



# COMUNE DI FOLIGNO

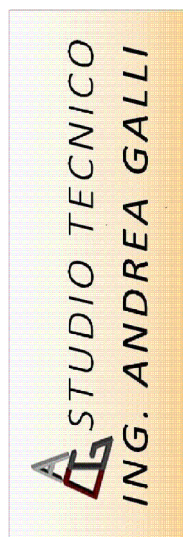
## REGIONE UMBRIA



# PROGETTO ESECUTIVO

**INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA SU VARI  
TRATTI DI STRADE COMUNALI ANNO 2022 - LOTTO 4**

**RIFACIMENTO DEL CANALE SOTTERRANEO DI VIA P. GORI - CUP C67H22002020004**



**CIVICO 8.TECH**

<b>COMUNE DI FOLIGNO</b> R.U.P. Ing. Francesco Maria Castellani		ALLEGATO	<b>R.09</b>
OGGETTO	RELAZIONE DI CALCOLO		DATA Dicembre 2022
	FILE 02_Mascherine.dwg	ARCHIVIO Civico 8.tech	COLLABORAZIONE Arch. Margherita Bececco

**Progettista, Direttore dei Lavori e  
Coordinatore della Sicurezza in Progettazione ed Esecuzione  
Ing. Andrea Galli**

Via Maestà di Donati, 26 - 06034 Foligno (PG)  
Tel 335/6525861 - a.galli@civico8.tech  
andrea.galli3@ingpec.eu

## **ANALISI DEI CARICHI**

## Interventi di Manutenzione Straordinaria su vari tratti di strade comunali anno 2022 - Lotto 4

### Stato Ante

#### Soletta Stradale

##### CARICHI DISTRIBUITI

##### Carichi Permanenti Strutturali

Peso proprio 30 cm	750	kg/mq
--------------------	-----	-------

##### Carichi Permanenti non Strutturali

Pavimentazione stradale	120	kg/mq
-------------------------	-----	-------

##### Sovraccarichi Accidentali

Schema di Carico 1 NTC 2018

Sovraccarico	900	kg/mq
--------------	-----	-------

### Stato Post

#### Soletta Stradale

##### CARICHI DISTRIBUITI

##### Carichi Permanenti Strutturali

Peso proprio 25 cm	625	kg/mq
--------------------	-----	-------

##### Carichi Permanenti non Strutturali

Binder	168	kg/mq
Tappetino d'usura	72	kg/mq

##### Sovraccarichi Accidentali

Schema di Carico 1 NTC 2018

Sovraccarico	900	kg/mq
--------------	-----	-------

Foligno, 15/12/2022  
Il Progettista delle strutture  
Dott. Ing. Andrea Galli



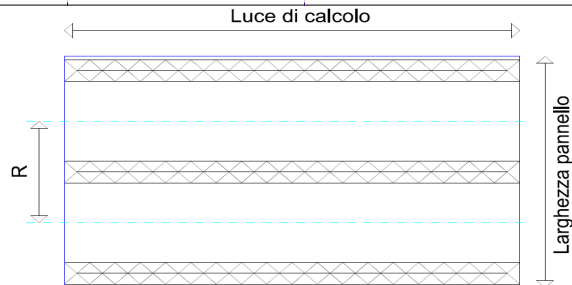
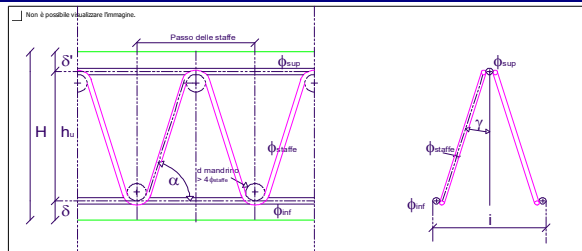
## Calcolo in fase di autoportanza lastre tipo Predalles

### Analisi dei carichi:

Peso proprio impalcato:	2500,00 daN/mc	*	0,25 m	*	2,50 m	=	1562,50 daN/m
Sovraccarichi mezzi d'opera:	50,00 daN/mq	*	2,50 m			=	125,00 daN/m
Eventuali ulteriori sovraccarichi	50,00 daN/mq	*	2,50 m			=	125,00 daN/m
Totale carichi su impalcato:							1812,50 daN/m

### Dati Input

Luce di calcolo:	0,88 m
n° tralicci:	4
$\phi_{sup}$	10 mm
$\phi_{inf}$	8 mm
A <sub>tot ferri sup</sub>	314 mmq
A <sub>tot ferri inf</sub>	402 mmq
Copriferro sup $\delta'$ :	6,5 cm
Copriferro inf $\delta$ :	2,5 cm
Altezza totale sezione H:	25,0 cm
$h_u = H - (\delta' + \delta)$	16,0 cm
$\beta$ (coeff. di riduzione) corrente sup	0,7
$L_o = \beta \times L'$ ( $L_o$ =lungh. libera di infles.)	14,0 cm
$\rho$ (raggio d'inerzia) corrente superiore	0,25 cm
$L'$ (luce=passo delle staffe)	20,0 cm
$i$ =distanza tra i correnti inf.traliccio	10,8 cm
$\phi_{staffe}$	5 mm
$\gamma$	13,70 °
$\alpha$	61,88 °
$L_{staffa}$	19,4 cm
$\beta'$ (coeff. di riduzione) staffa	0,90
$L_o' = \beta' \times L_{staffa}$ ( $L_o$ =lungh. Lib. infles.)	17,4 cm
$\rho'$ (raggio d'inerzia) staffa	0,15 cm
Acciaio	FeB44k
E (modulo elasticità acciaio)	2100000 daN/cmq



### Sollecitazioni:

$M_{campata} = (1/8)ql^2 =$	175 daN*m
$T_{appoggi} = 1.25*(ql/2) =$	997 daN
$N = M_{campata}/h_u =$	1097 daN

### Verifica ad instabilità del corrente superiore compresso:

$\lambda$ (snellezza) = $L_o / \rho =$	56	$\Rightarrow$	(il coeff. $\omega$ viene ricavato dalle norme DIN 4114 riferite ai tondi realizzati con acciaio St52)
$\lambda =$	56	<	250 <b>Ci si trova in campo elastico</b>
$\omega =$	1,43		
$\sigma = \omega \times N / A_{tot ferri sup} =$	498 daN/cm <sup>2</sup>	<	2600 daN/cm <sup>2</sup> <b>Verifica soddisfatta</b>

### Verifica a trazione correnti inferiori:

$\sigma = N / A_{tot ferri inf} =$	273 daN/cm <sup>2</sup>	<	2600 daN/cm <sup>2</sup> <b>Verifica soddisfatta</b>
------------------------------------	-------------------------	---	--

### Verifica ad instabilità delle staffe compresse:

$\lambda'$ (snellezza) = $L_o' / \rho' =$	117	$\Rightarrow$	(il coeff. $\omega$ viene ricavato dalle norme DIN 4114 riferite ai tondi realizzati con acciaio St52)
$\lambda' =$	117	<	250 <b>Ci si trova in campo elastico</b>
$\omega =$	3,75		
$S = T / (n^{\circ} \text{tralicci} \times 2 \times \sin \alpha \times \cos \gamma) =$	145,42 daN		
$\sigma = \omega \times S / A_{staffa} =$	1930 daN/cm <sup>2</sup>	<	2600 daN/cm <sup>2</sup> <b>Verifica soddisfatta</b>

### Verifica valore freccia elastica

Cautelativamente si trascura il contributo della soletta in cls procedendo alla verifica di un traliccio isolato

A ferro sup =	0,79 cmq
A ferri inf =	1,01 cmq

$X_g =$	7,02 cm
dove $X_g = (A_{ferro sup} \times h_u) / (A_{ferro sup} + A_{ferri inf})$	
$I_g =$	113 cm <sup>4</sup>
dove $I_g = A_{ferro sup} \times (h_u - X_g)^2 + A_{ferri inf} \times X_g^2$	

R =	0,63 m
q =	457 daN/m
$Fel = (5 \times q \times l^4) / (384 \times E \times I_g) \Rightarrow Fel =$	0,0 cm
$L / 300 =$	0,293 cm

**Verifica soddisfatta**

**Tutte le verifiche sono soddisfatte**

Inserire eventuali note:

Il Tecnico:

# PROGETTO SOLAIO PREFABBRICATO

## 1-Geometria, carichi e materiali utilizzati per la realizzazione del pannello

INPUT			
Numero costole interne	$n_{ci}$	1	-
Numero costole esterne	$n_{ce}$	0	-
Spessore costole interne	$s_{ci}$	630	mm
Spessore costole esterne	$s_{ce}$	0	mm
Larghezza totale pannello	$b$	630	mm
Altezza totale pannello	$h$	250	mm
Spessore copriferro	$d'$	25	mm
Spessore soletta inferiore	$s$	60	mm
Classe di resistenza del calcestruzzo		C28/35	N/mm <sup>2</sup>
Tipo Acciaio		Fe B450C	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	210000	Mpa
Spessore getto collaborante (soletta sup.)	$s_g$	60	mm
Classe di resistenza del calcestruzzo gettato in opera		C28/35	
altri carichi permanenti		2,5	kN/m <sup>2</sup>
Lunghezza della trave (app-app)	$L$	0,90	m
Carico folla	$Q_k$	9	kN/m <sup>2</sup>

La condizione ambientale è:

aggressiva

CONSIDERARE IL GETTO INTEGRATIVO COME COLLABORANTE?

SI

Spessore dell'anima equivalente

$b_w$

630

mm

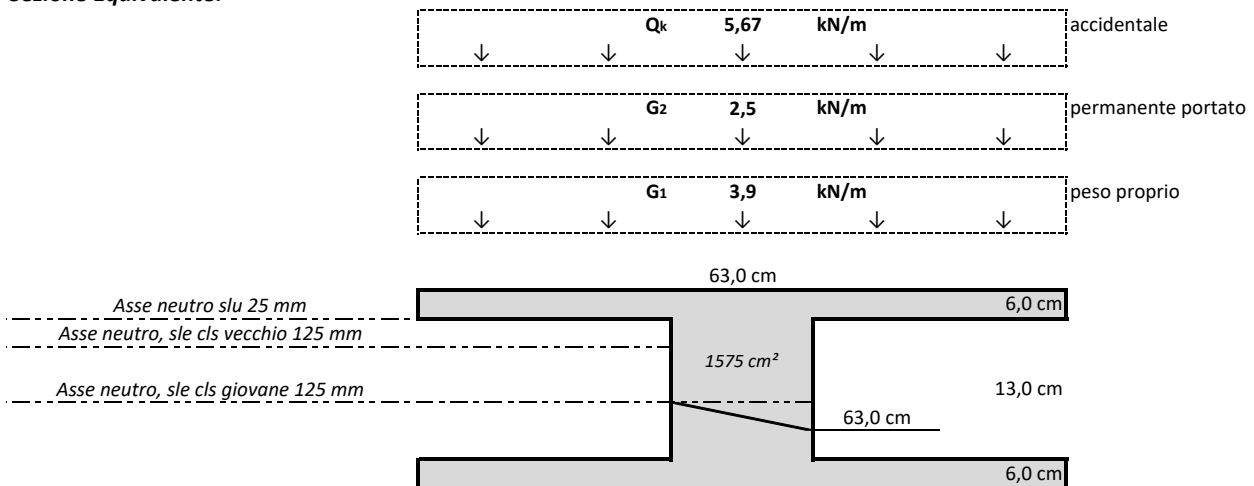
Altezza utile della sezione

$d$

225

mm

Sezione Equivalente:



$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	2,83	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk}$	1,98	N/mm <sup>2</sup>
$f_{bd}$	2,98	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	19,37	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>

## 2-Progetto allo stato limite ultimo delle armature resistenti a flessione

### 2.1-Sollecitazioni e armature minime richiesta

Carico stato limite ultimo  $P_{slu}$ : 17,37 kN/m

sezione	$M_{sd}$ (Nmm)	x (mm)	$A_s$ ,richiesta
---------	----------------	--------	------------------

mezzeria	1759092	0,93	20,0 mm <sup>2</sup>
sezione	M <sub>sd</sub> (Nmm)	x (mm)	As,richiesta
L/4	1293328	0,69	14,7 mm <sup>2</sup>
sezione	M <sub>sd</sub> (Nmm)	x (mm)	As,richiesta
fine fascia piena	0	0,00	0,0 mm <sup>2</sup>

## 2.2-Progetto dell'armatura

INPUT ARMATURA INFERIORE IN SEZIONE DI MEZZERIA	φ 8	φ 10	φ 16
	3	1	0
INPUT ARMATURA INFERIORE, SEZIONE A L/4	φ 8	φ 10	φ 16
	3	1	0
INPUT ARMATURA INFERIORE, SEZIONE FINE FASCIA PIENA	φ 8	φ 10	φ 16
	3	1	
INPUT RETE SOLETTA SUPERIORE	φ 8	/ 20,0 cm	
INPUT RETE SOLETTA INFERIORE	φ 8	/ 10,0 cm	

includere nel traliccio

φ 8
2

φ 8
2

## 2.3-Verifiche

sezione	x (mm)	As, inserita	M <sub>sd</sub> (kNm)	M <sub>rd</sub> >M <sub>sd</sub>	M <sub>Rd</sub> (kNm)
mezzeria	25,43	546,0 mm <sup>2</sup>	1,8	VERIFICATO	43,3
sezione	x (mm)	As, inserita	M <sub>sd</sub> (kNm)	M <sub>rd</sub> >M <sub>sd</sub>	M <sub>Rd</sub> (kNm)
L/4	25,43	546,0 mm <sup>2</sup>	1,3	VERIFICATO	43,3
sezione	x (mm)	As, inserita	M <sub>sd</sub> (kNm)	M <sub>rd</sub> >M <sub>sd</sub>	M <sub>Rd</sub> (kNm)
fine fascia piena	25,43	546,0 mm <sup>2</sup>	0,0	VERIFICATO	43,3
grandezze caratteristiche	b (mm)	d	β <sub>1</sub>	β <sub>2</sub>	
	630	225	0,81	0,416	

As,min=0.26 (f<sub>ctm</sub>/f<sub>yk</sub>) bw d; non minore di 0.0013 bw d

232,2 mm<sup>2</sup>

184,3 mm<sup>2</sup>

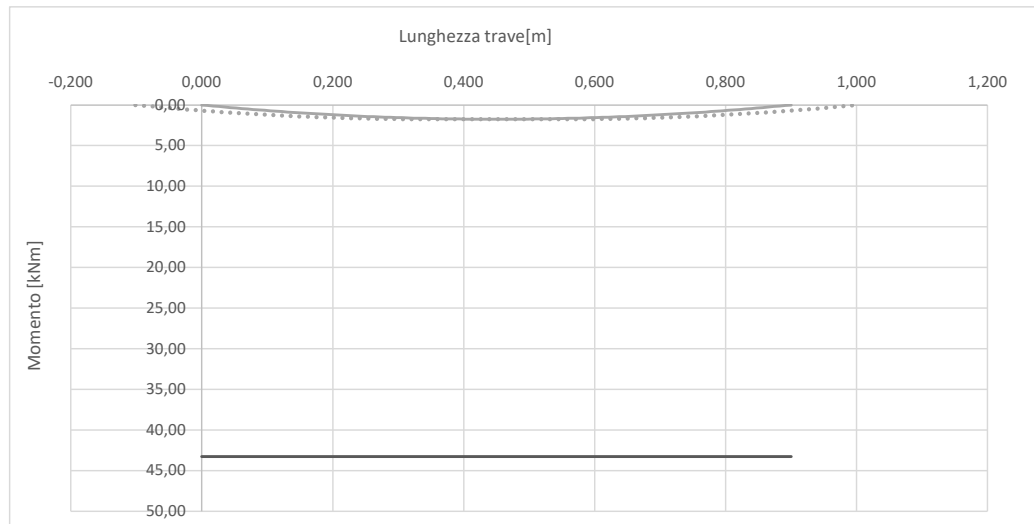
verificato

## 2.4-Traslazione del momento flettente

La traslazione viene definita secondo normativa: 0,45 d, per i solai, dove "d" è l'altezza utile della sezione

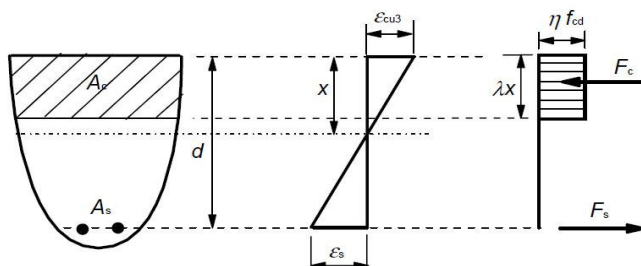
$$Traslazione = 0,45 d = 101 \text{ mm}$$

## 2.5-Andamenti



## 2.6-Cenni teorici

Il calcolo dell'asse neutro è stato eseguito usando il legame rigido-plastico denominato: "stress block" per il calcestruzzo e il legame elasto-plastico per l'acciaio.



$$\text{Equilibrio alla traslazione} \quad 0,85 f_{cd} b d \beta_1 x f_{yd} = 0$$

$$\text{Equilibrio alla rotazione} \quad 0,85 f_{cd} b d \beta_1 x (d - \beta_2 x) = M_{sd}$$

$$\beta_1 = 0,810 \quad \beta_2 = 0,416$$

$$\begin{cases} M_{sd} - f_{yd} A_{s,min} d - f_{yd} A_{s,min} \beta_2 x = 0 \\ A_{s,min} = \frac{0,85 f_{cd} b d \beta_1 x}{f_{yd}} \end{cases}$$

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{4 M_{sd} \beta_2}{0,85 f_{cd} b \beta_1}}}{2 \beta_2}$$

La posizione dell'asse neutro è calcolata nell'ipotesi che questa non esca dalla soletta.

Nel calcolo slu la sezione è considerata in "stadio 2" ossia sezione parzializzata.

### 3-Verifica a taglio di progetto per elementi non armati a taglio

#### 3.1-Verifiche

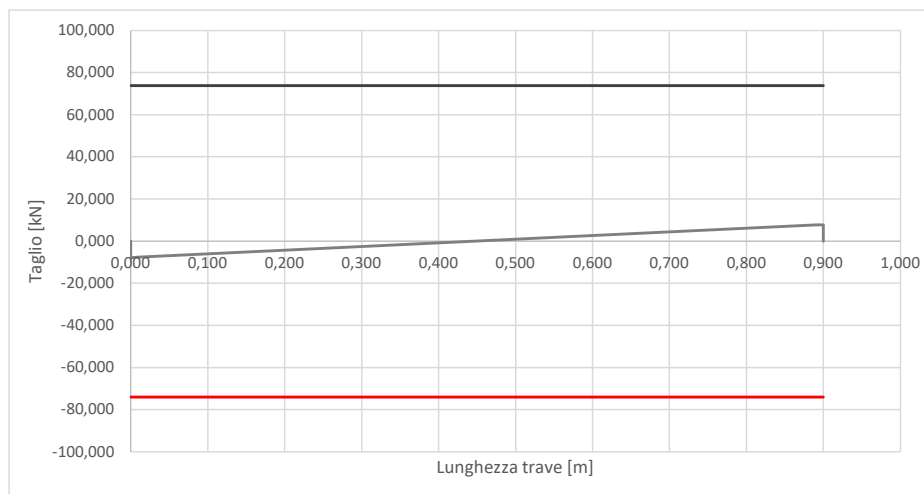
Si esegue la verifica sulle sezioni di appoggio, in cui si predispone comunque una fascia piena che si estende per : 0 cm

Il taglio sollecitante allo slv vale:  $V_{ed,slv}$  7,82 kN

sezione	$A_{sl}$ (mm <sup>2</sup> )	k	$V_{min}$ (kN)	$\rho_l$
Appoggio 1	546,01	1,943	72,41	0,004
Appoggio 2	546,01	1,943	72,41	0,004

sezione	$V_{rd}$ (kN)	1° $V_{rd} \geq V_{min}$	$V_{ed}$ (kN)	2° $V_{ed} \leq V_{rd}$
Appoggio 1	73,92	verificato	7,82	verificato
Appoggio 2	73,92	verificato	7,82	verificato

#### 3.2-Andamenti



#### 3.1-Cenni teorici

Per la valutazione della resistenza tagliante si usa la relazione di normativa che riguarda le travi senza armatura a taglio, ossia:

$$VRd = \left[ \frac{0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

dove:

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

#### 4-Progetto allo stato limite di esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche, per la sezione di mezzaria:

I-Verifica di deformabilità

II-Verifica delle tensioni di esercizio

III-Verifica di fessurazione



#### 4.1 FASE 1: Posizionamento del Pannello, verifiche in combinazione caratteristica

##### 4.1.1 Si considera solo il peso proprio dell'elemento.

Calcestruzzo nuovo, sezione totalmente reagente	SOLO PANNELLO		
	n	6,4	-
	G <sub>1</sub>	3,9	kN/m
	x	125	mm
	E <sub>c</sub>	32588	Mpa
	J <sub>1</sub>	82031	cm <sup>4</sup>
	W <sub>1</sub>	6563	cm <sup>3</sup>
	P <sub>sle rara</sub>	3,94	kN/m
	M <sub>ed</sub>	0,40	kNm
	M <sub>cr</sub>	22,33	kNm
	f <sub>1</sub>	0,0	mm
	f	<b>0,0</b>	mm
	f <sub>max</sub>	3,6	mm
	f ≤ f <sub>max</sub>	verificato 1/250	
	σ <sub>c</sub>	-0,06	Mpa
	σ <sub>c</sub> ≤ 0,6 f <sub>ck</sub>	VERIFICATO	
	σ <sub>s</sub>	0,39	Mpa
LA SEZIONE NON SI FESSURA (STADIO 1)			

##### 4.1.2 si considerano anche le finiture e il carico folla.

Calcestruzzo nuovo, sezione fessurata	PANNELLO + GETTO+FINITURE+FOLLA		
	n	6,4	-
	G1	3,9	kN/m
	G2	2,50	kN/m
	QK,folla	5,67	kN/m
	P,sle rara	12,11	kN/m
	M <sub>ed</sub>	1,23	kNm
	J <sub>1</sub>	82031	cm <sup>4</sup>
	M <sub>cr</sub>	22,33	kNm
	x	125	mm
	d <sub>virt</sub>		mm
	A <sub>s,virt</sub>		mm <sup>2</sup>
	E <sub>c</sub>	32588	Mpa
	J <sub>2</sub>		cm <sup>4</sup>
	f <sub>1</sub>	0,0	mm
	f <sub>2</sub>		mm
	f	0,0	mm
	f <sub>max</sub>	3,6	mm
	f ≤ f <sub>max</sub>	verificato 1/250	
	σ <sub>c</sub>	-0,19	Mpa
	σ <sub>c</sub> ≤ 0,6 f <sub>ck</sub>	VERIFICATO	
	σ <sub>s</sub>	0,96	Mpa
	σ <sub>s</sub> ≤ 0,8 f <sub>yk</sub>	VERIFICATO	
LA SEZIONE NON SI FESSURA (STADIO 1)			
FESSURAZIONE IMPOSTA NELLA SEZIONE GIOVANE:		NO	

#### 4.2 FASE 2: Verifiche a breve termine, in combinazione frequente

Calcestruzzo nuovo, sezione fessurata	PANNELLO + GETTO+FINITURE+FOLLA		
	n	6,4	-
	G <sub>1</sub>	3,9	kN/m
	G <sub>2</sub>	2,50	kN/m
	Q <sub>K,folla</sub>	5,67	kN/m
	P <sub>sle freq.</sub>	9,27	kN/m
	M <sub>ed</sub>	0,94	kNm
	J <sub>1</sub>	82031	cm <sup>4</sup>
	M <sub>cr</sub>	22,33	kNm
	x	125	mm
	d <sub>virt</sub>		mm
	A <sub>s,virt</sub>		mm <sup>2</sup>
	E <sub>c</sub>	32588	Mpa
	J <sub>2</sub>		cm <sup>4</sup>
	σ <sub>c</sub>	-0,14	Mpa
	σ <sub>s</sub>	0,74	Mpa
	w <sub>k</sub>	0,00	mm
	w <sub>lim</sub>	0,30	mm
	w <sub>k</sub> ≤ w <sub>lim</sub>	VERIFICATO	
	LA SEZIONE NON SI FESSURA (STADIO 1)		
FESSURAZIONE IMPOSTA NELLA SEZIONE GIOVANE:		NO	

#### 4.3 FASE 3: Verifiche a lungo termine, in combinazione quasi permanente

Calcestruzzo vecchio, sezione fessurata	PANNELLO + GETTO+FINITURE+FOLLA		
	n	21,9	-
	G <sub>1</sub>	3,9	kN/m
	G <sub>2</sub>	2,50	kN/m
	Q <sub>K,folia</sub>	5,67	kN/m
	P <sub>sle quas. Perm</sub>	8,14	kN/m
	M <sub>ed</sub>	0,82	kNm
	J <sub>1</sub>	82031	cm <sup>4</sup>
	M <sub>cr</sub>	22,33	kNm
	x	125	mm
	d <sub>virt</sub>		mm
	A <sub>s,virt</sub>		mm <sup>2</sup>
	E <sub>c,vec</sub>	9585	Mpa
	J <sub>2</sub>		cm <sup>4</sup>
	f <sub>1</sub>	0,0	mm
	f <sub>2</sub>		mm
	f	0,0	mm
	f <sub>max</sub>	3,6	mm
	f ≤ f <sub>max</sub>	verificato 1/250	
	σ <sub>c</sub>	-0,13	Mpa
	σ <sub>c</sub> ≤ 0,45 f <sub>ck</sub>	VERIFICATO	
	σ <sub>s</sub>	2,20	Mpa
	σ <sub>s</sub> ≤ 0,8 f <sub>yk</sub>	VERIFICATO	
	w <sub>k</sub>	0,00	mm
	w <sub>lim</sub>	0,20	mm
	w <sub>k</sub> ≤ w <sub>lim</sub>	VERIFICATO	
	LA SEZIONE NON SI FESSURA (STADIO 1)		
FESSURAZIONE IMPOSTA NELLA SEZIONE VECCHIA:		NO	

#### 4.4-Cenni Teorici

Si riportano le verifiche condotte per ogni stato limite di esercizio, in particolare:

**Combinazione Rara:** Verifica alle tensioni e Verifica alle frecce istantanee;

**Combinazione Frequente:** Verifica all'apertura delle lesioni;

**Combinazione Quasi Permanente:** Verifica alle tensioni, Verifica all'apertura delle lesioni e Verifica delle frecce differite.

Si riportano anche i valori tensionali di interesse progettuale e i valori del momento d'inerzia di tutte le sezioni in relazione allo stadio di esercizio, per la combinazione rara.

La verifica delle tensioni consiste nel confrontare le tensioni che si attingono nei materiali in condizioni di esercizio con i valori limite fissati dalla normativa per contenere i fenomeni di microfessurazione e di viscosità nel calcestruzzo compresso e lo snervamento dell'acciaio.

Al fine di preservare la durabilità strutturale nelle condizioni ambientali maggiormente onerose le NTC prescrivono che la massima tensione di compressione nel calcestruzzo debba rispettare:

$$\text{combinazione rara } \sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck}$$

$$\text{combinazione quasi permanente } \sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck}$$

Per quanto attiene la massima trazione nell'acciaio:

$$\sigma_s \leq 0,80 f_{yk}$$

Le massime tensioni sono state calcolate con la teoria elastica.

Il calcolo tecnico dell'apertura delle fessure viene eseguito per la combinazione frequente e quasi permanente.

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure  $w_d$  può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_s \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Si fa l'ipotesi che l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a  $5(c + \phi/2)$ , in cui il diametro nel caso fossero presenti tondi diversi, è stabilito attraverso una media pesata.

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w1	0,2 mm
w2	0,3 mm
w3	0,4 mm

Dall' EC2 2004, La freccia massima si calcola:

$$f = f_1 \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_{sd}} \right)^2 + f_2 \left[ 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_{sd}} \right)^2 \right]$$

$f_1$  è la freccia massima calcolata per la trave appoggiata nella condizione di sezione totalmente reagente, stadio 1. Nell'ipotesi che il calcestruzzo sia giovane

$f_2$  è la freccia massima calcolata per la trave appoggiata nella condizione di sezione parzializzata, stadio 2. Nell'ipotesi che il calcestruzzo sia giovane

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_c J_1} \quad f_2 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_c J_2} \quad M_{cr} = \frac{1,2 f_{ctm} J_1}{h - x}$$

$M_{cr}$  è il momento di prima fessurazione si calcola con la teoria elastica una

volta attinta la tensione massima a trazione del calcestruzzo maggiorata del 20% .

$\beta$  è un coefficiente che tiene conto dei carichi di lunga durata ( vale 1 per carichi di breve durata e 0,5 per carichi di lunga durata o ciclici).

Nel caso di mensole la freccia massima si calcola con la stessa relazione considerando però il doppio della lunghezza dello sbalzo.

Lo stesso calcolo viene eseguito considerando i fenomeni lenti del calcestruzzo, aggiornando il modulo elastico con il coefficiente di viscosità. Questa verifica è condotta per lo stato limite di esercizio quasi permanente.

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad \varphi = 2.4$$

La verifica è soddisfatta se il rapporto freccia luce è minore di 1/250.

x Indica la posizione dell'asse neutro, mentre J rappresenta il momento d'inerzia della sezione.

I pedici 1 e 2 indicano rispettivamente sezione reagente e parzializzata.  
n è il coefficiente di omogeneizzazione della sezione.

4.5-Verifica della fessurazione senza calcolo diretto, in combinazione quasi permanente

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta, può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio di armatura definiti nelle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III.  
La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente.

Lo stato limite di apertura delle fessure, riferito alla combinazione di azioni prescelta, è il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato. In particolare si assume pari ad uno dei seguenti valori nominali.  
Lo stato limite deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature.

w1	0,2 mm
w2	0,3 mm
w3	0,4 mm

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>d</sub>	Stato limite	w <sub>d</sub>
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	w <sub>3</sub> = 0,4 mm	w <sub>2</sub> = 0,3 mm	w <sub>1</sub> = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	w <sub>3</sub> = 0,4 mm	w <sub>2</sub> = 0,3 mm	w <sub>1</sub> = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Le armature utilizzate riportano le seguenti caratteristiche:

Passo della rete elettrosaldata:

10,0 cm
ϕ 10

Massimo diametro utilizzato:

## CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

### Caratteristiche materiali

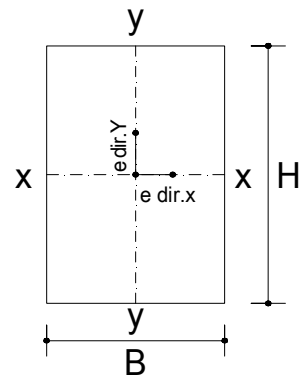
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{acciaio}$	1,15	
$\gamma_c$	1,5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	29	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd}$	391,3	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	16,46	N/mm <sup>2</sup>			

### Sollecitazioni

N	300 kN	sforzo normale
$M_{x-x}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
$M_{y-y}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

### Caratteristiche geometriche

B	400 mm	base pilastro
H	400 mm	altezza pilastro
s	250 mm	spessore soletta piena del solaio
c	25 mm	copriferro della soletta piena del solaio
$d_x$	221 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
$d_y$	213 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	217 mm	altezza utile media



### pilastro interno

$u_0$	1600 mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
$u_1^*$	4327 mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
$u_1$	4327 mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
$\beta$	1,15	fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

### Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø	8	passo	100	mm	$\rho_{l,x}$	0,0023
$A_{sup,y}$	1Ø	8	passo	100	mm	$\rho_{l,y}$	0,0023
$\rho_l$	0,0023		percentuale geometrica di armatura.				
k	1,96						

### Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro ( $u_0$ )

$$V_{Ed} = 0,99 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 4,12 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta}$$

### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

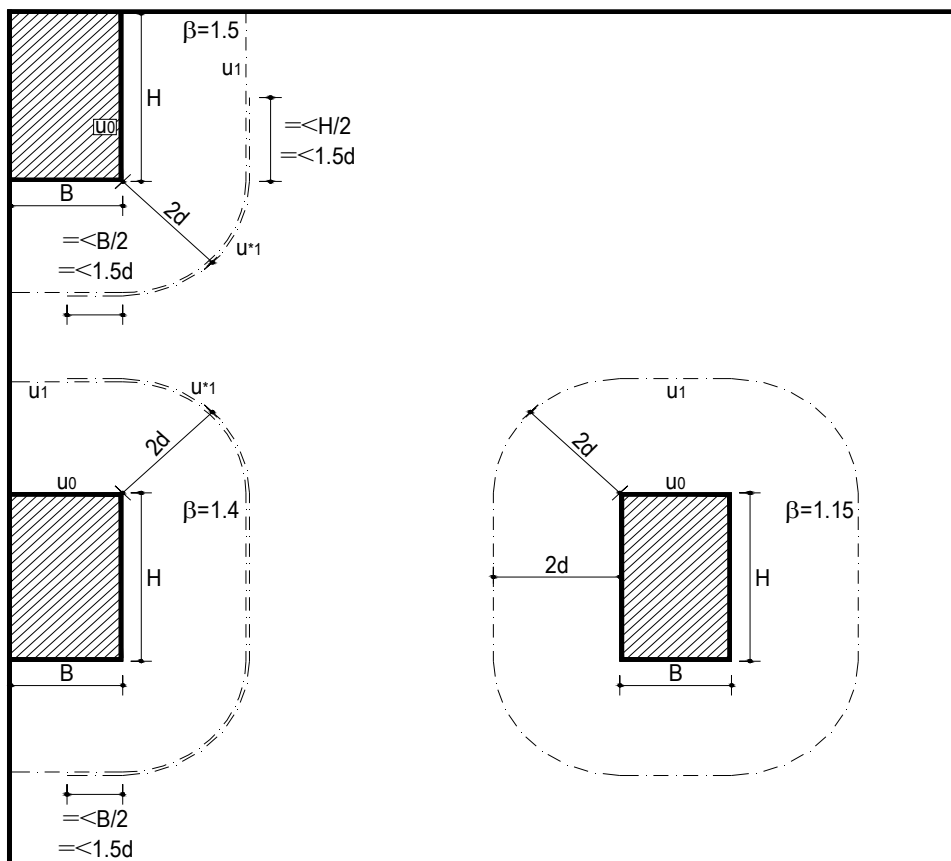
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$$V_{Ed} = 0,37 \text{ N/mm}^2$$

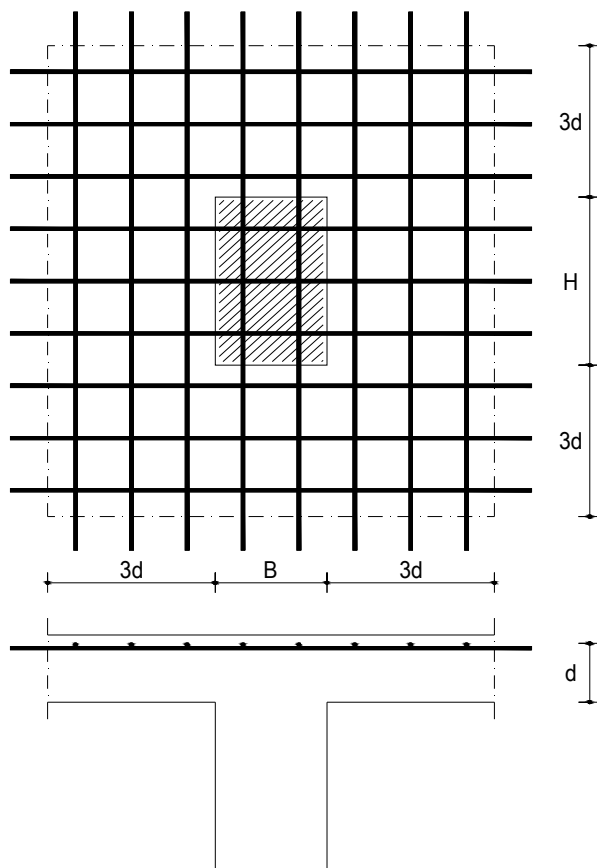
Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 0,44 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il perimetro posto a 2d è soddisfatta}$$



STRISCE DI PIASTRA SULLE QUALI CALCOLARE LE PERCENTUALI GEOMETRICHE DI ARMATURA NELLE DUE DIREZIONI



## CASO 2: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. CON ARMATURA

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

### Caratteristiche materiali

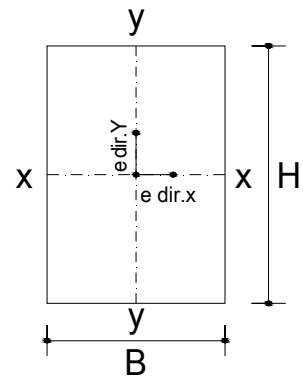
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{acciaio}$	1,15	
$\gamma_c$	1,5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	29	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd}$	391,3	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	16,46	N/mm <sup>2</sup>			

### Sollecitazioni

N	300 kN	sforzo normale
$M_{x-x}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
$M_{y-y}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

### Caratteristiche geometriche

B	400 mm	base pilastro
H	400 mm	altezza pilastro
s	250 mm	spessore soletta piena del solaio
c	25 mm	copriferro della soletta piena del solaio
$d_x$	221 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
$d_y$	213 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	217 mm	altezza utile media



### pilastro interno

$u_0$	1600 mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
$u_1^*$	4327 mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
$u_1$	4327 mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
$\beta$	1,15	fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

### Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø	8	passo	100	mm	$\rho_{l,x}$	0,0023
$A_{sup,y}$	1Ø	8	passo	100	mm	$\rho_{l,y}$	0,0023
$\rho_l$	0,0023						percentuale geometrica di armatura.
k	1,96						

### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro del pilastro $u_0$

$$V_{Ed} \quad 0,99 \text{ N/mm}^2 \leq V_{Rd,max} \quad 4,12 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verificato}$$

### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$$V_{Ed} \quad 0,37 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento senza armatura

$$V_{Rd,C} \quad 0,44 \text{ N/mm}^2 \quad \text{NON OCCORRE ARMATURA A TAGLIO-PUNZONAMENTO}$$

l'armatura a taglio-punzonamento dovrà assorbire la seguente tensione tangenziale:

$$V_{Rd,CS} \geq V_{Ed} - 0,75 V_{Rd,C} \quad 0,03 \text{ N/mm}^2$$

resistenza di progetto efficace dell'armatura di taglio-punzonamento

$$f_{ywd,ef} \quad 304,25 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yk}/\gamma_a = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{sw}/s_r \geq 0,33 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

prescrizione del passo radiale ( $s_r$ ) [prf 9.4.3 (1) - EC2]

n° min. di serie di armature			2
distanza radiale massima tra due serie di armature consecutive			163 mm
distanza $a_1$ della prima serie di armature dal pilastro	min 65,1	max	108,5 mm
distanza $u_{out}$ dell'ultima serie di armature dal perimetro di verifica			
lungo il quale l'armatura a taglio non è più necessaria		$u_{out} \leq$	325,5 mm

perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è più necessaria	$u_{out}$	3580	mm
la distanza $k'd$ dal pilastro alla quale si colloca $u_{out}$ è la seguente:	$k'd$	315	mm
l'ultima serie di armatura dovrà distare dal pilastro più di:	$a_u \geq$	315	mm
la distanza min. tra la 1a e l'ultima serie di armatura è	$a_u - a_1$	250	mm
$a_u - a_1 / s_r$ fornisce il n° totale di spazi tra le varie serie di armature		2	

RIEPILOGO

n° serie di armature			3
distanza 1a serie dal pilastro	$a_1$		65,1 mm
distanza ultima serie dal pilastro	$a_{ultima}$		315 mm
equidistanza tra serie di armature, ovvero il passo radiale dell'armatura di punzonamento	$s_r$		125 mm
la distanza $s_t$ tra 2 cuciture consecutive di una stessa serie (ossia il passo delle cuciture in direzione tangenziale) non deve superare 1.5d [prf 9.4.3 (1) - EC2]	$s_t \leq$		325,5 mm

calcolo del quantitativo di armatura all'interno di ogni serie, a partire dal valore min.  $A_{sw}/s_r$

$$\begin{aligned} A_{sw}/s_r &\geq 0,33 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ A_{sw} &\geq 41 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

cucitura **verticale**       $\alpha = 90$        $\sin \alpha = 1,00$   
 $\cos \alpha = 0,00$

l'armatura minima da inserire in una serie è la seguente:

$$A_{sw,min} \geq 26 \text{ mm}^2$$

diametro cucitura

$$\emptyset \quad \mathbf{12} \quad \text{Area} \quad 113 \quad \text{mm}^2$$

il n° minimo di cuciture in ogni serie è: 1

**N.B.:**

assicurarsi che la distanza tangenziale nell'ultima serie non superi  $s_t = 325,5$  mm  
in caso contrario bisogna aumentare il n° di cuciture



