PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO **DICEMBRE 2017**

GRUPPO MARCHE

STUDIO TECNICO GRUPPO MARCHE
Contrada Potenza,11 62100 Macerata
P.Iva 00141310433
Tel. +39 0733 492522
azienda certificata ISO 9001:2008

Località : MONTELUPONE (MC)

Oggetto : CHIESA DI SAN FRANCESCO
LAVORI DI RIPARAZIONE
DANNI SISMA 2016

RELAZIONE STRUTTURALE MATERIALI E CALCOLI

Committente : COMUNE DI MONTELUPONE

VERIFICATO	REP./POS.	RAPP.
AC	2604–04	

TAVOLA N.

F

REV.	DATA
0	GEN. 2018
1	
2	
3	
4	
5	

COMUNE DI MONTELUPONE

(Prov. di MACERATA)

CHIESA DI SAN FRANCESCO
LAVORI DI RIPARAZIONE DANNI SISMA 2016

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

RELAZIONE STRUTTURALE-MATERIALI E CALCOLI

INDICE

INDICE **2**
1 INTRODUZIONE **3**
2 INQUADRAMENTO GENERALE **3**
3 INTERVENTI RECENTI SULLA CHIESA **3**
4 DANNI RIPORTATI DAL SISMA DI OTTOBRE 2016 ..... **10**
5 TIPOLOGIA DI PRESIDIO **12**
5.1 Messa in sicurezza degli archi mediante inserimento di catene 12

1 INTRODUZIONE

Su incarico dell'Amministrazione comunale di Montelupone (MC) viene conferito allo Studio Tecnico Gruppo Marchela progettazione degli interventi locali, Direzione Lavori, misura e contabilità della Chiesa San Francesco.

2 INQUADRAMENTO GENERALE

La presente progettazione è relativa adinterventi di tipo lacale della Chiesa San Francesco del comune di Montelupone (MC).

A seguito di un accurato rilievo dello stato fessurativo e quindi della valutazione dell'entità del danno subito si è riscontrata la necessità di inserimento di 4 catene in corrispondenza degli archi nella zona del presbiterio.

3 INTERVENTI RECENTI SULLA CHIESA

I primi effettivi interventi di consolidamento risalgono agli anni '70 (restauro del tetto e chiusura delle fessurazioni), interventi che cancellarono anche alcune testimonianze storiche, come i segni delle travi, che sorreggevano i solai dell'adiacente convento, sulla facciata Sud e anche l'antica pavimentazione, distruggendo le antiche sepolture e il livello originario del pavimento. Subito dopo, iniziarono ad opera della Soprintendenza i lavori nella zona absidale.

In seguito ci sono stati altri interventi parziali, ma senza effetti, tanto che nel Dicembre del 1982 è crollata la parte del tetto corrispondente alla capriata centrale.

L'ultimo intervento di miglioramento sismico è stato effettuato dallo Studio Tecnico Gruppo Marche nel 1998. Di seguito viene riproposto uno stralcio della relazione tecnica al fine di ripercorrere la storia dei consolidamenti effettuati:

" *L'intervento di restauro oggetto della presente progettazione è riconducibile alla tipologia del miglioramento sismico come definito al punto C.9.1.2 del D.M.16/01/1996 ("Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"); in base al dettato della citata normativa l'intervento deve prevedere "l'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio, con lo scopo di conseguire un maggiore grado di sicurezza senza peraltro modificare in maniera sostanziale il comportamento globale".*

Il sistema delle operazioni tecniche necessarie per effettuare il tipo di intervento di miglioramento come sopra individuato è stato concepito e definito dopo aver preventivamente individuato il comportamento strutturale della fabbrica sia nel suo stato originario sia, per quanto distinguibili, nelle fasi costruttive realizzate successivamente.

Secondo quanto previsto dal punto C.4 dell'allegato A alla D.G.R.M. n.78/99 ("Direttive tecniche per la progettazione e la realizzazione degli interventi di ripristino, recupero e restauro, con miglioramento sismico, del patrimonio culturale danneggiato dalla crisi sismica"), una volta

approfondito il comportamento statico del complesso edilizio la progettazione dell'intervento è stata condotta sulla base delle seguenti linee indirizzo fondamentali:

- *ricostituzione di capacità strutturali venute meno;*
- *cura delle patologie riconosciute;*
- *ulteriori provvedimenti volti alla riduzione degli effetti sismici.*

La progettazione nel suo complesso, così come tutti i singoli interventi, sono stati altresì valutati come necessari e sufficienti secondo i criteri della giusta misura e del minimo intervento.

INTERVENTI PROGETTATI

Il quadro dei danni e l'analisi delle carenze della struttura, confortata dai calcoli svolti relativamente allo stato attuale per la determinazione del Co, hanno guidato la scelta degli interventi di progetto.

E' stato pertanto progettato un quadro generale di interventi volti alla riabilitazione strutturale e al miglioramento sismico dell'edificio (v. tavole di progetto), che vengono qui di seguito illustrati seguendo l'ordine del citato punto C.4 dell'allegato A alla DGRM 78/99.

Fondazioni

Le patologie riconosciute nella fabbrica evidenziano l'assoluta necessità di un significativo intervento in fondazione, i cui presupposti scaturiscono dalle considerazioni che vengono qui di seguito esposte.

Occorre partire da una considerazione fondamentale (vedasi al riguardo anche la relazione geologica allegata), ovvero dal fatto che allo stato attuale la frana debba considerarsi sufficientemente stabilizzata da poter escludere il ripetersi di eventi catastrofici come quelli del 1978/90: è infatti a tutti evidente che nessun accorgimento tecnico localizzato può arginare un fenomeno di tali proporzioni, per cui se si dovesse supporre il ripetersi di cedimenti dell'ordine di qualche decina di centimetri tanto varrebbe rinunciare all'intervento di ristrutturazione perché sarebbero certamente soldi gettati.

Il Comune di Montelupone dispone ormai da diversi anni di un efficace sistema drenante capace di contenere il livello della falda al di sotto dei limiti di sicurezza, e i sondaggi profondi effettuati propedeuticamente al presente progetto (v. relazione geologica) hanno fornito dati confortanti in merito alla stabilizzazione del fenomeno. Il primo dato di partenza del presente progetto strutturale è quindi quello di ritenere il movimento franoso definitivamente stabilizzato nella sua globalità.

Dato per acquisito quanto sopra, va però considerato anche che permane la possibilità che si verifichino cedimenti di entità più limitata, che sommandosi nel tempo potrebbero comunque arrecare grave pregiudizio alla stabilità del fabbricato. Sulla base di quanto affermato nella relazione geologica (peraltro facilmente condivisibile) tali cedimenti potrebbero prodursi ad esempio a causa di un temporaneo intasamento di qualche drenaggio con conseguente innalzamento del livello di falda cui corrisponderebbe inevitabilmente un certo movimento del terreno, la cui stabilità, giova sempre ricordarlo, viene messa a repentaglio non appena sale il livello dell'acqua all'interno della formazione superficiale quaternaria.

L'ipotesi così descritta è meno teorica di quel che si potrebbe pensare in un primo momento, tant'è che qualcosa di simile si è già verificato non molto tempo fa: dai dati di rilevamento forniti

dal Comune di Montelupone risulta infatti che nel periodo Ottobre 1990 / Febbraio 1993 si è verificato uno spostamento in testa di circa 1,5 cm., valore come si vede non elevatissimo ma neppure trascurabile e comunque tale da incidere sulla struttura del fabbricato, soprattutto se ripetuto nel tempo.

Nella fattispecie sembra che la causa del cedimento sia da ricercare nell'esecuzione, in vicinanza, di una sottofondazione a micropali che potrebbe in qualche modo avere alterato temporaneamente l'equilibrio idrogeologico faticosamente raggiunto; la causa comunque è relativamente importante, ciò che conta è che il problema esiste e non può essere ignorato, pena la vanificazione nel breve periodo di tutti gli sforzi compiuti.

Il secondo dato di partenza del progetto è quindi quello di ritenere possibile nel tempo il verificarsi di microcedimenti dell'ordine complessivo di qualche centimetro, a fronte dei quali si vuole che il fabbricato possa resistere senza denunciare problemi.

Un altro elemento significativo ai fini della progettazione è scaturito dalla ricognizione delle fondazioni esistenti: la loro ragguardevole altezza (di norma almeno 4 mt) e compattezza, in definitiva la loro elevata rigidezza che non è servita però a contrastare la frana o quantomeno a contenerne gli effetti, dimostrano che non è introducendo ulteriori rigidezze che si può dare un reale contributo a migliorare le condizioni di stabilità della fabbrica.

Un'ultima annotazione va fatta sui pali radice, dei quali finora si è parlato ben poco. In effetti è certamente vero che i pali hanno fatto la loro parte in occasione della "grande frana" del 1978/80, ma è anche evidente come non si possa fare grande affidamento su di essi per contrastare la frana, e ciò almeno per i seguenti due motivi:

a) i pali galleggiano nella formazione superficiale, cosicchè nel momento in cui questa comincia a spostarsi i pali la seguono solidarmente come se nulla stesse avvenendo, per cui essi continuano a sostenere il fabbricato nei confronti dei carichi verticali ma nulla danno come contributo di resistenza contro la frana;
b) è anche molto probabile che alcuni pali, e più precisamente quelli che sono posti proprio in corrispondenza della superficie di scivolamento, possano essere stati tranciati dal movimento franoso del 1978/80.

In definitiva si ritiene che i pali possano continuare a svolgere una funzione di una certa utilità nella stabilizzazione del sistema, ma non ci si può aspettare da essi un contributo decisivo alla risoluzione del problema.

Alla luce delle esposte considerazioni il progetto prevede una grande platea di fondazione in cemento armato da realizzare su tutta l'area di sedime della chiesa a una profondità circa corrispondente a quella di imposta delle fondazioni attuali.

La funzione che si intende attribuire a tale opera è duplice: da un lato essa è chiamata a resistere agli sforzi di trazione indotti dalla frana in direzione parallela all'asse longitudinale della chiesa, dall'altro ad attenuare le conseguenze di un cedimento differenziale che la frana dovesse provocare tra le due parti in cui essa divide da sempre il fabbricato.

L'aspetto più preoccupante del problema è certamente il secondo, dal momento che la frana di Montelupone avviene per superamento della resistenza a taglio all'interno della formazione superficiale del Quaternario (e non, come si verifica più frequentemente, per scivolamento di uno strato superiore su di uno inferiore in corrispondenza della superficie di contatto): ne deriva che,

trovandosi la chiesa di S.Francesco proprio in corrispondenza della linea di distacco della frana (v. sezione allegata alla relazione geologica), il movimento cui essa sarà sottoposta sarà sempre prevalentemente verticale, cosicchè la sollecitazione più significativa che si induce nel complesso strutturale sarà certamente di tipo tagliante.

Nei confronti di una sollecitazione di questo tipo la platea di sottofondazione avrà la funzione di attenuare l'effetto di scorrimento relativo ammorbidendo la deformata in corrispondenza della quota di spiccato della fondazioni, in modo da rendere la deformazione dell'intero corpo strutturale compatibile con le caratteristiche di deformabilità, o meglio di adattabilità, della muratura sovrastante, evitando così il prodursi di un quadro fessurativo incontrollato e incontrollabile.

In definitiva con la costruzione della platea non ci si propone tanto di contrastare la frana aumentando la rigidezza del fabbricato (del resto in sé già elevata, come in precedenza esposto), quanto piuttosto di consentire al fabbricato di assecondarli senza subire danni, il tutto ovviamente purchè l'entità del fenomeno si mantenga entro i limiti già detti.

A proposito delle rigidezze, tra le soluzioni ipotizzate c'era anche quella di rinforzare le fondazioni con fasciature in cemento armato, ma uno studio agli elementi finiti, per il quale si rimanda alla relazione geotecnica, ne ha evidenziato la minore efficacia rispetto alla platea confermando quindi le considerazioni qualitative sopra enunciate.

Tornando alla platea, proprio per facilitare l'adattamento del fabbricato all'eventuale abbassamento di una parte di esso causato da una ripresa del moto franoso si è fatto ricorso a due ulteriori accorgimenti, ovvero:

- *circa in corrispondenza della linea di frana, compatibilmente con le caratteristiche della struttura sovrastante, è stata prevista sulla platea la realizzazione di una cerniera di tipo Mésnager, atta a facilitare la rotazione anche plastica nella zona più critica;*
- *nella struttura in elevazione in corrispondenza della precitata cerniera si prevede di realizzare un giunto strutturale attraversante tutto lo spessore della muratura di modo che i pannelli murari possano seguire senza danni gli spostamenti orizzontali relativi derivanti dalla rotazione in corrispondenza della cerniera (v. il paragrafo successivo).*

Entrando più nel dettaglio, la platea di sottofondazione sarà costituita da un solettone in c.a. dello spessore di 1,20 mt. da gettare a circa 4,00 mt. di profondità, vale a dire alla quota di imposta delle fondazioni esistenti, per la ragione che la porzione di terreno sovrastante, sicuramente fatta oggetto di rimaneggiamenti in passato, non può offrire le necessarie garanzie di portanza.

La platea deve naturalmente essere solidarizzata alle fondazioni esistenti, altrimenti la sua funzione risulterebbe vanificata; tale risultato sarà ottenuto:

a) sottofondando per quanto possibile la fondazione in muratura e spingendo il getto della platea al di sotto di essa fino all'esterno;
b) fasciando la fondazione esistente, sia all'interno che all'esterno, con paretine in cemento armato opportunamente collegate tra di loro (mediante la platea in basso e mediante cuciture in alto).

Le fasciature in c.a. hanno anche lo scopo di proteggere la fondazione del fabbricato che altrimenti, una volta eseguita la platea, rimarrebbero prive del contenimento in precedenza assicurato dal terreno risultandone indebolite.

La platea sarà armata robustamente per resistere alle sollecitazioni di progetto (vedasi al riguardo la relazione di calcolo).

Per quanto riguarda la cerniera, cui si è già accennato, essa sarà realizzata trasversalmente alla platea alla distanza di circa 12,00 mt. dal fronte principale della chiesa; in corrispondenza della cerniera inizia il giunto in elevazione che interessa anche le fondazioni, per cui le fasciature saranno interrotte e la fondazione esistente tagliata, come chiaramente evidenziato nei particolari di progetto.

Pareti murarie

L'intervento sulle pareti murarie è incentrato essenzialmente sulla ripresa delle parti lesionate dalla frana e sul miglioramento sismico.

Per quanto riguarda il primo aspetto, le lesioni saranno riprese con tradizionale tecnica a cuci-scuci; l'aspetto più significativo dell'intervento è però rappresentato dall'inserimento del giunto tecnico verticale in corrispondenza della linea di frana, laddove è già stato previsto di collocare la cerniera in fondazione (v. paragrafo precedente).

Il giunto in elevazione ha inizio immediatamente sopra la platea di fondazione, che alla fine dell'intervento resterà l'unico elemento del fabbricato a conservare la resistenza alla trazione (ovvero ad opporsi alla tendenza ad allontanarsi delle parti a contatto).

In corrispondenza delle murature portanti sarà realizzato un taglio su tutta la profondità del muro, che esternamente verrà coperto da un coprigiunto in rame; la capacità delle murature contrapposte (ma non più solidali tra di loro dopo la disgiunzione operata con il taglio su tutta la profondità), di trasferirsi reciprocamente le azioni taglianti, di fondamentale importanza in caso di sisma, sarà assicurata da degli spinotti di collegamento a maschio e femmina, realizzati in acciaio inox e progettati in modo tale da consentire l'allontanamento relativo delle murature e, entro certi limiti, anche lo scorrimento verticale, ma non lo scorrimento relativo orizzontale.

Gli spinotti saranno realizzati in acciaio inossidabile per evitare che col tempo l'eventuale formazione di ruggine superficiale possa provocare l'incollaggio della parti a contatto, e verranno collegati alle murature tramite pilastri (di fatto dei cordoli verticali) in c.a., mentre il tutto verrà meglio solidarizzato con una serie di cuciture; mediamente, come si vede nei disegni, sarà collocato uno spinotto ogni metro e mezzo circa.

Un'ultima annotazione, peraltro di rilievo, riguarda il fatto che i giunti saranno riempiti di malta onde evitare il pericolo di battimenti tra i muri contrapposti in caso di sisma: la malta infatti, non avendo resistenza a trazione non si oppone in alcun modo all'eventuale allontanamento dei muri, mentre ne impedisce l'avvicinamento.

Per quanto riguarda invece il miglioramento sismico l'intervento consiste principalmente nella realizzazione di un cordolo sommitale, previsto in cemento armato per analogia con quanto già fatto dalla Soprintendenza nella porzione di copertura sovrastante la cupola.

Il cordolo sarà realizzato in corrispondenza dei lati lunghi e pertanto verrà a sua volta interrotto dal giunto tecnico: ciò peraltro non costituisce un problema in considerazione dell'elevata rigidezza e consistenza delle pareti verticali nel proprio piano.

Il collegamento dei cordoli alle murature sarà ottenuto mediante bolzoni in barre Dywidag ancorate solo all'estremità e per il resto inguainate, leggermente presollecitate al fine di migliorare

l'aderenza del cordolo alla muratura sottostante.

Nel senso trasversale alla navata, non essendoci l'appoggio delle capriate, al posto del cordoli in c.a. saranno realizzati dei tiranti costituiti da barre Dywidag inguainate e ancorate alle estremità mediante piastre poste sotto traccia.

Pilastri e colonne

Non si è reso necessario prevedere interventi di alcun genere, anche perché pilastri veri e propri non ce ne sono.

Archi e volte

Per quanto riguarda gli archi, le verifiche grafiche eseguite con il metodo di Mery (v. calcoli allegati) hanno permesso di accertare che essi, dopo l'intervento di cucitura eseguito dalla Soprintendenza, sono stabili. Discorso analogo vale per i piedritti assumendo la presenza di un cordolo extradossale costituito, nei fatti, dalle catene delle capriate solidarizzate alle murature per mezzo dei cordoli in cemento armato (v. tetti).

Le volte saranno risanate con sarcitura delle lesioni e rivestimento dell'extradosso con telo di juta e resina; quella crollata sarà ricostruita con tecnica conforme alle altre. Limitatamente alla voltina tagliata dal giunto, per evidenti ragioni di stabilità, si è reso indispensabile prevedere il rivestimento extradossale con calotta in cemento armato agganciata alla volta.

Solai

La fabbrica non presenta solai intermedi, fatta eccezione per i solaietti del campanile, che saranno rinforzati con struttura lignea conforme all'originale.

Per ripristinare il piano di calpestio all'interno della chiesa dopo l'esecuzione degli scavi necessari per realizzare la platea di fondazione, sarà inoltre eseguito un solaio in laterocemento, anch'esso interrotto in corrispondenza del giunto tecnico.

Scale

Assenti.

Tetti

Il progetto prevede il ripristino della copertura con struttura lignea in tutto conforme alla tipologia attuale e recuperando per quanto possibile (tuttavia in quantità molto limitata visto lo stato di degrado delle stesse capriate) i materiali esistenti, anche per evitare di aumentare i pesi in gioco; quindi: capriate, terzere, filetti, pianellato con sovrastante rasatura, guaina impermeabile e manto in coppi.

In corrispondenza dei lati lunghi, dove appoggiano le capriate, si è già detto che saranno realizzati dei cordoli in c.a.; le capriate saranno collegate ad essi per mezzo di piastre in acciaio.

Lungo le falde, ad esclusione di quelle che capitano in corrispondenza dei giunti, saranno realizzate delle controventature a croce di S.Andrea per irrigidire la copertura in direzione longitudinale ed evitare il pericolo di ribaltamento delle capriate in caso di sisma.

Altri interventi

Il progetto comprende alcuni ulteriori interventi, quali:

- *il ripristino delle catene della torre campanaria;*

- *il rifacimento del solaio di calpestio e del sottotetto della sagrestia.*

4 DANNI RIPORTATI DAL SISMA DI OTTOBRE 2016

A seguito del recente sciame sismico che ha interessato la nostra regionea partire dal 24 agosto 2016 e successivi, la Chiesa ed in particolare gli archi presenti nella zona presbiteriale ha subito alcuni danni. Tali danni non sono tali da scongiurare la stabilità statica della Chiesain quanto interessano alcune porzioni che sono facilmente riparabili e/o sostituibili. Indubbiamente però si rende necessario un intervento locale della Chiesa stessa.

Negli archi in questione è evidente una fessurazione in chiave. Inoltre la spinta dell'arco accentuata dalla sollecitazione sismica ha fessurato sia l'arco sia i piedritti sul quale l'arco scarica.Si allegano alcune immagini ritenute più rappresentative.

Figura 1 - Apertura della cerniera sulla chiave dell'arco

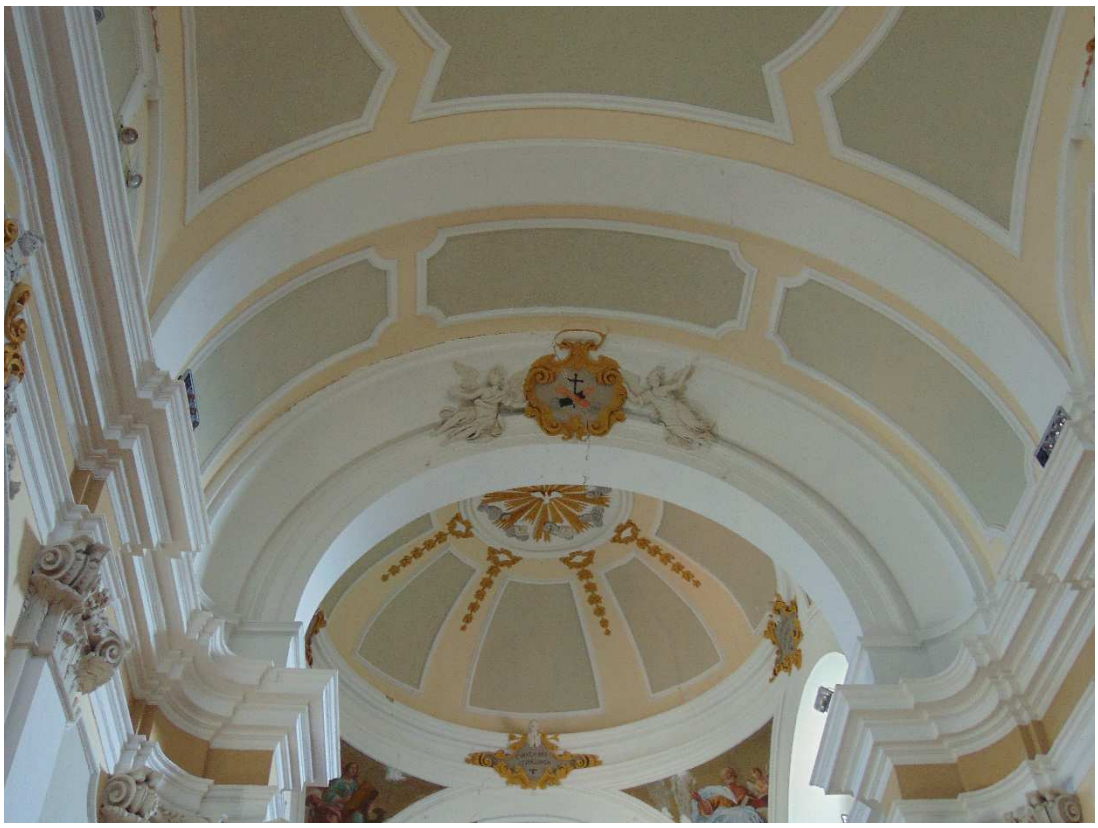


Figura 2 -Apertura della cerniera sulla chiave dell'arco

Figura 3- Fessurazione nei piedritti dei due archi centrali principali

5 TIPOLOGIA DI PRESIDIO

5.1 Messa in sicurezza degli archi mediante inserimento di catene

Al fine di migliorare il comportamento degli archi e scongiurare eventuali crolli a seguito di futuri eventi sismici è stato deciso di posizionare delle catene così da eliminare totalmente la spinta dell'arco sui piedritti. Per le caratteristiche geometriche, la posizione delle catene e i materiali utilizzati si faccia riferimento ai disegni allegati.

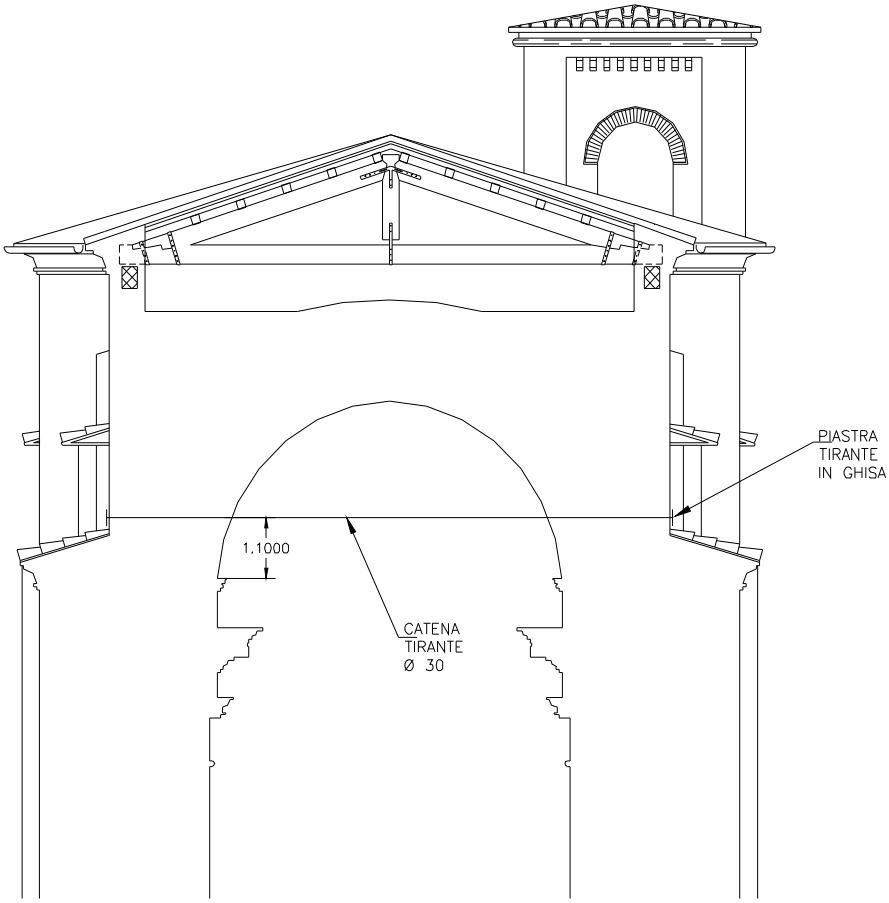


Figura 4 - Arco con catena

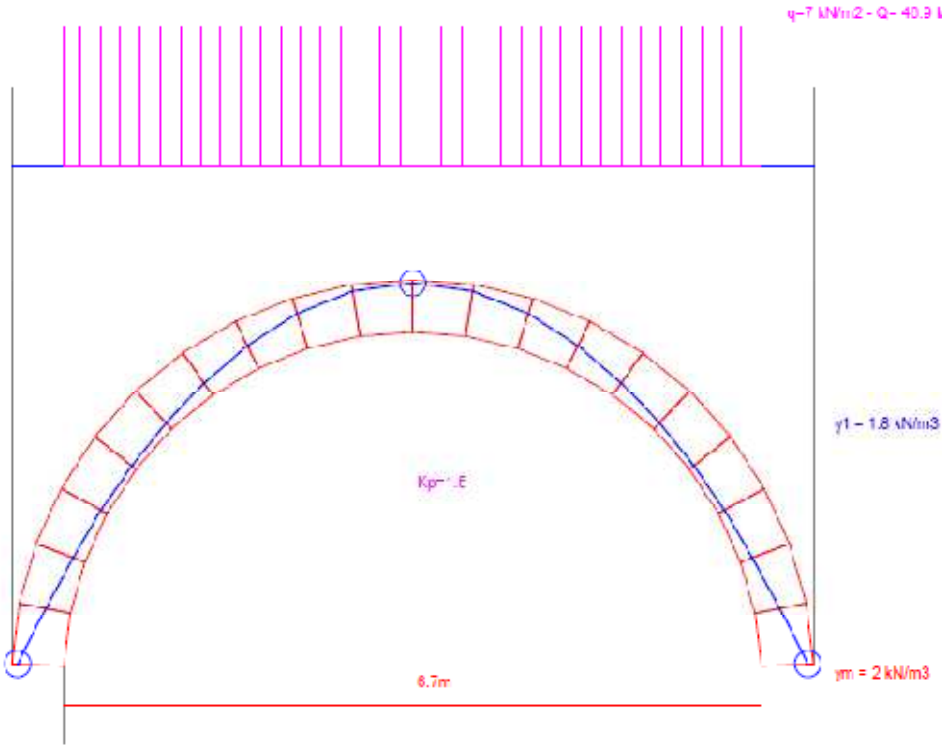
Per il calcolo della catena si fa riferimento all'arco maggiormente sollecitato e quindi al massimo tiro possibile sulla catena in oggetto.Per le caratteristiche della catena e dei capochiavi si considera un acciaio B450C e S275 rispettivamente, con le seguenti caratteristiche:

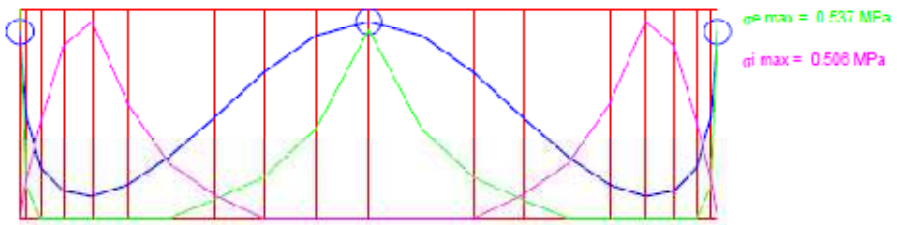
CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO UTILIZZATO PER I CAPOCHIAVI

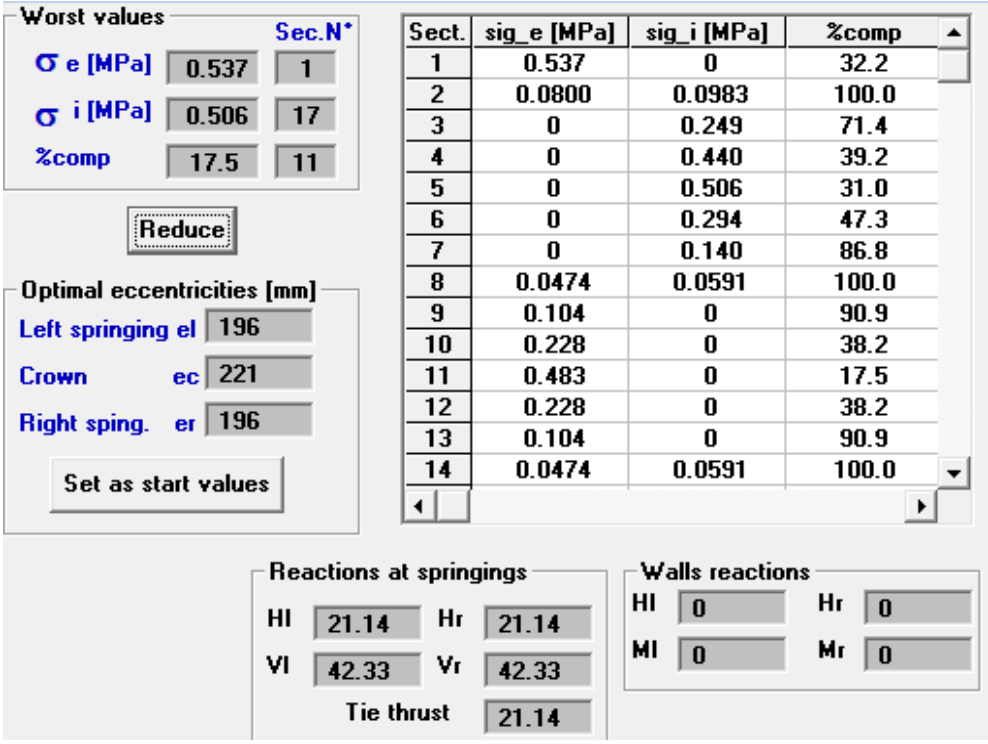
Acciaio:	S275			
Resistenza di calcolo dell'acciaio:	f_{yd}	=	275	[N/mm^2]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio:	γ_s	=	1,15	[-]

CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO UTILIZZATO PER IL CAVO

Acciaio:			B450C	
Resistenza di calcolo dell'acciaio:	f_{yd}	=	450	[N/mm^2]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio:	γ_s	=	1,15	[-]







Si riportano di seguito le verifiche effettuate considerando un tiro sollacitante sul cavo pari a 21.14 kN e le seguenti formule di verifica:

- Verifica a trazione del tirante:

$$\sigma_t = \frac{T_{Ed}}{A_t} \leq f_{yd}$$

- Verifica a compressione sulle murature su cui insiste il capochiave:

$$\sigma_m = \frac{T_{Ed}}{A_c} \leq f_{md}$$

- Verifica a punzonamento della muratura:

$$\tau_m = \frac{T_{Ed}}{2t(b+h+2t)} \leq \min\left(f_{ctd}; f_{vd}\right)$$

- Verifica a flessione del capochiave:

$$\sigma_a = \frac{6M}{bs^2} \leq f_{yd} \quad con \quad M = \frac{T_{Ed}h}{8}$$

VERIFICA A TRAZIONE DEL TIRANTE

Tiro di progetto:	T_{Ed}	=	21,14	[kN]
Diametro del cavo:	d	=	30	[mm]
Resistenza del cavo:	T_t	=	277	[kN]

Verifica: $T_{Ed} < T_t$ **Verificato**

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE MURATURE SU CUI INSISTE IL CAPOCHIAVE

Livello di Conoscenza:	LC1			
Fattore di confidenza:	FC	=	1,35	[-]
Coefficiente di sicurezza della muratura:	γ_m	=	2,00	[-]
Tipologia di muratura:	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno			
Resistenza a compressione della muratura:	f_m	=	200	[N/cm^2]
Resistenza a compressione di calcolo della muratura:	f_{md}	=	74	[N/cm^2]
Capochiave:	Rettangolare			
Base:	b	=	60	[cm]
Altezza:	h	=	27	[cm]
Spessore:	s	=	2	[cm]
Area del capochiave:	A_c	=	1620	[cm^2]
Tensione di compressione agente sulla muratura:	σ_m	=	13,05	[N/cm^2]
Verifica:	$\sigma_m < f_{md}$		Verificato	

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA MURATURA

Resistenza a taglio della muratura:	τ_0	=	3,5	[N/cm^2]
Spessore della muratura:	t	=	100	[cm]
Peso specifico della muratura:	w	=	20,0	[kN/m^3]
Coefficiente di attrito:	n	=	0,4	[-]
Resistenza a taglio di calcolo della muratura:	f_{vd}	=	1,77	[N/cm^2]
Tensione di taglio agente sulla muratura:	τ_m	=	0,368	[N/cm^2]
Verifica:	$\tau_m < f_{vd}$		Verificato	

VERIFICA A FLESSIONE DEL CAPOCHIAVE

Tensione di compressione sul capochiave:	σ_m	=	13,05	[N/cm^2]
Momento massimo agente sul capochiave:	M_{max}	=	71348	[Ncm]
Tensione massima ammissibile sul capochiave:	σ_a	=	17,84	[N/mm^2]
Verifica:	$\sigma_a < f_{yd}$		Verificato	

Riassumendola resistenza del tirante si ottiene dalla resistenza minima del cavo, della muratura (punzonamento) e della chiave.

Resistenza del tirante		
Resistenza del cavo [daN]	Resistenza della muratura (punzonamento) [daN]	Resistenza della chiave [daN]
27659	11161	15121

Il tirante resiste per una forza di trazione pari a 11161 daN. Dai risultati si evince che la rottura è fragile, per cui il cavo è ancora in fase elastica e il valore della deformazione è pari a 0.83 cm.

La tensione massima raggiunta nel tirante risulta:

Tensione massima raggiunta			
Cavo	Capochiave		
Tensione normale [daN/cmq]	Tensione normale [daN/cmq]	Tensione tangenziale [daN/cmq]	Tensione ideale [daN/cmq]
1579	1437	591	1764

Le verifiche pertanto risultano soddisfatte. Da considerare che l'aggiunta delle catene va a migliorare notevolmente anche il comportamento dei piedritti che riceveranno soltanto azioni verticali.