

CONSOLIDAMENTO STRUTTURA SOCIALE CASA DEGLI EUSTACHI

ELAB. 12 - RELAZIONE STRUTTURALE

Comune di Pavia (PV)

Progetto di Rigenerazione Urbana
- ai sensi del DPCM 21 gennaio 2021 –
CONSOLIDAMENTO STRUTTURA SOCIALE CASA DEGLI EUSTACHI
Via Porta Pertusi 6

{POP315}
CUP: G15F21000270001

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE

INSERIMENTO DI DISPOSITIVI DI CONNESSIONE ATTI A
CONTRASTARE GLI ELEMENTI SPINGENTI DELLA COPERTURA.



SOMMARIO

1. Relazione descrittiva	3
2. Relazione dei materiali utilizzati	3
2.1. Acciaio per carpenteria metallica.....	4
2.2. Acciaio per armatura	5
2.3. Acciaio impiegato per la bulloneria.....	5
3. Normativa considerata Vita utile della costruzione e Classe d'uso	6
4. Analisi dei carichi	7
4.1. Proiezione dei carichi agenti in copertura	11
4.2. Azione sismica.....	12
5. Verifica collegamenti.....	14

1. Relazione descrittiva

Nella presente relazione viene illustrato il percorso progettuale relativo ai lavori di *“Consolidamento Struttura Sociale Casa degli Eustachi” in via Porta Pertusi 6, Pavia.*

L'edificio oggetto d'intervento presenta danni di carattere edile-strutturale, in particolare fessurazioni dovute all'effetto spingente della copertura lignea in prossimità del volume annesso, condizione limitata e circostanziata sul prospetto sud. Tale situazione provoca un distacco dei corsi del maschio murario generando fessurazione in prossimità dell'angolo della muratura. Fortunatamente tali fessurazioni riguardano la porzione di muratura prospiciente il corpo annesso sul fronte Sud.

Viene realizzata una struttura sommitale interna ad elementi in acciaio, legata alla struttura in muratura mediante collegamenti di barre filettate M16 8.8, rinforzata ulteriormente agli angoli dell'edificio in muratura da elementi in acciaio che fungono da tiranti.

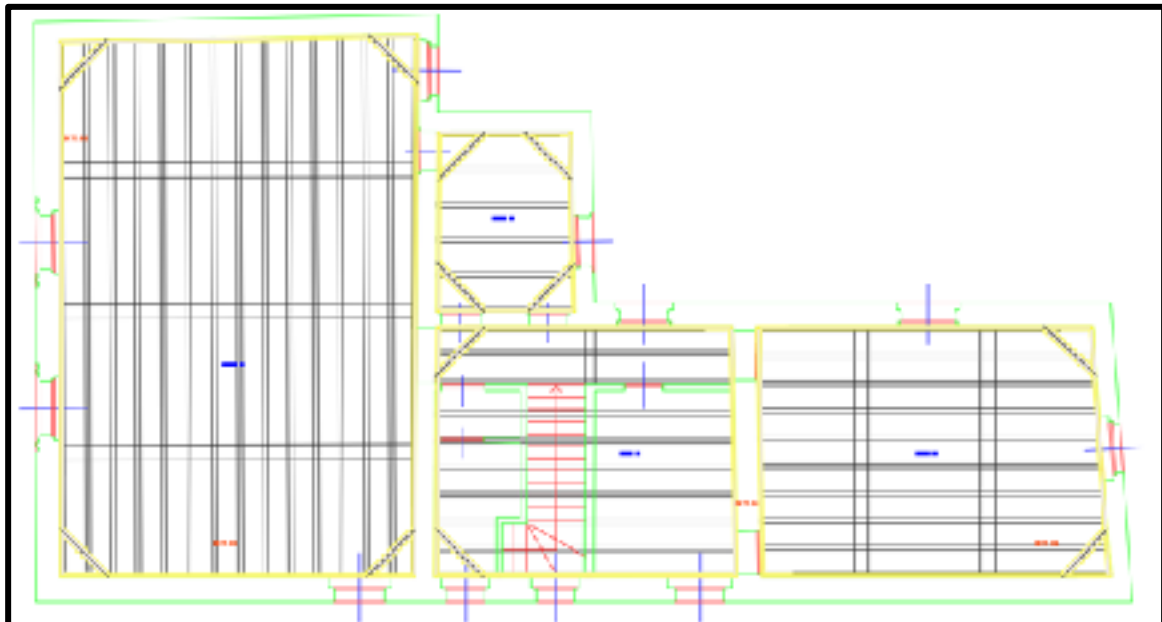


Figura 1.1: *Pianta copertura di progetto*

2. Relazione dei materiali utilizzati

Relazione dei materiali utilizzati

2.1. Acciaio per carpenteria metallica

Per la realizzazione delle travi e negli interventi di rinforzo dei pilastri il tipo S235 conforme alle UNI EN 10025 per i laminati, con le seguenti tensioni

Valore caratteristico di rottura $f_{tk} = 360 \text{ MPa}$

Valore caratteristico minimo di snervamento $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

Il modulo d'elasticità è pari a $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$, il coefficiente di Poisson si adotta pari a $\nu = 0,3$ ed il modulo di elasticità trasversale pari a $G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 80770 \text{ N/mm}^2$.

Il coefficiente di espansione termica lineare pari a $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, la densità pari a $\rho = 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$.

Oltre alla classe di resistenza gli acciai sono distinti in base alla resilienza, ovvero misura l'energia di deformazione elastica che l'elemento è in grado di assorbire, espressa in [joule]

Le caratteristiche che influenzano questo valore sono la geometria dell'elemento e le condizioni climatiche dove si trova la struttura.

Si è ricavato il grado di resilienza utilizzando il prospetto 2.1 ENV-1-1.10:2005.

Si determina inizialmente la temperatura di riferimento T_{Ed} , il quale per strutture protette si può assumere pari a $-10 \text{ }^\circ\text{C}$, si sceglie lo spessore della sezione di elemento massimo pari a 28 mm e in base alla tensione massima sull'elemento assunto cautelativamente $\sigma_{Ed} = 0,75f_y$ sempre dal prospetto. Il grado di resilienza corrisponde a JR.

Altri simboli che si trovano spesso nella designazione dell'acciaio sono riferiti alla condizione di fornitura e al particolare impiego strutturale.

2.2. Acciaio per armatura

ACCIAIO:	Barre di Armatura	B 450C
	Tensione caratteristica di snervamento	[f_{yk}] 450 N/mm ²
	Coefficiente parziale di sicurezza	[γ_s] 1,15
	Resistenza di calcolo agli stati limite	[f_{yd}] 391,3 N/mm ²

2.3. Acciaio impiegato per la bulloneria

Bulloni Classe 8.8, facente parte della categoria ad alta resistenza, dove la resistenza di snervamento f_{yk} è pari a 640 MPa, la resistenza caratteristica ultima a rottura è pari a $f_{tk} = 800$ MPa.

Bulloni	Classe 8.8
Tensione caratteristica di snervamento	[f_{yk}] 640 N/mm ²
Resistenza caratteristica di rottura	[f_{tk}] 800 N/mm ²

Circa le altre prescrizioni esecutive, si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei LL.PP.

3. Normativa considerata Vita utile della costruzione e Classe d'uso

La Normativa presa a riferimento per il calcolo è:

- D.M. del 17.01.2018 “*Norme tecniche per le costruzioni*”

Nel rispetto del capitolo §2.4 del D.M.17.01.18 la struttura essendo un'opera di tipo ordinaria è classificabile con i seguenti requisiti:

- Vita Nominale ≥ 50 anni
- Classe d'uso II

- Circolare 21 Gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale

- ETAG09 : Metal Injection anchors for use in masonry

4. Analisi dei carichi

Di seguito si riportano i carichi agenti sulla copertura:

CARICO PERMANENTE

Copertura costituita da travetti listelli e coppi, si assume un carico pari a 1 kN/mq.

CARICO NEVE

Il carico neve agente sulla copertura è stato calcolato mediante la seguente espressione al §3.4 dalle NTC18:

$$q_s = q_{sk} \mu_i C_e C_t$$

dove:

- μ tiene conto dell'inclinazione della falda al piano orizzontale;
- q_{sk} è il valore caratteristico del carico neve al suolo;
- C_e coefficiente di esposizione;
- C_t coefficiente termico;

Nel caso specifico:

- $\mu = 0,8$ perché la copertura è piana, con riferimento alla tabella 3.4.II
- $C_e = 1$ si considera una classe topografica normale, indicato nella tabella 3.4.I
- 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 $C_t = 1$.
- $q_{sk} = 1,5 \frac{kN}{m^2}$ $a_s < 200$ m in riferimento alla figura 3.4.I

$$q_s = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \frac{kN}{m^2}$$

CARICO VENTO

Località: Pavia, altitudine 77 m s.l.m.

Il vento, la cui direzione si considera orizzontale, esercita sugli edifici azioni che provocano effetti dinamici, ma che sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti.

La pressione del vento è definita in §3.3.4 NTC 18 :

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove:

- q_r pressione cinetica di riferimento
- c_e coefficiente di esposizione
- c_p coefficiente di forma
- c_d coefficiente dinamico

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

q_r e c_e sono gli stessi definiti

c_f è il coefficiente d'attrito, varia in funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente, considerando una superficie liscia il valore da considerare è pari a 0,01 (§3.3.8.8 Circolare NTC18).

Determinazione dei parametri:

- $q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$ è la pressione cinetica di riferimento

la densità dell'aria ρ assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kN/m}^2$, mentre v_r è la velocità di riferimento del vento in m/s.

La velocità di riferimento è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

Per $T_R = 50$ [anni] il valore di $c_r = 1$

La velocità base di riferimento è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare che dipende dalla zona geografica in cui sorge.

$$c_a = 1 \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0$$

I coefficienti $v_{b,0}$, a_0 , k_s sono forniti dalla tabella 3.3.I in §3.3.1

$$v_b = 25 [m/s] \cdot 1 = 25 m/s$$

Il sito in è situato in Lombardia, ricade nella zona di riferimento 1, per cui:

$$v_{b,0} = 25 m/s$$

$$a_0 = 1000 m$$

$$k_s = 0,40$$

$$v_b = 25 \cdot 1 = 25 m/s$$

Dunque la velocità di riferimento: $v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1 = 25 m/s$

Per cui calcoliamo la pressione cinetica di riferimento:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 [kg/m^3] \cdot 25^2 [m/s] = 390 N/m^2$$

$$q_r = 0,39 kN/m^2$$

- Il coefficiente dinamico c_d è stato assunto cautelativamente pari a 1, come indicato in §3.3.9, in mancanza di analisi specifiche.
- Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z rispetto al suolo, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito.

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

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

Si determina inizialmente la classe di rugosità dalla tab.3.3.III, si ricade nella classe A.

Quindi sapendo altitudine di 77 m.s.l.m., zona di riferimento I e classe di rugosità A ottengo una categoria di esposizione V

Dalla tab.3.3.II si ricavano i valori di k_r , z_0 , z_{min} corrispondenti la propria categoria:

- $k_r = 0,23$
- $z_0 = 0,7 m$
- $z_{min} = 12 m$

L'edificio ha un'altezza totale al colmo di circa 12 metri per cui si sono considerati i valori di c_e in corrispondenza della quota massima.

Il coefficiente di topografia c_t , che compare nella formula di c_e è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Ricavo il coefficiente di esposizione ad ogni piano:

$$c_e(z) = 0,23^2 \ln(12/0,7) [7 + c_t \ln(12/0,7)] = 0,537$$

- Il coefficiente di forma c_p è stato valutato seguendo le indicazioni della Circolare applicativa delle NTC18.
- Si osserva che per vento incidente perpendicolare alla direzione del colmo, nel caso di falda sopravento, le pressioni possono cambiare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui sono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni.

sulla superficie esterna dell'edificio si considera a vantaggio di sicurezza un coefficiente c_{pe} che vale 1.

- Per la pressione interna si è assunto un coefficiente c_{pi} nullo, considerando stagna la costruzione in esame.

Il coefficiente dinamico c_d , tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Viene assunto cautelativamente pari a 1.

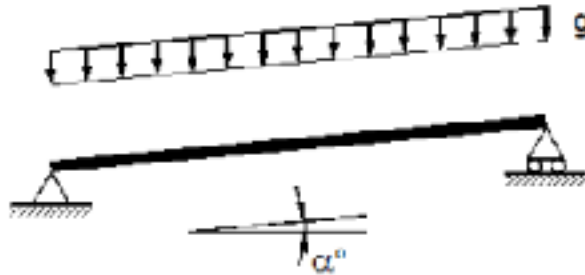
Il vento verrà considerato come forza orizzontale concentrata applicata ad ogni nodo trave pilastro, quindi ogni piano ogni nodi avrà come area d'influenza metà area del pilastro sottostante e metà soprastate.

$$\text{Pressione vento : } p = (q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d)$$

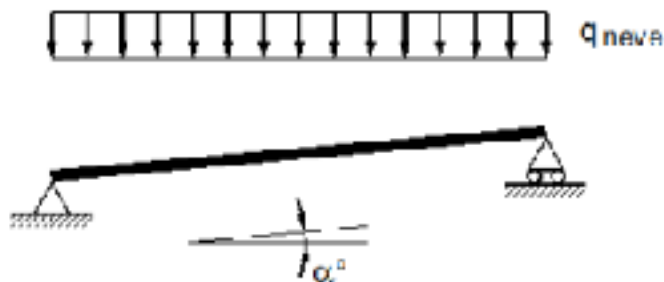
$$(0,391 \cdot 1,0 \cdot 0,537 \cdot 1) = 0,20 \text{ kN}$$

4.1. Proiezione dei carichi agenti in copertura

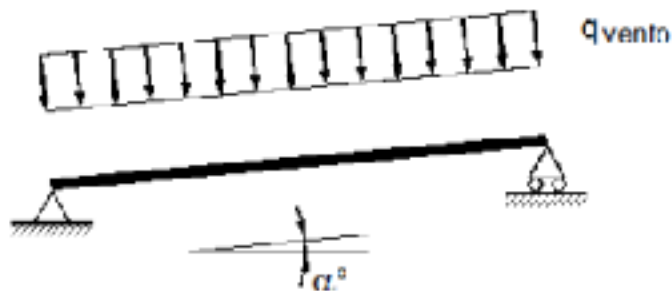
Le azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi agiscono in direzione verticale sono riferite alla superficie inclinata



- Il carico dovuto alla neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della copertura.



Il carico dovuto al vento agisce perpendicolarmente alla superficie della copertura



Per determinare le azioni interne su una trave inclinata si deve tener conto di ciò, e può essere utile scomporre i carichi agenti in direzione ortogonale e parallela alla trave stessa.

Azioni permanenti:

$$g = g \cdot \sin(\alpha) = 1,00 \cdot \sin(45) = 0,85 \text{ kN}$$

Carico Neve

$$q = q * \sin(\alpha) \sin(\alpha) = 0,67 \text{ kN}$$

Carico Agente sul singolo travetto:

$L = 5,50\text{m}$ (lunghezza travetto)

$i = 0,50\text{m}$ (interasse)

$q = 0,85 + 0,67 = 1,52 \text{ kN/mq}$ (carico al mq determinato dall'analisi dei carichi)

$q_v = 0,2 \text{ kN/mq}$ (azione del vento)

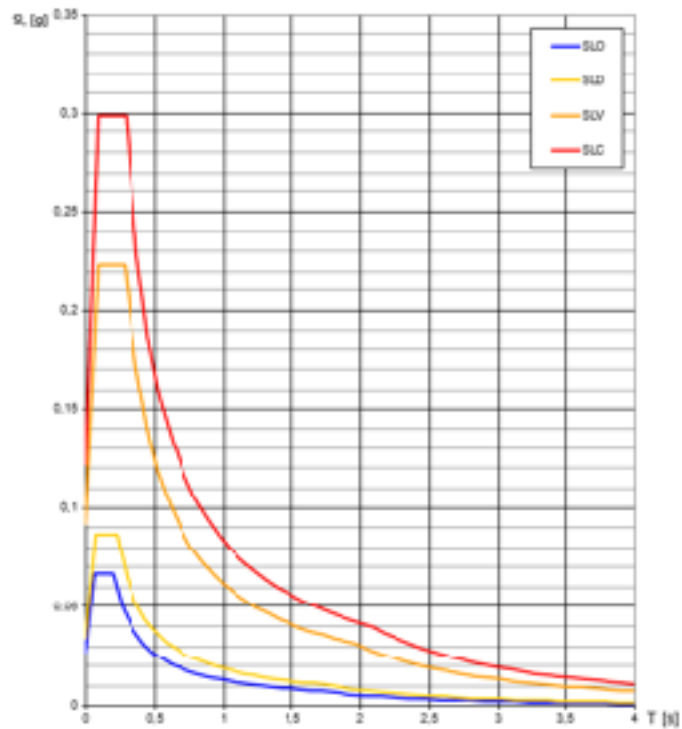
$F = (1,52 + 0,2) * (L * i) = 1,89 \text{ kN}$ (azione puntuale sul singolo travetto)

4.2. Azione sismica

In osservanza alle Norme Tecniche di cui sopra, va precisato che:

- il territorio di **Pavia** a seguito della D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”, risulta classificato in **Zona Sismica 3**;
- le opere in progetto sono **costruzioni di tipo 2**, ossia con **Vita nominale $V_N > 50$ anni** con riferimento alla tabella 2.4.1. delle NTC 2018 – tipologie costruttive classe 2) “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”;
- visto il tipo e la destinazione d’uso della struttura sulla scorta del D.M. 17/01/2018, **la classe d’Uso è la Classe II** con riferimento al paragrafo 2.4.2. delle NTC 2018, ossia “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti”, quindi come desunto dalla tab. 2.4.II con **Coefficiente d’uso $C_U = 1,0$** ; Periodo di riferimento dell’azione sismica **$V_R = V_N * C_U = 50 * 1,0 = 50$ anni**
- per la determinazione dei parametri sismici sono state inserite le seguenti coordinate **Lat. 45,18268°**
Long. 9,15113°

Spettri di risposta elastica per i diversi Stati Limite



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLAIO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o []	T_C [s]
SLO	30	0,027	2,500	0,194
SLD	50	0,034	2,526	0,216
SLV	475	0,092	2,439	0,275
SLC	975	0,122	2,453	0,279

Si definisce la forza sismica agente in copertura, considerando lo stato limite di vita:

$$F_s = m \cdot a = 189 \text{ [kg]} \cdot 0,092 \text{ [m/s}^2\text{]} = 17,38 \text{ N}$$

m (massa determinata dall'analisi dei carichi)

Si ricava la forza totale agente:

$$F = F_q + F_s = (1,89 + 0,0174) \text{ kN} = 1,91 \text{ kN} = 1910 \text{ N}$$

5. Verifica collegamenti

Il collegamento avviene attraverso l'utilizzo di un profilo UPN200 in acciaio dove vengono imbullonati bulloni M16 di classe 8.8, i bulloni hanno un interasse $i = 0,50$ cm.

Sui bulloni si che generino delle forze assiali di trazione.

CARATTERISTICHE MURATURA

Dalle seguenti tabelle si identificano le caratteristiche principali assunte per la muratura:

- $f_{bk} = 2 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento)
- $f_{vok} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a taglio muratura)

Tab. 11.10.VII - Valori di f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,8	4,1	3,5
10,0	6,7	5,5	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
$\geq 40,0$	14,3	12,0	10,4	-

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk} (valori in N/mm^2)

Elementi per muratura	f_{vk} (N/mm^2)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data		Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30*
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M3	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,20*
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompreso Calcestruzzo aereo autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,30	0,20*
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5,0 \text{ N/mm}^2$

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3,0 \text{ N/mm}^2$

VERIFICA LUNGHEZZA MINIMA DI ANCORAGGIO BARRE

$$l_{min} = \frac{N_{ed,singolobullone}}{f_h \times 3,14 \times d} = \frac{1910N}{0,133 \frac{N}{mm^2} \times 3,14 \times 16mm} = 285 mm$$

Dove:

- $N_{ed,singolobullone}$: forza di trazione agente sul singolo bullone; (determinato nell'analisi dei carichi)
- f_b : tensione tangenziale di aderenza;
- d : diametro di resa del foro.

$$f_h = f_{vok} / \gamma_s = 0,2 / 1,5 = 0,133$$

Visti i risultati si è scelto di utilizzare una lunghezza di ancoraggio all'interno del cls pari a $l=30$ cm.

La forza di resistenza allo sfilamento risulta essere:

$$N_{rd,sfilamento} = f_{bd} \times 3,14 \times d \times l = 0,133 \frac{N}{mm^2} \times 3,14 \times 16 mm \times 300mm = 2009 daN$$

$$\underline{N_{rd,sfilamento} = 2009 N > N_{ed,singolobullone} = 1910 N}$$

La verifica risulta soddisfatta

VERIFICA BULLONE E MURATURA

L'azione di contrasto è data dal minimo valore fra la trazione della sezione del piatto e la resistenza a taglio delle barre nella muratura

$F_{yk}=275$ N/mm² (snervamento acciaio);

$\gamma_M=1,05$ (coefficiente parziale del materiale)

$A_v= 1700$ mm²; (area sezione a taglio UPN200)

La resistenza a taglio del profilo vale :

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{c,Rd} = 219'668N$$

Si calcola a taglio massimo di un fissaggio $\varnothing 16$ mm, $L=30$ cm.

Barra filettata classe 8.8

$F_{uk}= 8000$ daN/cm²

$F_{yk}= 6400$ daN/cm²

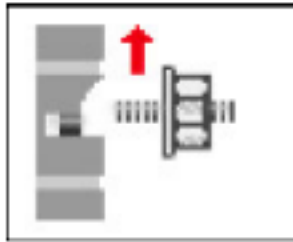
$d=16$ mm

$A_s=2,01$ cm²

$\gamma_{Ms}=1,5$ (coefficiente riduttivo lato acciaio)

$\gamma_{Mm}=1,5$ (coefficiente riduttivo lato acciaio)

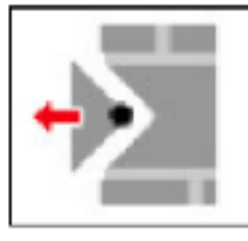
Rottura a taglio della barra metallica



$$V_{rk,s}=0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk}=80000 \text{ N};$$

$$V^{hRd}= V_{rk,s}/ \gamma_{Ms}=76190 \text{ N}$$

Rottura conica di bordo della muratura



$$V_{rk,c}=k \cdot A_s \cdot f_{uk}=8000 \text{ daN};$$

$$V^{hRd}= V_{rk,s}/ \gamma_{Ms}$$

$$V_{Rk,c} = k \cdot \sqrt{d_{nom}} \cdot \left(\frac{h_{nom}}{d_{nom}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{f_b} \cdot c_1^{1,5} = 3493 \text{ N}$$

$$K=0,45$$

$$c_1= 180 \text{ mm}$$

$$d_{nom}=16 \text{ mm}$$

$$h_{nom}=300\text{mm}$$

$$f_b=0,2 \text{ N/mm}^2$$

$$V^{gRd}= V_{rk,s}/\gamma_{Ms}$$

$$V_{Rd}= \min (V_{Rd}, V^{hRd}, V^{g,Rd}) =3493 \text{ N} > N_{Ed}=1910\text{N}$$

la verifica è soddisfatta