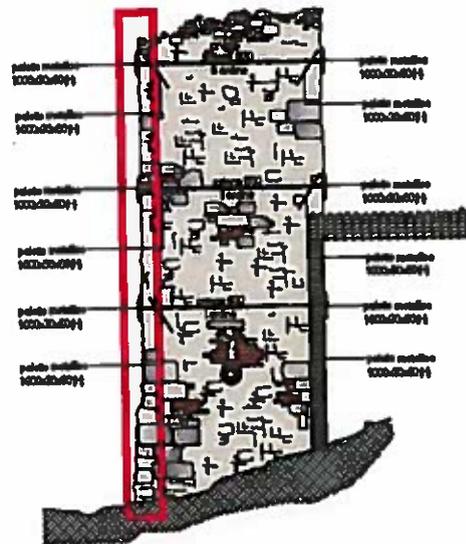
7. Verifica degli elementi strutturali

Di seguito è verificato il sistema di riduzione della vulnerabilità dovuto al meccanismo di collasso per ribaltamento delle pareti.

7.1. Meccanismi di collasso e verifica delle catene in acciaio

La verifica dei meccanismi di collasso, ovvero le verifiche locali delle pareti in muratura previste al §8.7.1, sono state effettuate con i fogli di calcolo elaborati dalla ReLUIS.

La verifica è stata eseguita sulla facciata frontale della torre in muratura, individuata nel rettangolo nell'immagine riportata di seguito.



Parete verificata

Come si può notare la parete si sviluppa per tre livelli in corrispondenza dei quali sono stati inseriti gli elementi di contrasto del ribaltamento, costituiti dalle catene metalliche di diametro pari a 30 mm ancorate esternamente mediante paletti metallici di sezione 1000×30×60(H) mm.

Si riportano di seguito le valutazioni numeriche e i risultati ottenuti per la verifica nei confronti del cinematismo di collasso per ribaltamento a tutti i livelli in condizioni di progetto, cioè dopo la realizzazione dell'intervento.

7.1.1. Resistenza del sistema tirante-paletto

Nel progetto è prevista l'introduzione delle catene metalliche, per contrastare il ribaltamento della parete.

A tutti i livelli sono introdotte due catene metalliche di diametro pari a 30 mm ancorate esternamente mediante paletti metallici di sezione 1000×30×60(H) mm.

Il tiro delle catene è pari al minimo valore fra:

La resistenza a snervamento del tirante

$$T_1 = A_t \cdot f_{yd} / \gamma_{M0} = 158 \text{ kN}$$

in cui

$A_t = 706 \text{ mm}^2$ è l'area della sezione della catene di diametro pari a 30mm;

f_{yk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio della catena (S235);

$\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente parziale di sicurezza.

La resistenza a punzonamento della muratura in presenza del paletto 1000×30×60(H) mm

$$T_2 = A_p \cdot f_{vd} = 71 \text{ kN}$$

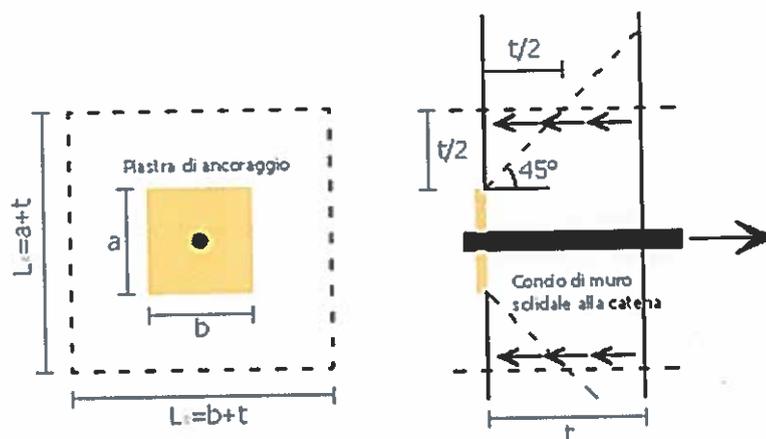
in cui

$A_p = (2 \cdot (a+t) + 2 \cdot (b+t)) \cdot t = (2 \cdot (100+100) + 2 \cdot (3+100)) \cdot 100 = 60600 \text{ cm}^2$ con a e b le dimensioni dell'impronta del paletto e t lo spessore della parete di ancoraggio della catena;

f_{vd} è la resistenza a taglio di progetto della muratura. Dal rilievo emerge che la parete è costituita da muratura a conci sbozzati. Il fattore di confidenza è pari a 1,35, essendo il livello di conoscenza LC1.

La resistenza risulta quindi pari a:

$$f_{vd} = f_{vk} / (FC \cdot \gamma_M) = (3,5) / (1,35 \cdot 2) = 1,17 \text{ N/cm}^2$$



Schema di riferimento per il meccanismo di punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio del tirante con piastre.

La resistenza a compressione della muratura in corrispondenza del paletto 1000×30×60(H) mm

$$T_3 = A_p \cdot f_{md} = 22,0 \text{ kN}$$

in cui

$A_p = a \cdot b = 300 \text{ cm}^2$, con a e b dimensioni dell'impronta del paletto;

f_{md} la resistenza a compressione di progetto della muratura, che risulta pari a:

$$f_{md} = f_{mk} / (FC \cdot \gamma_M) = (200) / (1,35 \cdot 2) = 74,07 \text{ N/cm}^2$$

Il valore minimo che determina la resistenza delle catene è quello della resistenza a compressione della muratura in corrispondenza dell'ancoraggio di estremità con paletto; quindi il tiro che ogni catena è in grado di esplicare è pari a 22,0 kN.

Ad ogni livello il ribaltamento della parete viene contrastato efficacemente dall'azione di due catene metalliche, quindi il tiro che complessivamente si ha è pari a

$$T = T_3 \cdot 2 = 22 \cdot 2 = 44 \text{ kN}$$

7.1.2. Calcolo degli indicatori di rischio

Si considerano agenti sulla parete i soli pesi propri peso proprio delle tre porzioni di muratura, valutati come:

$$W_i = \gamma \cdot s \cdot h \cdot L$$

in cui $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della muratura a conci sbazzati, s è lo spessore della porzione del maschio pari a 1 m, h è l'altezza di interpiano ed $L = 5 \text{ m}$ è la lunghezza della parete.

Si riportano di seguito le verifiche nei confronti del cinematismo di ribaltamento.

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1						20.0	0.00
2						20.0	0.00
3						20.0	0.00
4							

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo γ_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) γ_{Gi} [m]
1	1.00	4.80				0.00	2.40
2	1.00	2.90				0.00	1.45
3	1.00	3.70				0.00	1.85
4						0.00	

AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0.0	480.0					44.0
2	0.0	290.0					44.0
3	0.0	370.0					44.0
4	0.0						

Si ha che le catene sono in grado di contrastare efficacemente il meccanismo di ribaltamento in quanto il valore di accelerazione di picco che determina il raggiungimento dello SLV per il cinematismo considerato ag (SLV) è maggiore al valore di riferimento ag (PVR) a tutti i livelli.

		MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
		Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
DATI DI CALCOLO	3 - 2 - 1	570.0	0.0	0.0	1051.6		
	3 - 2	330.0	0.0	0.0	418.0		
	3	185.0	0.0	0.0	162.8		
	-	0.0	0.0	0.0	0.0		
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
		Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
		3 - 2 - 1	6498.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MULTIPLICATORE α_0	3 - 2	2178.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	3	684.5	0.0	0.0	0.0	0.0	
	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
			3 - 2 - 1	0.250	1.35	89.974	0.774
3 - 2	0.343	53.981	0.802	3.110			
3	0.508	37.717	1.000	3.692			
-	N.C.	0.000	0.000	N.C.			

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008						
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2.00				
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.20				
	Categoria suolo di fondazione	B				
	PGA di riferimento $a_g(P_{Vn})$ [g]	0.232				
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.403				
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.315				
	Fattore di smorzamento η	0.500				
	Altezza della struttura H [m]	11.40				
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.177				
	Coefficiente C_C	1.386				
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.412				
	Numero di piani dell'edificio N	3				
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1.286				
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.310				
			Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)
PGA-SLV	3 - 2 - 1				0.338	
	3 - 2		4.80	0.421	0.449	11.491
	3		7.70	0.675	0.533	8.503
	-		-	-	-	-

Ai fini della valutazione dell'indicatore di rischio, nella condizione di progetto si ottiene:

- Piano 3-2-1 : $a_g(\text{SLV})/ a_g(\text{PVR}) = 0,338\text{g}/0,233\text{g} = 1,450$
- Piano 3-2 : $a_g(\text{SLV})/ a_g(\text{PVR}) = 0,449\text{g}/0,233\text{g} = 1,927$
- Piano 3 : $a_g(\text{SLV})/ a_g(\text{PVR}) = 0,511\text{g}/0,233\text{g} = 2,197$

7.2 Verifica del rinforzo della piattabanda della Porta del Cieco

Si effettua la verifica di resistenza della piattabanda, localizzata in corrispondenza della Porta del Cieco, la quale viene consolidata mediante la disposizione di due piatti metallici sia all'estradosso che all'intradosso di dimensioni 60x6mm.

Tali elementi metallici vengono collegati tra loro attraverso barre metalliche di diametro 12mm inseriti in forori di diametro 14mm disposti ogni 35cm.

I piatti metallici verranno opportunamente collegati ai piedritti in muratura prolungando la loro lunghezza di 15cm e ancorandoli alle mura esistenti mediante delle perforazioni di diametro $\Phi 14\text{mm}$ e $L = 150\text{mm}$, armate con barre in acciaio $\Phi 12\text{mm}$, $L = 160\text{mm}$, iniettati con resine epossidiche.

Azioni di calcolo

I piatti metallici inseriti saranno soggetti al peso proprio e al carico che viene trasmesso dalla soprastante piattabanda in laterizio e dalla muratura su di essi gravante, nonché al carico della neve ipotizzato per la presente altitudine.

Per determinare il peso della piattabanda agente su ciascun piatto metallico, si considera lo spessore murario per un'altezza di 12.5cm:

$$g_{2p} = (\gamma_{mur} \cdot S_{mur} \cdot h) = 1.13\text{kN/m}$$

con:

$$\gamma_{mur} = 18\text{kN/m}^3 \quad \text{peso specifico della muratura in mattoni pieni}$$

$$S_{mur} = 0.50\text{m} \quad \text{spessore murario}$$

$$h = 0.125\text{m} \quad \text{altezza della piattabanda in laterizio}$$

Il carico dovuto alla muratura soprastante è pari al seguente valore:

$$\gamma_{mur} = 18\text{kN/m}^3 \quad \text{peso specifico della muratura in mattoni pieni}$$

$$H = 0.15\text{m} \quad \text{altezza del muro in mattoni pieni}$$

$$S_{mur} = 0.50\text{m} \quad \text{spessore murario}$$

$$g_{2m} = (\gamma_{mur} \cdot S_{mur} \cdot H) = 1.35\text{kN/m}$$

Poiché la piattabanda dovrà sostenere anche il carico della neve, si calcola il contributo di questo in relazione alla posizione geografica e all'altitudine del comune di Trevi.

Carico neve

Per il calcolo della neve ai sensi del DM2008 (§3.4) si ha quanto segue:

Zona II (Provincia di Perugia);

Quota del sito $a_s = 412\text{m slm}$;

Il valore caratteristico di riferimento vale:

$$Q_{sk} = 0.85 [1 + (a_s/481)^2] \text{kN/m}^2 = 1.47\text{kN/m}^2$$

Il carico provocato dalla neve sulla copertura vale:

$$Q_s = \mu \cdot Q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove:

μ = coefficiente di forma posto pari a 0.8, essendo la pendenza della struttura minore di 30° ;

C_e = coefficiente di esposizione posto pari a 1;

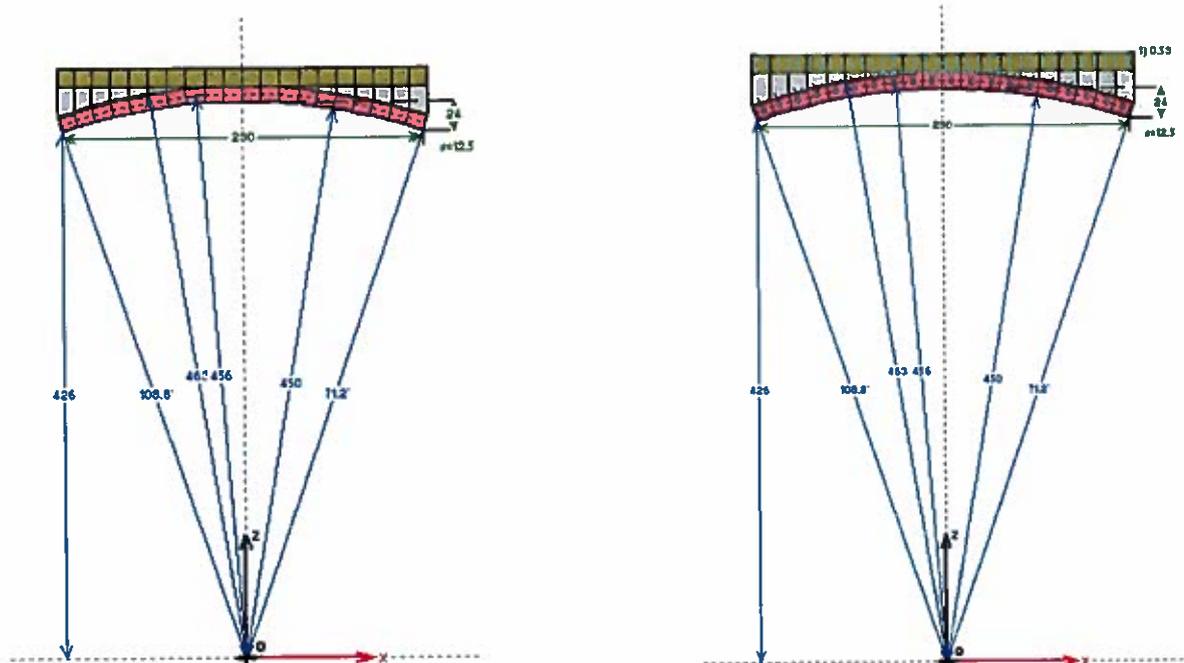
C_t = coefficiente termico posto pari a 1.

Da cui:

$$Q_s = 0.8 \cdot 1.47 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \cdot 1 = 1.18 \text{ kN/m}^2$$

Il carico lineare che graverà sulla piattabanda sarà pari:

$$Q_s = 1.18 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.50 \text{ m} = 0.59 \text{ kN/m}$$



Configurazione geometrica della piattabanda investigata e visualizzazione dei carichi agenti estrapolati dal software SAV2015

Si riportano, di seguito, le estrapolazioni dei risultati delle analisi statiche e sismiche, per la piattabanda esaminata, effettuate attraverso il software della Aedes SAV2015 non considerando la presenza dei piatti metallici di rinforzo della struttura portante esistente.

In questo modo è possibile determinare le caratteristiche di resistenza della piattabanda nelle condizioni attuali.

Arco Ideale: 1 (1)					
Analisi Statica		Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:			
CCC 1 (1)		- per la CCC 1:		non calcolato	
Verifica Soddisfatta		- min. fra tutte le CCC:		non calcolato	
Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx		
Stabilità (Equilibrio della struttura)					
Altezza (Taglio nei giunti)					
Compressione della muratura					
Trazione dei rinforzi					
Analisi Sismica con molt. 0.280		Info: Mot. di collasso in dirz. orizzontale:		+X= 0.000, -X= 0.000 Volta: +X= 0.000, -X= 0.000	
Verifica NON Soddisfatta		Arco		Pied.Sx	Pied.Dx
		+ X	- X	+ X	- X
Tipo di Verifica					
Stabilità (Equilibrio della struttura)		2.201	2.200		
Altezza (Taglio nei giunti)		1.122	1.122		
Compressione della muratura		0.000	0.000		
Trazione dei rinforzi					
Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU		Verifica NON Soddisfatta			
Confronto fra Capacità e Domanda					
PGA,DLV = 0.232 g - TR,DLV = 476 anni		Indicatori di Rischio Sismico			
	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ²
+ X	0.005	1	0.022	0.002	0.078
- X	0.005	1	0.022	0.002	0.078
Minimo	0.005	1	0.022	0.002	0.078

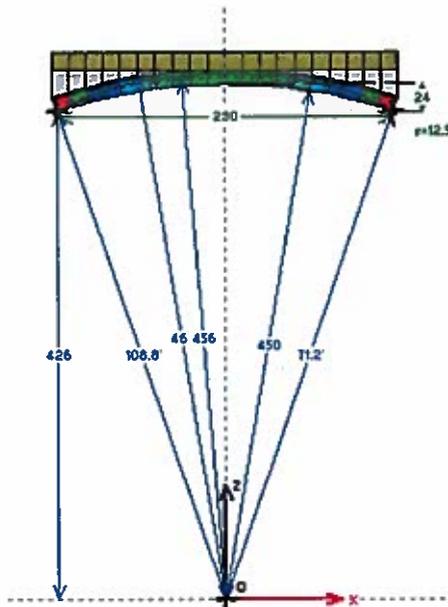
Indicatori di sicurezza per le analisi statiche e sismiche

Analisi statica

Curva delle pressioni

- Curva delle Pressioni
- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (1)
- Passo di Iterazione: 3 (3)

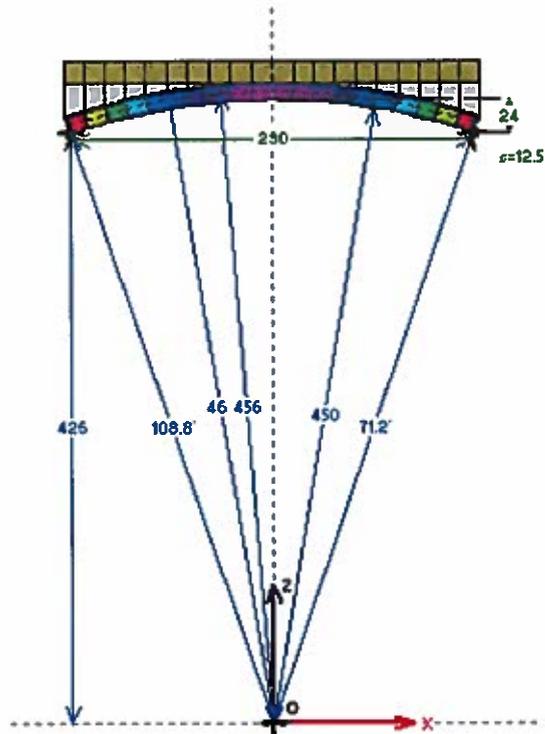
Arco STABILE - Verifica Soddisfatta



Sforzo normale

- Sforzo Normale
- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (1)
- Passo di iterazione: 3 (3)

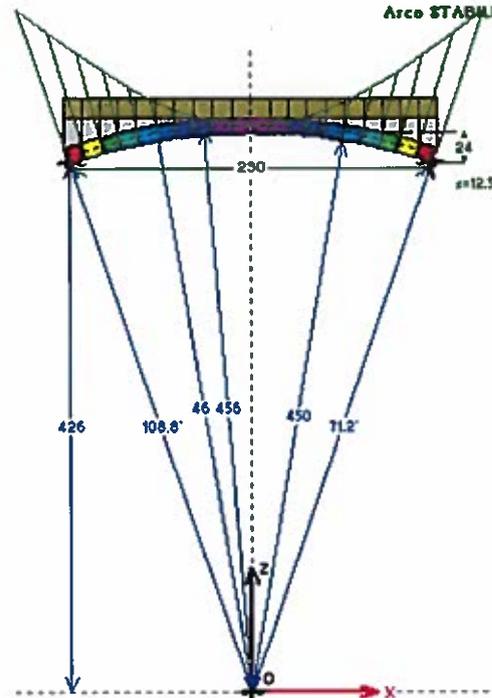
Arco STABILE - Verifica Soddisfatta



Angolo di scorrimento

- Angoli di Scorrimento
- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (1)
- Passo di iterazione: 3 (3)

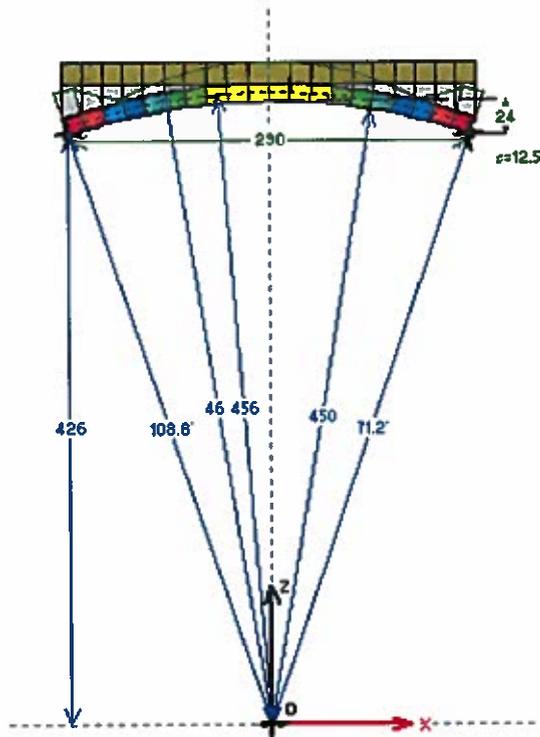
Arco STABILE - Verifica Soddisfatta



Tensioni di compressione

- Tensioni di Compressione
- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (1)
- Passo di iterazione: 3 (3)

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta

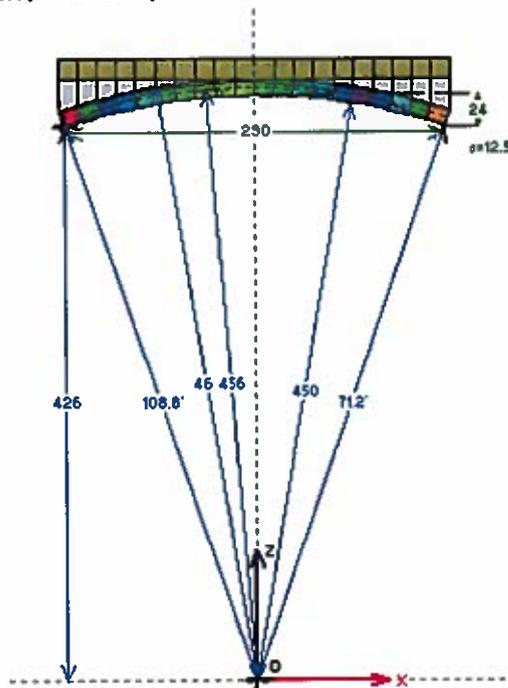


Analisi sismica +X

Curva delle pressioni

- Curva delle Pressioni
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: $mok.: 0.260$ [mek.coll.: 0.000]
- Passo di iterazione: 2 (2)

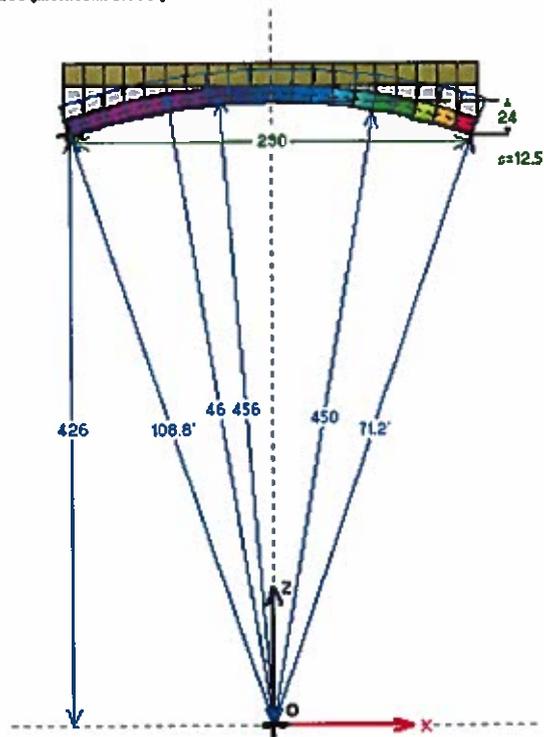
Arco STABILE - Verifica **NON** Soddisfatta



Sforzo normale

- Sforzo Normale
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: mol.: 0.200 [mol.coli.: 0.000]
- Passo di iterazione: 2 (2)

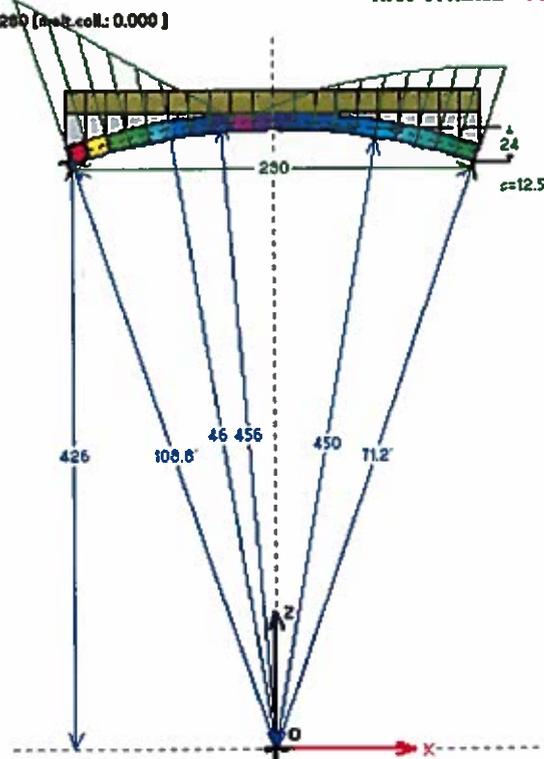
Arco STABILE - Verifica **NON** Soddisfatta



Angolo di scorrimento

- Angoli di Scorrimento
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: mol.: 0.200 [mol.coli.: 0.000]
- Passo di iterazione: 2 (2)

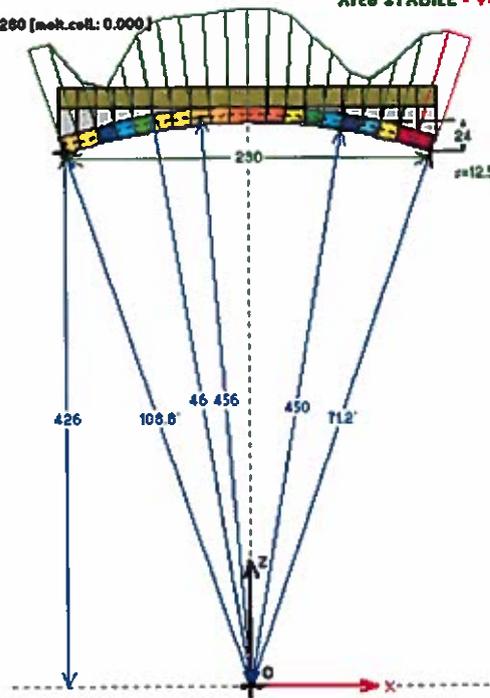
Arco STABILE - Verifica **NON** Soddisfatta



Tensioni di compressione

- Tensioni di Compressione
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: $\text{mek.} = 0.260$ [mek.coll.: 0.000]
- Passo di iterazione: 2 (2)

Arco STABILE - Verifica NON Soddisfatta

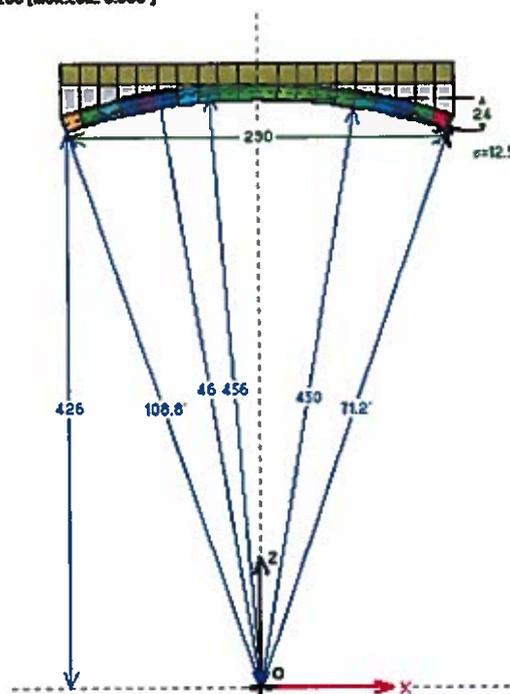


Analisi sismica -X

Curva delle pressioni

- Curva delle Pressioni
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: $\text{mek.} = 0.260$ [mek.coll.: 0.000]
- Passo di iterazione: 2 (2)

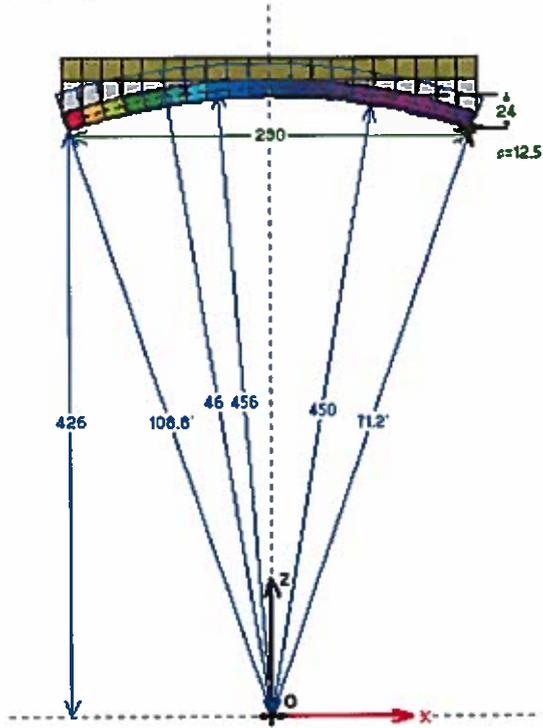
Arco STABILE - Verifica NON Soddisfatta



Sforzo normale

- Sforzo Normale
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: $\text{mek.} = 0.260$ [$\text{mek.cell.} = 0.000$]
- Passo di iterazione: 2 (2)

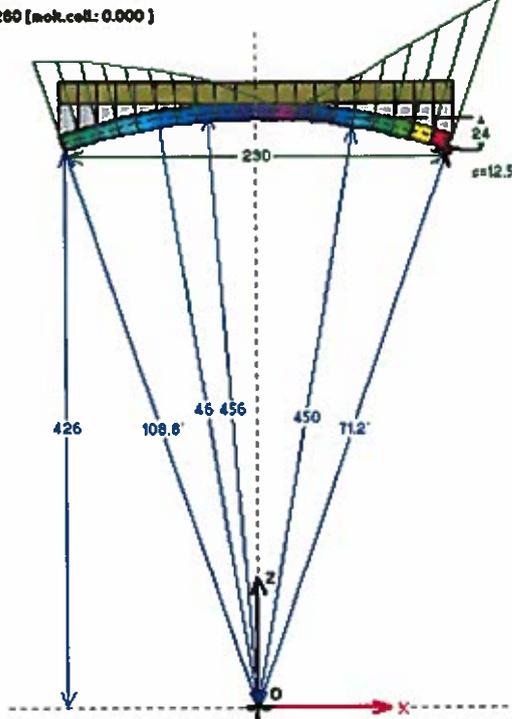
Arco STABILE - Verifica NON Soddisfatta



Angolo di scorrimento

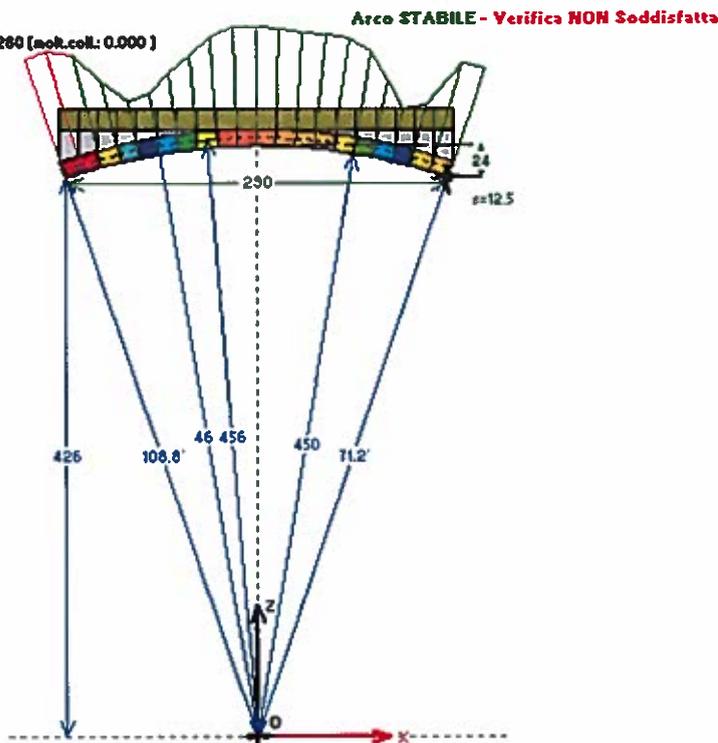
- Angoli di Scorrimento
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: $\text{mek.} = 0.260$ [$\text{mek.cell.} = 0.000$]
- Passo di iterazione: 2 (2)

Arco STABILE - Verifica NON Soddisfatta



Tensioni di compressione

- Tensioni di Compressione
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: molt.: 0.260 (molt.coll.: 0.000)
- Passo di iterazione: 2 (2)



Poiché come si evince dai risultati esaminati, la verifica di compressione in condizioni sismiche non è soddisfatta, si inseriscono sia all'intradosso che all'estradosso della piattabanda investigata, due piatti metallici di dimensioni 60x6mm e si determinano le caratteristiche di resistenza della sezione resistente finale derivante da tale intervento di consolidamento.

ARCO n. 1
 - COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.coll.= 0.000
 - Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	(N estrad.)	(N intrad.)	Taglio (kN)	Risult. (kN)	Dist.In. (cm)	Dist.Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
1	0.00	19.20	-3.13	19.45	0.0	-6.2	9.3	0.889
2	3.03	15.74	-2.69	18.96	2.0	-4.2	8.2	0.889
3	5.72	12.66	-2.26	18.52	3.9	-2.4	7.0	0.630
4	7.98	10.09	-1.88	18.17	5.6	-0.7	5.9	0.390
5	9.85	7.97	-1.53	17.89	6.9	0.7	4.9	0.375
6	11.35	6.25	-1.22	17.64	8.1	1.8	4.0	0.526
7	12.54	4.90	-0.94	17.47	9.0	2.7	3.1	0.662
8	13.43	3.89	-0.68	17.33	9.7	3.4	2.2	0.823
9	14.05	3.18	-0.45	17.24	10.2	3.9	1.6	0.827
10	14.41	2.77	-0.22	17.18	10.6	4.2	0.7	0.825
11	14.54	2.63	0.00	17.17	10.6	4.3	0.0	0.824
12	14.42	2.76	0.21	17.18	10.5	4.2	0.7	0.825
13	14.07	3.16	0.44	17.24	10.2	4.0	1.6	0.827
14	13.46	3.85	0.67	17.32	9.7	3.5	2.2	0.830
15	12.58	4.85	0.93	17.45	9.0	2.8	3.1	0.668
16	11.41	6.19	1.21	17.64	8.1	1.9	3.9	0.532
17	9.92	7.89	1.52	17.87	7.0	0.7	4.9	0.382
18	8.07	9.99	1.87	18.16	5.6	-0.7	5.9	0.381
19	5.83	12.55	2.25	18.52	4.0	-2.3	7.0	0.618
20	3.15	15.60	2.67	18.94	2.1	-4.2	8.1	0.889
21	0.00	19.20	3.13	19.45	0.0	-6.3	9.3	0.889

Risultati delle analisi sismiche per ciascun concio murario estrapolate dal SAV2015

Si riportano quindi le sollecitazioni massime agenti sulla piattabanda analizzata, per la combinazione sismica +X, così come indicato dal software di calcolo utilizzato.

$$N_{max}=19.20\text{kN}$$

$$T_{max}=3.13\text{kN}$$

$$M_{max}=N \cdot e=19.20 \cdot 0.062=1.19\text{kNm}$$

Tramite il software di calcolo VcaSlu si determinano le caratteristiche di resistenza della presente piattabanda, considerando l'applicazione dei quattro piatti metallici agli estremi della sezione resistente di muratura, di dimensioni trasversali 50x12.5cm.

The screenshot shows the VcaSlu software interface with the following data:

Titolo: Verifica C.A. S.L.U. - File: porta cieco

File: File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez./Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008

Titolo: [Empty]

N° Vertici: 4 **Zoom:** [Empty] **N° barre:** 4 **Zoom:** [Empty]

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	12.5
3	50	12.5
4	50	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.6	0	0
2	3.6	50	0
3	3.6	50	12.5
4	3.6	0	12.5

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}: 19.20 **kN**
M_{xEd}: 1.19 **kNm**
M_{yEd}: 0 **kNm**

P.to applicazione N: Centro Baricentro cis
 Coord. [cm]: xN [0] yN [0]

Materiali: **piatta meta** **muratura**

ε_{cu}: 10 % **ε_{c2}:** 2 %
f_{yd}: 275 N/mm² **ε_{cu}:** 3.5
E_s: 210,000 N/mm² **f_{cd}:** 0.89
E_s/E_c: 200 **f_{cc}/f_{cd}:** 0.9 \sqrt{f}
ε_{spd}: 1.31 % **α_{c,adm}:** 9.75
α_{s,adm}: 255 N/mm² **τ_{co}:** 0.6
τ_{ci}: 1.029

M_{Rd}: 25.52 **kNm**

σ_c: -0.89 N/mm²
σ_s: 275 N/mm²
ε_c: 3.5 %
ε_s: 4.709 %
d: 12.5 **cm**
x: 5.329 **w/d:** 0.4263
δ: 0.9729

Calcolo MRd: **Calcola MRd** **Domino M-N**
L₀: [0] **cm** **Col. modello**

Precompressa:

Come si evince dai risultati ricavati, la sezione resistente ottenuta dopo l'intervento di consolidamento, in condizioni ultime, riesce a sopportare le sollecitazioni massime derivanti dai carichi applicati.

$$M_{ED}=1.19\text{kNm} > M_{RD}=25.52\text{kNm}$$

Inoltre quest'ultima sviluppa delle tensioni di compressione che la muratura esistente riesce ad assorbire rimanendo nel contempo molto distante dal valore ultimo $f_{cd}=(2.4/(1.35 \cdot 2))=0.89\text{N/mm}^2$ indicato dalla normativa NTC2008 per una muratura in mattoni pieni in condizioni sismiche.

La struttura rimane infatti in campo elastico anche nelle condizioni di rottura e l'asse neutro è pari al seguente valore:

Verifica C.A. S.L.U. - File: porta cieco

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	12.5
3	50	12.5
4	50	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.6	0	0
2	3.6	50	0
3	3.6	50	12.5
4	3.6	0	12.5

Tipo Sezione
 Rettang. Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Collezioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

piatto metz		muratura	
ϵ_{su}	10 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
I_{yd}	275 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm ²	I_{cd}	0.95
E_s/E_c	200	I_{cc}/I_{cd}	0.17
ϵ_{spd}	1.31 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.929

σ_c -0.04444 N/mm²
 σ_s 13.37 N/mm²
 ϵ_s 0.06367 ‰
d 12.5 cm
 η 6.025 η/d 0.482
 δ 1

Verifica
N° iterazioni: 2
 Precompresso

$y=6.025\text{cm}=60.3\text{mm}$

Verifica del sistema di connessione dei due piatti metallici

La sezione resistente della struttura risulta pertanto formata dalla piattabanda a cui si applica all'intradosso e all'estradosso il rinforzo metallico costituito da 2+2 piatti metallici di dimensioni 60x6mm.

Caratteristiche geometriche:

$$B = 500\text{mm} \text{ larghezza piattabanda}$$

$$H = 125\text{mm} \text{ altezza piattabanda}$$

$$A_s = 60\text{mm} \cdot 6\text{mm} \cdot 4 = 1440\text{mm}^2 \text{ area piatti metallici}$$

Si calcola il momento di inerzia della sezione omogenizzata che simuli il comportamento della sezione descritta.

$$J_{om} = 1/3 b y^3 + n A_s (H + s/2 - y)^2 + n A_s (y + s/2)^2 = 2.06 \cdot 10^9 \text{mm}^4$$

Con:

$$b = 500\text{mm}$$

$$y = 60.3\text{mm}$$

$$n = 280 \text{ (} n = E_s/E_m = 210000/750 = 280 \text{)}$$

$$A_s = 720\text{mm}^2$$

$$H = 125\text{mm}$$

$$s = 6\text{mm}$$

Calcolo della forza di scorrimento all'interfaccia piattabanda - piatto metallico

La forza di scorrimento all'interfaccia tra i due elementi può essere valutata nella seguente maniera, considerando lo scorrimento massimo che si ottiene in corrispondenza dei due piatti metallici posti all'intradosso:

$$q = V S_{interfaccia} / (J_{om}) = 20.66\text{kN/m}$$

in cui:

$$\text{dist} = H - y + s/2 = 125\text{mm} - 60.3\text{mm} + 6/2\text{mm} = 67.70\text{mm}$$

$$A = n \cdot A_s = 2 \cdot 280 \cdot 60\text{mm} \cdot 6\text{mm} = 201600\text{mm}^2$$

$$S_{interfaccia} = A \cdot \text{dist} = 1.36 \cdot 10^7 \text{mm}^3 \quad \text{(momento statico all'interfaccia muratura - acciaio)}$$

$$J = 2.06 \cdot 10^9 \text{mm}^4 \quad \text{(momento di inerzia della sezione omogenizzata)}$$

$$V = 3130\text{N} \quad \text{(taglio sollecitante)}$$

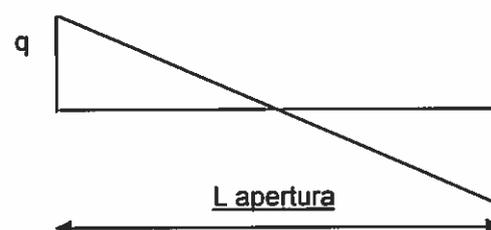
Il taglio sul singolo elemento di connessione si determina:

$$v = [q (L/2)/2] / n \text{ connettori} = \\ = (20.66\text{kN} \cdot 1.45\text{m} / 2) / 12 = 1.25\text{kN}$$

$$q = 20.66\text{kN}$$

$$L = 2.90\text{m} / 2 = 1.45\text{m}$$

$$n \text{ connettori} = 12$$



Con 12 si indica il numero di connettori presenti su metà apertura nei due piatti metallici dell'intradosso comprensivi anche dei connettori localizzati in corrispondenza dei piatti metallici di ancoraggio ai piedritti esistenti, che assorbono anch'essi il taglio proveniente dall'appoggio della piattabanda.

Verifica a schiacciamento della muratura

La progettazione trattata in questa relazione ha raggiunto un livello di conoscenza LC1, il che comporta un fattore di confidenza pari a 1.35.

Di seguito si riportano i valori dei parametri meccanici considerati per la muratura in esame (stralcio della Tab.C8A.2.1.)

Per ottenere la resistenza di calcolo a compressione, si considera il valore medio riportato in tabella e si divide per il fattore di confidenza e per il coefficiente del materiale γ_M , quindi:

$$f_{rd} = f_m / (\gamma_M \times FC) = 2.4 \text{MPa} / (1.35 \cdot 2) = 0.89 \text{MPa}$$

$$F_{m,Rd} = f_{rd} \cdot d \cdot L = 0.89 \text{MPa} \cdot 14 \text{mm} \cdot 125 \text{mm} = 1.56 \text{kN}$$

dove:

$f_{rd} = 0.89 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione della muratura
$d = 14 \text{mm}$	diametro del perforo
$L = 125 \text{mm}$	lunghezza del perforo

La verifica è soddisfatta essendo $F_{m,Rd} > v$

Verifica a rifollamento del piatto d'unione dim. 60 x 6mm in acciaio S275J2

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 12 \text{mm} \cdot 6 \text{mm}}{1.25} = 24.77 \text{kN}$$

In cui:

$f_{tk} = 430 \text{N/mm}^2$	(resistenza a rottura dell'acciaio S275);
$d = 12 \text{mm}$	(diametro nominale del gambo del bullone);
$t = 6 \text{mm}$	(spessore del profilo collegato);
$\gamma_{M2} = 1.25$	(coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni).

La verifica è soddisfatta essendo $F_{b,Rd} > v$

Verifica a taglio delle barre di diametro $\Phi 12\text{mm}$

$$F_{vRd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 32.37 \text{ kN}$$

dove:

$f_{tb} = 800\text{N/mm}^2$	(resistenza di progetto a taglio per bulloni classe 5.6);
$A_{res} = 84.3\text{mm}^2$	(area resistente delle barre M12);
$\gamma_{M2} = 1.25$	(coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni).

La verifica è **soddisfatta** essendo $F_{v,Rd} \text{ kN} > v$

Si specifica che la verifica è condotta utilizzando l'espressione delle NTC (§4.2.8.1.1) considerando i parametri k e α pari all'unità in quanto l'elemento oggetto di verifica non è propriamente un'unione bullonata, tale considerazione è comunque a favore di sicurezza.

Verifica del sistema di connessione alle spalle di muratura in mattoni pieni

Per verificare a taglio le barre delle armature che collegano i piedritti al piatto metallico si determinano le sollecitazioni taglianti agenti in corrispondenti di tale elemento.

Poichè sono presenti due barre metalliche per ciascun piatto inserito, il taglio che sollecita ogni barra dei perfori è pari a:

$$V_{Ed} = 3.13/4 = 0.78 \text{ kN}$$

Verifica a taglio delle barre di diametro $\Phi 12\text{mm}$

$$F_{vRd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 32.37 \text{ kN}$$

dove:

$f_{tb} = 800\text{N/mm}^2$	(resistenza di progetto a taglio per bulloni classe 5.6);
$A_{res} = 84.3\text{mm}^2$	(area resistente delle barre M12);
$\gamma_{M2} = 1.25$	(coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni).

La verifica è **soddisfatta** essendo $F_{v,Rd} \text{ kN} > V_{Ed}$

Si specifica che la verifica è condotta utilizzando l'espressione delle NTC (§4.2.8.1.1) considerando i parametri k e α pari all'unità in quanto l'elemento oggetto di verifica non è propriamente una unione bullonata, tale considerazione è comunque a favore di sicurezza.

Verifica a schiacciamento della muratura

La progettazione trattata in questa relazione ha raggiunto un livello di conoscenza LC1, il che comporta un fattore di confidenza pari a 1.35.

Di seguito si riportano i valori dei parametri meccanici considerati per la muratura in conci sbozzati (stralcio della Tab.C8A.2.1.)

Per ottenere la resistenza di calcolo a compressione, si considera il valore medio riportato in tabella e si divide per il fattore di confidenza e per il coefficiente del materiale γ_M , quindi:

$$f_{rd} = f_m / (\gamma_M \times FC) = 2.00 \text{MPa} / (1.35 \cdot 2) = 0.74 \text{MPa}$$

$$F_{m,Rd} = f_{rd} \cdot d \cdot L = 0.74 \text{MPa} \cdot 14 \text{mm} \cdot 150 \text{mm} = 1.55 \text{kN}$$

dove:

$f_{rd} = 0.74 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione della muratura
$d = 14 \text{mm}$	diametro del perforo
$L = 150 \text{mm}$	lunghezza del perforo

La verifica è **soddisfatta** essendo $F_{m,Rd} > V_{Ed}$

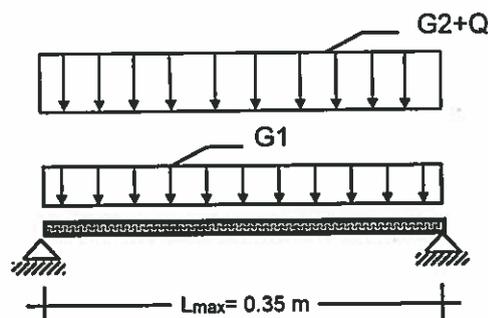
7.3 Verifica della volta della Porta della Strada Nuova

In corrispondenza della volta che costituisce la Porta della strada Nuova dovranno essere inseriti cinque piatti metallici di dimensioni 60x6mm efficacemente vincolati alla muratura soprastante mediante delle perforazioni armate con barre di diametro 12mm e lunghezza $L=51\text{cm}$ disposte ogni 35cm.

Tali elementi metallici verranno ancorati alla muratura perimetrale prolungando il piatto metallico di una lunghezza pari a 15cm e inserendo all'interno di perforazioni armate due barre metalliche per ciascun piatto presente che avranno la medesima lunghezza e saranno realizzati con la medesima tipologia strutturale di quelli descritti per il collegamento della struttura voltata al paramento presente all'estradosso.

Per la verifica di resistenza dei piatti calandrati si considera il tratto del profilo metallico compreso tra due perfori consecutivi e si sottopone l'elemento al carico della muratura soprastante e al carico della neve.

La struttura voltata sostiene inoltre una copertura la cui stratigrafia non è stata investigata, per questo si introdurrà nella verifica strutturale un carico del riempimento della volta maggiorato per stimare il peso anche di tale solaio.



$L=0.35\text{m}$ distanza tra due perfori consecutivi

Azioni di calcolo:

Peso proprio profilo metallico:

$$G_1 = 1.3 \cdot (78.5 \cdot 60 \cdot 6 \cdot 5) \cdot 10^{-6} = 0.18 \text{ kN/m}$$

Contributo riempimento della volta:

Per il calcolo del carico dovuto al riempimento della volta si considera il suo valore massimo:

$$Q_b = \gamma_g (\gamma_{temp} \cdot S_{mur} \cdot h) = 1.5 \cdot 14 \cdot 1.10 \cdot 1.20 = 27.72 \text{ kN/m}$$

con:

$L=1.20\text{m}$ si indica lo spessore della volta

$L=1.10\text{m}$ si indica lo spessore di materiale di riempimento presente al di sopra della struttura muraria

Gli elementi metallici dovranno sostenere inoltre il carico neve pari all'entità stimata:

$$Q = 1.5 \cdot 1.18 \cdot 1.20 = 2.12 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni massime:

Per il principio di sovrapposizione degli effetti:

$$M_{max} = \frac{(G_1 + G_2 + Q) \cdot L^2}{8} = 0.46 kNm$$

$$V_{max} = \frac{(G_1 + G_2 + Q) \cdot L}{2} = 5.25 kN$$

La sezione resistente è costituita dal piatto metallico di dimensioni 60x6mm:

- $W=360mm^3$
- $A=360mm^2$
- $J=1080mm^4$

Verifica di resistenza:

Flessione:

$$M_R = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{360mm^3 \cdot 5 \cdot 275 MPa}{1.05} = 0.47 kNm \rightarrow M_R \geq M_{soll}$$

Taglio:

$$V_R = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{360 mm^2 \cdot 275 MPa}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 272.18 kN \rightarrow V_R \geq V_{soll}$$

Verifica degli ancoraggi del piatto metallico alla muratura

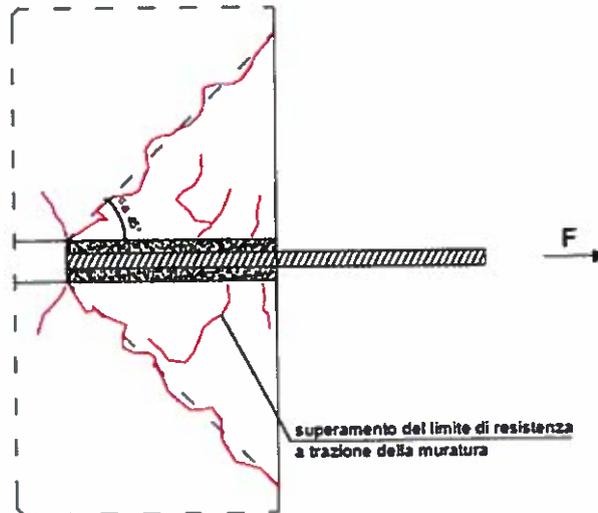
Le barre di diametro $\phi 12$ necessarie per l'ancoraggio del piatto metallico alla muratura, sono inserite in perfori $\phi 14$ di lunghezza pari a 50cm.

Ciascuna barra è soggetta ad una sollecitazione di taglio pari a:

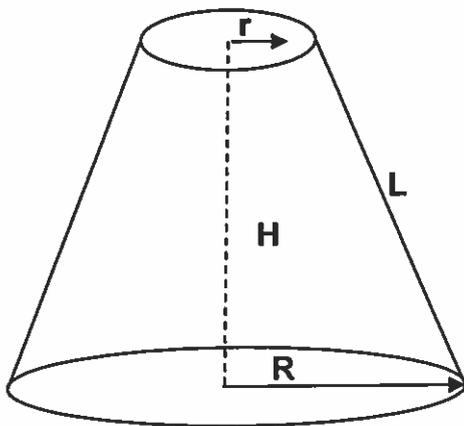
$$T_{ed} = (5.25/5) \cdot 2 = 2.1 kN$$

Verifica a sfilamento delle barre dei perfori armati

La verifica consiste nel valutare il valore della forza massima che porta al distacco, lungo la linea di rottura per taglio, della porzione di muratura aderente all'ancoraggio.



L'area della muratura interessata dal fenomeno è assimilabile ad un tronco di cono con vertice al limite dell'ancoraggio, di raggio minimo pari a quello del perforo e superficie laterale che si sviluppa con un inclinazione di 45° .



La superficie di rottura del singolo perforo risulta:

$$S_m = \pi \cdot (R+r) \cdot L$$

in cui

$$H \text{ lunghezza di ancoraggio} = 500\text{mm}$$

$$L = H/\cos 45^\circ = 500/\cos 45^\circ = 707.11\text{mm}$$

$$r \text{ raggio del perforo} = 7\text{mm}$$

$$R = r + H = 507\text{mm}$$

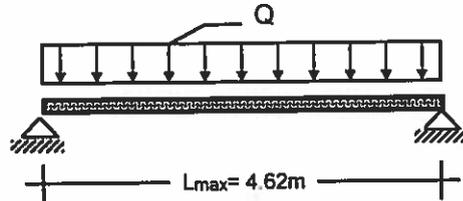
$$S_l = \pi \cdot (507+7) \cdot 707.11 = 1.14 \cdot 10^6 \text{mm}^2$$

$$\tau_{rd} = \frac{0.035}{1.35 \cdot 3} = 0.008 \text{ N/mm}^2$$

$$T_{\max} = \tau_{rd} \cdot S_I = 0.008 \cdot 1.14 \cdot 10^6 = 9852 \text{ N} = \underline{9.85 \text{ kN}} \text{ per ogni barra}$$

La verifica è soddisfatta essendo $F_{b,Rd} = 9.85 \text{ kN} > T_{ed} = 2.10 \text{ kN}$

Per verificare a taglio le barre delle armature che collegano i piedritti al piatto metallico si determinano le sollecitazioni taglianti agenti in corrispondenza di tale collegamento.
Si adotta il seguente schema statico sottoponendo il piatto metallico al peso della plattabanda sovrastante.



$L=4.62\text{m}$ lunghezza apertura in esame

Azioni di calcolo:

Si considerano le medesime azioni di calcolo determinate precedentemente e si calcolano le seguenti sollecitazioni per la lunghezza totale dell'apertura pari a:

$L=4.62\text{ m}$

Sollecitazioni massime:

$$M_{max} = \frac{Q \cdot L^2}{8} = 0.19\text{kNm}$$

$$V_{max} = \frac{Q \cdot L}{2} = 0.64\text{kN}$$

Poiché sono presenti due barre metalliche il taglio che sollecita ciascun elemento è pari a:

$$V=0.64/2=0.32\text{kN}$$

Verifica a taglio delle barre di diametro $\phi 12$

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot 500 \cdot 50.27 / 1.25 = 12.06\text{kN}$$

dove: $f_{tb} = 500\text{ N/mm}^2$ (resistenza di progetto a taglio per bulloni classe 8.8)

$A_{res} = 50.27\text{mm}^2$ (area resistente delle barre metalliche)

$\gamma_{M2} = 1.25$ (coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{v,Rd} = 12.06\text{kN} > T_{ed} = 0.32\text{kN}$

Verifica a schiacciamento della muratura

La progettazione trattata in questa relazione ha raggiunto un livello di conoscenza LC1, il che comporta un fattore di confidenza pari a 1.35. Di seguito si riportano i valori dei parametri meccanici considerati per la muratura in esame (Tab.C8A.2.1.)

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Per ottenere la resistenza di calcolo a compressione, si considera il valore minimo riportato in tabella e si divide per il fattore di confidenza e per il coefficiente del materiale γ_M , quindi:

$$f_{rd} = \frac{f_m}{\gamma_N \cdot FC} = \frac{2.4 \text{ MPa}}{1.35 \cdot 3} = 0.59 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Resistenza di calcolo a schiacciamento della muratura:

$$F_{m,Rd} = f_{rd} \cdot d \cdot L = 0.59 \cdot 10\text{mm} \cdot 150\text{mm} = 885\text{KN}$$

dove: $f_{rd} = 0.59 \text{ N/mm}^2$ (resistenza a compressione della muratura)

$d = 10\text{mm}$ (diametro del perforo)

$L = 150\text{mm}$ (lunghezza del perforo)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{m,Rd} = 885\text{kN} > T_{ed} = 0.32\text{KN}$

COMUNE DI TREVÌ

Interventi di restauro e consolidamento delle mura urbane all'interno del P.I.R. di Trevi



COMUNE DI TREVI

PROGRAMMA INTEGRATO DI RECUPERO TREVI CAPOLUOGO

(APPROVAZIONE D.G.R. 445 DEL 21/04/2004)

PROGETTO ESECUTIVO DI EDIFICIO IN FASCIA 3 MURA URBICHE

OGGETTO:

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Silvia Borasso

PROGETTISTA

Arch. Paolo Luccioni

COLLABORATORI

Geom. Fabio Antonini

Geom. Nazzareno Chioccioni

PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Andrea Giannantoni

Ing. Fabrizio Menghini



AGGIORNAMENTO:

RICHIESTA DI INTEGRAZIONE REGIONE UMBRIA

Novembre 2015

SCALA:

ALLEGATO:

S03

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

1. Oggetto

La presente relazione è relativa al progetto strutturale esecutivo per le opere di riparazione danni, restauro e consolidamento della cinta muraria della Città di Trevi, meglio individuato nel Programma Integrato di Recupero di Trevi ed identificato in cartografia nella tavoletta in scala 1:25000 dell'I.G.M. "TREVI" I S.O. appartenente al Foglio n° 131.

2. Interazione terreno-fondazioni

Gli interventi previsti, basati sul principio-guida del rispetto formale e sostanziale degli elementi costitutivi dell'organismo strutturale delle opere oggetto di consolidamento, non alterano il comportamento globale della struttura e non inseriscono carichi aggiuntivi, pertanto, vista l'assenza di lesioni per cedimenti fondali passati o in atto, si ritengono le fondazioni attuali adeguate a trasmettere i carichi ai terreni sottostanti e, pertanto, non sono previste opere di sostituzione o di consolidamento di tali elementi costruttivi.

Giova ricordare che questa progettazione è impostata esclusivamente come interventi locali, ai sensi del D.M. 14/01/2008, trattandosi perlopiù di riparazioni o rafforzamenti localizzati che non alterano in alcun modo il comportamento strutturale di insieme.

Giova ribadire con estrema chiarezza che la natura dei fondi (riparazione dei danni da sisma) e la loro limitatezza, non consentono uno studio esteso ed esaustivo che l'opera meriterebbe, in riferimento anche alla loro funzione (molto spesso sono opere di contenimento, anche di pubblica viabilità).

I limiti di questo progetto devono dunque risultare estremamente chiari.

Non si è proceduto ad effettuare una serie di verifiche numeriche. Tra queste, per esempio, non sono state verificate le opere di contenimento alla spinta a tergo della parete e allo stesso modo non sono stati verificati a ribaltamento alcuni tratti liberi in altezza.

Per affrontare compiutamente anche questi aspetti non secondari, occorrerebbe una serie di indagini conoscitive e quindi di somme a disposizione per opere che non sono presenti in questo appalto, trattandosi, ripeto, di fondi destinati al consolidamento delle mura urbane della città di Trevi a seguito dei danni (nuovi o aggravati) provocati dagli eventi sismici del 1997 e seguenti.

Sarà cura dell'Amministrazione Comunale di Trevi programmare una serie di ispezioni manutentive in continuità negli anni, atte a monitorare eventuali fenomeni di dissesto o di ammaloramento presenti lungo lo sviluppo dell'intera cinta muraria.



COMUNE DI TREVI

PROGRAMMA INTEGRATO DI RECUPERO TREVI CAPOLUOGO

(APPROVAZIONE D.G.R. 445 DEL 21/04/2004)

PROGETTO ESECUTIVO DI EDIFICIO IN FASCIA 3 MURA URBICHE

OGGETTO:

RELAZIONE SU MATERIALI E DOSATURE

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Silvia Borasso

PROGETTISTA

Arch. Paolo Luccioni

COLLABORATORI

Geom. Fabio Antonini

Geom. Nazzareno Chioccioni

PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Andrea Giannantoni

Ing. Fabrizio Menghini



AGGIORNAMENTO:

RICHIESTA DI INTEGRAZIONE REGIONE UMBRIA

Novembre 2015

SCALA:

ALLEGATO:

S04

RELAZIONE SUI MATERIALI

1. Oggetto

La presente relazione è relativa al progetto strutturale esecutivo per le opere di riparazione danni, restauro e consolidamento della cinta muraria della Città di Trevi, meglio individuato nel Programma Integrato di Recupero di Trevi ed identificato in cartografia nella tavoletta in scala 1:25000 dell'I.G.M. "TREVI" I S.O. appartenente al Foglio n° 131.

2. Premessa

I materiali utilizzati per la realizzazione dei muri dovranno essere conformi e certificati secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008.

I materiali dovranno essere assemblati secondo quanto indicato negli elaborati grafici di progetto previa verifica del loro stato di conservazione. A riguardo, non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali che ne pregiudichino la resistenza, o alterate da sostanze che possono ridurre sensibilmente l'aderenza al calcestruzzo (grassi, sostanze oleose, terra o fango).

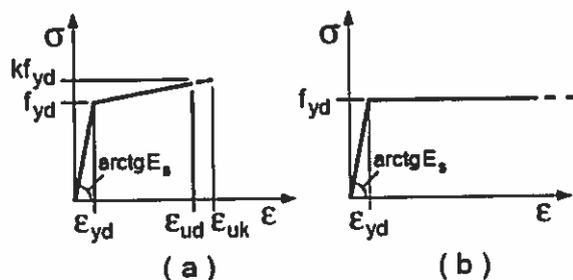
Come indicato al §4.5.2.2, le murature dovranno avere dimensioni e percentuali di foratura prescritte per gli elementi di laterizio semipieno portante per zone sismiche (percentuale di foratura compresa tra il 15% e il 45%). Altresì, gli elementi in laterizio non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili o residui organici; devono essere ben puliti e, prima dell'assemblaggio, devono essere sufficientemente bagnati al fine di evitare che assorbano l'acqua contenuta nell'impasto, provocandone il ritiro. Devono essere integri, senza zone alterate o rimovibili. Devono possedere i requisiti di resistenza meccanica e di adesività alle malte indicati di seguito.

Gli elementi in legno massiccio devono essere conformi alla UNI EN 14081. Per entrambe le tipologie dovranno essere utilizzati elementi privi di difetti.

Infine, gli elementi in acciaio devono essere conformi alla UNI EN 10025 relativamente ai profilati laminati. Prima di essere posizionati in opera i profilati devono essere protetti nei confronti dell'ossidazione attraverso prodotti a base di zinco.

In ogni caso, tutti i materiali devono essere certificati per le costruzioni in zone sismiche.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.3; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



3. Materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati sono di seguito indicate:

Acciaio per carpenteria metallica:

tipo: laminati a caldo S235 (spessore inferiore a 40mm).

caratteristiche meccaniche:

tensione di snervamento $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$;

tensione di rottura $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$;

coefficiente di sicurezza $\gamma_{M0} = 1,05$;

modulo elastico $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

tipo: laminati a caldo S275 (spessore inferiore a 40mm).

caratteristiche meccaniche:

tensione di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$;

tensione di rottura $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$;

coefficiente di sicurezza $\gamma_{M0} = 1,05$;

modulo elastico $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

Acciaio per connettori metallici:

tipo: barre in acciaio inox EN-1.4401

caratteristiche meccaniche:

tensione di snervamento $R_{p0,2} = f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;

resistenza a trazione $R_m = f_{tk} = 700 \text{ N/mm}^2$;

coefficiente di sicurezza $\gamma_{M0} = 1,10$;

modulo elastico $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$.

Acciaio per barre di ancoraggio:

tipo: barre filettate classe 8.8

caratteristiche meccaniche:

tensione di snervamento $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$;

tensione di rottura $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$;

coefficiente di sicurezza $\gamma_{M0} = 1,05$;

modulo elastico $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

Malta per cucì-scucì della muratura:

tipo: Malta idraulica antiritiro

Descrizione: malta a composizione prescritta;

Composizione: 3 parti di sabbia+1 parte di calce idraulica.

Muratura per cucì-scucì:

tipo: Mattoni pieni per parti non a vista

Resistenza caratteristica a compressione del blocco: $f_{bk} = 15 \text{ N/mm}^2$;

Peso specifico del blocco: 18 kN/ m^3 .

Resistenza caratteristica a compressione della muratura: $f_k = 5.1 \text{ N/mm}^2$;

Resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali: $f_{vk0} = 0.10 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico normale secante: $E = 1000 * f_k = 5100 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico tangenziale: $G = 0.4 * E = 2040 \text{ N/mm}^2$.

Trefoli per consolidamento murature:

tipo: Trefolo di acciaio inox AISI 316 - X5 - CrNiMo 1712 - EN10088

Resistenza caratteristica a trazione dei fili: $f_{tk} = 1470 \text{ N/mm}^2$;

Carico di rottura minimo: 2450N.

Consolidamento volte:

tipo: Rete in GFRP

Maglia: 66x66mm

Barre/metro/lato: 15

Peso specifico: 500 g/m^2

Sezione nominale singola barra: 10 mm^2

Resistenza a trazione singola barra: 3,5 kN

Allungamento a rottura: 1,5%

Rigidezza assiale media a trazione: 230 kN