



Comune di Palermo  
Area Gestione del Territorio  
Settore Opere Pubbliche

**RECUPERO E RIQUALIFICAZIONE DELLA LAVANDERIA COMUNALE  
DI VIA CIRINCIONE snc  
SEDE DELLA LEGALITÀ  
A BRANCACCIO**

**SO**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE STRUTTURALE**

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE**

arch. Giuseppe Lopes (Coordinatore del gruppo)

arch. Bruno Cirrito

geol. Aldo Carmelo Pisano (geologo)

ing. Leonardo Triolo (impiantista)

ing. Calogero Vinci (strutturista)

**COORDINATORE DELLA SICUREZZA**

arch. Giuseppe Lopes (Coordinatore del gruppo)

**STAFF DEL RUP**

arch. Gabriella Minaudo

esp.to prog. Dario Gueci

**RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO**  
arch. Valentina Vadalà

## **LAVATOIO PUBBLICO IN VIA CIRINCIONE**

- 1 INTERVENTI DI RESTAURO STRUTTURALE**
- 2 DESCRIZIONE DELLA FABBRICA**
  - 2.1 - La geometria generale**
  - 2.2 - Caratteristiche costruttive**
- 3 STATO DI CONSERVAZIONE**
- 4 INTERVENTI**
- 5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**
- 6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**
- 7 PARAMETRI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI**
- 6 RELAZIONE GEOTECNICA - TERRENO DI FONDAZIONE**
- 7 RELAZIONI DI CALCOLO**
  - Capriata**
  - Solaio vasca**
  - Cerchiatura vani**
  - Architrave**

## LAVATOIO PUBBLICO IN VIA CIRINCIONE

### 1 INTERVENTI DI RESTAURO STRUTTURALE

Gli interventi sulle unità strutturali e di complemento saranno volti alla conservazione ed al consolidamento degli elementi preesistenti e, nel caso in cui le condizioni di degrado non rendano perseguibile un recupero compatibile, l'integrazione di parti o la sostituzione integrale, nel rispetto di quanto previsto dal D.M. 2008 - in particolare il capitolo 8 relativo alle costruzioni esistenti - e la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 09 febbraio 2011 *Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008*.

Gli interventi di restauro strutturale che si attueranno - secondo quanto previsto dal "Codice dei beni culturali e del paesaggio", Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 42, all'articolo 29, comma 4 per i beni immobili tutelati situati nelle zone dichiarate soggette a rischio sismico in base alla normativa vigente - possono essere inquadrati come "**interventi di miglioramento strutturale**". In tale ottica, molte delle "operazioni tecniche di intervento" proposte nel progetto, in accordo con la Direttiva 02/2011, sono mutate dalla tradizione costruttiva locale e dalla regola dell'arte.

Le modalità di intervento strutturale previste per questo bene culturale tutelato saranno pertanto improntate al "miglioramento", esecuzione cioè di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni di fatto, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni. Si prevedono pertanto **interventi diffusi nella costruzione**, che per quanto possibile non modificheranno il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza.

**Riparazioni e interventi locali**, che interessano porzioni limitate della costruzione, non altereranno in modo significativo il comportamento strutturale accertato. La valutazione dell'efficacia di questi interventi sarà effettuata, come previsto dalle norme, attraverso **verifiche locali**.

Sono state pertanto seguite le **procedure dettate dal D.M. 2008**:

- L'**analisi storico-critica** finalizzata ad una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione; si è ricostruito il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.
- Tramite il **rilievo geometrico-strutturale** si è rilevata sia la geometria complessiva dell'organismo che quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Il rilievo ha tenuto conto delle modificazioni intervenute nel tempo, con il supporto dell'analisi storico-critica. Ha inoltre consentito di individuare le

porzioni resistenti della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Il **rilievo dei dissesti** è stato finalizzato all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

- La **caratterizzazione meccanica dei materiali**. Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sull'esaustiva documentazione bibliografica disponibile e su verifiche visive in situ. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali saranno valutati sulla base dei dati di letteratura riferibili alla tipologia costruttiva analizzata e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.
- Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati "fattori di confidenza", da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello o delle verifiche locali.
- I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, saranno quelle definite dalla norma per le nuove costruzioni, salvo quanto di seguito precisato. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di  $\gamma_G$  adeguatamente motivati.

Sia gli interventi di miglioramento che quelli di riparazione saranno risolti attraverso il **ripristino e la riabilitazione della funzione statica di parti soggette al degrado naturale o antropico**. Non sono stati riscontrati nel corso dell'indagine preliminare difetti di progettazione, gli interventi strutturali consisteranno pertanto prevalentemente in operazioni di stuccatura e risarcitura di lesioni, stilatura di giunti, ripristino delle malte in setti murari degradati da disgregazione in corrispondenza dell'attacco a terra, rifacimento della copertura lignea nel rispetto della tipologia costruttiva preesistente. Riguardo quest'ultimo intervento ci si è orientati verso la riproposizione di una copertura lignea che si riferisce, per caratteri tipologici e costruttivi, all'omologa copertura presente nel lavatoio di via Germanese attualmente oggetto di un altro intervento.

Per la determinazione delle azioni e le operazioni di verifica sarà adottato il metodo degli stati limite.

## **2 DESCRIZIONE DELLA FABBRICA**

### **2.1 - La geometria generale**

Il lavatoio pubblico di via Cirincione, come originariamente si presentava il secondo lavatoio che si trova nella via Germanese, è costituito da una semplice scatola muraria, perfettamente simmetrica rispetto all'asse principale, con copertura a due falde attestata sulle due fronti a timpano che definiscono i lati minori.

L'edificio, originariamente isolato, si trova attualmente affiancato da costruzioni incongrue che sono state addossate su due lati, occupando quella che era l'area di pertinenza del lavatoio. La fabbrica presenta in pianta dimensioni pari a circa 21 m x 7 m ed altezza, rispetto al piano di calpestio interno, di 5,90 m dalla linea di gronda e di 7,30 m dal colmo. L'accesso avviene tramite il vano in corrispondenza del lato corto a sud. Ognuno dei lati lunghi presenta quattro aperture semicircolari di diametro 2,50 m, impostate ad una quota di 3,20 m; nel lato corto, opposto a quello di ingresso, si ritrova una finestra dello stesso tipo. Tutte le aperture semicircolari sono chiuse da roste in ferro battuto.

Lo spazio interno è parzializzato esclusivamente dalla presenza di un setto alto 3,20 m, ortogonale all'asse principale, che delimita la vasca di accumulo che serviva i lavatoi disposti in adiacenza ai due lati lunghi della fabbrica. La vasca, di dimensioni pari a circa 6,20 m x 4,10 m, presenta il fondo leggermente rialzato rispetto al piano di calpestio della sala.

I muri presentano generalmente uno spessore di 42 cm, in corrispondenza delle aperture semicircolari di ha una riduzione dello spessore a 35 cm.

La fabbrica si presenta attualmente priva di copertura.

### **2.2 - Caratteristiche costruttive**

#### Chiusure verticali

La presenza di lacune diffuse nel paramento ad intonaco, in particolare nella parte basamentale, e di fori effettuati in passato per alloggiare elementi incongrui rispetto alla costruzione originaria, hanno consentito un'analisi materico costruttiva sufficientemente approfondita dei setti murari.

Secondo la consuetudine costruttiva dell'epoca di edificazione (primo decennio del XX secolo), la parte basamentale dei setti murari è realizzata, fino ad un'altezza di circa 1 m, con bozze lapidee di calcare compatto, probabilmente proveniente dalle cave di Boccadifalco o di Billiemi, allettate con malta di calce idraulicizzata. L'uso del calcare compatto era funzionale alla riduzione dei fenomeni di risalita capillare e a garantire una maggiore resistenza meccanica delle parti maggiormente soggette a sollecitazioni.

La muratura superiore è invece realizzata con conci di calcarenite ("balatoni lunghi" 65x39x26 – *Tariffa Generale* Comune di Palermo 1889), probabilmente delle cave dell'Aspra,

disposti con assestamento isodomo in corsi di altezza pari a circa 30 cm ed allettati con giunti di malta occasionalmente rinzeppati con scaglie lapidee o laterizie.

La muratura presenta un buon ingranamento soprattutto in corrispondenza dei cantonali e delle porzioni in cui è presente una variazione dello spessore.

In particolare, la presenza di conci a libro consentono un buon ingranamento in corrispondenza dei finti piedritti che definiscono dal punto di vista figurativo, con le aperture semicirculari, una sequenza di archi a tutta altezza. La continuità, garantita dal buon grado di ammorsamento, tra la muratura in corrispondenza dei piedritti e quella di spessore ridotto al di sotto degli archi, configura strutturalmente la fabbrica come un'unica scatola muraria senza soluzioni di continuità, fatta eccezione per il vano di accesso, fino ad un'altezza di circa 3,20 m. Gli archi sono realizzati anch'essi con conci intagliati di calcarenite a tutto spessore.

La porzione muraria esterna della fabbrica che delimita al contempo su tre lati la vasca, presenta, come il quarto lato della stessa che si trova all'interno, uno spessore pari a circa 60 cm fino ad un'altezza di 3,20 m.

### **3 STATO DI CONSERVAZIONE**

#### Chiusure verticali

Le murature che delimitano la fabbrica si presentano, nonostante l'incuria e la prolungata esposizione agli agenti atmosferici - causata dal crollo della copertura - in discrete condizioni di conservazione.

Gli elementi lapidei naturali che le malte presentano, riguardo alle murature, fenomeni localizzati di degrado quali disgregazioni o mancanze. Sulle due fronti ispezionabili è presente un avanzato stato di disgregazione dell'intonaco in corrispondenza della parte basamentale che in alcune porzioni ha dato luogo a vaste lacune e al conseguente degrado delle malte di allettamento.

Il quadro fessurativo sembra anche questo riferibile a dissesti conseguenti al crollo della copertura e a cedimenti fondali di estremità corti che, per la morfologia delle lesioni, sembrerebbero stabilizzati e per i quali si richiama la relazione geologica.

### **4 INTERVENTI**

#### Chiusure verticali

Gli interventi sulla muratura mireranno prevalentemente alla ricostituzione della continuità nell'apparecchio tramite operazioni di ristilatura dei giunti, previa rimozione delle parti incoerenti e disgregate, rinzeppatura e ricucitura delle lesioni.

Nell'ottica di un miglioramento statico della struttura si è prevista una cordolatura realizzata con muratura in mattoni pieni debolmente armata. Questo tipo di intervento consentirà un irrigidimento in corrispondenza della quota di copertura, intervenendo esclusivamente sulla porzione muraria sommitale che sarà comunque oggetto di ricostruzione.

### Copertura

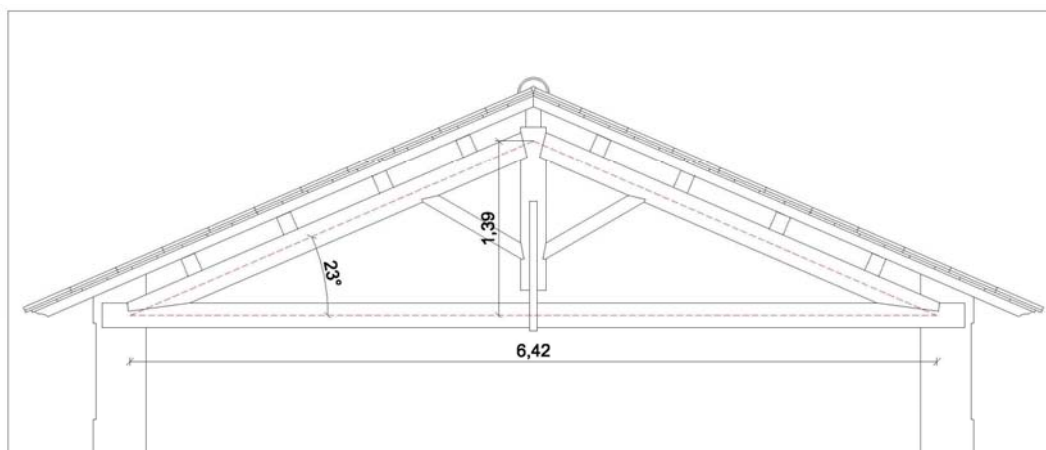
Gli interventi di riproposizione del sistema strutturale di copertura preesistente, al fine di non creare aggravii delle condizioni di carico rispetto alla condizione originaria, è in linea con quanto previsto dal D.M. 2008 - in particolare il capitolo 8 relativo alle costruzioni esistenti - e la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 09 febbraio 2011 *Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008*.

La soluzione strutturale proposta non altera pertanto né la morfologia né la tipologia di copertura rispetto a quella preesistente

Si prevede la realizzazione di una copertura a due falde contrapposte con pendenza di circa 23° realizzata tramite tre capriate palladiane disposte con un interasse di circa 4,95 m; puntoni, catena e monaco avranno le medesime dimensioni 16 x 20 cm anche in relazione alla disponibilità dei formati commerciali, le saette una sezione di dimensioni minori (12 x 16 cm). I ferramenti saranno costituiti da staffe in ferro piatto posizionate in corrispondenza dei nodi. La staffa monaco-catena sarà disposta in modo da consentire l'eventuale deformazione a flessione della catena sotto peso proprio.

I piani di falda saranno realizzati con una doppia orditura di travi lignee: gli arcarecci (12 x 16 cm), disposti con interasse di circa 73 cm, e, posti al di sopra di questi, un'orditura secondaria di travicelli (sezione 8 x 8 cm) con interasse di circa 50 cm. Correnti discontinui, disposti tra i travicelli, fungeranno da coprifilo per il tavolato superiore. Il manto di copertura viene riproposto in tegole marsigliesi.

Le capriate non saranno impostate simmetricamente rispetto alle aperture semicircolari, ma il punto di appoggio ricadrà comunque in corrispondenza della porzione muraria corrispondente ai piedritti compresa tra le linee alle reni di due archi consecutivi.



Schema strutturale della copertura

#### Solaio di copertura della vasca

Il solaio praticabile di copertura della vasca verrà realizzato con profilati in acciaio (IPE140 ad interasse 50 cm), orditi secondo il lato corto della vasca, sui quali sarà posto un tavolato. L'intervento non prevede la formazione di scassi nella muratura preesistente poiché il cordolo di distribuzione in acciaio tassellato alla muratura sarà allocato in corrispondenza della risega larga 20 cm che perimetra superiormente i quattro lati della vasca, garantendo in tal modo al contempo una cordolatura appena al di sotto della quota bordo vasca. La scala di collegamento sarà realizzata con una struttura autoportante in acciaio.

#### Cordolo di fondazione all'interno della vasca

All'interno della vasca sarà realizzato un cordolo in c.a. che perimetra la fondazione sul lato interno. Il cordolo sarà localmente indentato alla muratura di fondazione.

## **5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I metodi di dimensionamento e verifica sono conformi alla Normativa vigente, in particolare:

- Legge 05/11/1971 n°1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica"
- Decreto Ministeriale Min LL. PP. 09/01/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- Decreto Ministeriale Min LL. PP 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circolare Min LL. PP 04/07/1996: "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circolare Min LL. PP 15/10/1996 n.252: "Istruzioni per l'applicazione delle norme"



tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 9 gennaio 1996"

- Decreto ministeriale 14/01/2008: "Norme Tecniche per le costruzioni"
- Circolare 02 Febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 09 febbraio 2011: *Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008*

## **6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Calcestruzzi utilizzati in fondazione ed in elevazione conformi alla UNI EN 206-1 e UNI 11104  
Classe di resistenza C32/40

Acciaio per barre ad aderenza migliorata e rete elettrosaldata  
Classe B450C

Acciaio per carpenteria metallica  
S235  
 $f_y = 235 \text{ MPa}$   
 $f_u = 360 \text{ MPa}$

Bulloni  
Classe 8.8

Dadi  
Classe 8

Membrature unità strutturali in legno lamellare  
CI24h

Membrature in legno massiccio  
C30

## 7 PARAMETRI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI

L'opera è ubicata a Palermo (zona sismica categoria 2).

L'opera viene considerata in questa analisi come opera ricadente nella categoria di classe d'uso 2 (Norme tecniche 2008).

- Zona sismica :	2
- Vita nominale struttura $v_n$ :	$\geq 50$ anni
- classe d'uso :	II
- coefficiente $C_u$ :	1
- Periodo di riferimento $v_r$ :	$v_n \times C_u = 50$ anni
- Categoria suolo di fondazione	B
- Edificio regolare in altezza :	$k_r = 1$
- classe di duttilità:	bassa
- coefficiente topografico	$s_t = 1$

## 8 RELAZIONE GEOTECNICA TERRENO DI FONDAZIONE

Coerentemente con quanto suggerito nella relazione geologica redatta dal geologo dott. Aldo Carmelo Pisano, che sulla base di sondaggi geognostici in aree limitrofe indica la probabile presenza, in corrispondenza degli strati interessati dalle fondazioni, di calcareniti quaternarie con buone caratteristiche meccaniche, si è valutata la dinamica delle lesioni, nel periodo trascorso per la redazione del progetto, attraverso la valutazione dello stato fessurativo delle malte utilizzate per le sarciture di vecchie lesioni eseguite in precedenti interventi. La mancata comparsa di nuove lesioni sulle malte applicate nel periodo di osservazione farebbe ipotizzare che il quadro fessurativo nella porzione esaminata sia stabilizzato.

Si riportano le caratteristiche del terreno di fondazione:

- $\gamma = 20 \text{ kN/mc} = 2 \text{ t/mc}$	
- $\phi = 26^\circ$	Angolo di resistenza al taglio
- $\phi = 0^\circ$	Angolo di resistenza al taglio (non consolidata non drenata)
- $c' = 2,5 \text{ t/m}^2$	Resistenza a taglio drenata
- $c_u' = 9 \text{ t/m}^2$	Resistenza a taglio non drenata
- $\tau = 11,6 \text{ t/m}^2$	(prova UU)
- $\tau = 12,8 \text{ t/m}^2$	(prova CD)

$$-V_{S30} = 380 \text{ m/s}$$

Velocità media delle onde

Il calcolo della capacità portante è stato condotto per fondazione superficiale facendo riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3) e alla formula trinomia di Terzaghi considerando anche i fattori di forma ( $q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot s_\gamma$ ).

Secondo la Tab. 6.2.II (M1):

$$\gamma_\phi = 1$$

$$\gamma_\gamma = 1$$

capacità portante unitaria

$$q_{lim} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \gamma$$

$$\gamma = 2 \text{ t/mc} = 20 \text{ KN/mc}$$

$$q = \gamma \cdot 1,00 \text{ m} = 20 \text{ KPa} \quad (\text{profondità presunta indicata in relazione geologica } D = 1 \text{ m})$$

$$c' = 2,5 \text{ t/m}^2 = 25 \text{ KPa} \quad \text{Resistenza a taglio drenata}$$

$$\phi = 26^\circ \quad N_c = 22,25; \quad N_q = 11,85; \quad N_\gamma = 12,54;$$

si suppone una larghezza di fondazione pari a  $B = 0,8 \text{ m}$

$$R = 0,8 (25 \text{ KPa} \cdot 22,25 + 20 \text{ KPa} \cdot 11,85 + \frac{1}{2} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 12,54 \cdot 20 \text{ KN/mc}) = 0,8 (562,5 + 237 + 100,32) = 0,8 \text{ m} \times 900 \text{ kPa} = 720 \text{ kN/ml}$$

$$R_d = R / \gamma_R$$

$$\text{per } \gamma_R = 2,3$$

$$R_d = 313 \text{ kN/ml} = 31 \text{ t/ml}$$

ing. Calogero Vinci

# ANALISI DEI CARICHI COPERTURA

Elemento costruttivo	b	h	luce/lunghezza	numero	area	peso unitario	u.m.	peso 2 falde
arcarecci	0,12	0,16	5,50	9,00		500,00	Kg/mc	475,20
travicelli	0,08	0,08	7,60	8,00		450,00	Kg/mc	175,10
regoli coprifilo	0,05	0,02	5,03	16,00		400,00	Kg/mc	32,19
tavolato		0,02			38,230	450,00	Kg/mc	344,07
barriera al vapore 0,40 mm					38,230	0,38	Kg/mq	14,53
pannello lana di vetro (L=60 cm)		0,06			38,230	50,00	Kg/mc	114,69
listello tra pannelli lana vetro	0,04	0,06	5,03	14,00		450,00	Kg/mc	76,05
guaina impermeabilizzante					38,230	4,00	Kg/mq	152,92
listello tetto ventilato	0,04	0,06	7,60	8,00		450,00	Kg/mc	65,66
listello portategole	0,05	0,05	5,03	26,00		450,00	Kg/mc	147,13
marsigliesi					38,230	45,00	Kg/mq	1720,35

**3317,90**

	area 2 falde
(3,8x2)x5,03 =	38,23

**86,79 Kg/mq**

## CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<b>Zona III</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

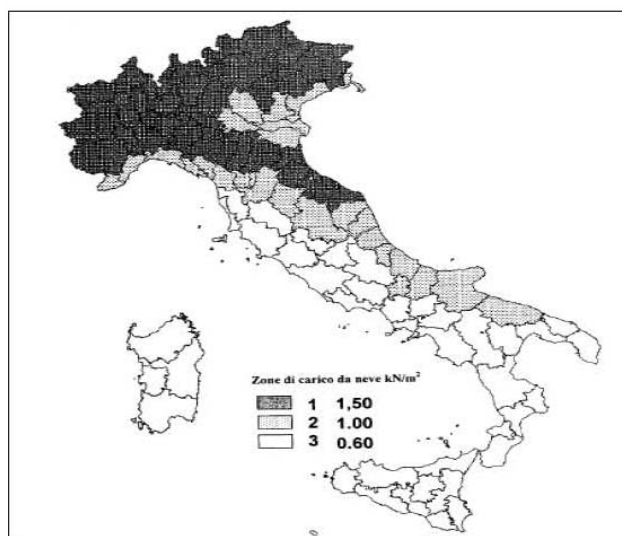
$q_s$ (carico neve sulla copertura [N/mq])	$= \mu_i q_{sk} C_E C_t$
$\mu_i$ (coefficiente di forma)	
$q_{sk}$ (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])	
$C_E$ (coefficiente di esposizione)	
$C_t$ (coefficiente termico)	

### Valore caratteristico della neve al suolo

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	24
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0,60

### Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.



### Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

### Valore del carico della neve al suolo

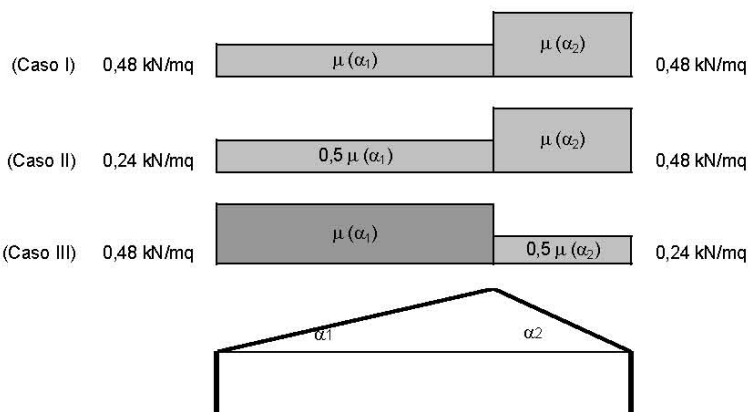
$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	0,60
--	------

### Coefficiente di forma (copertura a due falde)

$\alpha_1$ (inclinazione falda [°])	23
$\alpha_2$ (inclinazione falda [°])	23

$\mu(\alpha_1)$	0,8
-----------------	-----

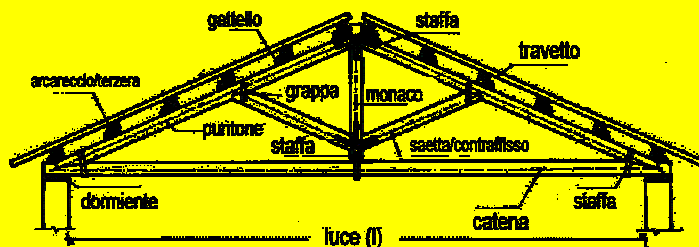
$\mu(\alpha_2)$	0,8
-----------------	-----



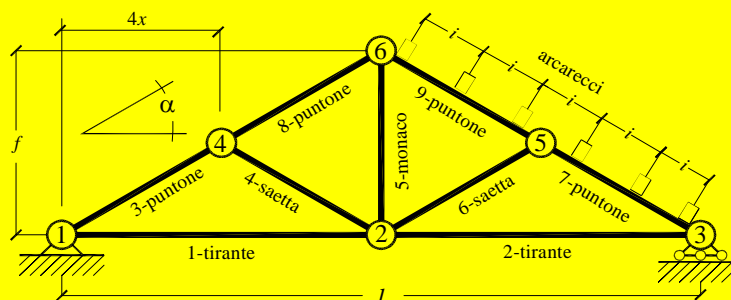
## A. VERIFICA CAPRIATA PALLADIO - STATO LIMITE ULTIMO (metodo n.i.co.le.)

### B. PARTE PRIMA - Dati generali della Capriata Palladio

a) Capriata Palladio  
schema elementi strutturali



b) Modello reticolare  
discretizzazione asta-nodo



### C. Caratteristiche principali della capriata

Dati principali capriata con origine in nodo 1

C.1	l	luce capriata	6,70	m
C.2	i	interasse capriate	4,96	m
C.3	f	altezza linea di colmo	1,45	m
C.4	4x	coordinata (x) del nodo 4	2,35	m
C.5	$\alpha$	pendenza falda	23	gradi

### D. Analisi dei carichi manto di copertura

Carico per metro quadro di copertura

D.1	qp	carico permanente	87	kg/m <sup>2</sup>
D.2	qa	carico accidentale	98	kg/m <sup>2</sup>
D.3	qt	carico totale (qp+qa) per metro quadro di superficie piana	185	kg/m <sup>2</sup>
D.4	q $\alpha$	carico totale su metro quadro su falda inclinata	202	kg/m <sup>2</sup>

### E. PARTE SECONDA - Verifica dell'arcareccio

Dati generali arcareccio

E.1	la	lunghezza arcareccio (incrementata del 5%)	5,21	m
E.2	ba	base arcareccio (y)	12	cm
E.3	ha	altezza arcareccio (z)	16	cm
E.4	ia	interasse arcarecci (i)	0,67	m
E.5	ra	numero ritegni torsionali o di sbandamento	0	n
E.6	te	tratto elastico soggetto a sbandamento o svergolamento	5,21	m

Dati geometrici arcareccio [cm]

	lx	by	hz	A	Wy	Wz	Jy	Jz	$\rho_y$	$\rho_z$
E.7	521	12	16	192	512	384	4096	2304	4,62	3,46

Carico su arcareccio

E.8	qi	carico unitario su falda inclinata e per interasse	135	kg/ml
-----	----	--	-----	-------

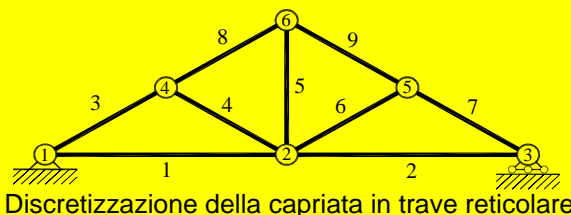
Momenti flettenti

E.9	Ms	Momento sull'asse di sollecitazione (s)	68346	kgcm
E.10	Mb	Momento su asse principale parallelo a (b)	62723	kgcm
E.11	Mh	Momento su asse principale parallelo a (h)	27149	kgcm

F. Caratteristiche meccaniche arcareccio										
Resistenza per tipologia di legno [N;mm]										
Tabella resistenza legno			tensioni N/mm2		mod. elast. kN/mm2			peso sp. kg/m3		
	num	tipo	categ.	$\sigma$ ,fless.	$\sigma$ ,cmp,	E,o,o5	E,mean	G,mean	$\rho$ ,k	$\rho$ ,mean
F.1	1	normale	C18	18,00	18,00	6,00	9,00	0,56	320	380
F.2	2		C22	22,00	20,00	6,70	10,00	0,63	340	410
F.3	3		C24	24,00	21,00	7,40	11,00	0,69	350	420
F.4	4		C30	30,00	23,00	8,00	12,00	0,75	380	460
Scelta del tipo di legno										
	num	tipo	categ.	$\sigma$ ,fless.	$\sigma$ ,comp,	E,o,o5	E,o mean	G mean	$\rho$ ,k	$\rho$ ,mean
F.5	4	normale	C30	30,00	23,00	8,00	12,00	0,75	380	460
Classe di servizio (N.T.C. - Tab. 4.4.I)										
Tabella Classi di servizio										
F.6	1	umidità a 20°C non superiore al 65%.						(struttura in interno)		
F.7	2	umidità a 20°C non superiore al 85%.						(struttura esterna protetta)		
F.8	3	umidità superiore alla classe 2 e superiore all'85%.						(struttura esterna esposta)		
Scelta della classe di servizio casella (F.9)										
F.9	1	umidità a 20°C non superiore al 65%.						(struttura in interno)		
Classe di durata										
Tabella Classe durata carico (N.T.C. - Tab. 4.4.I)										
F.10	1	permanente	più di 10 anni			peso proprio carichi fissi accidentali				
F.11	2	lungo	da 6 mesi a 10 anni			carichi variabili e pesi mobili				
F.12	3	medio	da 1 settimana a 6 mesi			carichi variabili ma non fissi				
F.13	4	breve	inferiore a 1 settimana			neve e azioni passeggiere				
F.14	5	istantaneo	-----			-----				
Scelta della classe di durata (F.15)										
F.15	4	breve	inferiore a 1 settimana			neve e azioni passeggiere				
Coefficienti di sicurezza S.L.U.										
	Kmod	coefficiente di correzione per durata e umidità (N.T.C. - Tab. 4.4.IV)							0,90	
F.16	$\gamma$	coefficiente di correzione per tipo legno (N.T.C. - Tab. 4.4.III)							1,25	
F.17	$\beta$	coefficiente ( $\beta$ ) per legno di tipo normale o lamellare							0,2	
Resistenza di progetto legno [kg;cm]										
	tipo legno scelto	categoria	$\sigma$ ,fless.	$\sigma$ ,comp	E,o,o5	E,mean	G,mean	r,k	r,mean	
F.18	normale	C30	216,00	165,60	80000	120000	7500	380	460	
Verifica arcareccio										
	Coefficiente di svergolamento			momenti		tensioni max			verifica	
F.19	lungh, lo	$\sigma$ m,cr	$\lambda$ ,rel	k,cr	M(y)	M(z)	$\sigma$ (Mx)	$\sigma$ (My)	$\sigma$ (My+Mz)	SI/NO
F.20	5208	106	0,53	1,00	62723	27149	123	71	193	SI
G. Riepilogo verifica arcareccio S.L.U.										
Tabella conclusiva dell'arcareccio [cm]										
	tipo	lunghezza	base		altezza		interasse		coeff./sic.	
G.1	C30	l = 521	b = 12		h = 16		i = 67		1,12	
ARCARECCIO VERIFICATO										
Note										
Note										

# A. PARTE TERZA - Verifica della Capriata Palladio allo S.L.U.

Coordinate nodali della struttura con origine nel vincolo nodo (1), [cm]



Discretizzazione della capriata in trave reticolare

coordinate nodali [cm]		
Origine nodo (1)		
nodo	coordinate	
nm	(x)	(y)
1	0	0
2	335	0
3	670	0
4	235	102
5	435	102
6	335	145

A.1

A.2

A.3

A.4

A.5

A.6

Lunghezza tirante, (distanza nodi 1-3)	670
altezza della linea di colmo (nodi 2-6)	145
coordinata 4x (distanza orizzontale nodo 4)	235

# B. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ASTE E NODI [cm]

B.1

B.2

B.3

B.4

B.5

B.6

B.7

B.8

B.9

B.10

asta	collegamento nodi jk		coordinate iniziali (j)		coordinate finali (k)		riferimento generale asta		
n	j	k	jx	jy	kx	ky	lato (x)	lato (y)	lungh.(jk)
1	1	2	0	0	335	0	335	0	335
2	2	3	335	0	670	0	335	0	335
3	1	4	0	0	235	101,716	235	101,716	256
4	4	2	235	101,716	335	0	100	101,716	143
5	2	6	335	0	335	145	0	145	145
6	2	5	335	0	435	101,716	100	101,716	143
7	5	3	435	101,716	670	0	235	101,716	256
8	4	6	235	101,716	335	145	100	43,2836	109
9	6	5	335	145	435	101,716	100	43,2836	109

# C. SEZIONE DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

C.1

Caratteristiche generali capriata	Luce	670 cm	Interasse	496 cm
-----------------------------------	------	--------	-----------	--------

C.2

C.3

C.4

C.5

C.6

C.7

C.8

C.9

C.10

C.11

Inserimento sezioni elementi capriata [cm]						Tabella sezioni consigliate (bxh) cm			
nm.	tipo	base	altezza	Area	Inerzia	inter. luce	100	300	500
							sezioni per luce e interasse		
1	tirante	16	20	320	10667	400	5x18	16x24	20x26
2=1	tirante	16	20	320	10667	450	6x20	20x24	20x28
3	puntone	16	20	320	10667	500	6x22	20x28	22x30
4	saetta	16	12	192	2304	550	8x20	20x30	28x32
5	monaco	16	20	320	10667	600	8x22	24x28	30x32
6=4	saetta	16	12	192	2304	650	8x26	24x32	32x36
7=3	puntone	16	20	320	10667	700	10x20	30x30	34x36
8=3	puntone	16	20	320	10667	750	10x24	30x32	30x40
9=3	puntone	16	20	320	10667				

# D. DISTRIBUZIONE DELLE FORZE NODALI

D.1

carico unitari verticali e carichi orizzontali aggiuntivi [Kgf]	1000	kg/ml
---	------	-------

D.2

D.3

D.4

D.5

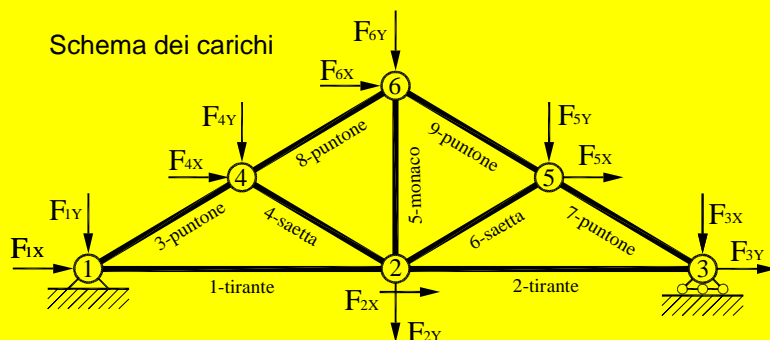
D.6

D.7

D.8

D.9

Carichi nodali aggiuntivi		
nodo	Forze nodali	
nm	Fxi	Fyi
1		-1675
2		
3		-1675
4		-1825
5		-1825
6		-1090





## E. Riepilogo distribuzione dei carichi (forze attive) nel piano

	Nodo	forze orizzontali				forze verticali				momenti
		Fxi	yi	versore	MHi	Fyi	xi	versore	Mvi	
E.1	1	0	0	0	0	-1675	0	0	0	0
E.2	2	0	0	0	0	0	335	1	0	0
E.3	3	0	0	0	0	-1675	670	1	-1122101	-1122101
E.4	4	0	101,716	-1	0	-1825	235	1	-428858	-428858
E.5	5	0	101,716	-1	0	-1825	435	1	-793844	-793844
E.6	6	0	145	-1	0	-1090	335	1	-364986	-364986
	tipo	$\Sigma FX$		$\Sigma M$		$\Sigma FY$		$\Sigma M$		$\Sigma M (X+Y)$
E.7	somma	0		0		-8089		-2709788		-2709788

## F. CALCOLO REAZIONI D'APPOGGIO (HA, VA, RB) - METODO MATRICIALE

F.1	Matrice di Equilibrio			Equazione di Equilibrio  F		0	(-FX)	forze attive	
F.2	HA	VA	RB			8088,92	(-FY)		
F.3	matrice di EQU					2709788	(-Mtot)		
F.4	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0	HA	forze reattive
F.5	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	4044	VA	
F.6	0,00	0,00	670,00	0,00	0,00	0,00	4044	RB	

F.7	Valori reazioni	HA = 0	VA = 4044	RB = 4044
-----	-----------------	--------	-----------	-----------

## VERIFICA EQUILIBRIO GLOBALE DELLA TRAVE RETICOLARE (azioni e reazioni)

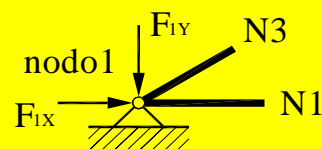
	nodi	Azioni orizzontali				Azioni verticali				Momenti
		Fxi	dist (y)	versore	Mxi	Fyi	dist (x)	versore	Mxi	
F.8	1	0	0	0	0	2370	0	0	0	0
F.9	2	0	0	0	0	0	335	1	0	0
F.10	3	0	0	0	0	2370	670	1	1587688	1587688
F.11	4	0	101,716	-1	0	-1825	235	1	-428858	-428858
F.12	5	0	101,716	-1	0	-1825	435	1	-793844	-793844
F.13	6	0	145	-1	0	-1090	335	1	-364986	-364986
	tipo	Forze orizzontali $\Sigma FX$		Forze verticali $\Sigma FY$		Momenti $\Sigma M$				
F.14	somme	0		0		0				

SOMMATORIE NULLE - EQUILIBRIO GLOBALE VERIFICATO

## CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLE ASTE (metodo matriciale equilibrio nodi)

### G. Calcolo sollecitazioni aste (1) e (3) - Equilibrio NODO (1)

G.1	ANALISI CARICHI NODO (1)			
G.2	Direz.	(+) Reaz.	nodo 1	totale
	x	0	0	0
	y	4044	-1675	2370



Dati geometrici aste collegate al nodo (1)									
asta	coord. nodo iniziale			coord. nodo finale			distanza nodi		
nm	nodo	x	y	nodo	x	y	lung x	lung y	lung l
G.3	N1	1	0	2	335	0	335	0	335,00
G.4	N3	1	0	4	235	101,716	235	101,716	256,07

G.5	Coseni direttori aste					
G.6	asta	quadr	flag	gradi	cos	sen
	N1	primo	1	0	1,00	0,00
	N3	primo	1	23	0,92	0,40

G.7  
G.8  
G.9  
G.10  
G.11

Equazione di equilibrio nodo 1								
Matrice Equilibrio			Equazione Equilibrio			sforzi nelle aste in assi generali		
aste			(-F)					
versori	N1	N3	inv C			N	Ncos	Nsen
cos	1,00	0,92	1,00	-2,31	N1 =	5475	5475	0
sen	0,00	0,40	0,00	2,52	N3 =	-5966	-5475	-2370
matrice di compatibilità C			sforzi in assi locali asta			sforzi assi generali sistema		

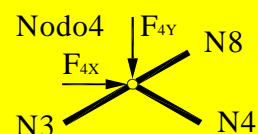
G.12  
G.13

verifica equilibrio nodo 1				
direzione	azioni	reazioni	somma	verifica
FX	0	0	0	SI
FY	2370	-2370	0	SI

## H. Sollecitazioni aste nodi (4) (8) - Equilibrio nodo (4)

H.1  
H.2

ANALISI CARICO NODO 4			
Forza	F nodale	-N3	somma
X	0	5475	5475
Y	-1824,9	2370	545



H.3  
H.4

Dati geometri delle aste collegate al nodo 4									
asta	nodo iniziale			nodo finale			distanza nodi		
nm	nodo	x	y	nodo	x	y	lung x	lung y	lung l
N4	4	235	101,716	2	335	0	100	-101,72	143
N8	4	235	101,716	6	335	145	100	43,2836	109

H.5  
H.6

Coseni direttori aste					
asta	quadr	flag	alfa	cos	sen
N4	quarto	3	-45	0,701	-0,713
N8	primo	3	23	0,918	0,397

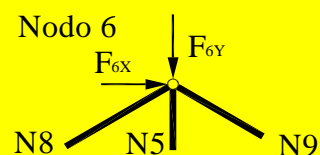
H.7  
H.8  
H.9  
H.10

Equazione di equilibrio nodo 4								
Matrice Equilibrio nodo 4			Equazione Equilibrio nodo 4			sforzi nelle aste in assi generali		
aste			(-F)					
versori	N4	N8	inv Ct			N	Ncos	Nsen
cos	0,70	0,92	0,43	-0,98	N4 =	-1795	-1259	1280
sen	-0,71	0,40	0,76	0,75	N8 =	-4594	-4216	-1825
matrice di compatibilità C			sforzi in assi locali asta			sforzi assi generali sistema		

## I. Sollecitazioni aste NODI (5) (9) - Equilibrio nodo (6)

I.1  
I.2

ANALISI CARICO NODO 6			
Forza	F nodale	-N8	somma
X	0	4216	4216
Y	-1089,5	1825	735



I.3  
I.4

Dati geometri delle aste collegate al nodo 6									
asta	nodo iniziale			nodo finale			distanza nodi		
nm	nodo	x	y	nodo	x	y	lung x	lung y	lung l
N5	6	335	145	2	335	0	0	-145	145,00
N9	6	335	145	5	435	101,716	100	-43,284	108,97

I.5  
I.6

Coseni direttori aste					
asta	quadr	flag	alfa	cos	sen
N5	quarto	3	-90	0,00	-1,00
N9	quarto	3	-23	0,92	-0,40

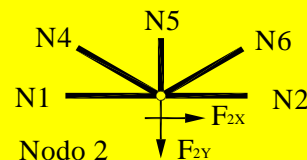
I.7  
I.8  
I.9  
I.10

Matrice Equilibrio nodo 4			Equazione Equilibrio nodo 6				sforzi nelle aste in assi generali		
aste			(-F)		(-FX) =	-4216			
versori	N5	N9	inv Ct		(-FY) =	-735	N	Ncos	Nsen
cos	0,00	0,92	-0,43	-1,00	N5 =	<b>2560</b>	2560	0	-2560
sen	-1,00	-0,40	1,09	0,00	N9 =	<b>-4594</b>	-4594	-4216	1825

## J. Sollecitazioni aste (2) (6) - Equilibrio nodo (2)

J.1  
J.2

ANALISI CARICO NODO 2					
Forza	F nodale	-N1	-N4	-N5	somma
X	0	-5475	1259	0	-4216
Y	0	0	-1280	2560	1280



J.3  
J.4

Dati geometri delle aste collegate al nodo 2									
asta	nodo iniziale			nodo finale			distanza nodi		
nm	nodo	x	y	nodo	x	y	lung x	lung y	lung l
N6	2	335	0	5	435	101,716	100	101,716	142,64
N2	2	335	0	3	670	0	335	0	335,00

J.5  
J.6

Coseni direttori aste					
asta	quadr	flag	alfa	cos	sen
N6	primo	0	45	0,70	0,71
N2	primo	0	0	1,00	0,00

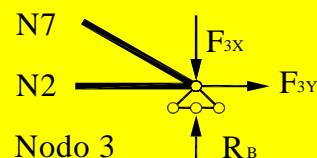
J.7  
J.8  
J.9  
J.10

Equazione di equilibrio nodo 2									
Matrice Equilibrio nodo 2			Equazione Equilibrio nodo 2			sforzi nelle aste in assi generali			
aste			(-F)						
versori	N6	N2	inv Ct		(-FX) =	4216	N	Ncos	Nsen
cos	0,70	1,00	0,00	1,40	(-FY) =	-1280	-1795	-1259	-1280
sen	0,71	0,00	1,00	-0,98	N6 =	-1795	-1795	-1259	-1280
					N2 =	5475	5475	5475	0

## K. Sollecitazioni aste (2) (7) - Equilibrio nodo (3)

K.1  
K.2

ANALISI CARICO NODO 3			
Forza	F nodale	reaz Rb	somma
X	0	0	0
Y	-1674,8	4044	2370



K.3  
K.4

Dati geometri delle aste collegate al nodo 3									
asta	nodo iniziale			nodo finale			distanza nodi		
nm	nodo	x	y	nodo	x	y	lung x	lung y	lung l
N2	2	335	0	3	670	0	335	0	335,00
N7	3	335	0	5	435	101,716	100	101,716	142,64

K.5  
K.6

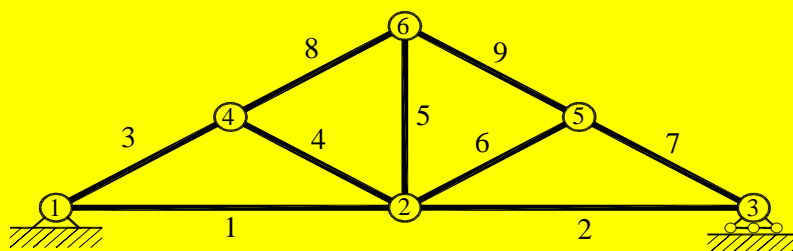
Coseni direttori aste					
asta	quadr	flag	alfa	cos	sen
N2	primo	0	0	1,00	0,00
N7	primo	0	-45	0,70	-0,71

K.7  
K.8  
K.9  
K.10

Equazione di equilibrio nodo 3									
Matrice Equilibrio nodo 3			Equazione Equilibrio nodo 3			sforzi nelle aste in assi generali			
aste			(-F)						
versori	N2	N7	inv Ct		(-FX) =	0	N	Ncos	Nsen
cos	-1,00	-0,70	-1,00	-0,98	(-FY) =	-2370			
					N2 =	<b>2330</b>	2330	2330	0
sen	0.00	0.71	0.00	1.40	N7 =	<b>-3323</b>	-3323	-2330	2370

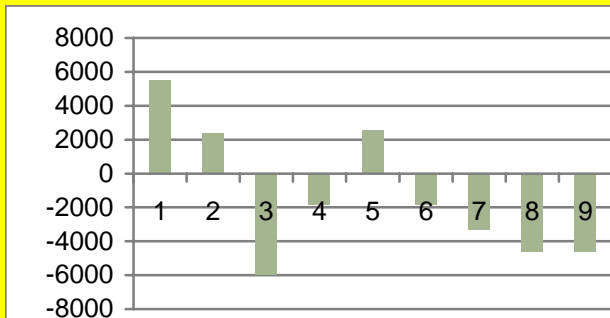
## L. VALORI DEGLI SFORZI AGENTI SU TIRANTI E PUNTONI

Schema reticolare della Capriata Palladio



Valori degli sforzi assiali

asta n.	tipo	tir/pun	N
1	catena	tirante	5475
2	catena	tirante	2330
3	montante	puntone	-5966
4	saetta	puntone	-1795
5	monaco	tirante	2560
6	saetta	puntone	-1795
7	montante	puntone	-3323
8	montante	puntone	-4594
9	montante	puntone	-4594



valori sforzi di trazione (+) e compressione (-)

## M. VERIFICA DELLE ASTE IN LEGNO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Tabella della resistenza secondo il tipo di legno [N/mm<sup>2</sup>]

num	tipo	categ.	fless	comp.	comp. -	traz.	traz. -	taglio	E,0
1	normale	C18	18,0	18,0	4,8	11,0	0,3	2,0	90000
2		C22	22,0	20,0	5,1	13,0	0,3	2,4	100000
3		C24	24,0	21,0	5,3	14,0	0,4	2,5	110000
4		C30	30,0	23,0	5,7	18,0	0,4	3,0	120000
5	lamellare	CI24h	24,0	24,0	2,7	16,5	0,4	2,7	116000
6		CI28h	28,0	26,5	3,0	19,5	0,4	3,2	126000

SCELTA dei valori di resistenza (casella M.7)

5	coeff. mat.	categ.	fless.	comp.	comp. -	traz.	traz. -	taglio	E,0
Lamellare	0,1	CI24h	24,0	24,0	2,7	16,5	0,4	2,7	116000

Tabella classe di durata carico (N.T.C. - Tab. 4.4.IV)

1	permanente	più di 10 anni	peso proprio carichi fissi accidentali
2	lungo	da 6 mesi a 10 anni	carichi variabili e pesi mobili
3	medio	da 1 settimana a 6 mesi	carichi variabili ma non fissi
4	breve	inferiore a 1 settimana	neve e azioni passeggiere
5	istantaneo	-----	vento e azioni istantanee

SCELTA della classe di durata carico (casella M.14)

1	permanente	più di 10 anni	peso proprio carichi fissi accidentali
---	------------	----------------	--

Tabella della classe di servizio (N.T.C. - Tab. 4.4.I)

1	Umidità a t. 20°C non superiore al 65%.	(struttura in interni)
2	Umidità a t. 20°C non superiore al 85%.	(struttura estrena protetta)
3	Umidità superiore alla classe 2 e superiore all'85%.	(struttura esterna esposta)

SCELTA della classe di servizio (casella M.19)

1	Umidità a t. 20°C non superiore al 65%.
---	---

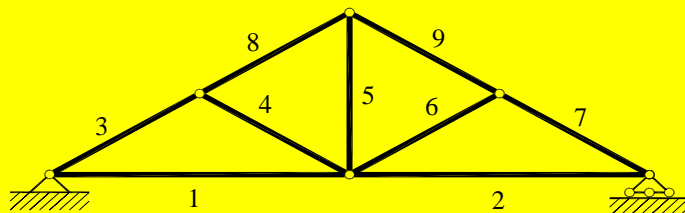
Coefficienti per : durata carico (Kmod) ; tipo legno (γ) ; caratteristiche materiale (Kd)

Kmod	coefficiente correttivo per durata e umidità (N.T.C. - Tab. 4.4.IV)	0,60
λ	coefficiente parziale di sicurezza materiale (N.T.C. - Tab. 4.4.III)	1,25
Kd	coefficiente caratteristica materiale	0,48

Aggiornamento delle tensioni secondo durata, umidità, classe di servizio. [Kg;cm2]

M.23

tipo legno	categoria	flessione	comp.	comp. -	traz.	traz. -	taglio	E,005
Lamellare	Cl24h	115,2	115,2	13,0	79,2	1,9	13,0	966666,7



N. Calcolo tensione limite su elementi tesi e compressi snelli [kg/cm2]

N.1

coefficienti parziali di snellezza					valori delle tensioni				
asta n.	$\sigma_{cri}$	$\lambda_{rel,z}$	kz	kc	carico	tipo	$\sigma_{c,0,d}$	verifica	$f_{c,0,k}$
1	340	0,84	0,87	0,91	5475	tirante	<b>17,11</b>	SI	<b>79,20</b>
2	340	0,84	0,87	0,91	2330	tirante	<b>7,28</b>	SI	<b>79,20</b>
3	582	0,64	0,71	0,98	-5966	puntone	<b>-18,64</b>	SI	<b>112,52</b>
4	675	0,60	0,68	0,99	-1795	puntone	<b>-9,35</b>	SI	<b>113,52</b>
5	1815	0,36	0,56	1,02	2560	tirante	<b>8,00</b>	SI	<b>79,20</b>
6	675	0,60	0,68	0,99	-1795	puntone	<b>-9,35</b>	SI	<b>113,52</b>
7	582	0,64	0,71	0,98	-3323	puntone	<b>-10,38</b>	SI	<b>112,52</b>
8	3214	0,27	0,53	1,03	-4594	puntone	<b>-14,36</b>	SI	<b>118,10</b>
9	3214	0,27	0,53	1,03	-4594	puntone	<b>-14,36</b>	SI	<b>118,10</b>

Esito verifica

N.10

CAPRIATA VERIFICATA

O.

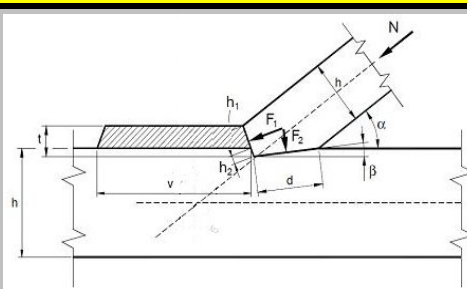
Note a cura del progettista :

# PARTE QUARTA - VERIFICA INTAGLIO SEMPLICE

## P. VERIFICA dell'intaglio "TIRANTE-PUNTONE" (aste 1-3)

### Dati geometrici dell'intaglio

P.0	h	h tirante (C.3)	20,00	cm
P.1	$\alpha$	ang. Puntone (C.5)	23,40	gr
P.2	$\beta$	inclinazione intaglio	8,00	gr
P.3	b	b tirante (C.3)	16,00	cm
P.5	v'	lunghezza intaglio	30,00	cm
P.6	v	lunghezza zeppa	25,00	cm
P.7	h1	spessore zeppa	3,00	cm
P.8	h2	spessore tirante	4,00	cm
P.9	(h1+h2)	spessore intaglio	7,00	cm



### P.10 Caratteristiche meccaniche legno come cella (M.8)

P.11	tipo di sollecitazione		comp.	comp. -	traz.	traz. -	taglio	mod. elas
P.12	tipo legno	categoria	fc,0,d	fc,90,d	fnt,0,d	fnt,90,d	ft,0,d	E,0,05
P.13	Lamellare	Cl24h	115,20	12,96	79,20	1,92	12,96	966667

### Sollecitazione [Kg]

P.14	N	Sollecitazione di compressione F sul montante (N.1)	5475	kg
P.15	F1	Sollecitazione normale F1 sull'intaglio	5361	kg
P.16	F2	Sollecitazione tangente F2 sull'intaglio	1113	kg

### Verifiche sull'intaglio inclinato di $(90-\alpha/2)$

#### a) verifica a schiacciamento [kg/cm2]

P.17	fc,α,d	tensione normale di progetto			86,99
P.18	σC,α,d	tensione normale di verifica			47,87
P.19	risultato	(σC minore di fc)	sezione verificata	coeff. sicurezza	1,82

#### b) verifica a scorrimento zeppa di sicurezza [kg/cm2]

P.20	$\tau_{C,\alpha}$	tensione tangenziale di progetto			12,96
P.21	$\tau_C$	tensione tangenziale di verifica			5,38
P.22	risultato	( $\tau_C$ minore $f_c$ )	sezione verificata	coeff. sicurezza	2,4

#### c) verifica a scorrimento dell'intaglio [kg/cm2]

P.23	$\tau_{C,\alpha}$	tensione tangenziale di progetto			12,96
P.24	$\tau_C$	tensione tangenziale di verifica			10,47
P.25	risultato	( $\tau_C$ minore $f_c$ )	sezione verificata	coeff. sicurezza	1,2

### P.26 risultato INTAGLIO SEMPLICE TIRANTE-PUNTONE VERIFICATO

## Q. Note :

Il Progettista

## CALCOLO DI VERIFICA SOLAIO IN FERRO E TAVELLONI

DESCRIZIONE : solaio di piano

Categoria di verifica = B2

Descrizione categoria : Uffici aperti al pubblico

Trave in ferro posta in opera : UNI EN 10025-2 - S 235 - IPE 14 Wpl= 88,34 i= 0,5

Calcolo di un solaio in ferro con lame a doppio T - tavelloni e sovrastante soletta in calcestruzzo Algegerito.

DATI DEL SOLAIO		
Luce del solaio	ml	4
Interasse delle lame	ml.	0,5
Inclinazione falda	°	0

ANALISI DEI CARICHI		
Soletta	daN/mq	125
Tavelloni	daN/mq.	40
Intonaco	daN/mq.	20
Pavimenti/Tegole	daN/mq.	50
Peso del profilato	daN/mq.	26
Somma del peso proprio	daN/mq.	261
Coeff. Parzializzazione	$\gamma_q$	1.3
Sovraccarico accidentale	daN/mq.	300
Coeff. Parzializzazione	$\gamma_g$	1.5
Altro Carico variabile $Q_{ki}$	daN/mq	0
Coeff. di utilizzo	$\Phi_{02}$	0.7
<b><math>Q_{tot} = Q_p * \gamma_g + Q_a * \gamma_q + Q_{ki} * \gamma_{q2} * \Phi_{02}</math></b>		
Carico Totale	daN/mq.	789,3
Carico totale per ml di trave	daN/ml	394,65

Le travi sono poste ad un interasse di ml 0,5 aventi una lunghezza di appoggio pari a cm 25 essendo  $L_0 = 4$ , ml la luce netta della trave, avremo una luce teorica pari a:

$$L = L_0 + 2/3 * 0.37 = \text{ml } 4,25$$

Momento massimo in direzione X-X	daNm	,
Momento Massimo in direzione Y-Y	daNm	593,1
Momento Massimo $M_{\max} = M_x + M_y$	daNm	593,1
Modulo di resistenza plastico del profilo $W_{pl}$	cm <sup>3</sup>	88,34
$M_{rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}}$		
Momento resistente del profilo $M_{rd}$	daNm	1805,21

La sezione risulta verificata se:

$$M_{\max} \leq M_{rd}$$

Alla luce dei risultati le travi in acciaio UNI EN 10025-2 tipo IPE 14 poste in opera ad un interasse di ml 0,5 risultano verificate.

Pertanto si adotteranno travi in ferro UNI EN 10025-2 - S 235 a doppio T IPE 14 che saranno poste in opera in modo non spingente, inoltre i tavelloni delle ultime due file poggeranno su travi poste sui muri maestri parallelamente ad essi.

### **Verifica Stato Limite Di Esercizio**

La verifica riguarda il comportamento della struttura sotto i carichi normali a cui è sottoposta durante il suo utilizzo, in modo da assicurare la sua efficienza anche nei riguardi delle opere accessorie portate (tramezzi, pavimenti, elementi di copertura etc.).

Più raramente la verifica si estende al controllo di altri possibili comportamenti nocivi per la funzionalità in esercizio della struttura. (es. vibrazioni eccessive, malfunzionamenti di macchine e servizi etc.).

Ai fini della verifica agli SLE si utilizza la seguente combinazione rara :



$$Q = G_1 + G_2 + Q_{ki}$$

### *Calcolo delle deformazioni*

Per il calcolo delle deformazioni (freccia) allo stato limite di esercizio o di utilizzo si deve tenere conto anche del tipo di vincolo e si considerano i seguenti casi:

Appoggio :  $f_{\max} = 5 / 384 * Q * l^4 / E * J$

Semincastro:  $f_{\max} = 3 / 384 * Q * l^4 / E * J$

Incastro :  $f_{\max} = 1 / 384 * Q * l^4 / E * J$

Nel caso in esame  $f_{\max} = \text{cm. } ,63$

La freccia massima ammissibile dalla normativa risulta essere :

$$f_{\lim} = 1 / 200 * L = 1 / 200 * 400 = \text{cm. } 2$$

Risultato della Verifica : VERIFICA SODDISFATTA

## VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio viene condotta calcolando il valore resistente a taglio della sezione mediante la seguente relazione

$$V_{rd} = \frac{A_v * f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} =$$

dove:

$f_y$  è la tensione di snervamento

$\gamma_{m0}$  è il coefficiente di sicurezza per resistenza pari a 1.15

$$A_v \cong 1.04 * h * t_w =$$

Dove :

$A_v$  è l'area di taglio

$H$  è l'altezza della sezione del profilato

$t_w$  è lo spessore dell'anima del profilo

La tensione limite di taglio viene confrontata con il valore della tensione di Taglio agente sulla sezione e deve risultare :

$$V_{ed} \leq V_{rd}$$

Altezza del profilo	$h_w$ =mm.	140
Spessore anima	$t_w$ =mm	5
Taglio max	$V_{ed}$ =daN	837,97
Area di Taglio	$A_v$ =mm <sup>2</sup>	728,
Taglio Limite	$V_{rd}$ =daN	8589,22
RISULTATO DELLA VERIFICA		
VERIFICA SODDISFATTA		

## CALCOLO DELLA CERCHIATURA IN ACCIAIO

La parete della vasca oggetto di nuova apertura viene consolidata mediante la posa in opera di una cerchiatura realizzata con profilati di acciaio ancorati alle murature attraverso un opportuno ingranamento con le spalle, l'inserimento di zanche e di barre filettate di connessione tra le coppie di montanti.

Per le pareti si procede ad un controllo della rigidezza prima e dopo l'intervento determinando la diminuzione della stessa e progettando la cerchiatura in modo che la variazione di rigidezza dopo l'intervento sia compresa fra 0% e +15% di quella prima dell'intervento.

La parete viene inoltre verificata garantendo che la resistenza e la capacità di deformazione, fornite dall'insieme setti-cerchiatura non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

Sia per lo stato originario che per lo stato modificato si procede al calcolo delle rigidezze, dei tagli ultimi e degli spostamenti ultimi secondo le procedure descritte di seguito.

Per ciascun setto si assume come forza ultima il minimo tra i valori seguenti:

- taglio per fessurazione diagonale (par. C.8.7.1.5). Questo valore è indicato per murature disordinate o in cattive condizioni, altrimenti è consigliabile la relazione del par. 7.8.2.2.2.
- forza derivante dal momento ultimo per pressoflessione (par. 7.8.2.2.1)
- taglio per scorrimento (par. 7.8.2.2.2)

Sulla base della forza ultima minima si determina per ciascun setto lo spostamento relativo corrispondente.

In base al valore minimo di tutti gli spostamenti ultimi dei setti costituenti la parete si ricalcolano le forze resistenti di ciascun setto e quindi la forza orizzontale ultima della parete.

Per la parete corrispondente allo stato modificato si determina anche la forza che assorbe la cerchiatura metallica in corrispondenza dello spostamento ultimo minimo precedente.

La forza calcolata in questo modo è confrontata con la forza ultima assorbibile dal telaio in acciaio in funzione delle caratteristiche del materiale e dei profilati utilizzati e, se inferiore a quella precedente, è utilizzato quest'ultimo valore.

Lo spostamento ultimo di ciascun setto, par. C.8.7.1.4., viene determinato come percentuale dell'altezza ed in particolare:

0,4%H per meccanismo di rottura per taglio

0,6%H per meccanismo di rottura per pressoflessione.

Si procede quindi alla verifica dell'architrave sia per SLE che per SLU secondo quanto prescritto dalla normativa.

Il foglio elettronico provvede automaticamente a dimezzare i moduli di elasticità E e G per tenere conto della rigidezza dei setti fessurata invece che di quella elastica.

## VERIFICA DI APERTURE IN PANNELLI MURARI CON CERCHIATURE

Variazione di rigidezza ammissibile 0,00% 15,00%

### SITUAZIONE ATTUALE

#### PARAMETRI MECCANICI MURATURA

TIPOLOGIA	muratura in conci di calcarenite			
fm	DaN/cm2	140,0	tabella C8A.2.1	valore minimo
to	DaN/cm2	2,8	tabella C8A.2.1	valore minimo
E	DaN/cm2	1080	tabella C8A.2.1	valore medio
G	DaN/cm2	360	tabella C8A.2.1	valore medio
w	DaN/m3	16	tabella C8A.2.1	

#### COEFFICIENTI CORRETTIVI

livello conoscenza	FC	1	tabella C8A.1.1
coefficiente correttivo		1	tabella C8A.2.2

#### PARAMETRI MECCANICI CORRETTI

fm	DaN/cm2	140,0	
to	DaN/cm2	2,8	
E	DaN/cm2	540	valore fessurato ( E/2)
G	DaN/cm2	180	valore fessurato (G/2)
gamma_m		1	coefficiente di riduzione = 1 per calcolo non lineare
fd	DaN/cm2	140,00	
tod	DaN/cm2	2,80	

### SETTO 1

Coefficiente di riduzione	psiS	0,3
Coefficiente di riduzione	psi2	0,3

ANALISI DEI CARICHI	G1	G2	Q	G1+G2+psiS Q	quantità	N
Solaio di copertura	DaN/mq			0		0 DaN
muratura 2° livello	DaN/mc			0		0 DaN
solaio 2° livello	DaN/mq			0		0 DaN
muratura 1° livello	DaN/mc			0		0 DaN
solaio 1° livello	DaN/mq	261	0	300	12,00	4212 DaN
muratura livello 0	DaN/mc	1800	0	0	11,00	19800 DaN
totale						24012 DaN

### Dati generali

Setto	l	t	h	Vinc. (i/m)	b	Press	fd	tod	E	G
Setto 1	600	60	315	i	1,00	0,67	140,00	2,800	540	180
lunghezza totale 600										

### Verifiche

Setto	Rigidezza	Mu	Vt1	de	Vt2 (Mu)	Vt3	Vtmin	du	d	F'
Setto 1	15924	7163224	162764	10,221	45481	153605	45481	1,89	2,856	30096
Totale	15924							1,89	2,856	30096
								minimo	minimo	totale

**SITUAZIONE DI PROGETTO****PARAMETRI MECCANICI MURATURA**

TIPOLOGIA muratura di pietrame disordinata

fm	DaN/cm2	140,0	tabella C8A.2.1	valore minimo
to	DaN/cm2	2,8	tabella C8A.2.1	valore minimo
E	DaN/cm2	1080	tabella C8A.2.1	valore medio
G	DaN/cm2	360	tabella C8A.2.1	valore medio
w	DaN/m3	16	tabella C8A.2.1	

**COEFFICIENTI CORRETTIVI**

livello conoscenza	FC	1	tabella C8A.1.1
coefficiente correttivo		1	tabella C8A.2.2

**PARAMETRI MECCANICI CORRETTI**

fm	DaN/cm2	140,0	
tau0	DaN/cm2	2,8	
E	DaN/cm2	540	valore fessurato ( E/2)
G	DaN/cm2	180	valore fessurato (G/2)
gm		1	coefficiente di riduzione = 1 per calcolo non lineare
fd	DaN/cm2	140,00	
td	DaN/cm2	2,80	

**SETTO 1**

Coefficiente di riduzione	psiS	0,3
Coefficiente di riduzione	psi2	0,3

ANALISI DEI CARICHI	G1	G2	Q	G1+G2+psiS Q	quantità	N
Solaio di copertura	DaN/mq			0		0 DaN
muratura 2° livello	DaN/mc			0		0 DaN
solaio 2° livello	DaN/mq			0		0 DaN
muratura 1° livello	DaN/mc			0		0 DaN
solaio 1° livello	DaN/mq	261	0	300	3,50	1228,5 DaN
muratura livello 0	DaN/mc	1800	0	0	5,13	9234 DaN
totale						10462,5 DaN

**SETTO 2**

Coefficiente di riduzione	psiS	0,3
Coefficiente di riduzione	psi2	0,3

ANALISI DEI CARICHI	G1	G2	Q	G1+G2+psiS Q	quantità	N
Solaio di copertura	DaN/mq			0		0 DaN
muratura 2° livello	DaN/mc			0		0 DaN
solaio 2° livello	DaN/mq			0		0 DaN
muratura 1° livello	DaN/mc			0		0 DaN
solaio 1° livello	DaN/mq	261	0	300	3,50	1228,5 DaN
muratura livello 0	DaN/mc	1800	0	0	5,13	9234 DaN
totale						10462,5 DaN

totale					#RIF!	DaN
--------	--	--	--	--	-------	-----

Setto	l	t	h	Vinc. (i/m)	b	Press	fd	tod	E	G
Setto 1	235	60	315	i	1,34	0,74	140,00	2,800	540	180
Apertura	200									
Setto 2	235	60	315	i	1,34	0,74	140,00	2,800	540	180
lunghezza totale	670									

#### Verifiche

Setto	Rigidezza	Mu	Vt1	de	Vt2 (Mu)	Vt3	Vtmin	du	d	F'
Setto 1	4479	1221678	47924	10,700	7757	60585	7757	1,89	1,732	7757
Setto 2	4479	1221678	47924	10,700	7757	60585	7757	1,89	1,732	7757
Totale	8958							1,89	1,732	15513
								minimo	minimo	totale

#### CONFRONTO FRA ATTUALE E PROGETTO

Variazione di rigidezza	-6966	
Variazione % di rigidezza	-43,75%	<i>E' necessaria una cerchiatura</i>
Rigidezza da recuperare con la cerchiatura	-6965,91	
Larghezza dell'apertura	94 cm	
Altezza dell'apertura	231 cm	
Tipo di vincolo (ci,ii,si) ii	incastro-incastro	coefficiente rigidezza 12
Es	2100000 DaN/cm2	
J necessario	3407 cm4	
Tipo di acciaio	S 235	
ftk	3600 DaN/cm2	
gamma M	1,05	
Tipo di profilato (I, HA, HB)	HA	
Numero di profilati	4	
Jnec	852	
Profilato utilizzato	HE 140 A	
Momento d'inerzia	1033	
Modulo W	155,4	
Momento ultimo	2131200 DaNcm	
Forza ultima	18451,948 DaN	

**RIEPILOGO**

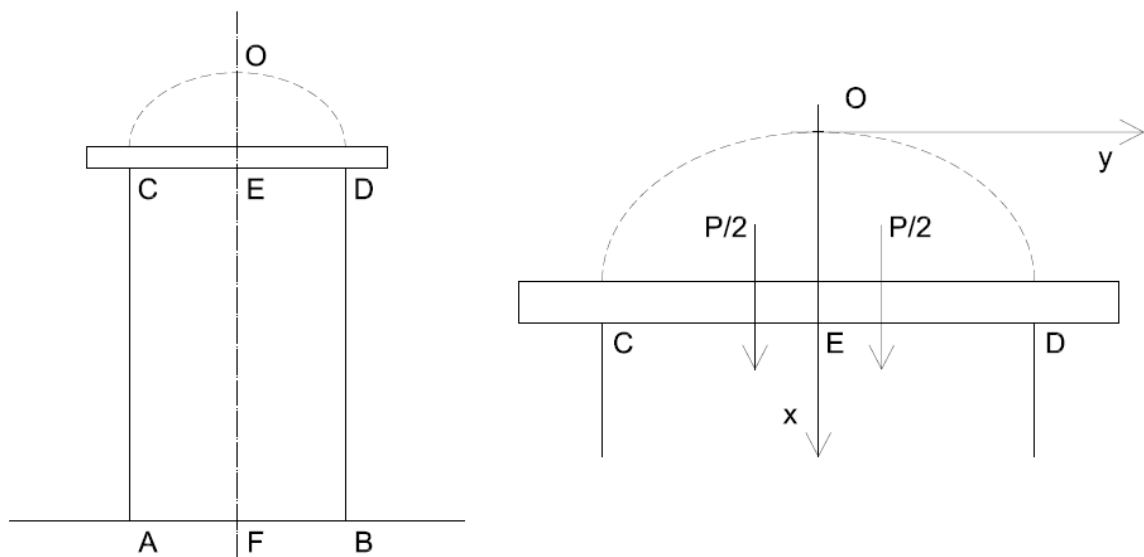
Rigidezza muratura	8958 DaN/cm	
Forza reattiva muratura F*	15513 DaN	
Rigidezza telaio	8447 DaN/cm	
Forza reattiva telaio Ft	15966 DaN	
Rigidezza totale	17405 DaN/cm	
Variazione % di rigidezza	9,30%	>-15 e < 15% verificato
Forza reattiva totale Fr"	31479 DaN	F" > F' verificato
variazione dumin	0	>=0 verificato

**VERIFICA DELL'ARCHITRAVE**

Acciaio S 235			
fyk		2150 DaN/cm2	
ftk		3600 DaN/cm2	
E		2100000 DaN/cm2	
gammaM		1,05	
TRAVERSO	tipo	HE 140 A	
Inerzia Jx		1033 cm4	
Modulo Wx		155,4 cm3	
Area A		31,42 cm2	
Area a taglio		7,7 cm2	
Lunghezza		154 cm	
Numero profili		2	
VERIFICA SLE (combinazione quasi permanente) G1+G2+psi2 Q			
carico qp		460 DaN/m	
carico muratura		760 DaN/m	
carico totale		1220 DaN/m	
delta max qtot	L/500	0,3080 cm	
delta (qtot)	1/384	0,0041 cm	verificato
VERIFICA SLU (combinazione fondamentale) 1,3G1+1,5G2+1,5Q			
carico qf		560 DaN/m	
carico muratura		9,6 DaN/m	
carico totale		569,6 DaN/m	
M+max		5629 DaNcm	
sigma (M)		18,11 DaN/cm2	verificato
M-max		11257 DaNcm	
sigma (Mmax)		36 DaN/cm2	
Tmax		439 DaN	
tau		28 DaN/cm2	
sigma_id		61 DaN/cm2	verificato

## RELAZIONE DI CALCOLO ARCHITRAVE IN ACCIAIO

Lo scudo murario preso in considerazione per il calcolo dell'architrave in acciaio è quello definito inferiormente dall'asse dell'architrave stesso e superiormente dalla parabola con asse in corrispondenza della mezzeria lungo la quale si produce la lesione con conseguente distacco della muratura, in mancanza dell'architrave di sostegno.



Chiamato P il peso della zona COD, esso insiste per metà sulla semicorda CE e per l'altra metà su ED. Detti carichi si considerano applicati ai rispettivi baricentri G1 e G2 che hanno per coordinate:

$$G1=(3/5*OE;3/8*CD/2) \quad G2=(3/5*OE;3/8*CD/2)$$

detto b lo spessore del muro e ricordando, dalla geometria che l'area racchiusa da una parabola e' pari ad :

$$S_{par} = \frac{2}{3} * s * l \text{ nel nostro caso avremo :}$$

$$P = \frac{2}{3} * CD * EO * b * \gamma$$

$$\frac{2}{3} * 0.9 * 6 * 0.6 * 1800 = \text{daN } 388,8$$

A tale carico va sommato il carico trasmesso dai solai gravanti sull'architrave che nel nostro caso risultano pari a 1234 daN/m.



## Calcolo dell'architrave .

Calcolato il peso  $P$  della parte di muro che insiste sul nostro architrave si passa quindi al calcolo delle sollecitazioni (essenzialmente flessione) ed infine al dimensionamento di esso.

Conformemente al D.M. 14/01/2008 viene effettuato il calcolo del carico totale da utilizzare ai fini della verifica agli stati limite, per cui risulta :

$$Q_{tot} = (P * \gamma_g) + (Q_s * \gamma_q) + (Q_{ki} * \gamma_{q2} * \psi_{02})$$

Dove :

$P$  = Carico dovuto al peso permanente della muratura gravante sull'architrave

$Q_s$  = Eventuale carico derivante dai solai insistenti sull'architrave

$Q_{ki}$  = Eventuale altro carico agente sull'architrave

$\gamma_g$  = Coefficiente di parzializzazione per carichi permanenti

$\gamma_q$  = Coefficiente di parzializzazione per carichi accidentali

$\psi_{02}$  = Coefficiente di utilizzazione

Lo schema di carico del nostro caso si ottiene considerando l'architrave appoggiato sui piedritti del vano, le reazioni vincolari - a causa della simmetria dei carichi -saranno uguali e pari a

$$R_a = R_b = Q_{tot}/2 = \text{daN } 1027$$

Si passa quindi al calcolo del Momento flettente Max in mezzeria della trave applicando la formula finale :

$$M_{max} = 5/32 * P * L = \text{daNm } 289$$

Come ultima fase si passa alla verifica della sezione impiegata che dipende dalle dimensioni e dal tipo di materiale della sezione impiegata.

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Luce di calcolo	mt.	0,9
Spessore muratura	mt.	0,6
Peso specifico muratura	daN/mc	1800
Carico Permanente	P = daN	389
Coeff. Parzializzazione	$\gamma_g =$	1.3
Carico Accidentale	$Q_{ki} =$ daN	1234
Coeff. Parzializzazione	$\gamma_q =$	1.5
Coefficiente di uso	$\psi_{02}$	0.7

$$Q_{tot} = (P * \gamma_g) + (Q_s * \gamma_q) + (Q_{ki} * \gamma_{q2} * \psi_{02})$$

Carico Totale di Calcolo	$Q_{tot} =$ daN/ml	2356
--------------------------	--------------------	------

## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio tipo	UNI EN 10025-2-S 235	
Profilato impiegato	HEA	14
Modulo di resistenza plastico	cm <sup>3</sup>	173,5
Momento resistente	daNm	3883
Risultato della Verifica	VERIFICATO	

## **CALCOLO LUNGHEZZA APPOGGIO**

Tipo Muratura : - BLOCCHI DI TUFO DI BUONA QUALITA'

$$L_0 = Ra^2 / s \cdot f_{yk} / 1.15 = 2^2 \cdot 1027 / (7 \cdot 10) = \text{cm. } 29$$

Dove :

Ra = Reazione vincolare

S = larghezza aletta del profilo

F<sub>yk</sub> = resistenza a rottura della muratura d'appoggio