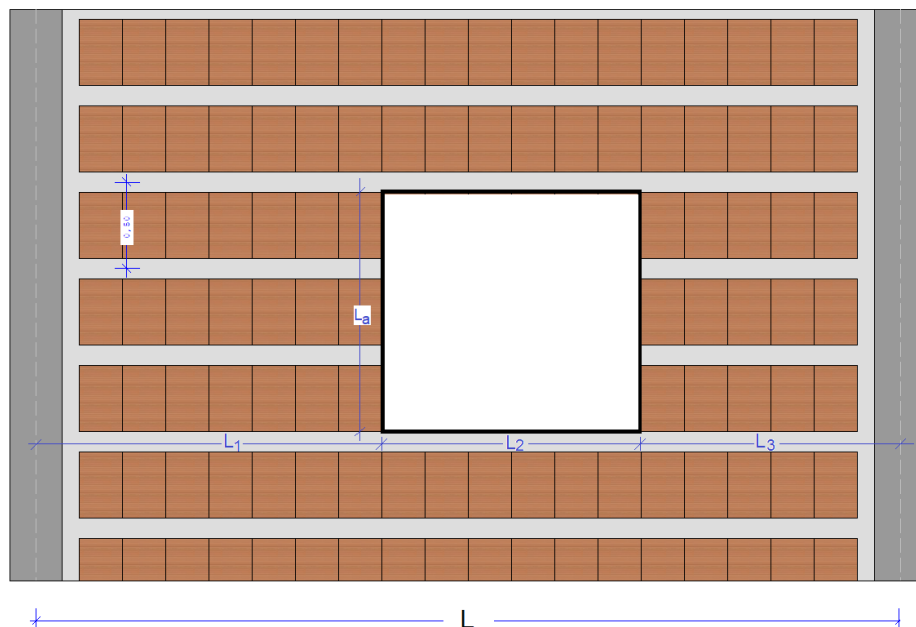


FORO SU SOLAIO IN C.A.



1. SOLAIO IN C.A. E LATERIZI DA REALIZZARE

Calcolo di un solaio in c.a. in cui si prevede in fase progettuale che sia presente un foro

[Verifica Travi trasversali di collegamento](#)

[Calcolo armatura Solaio](#)

[Calcolo armatura Travetti di Bordo Foro](#)

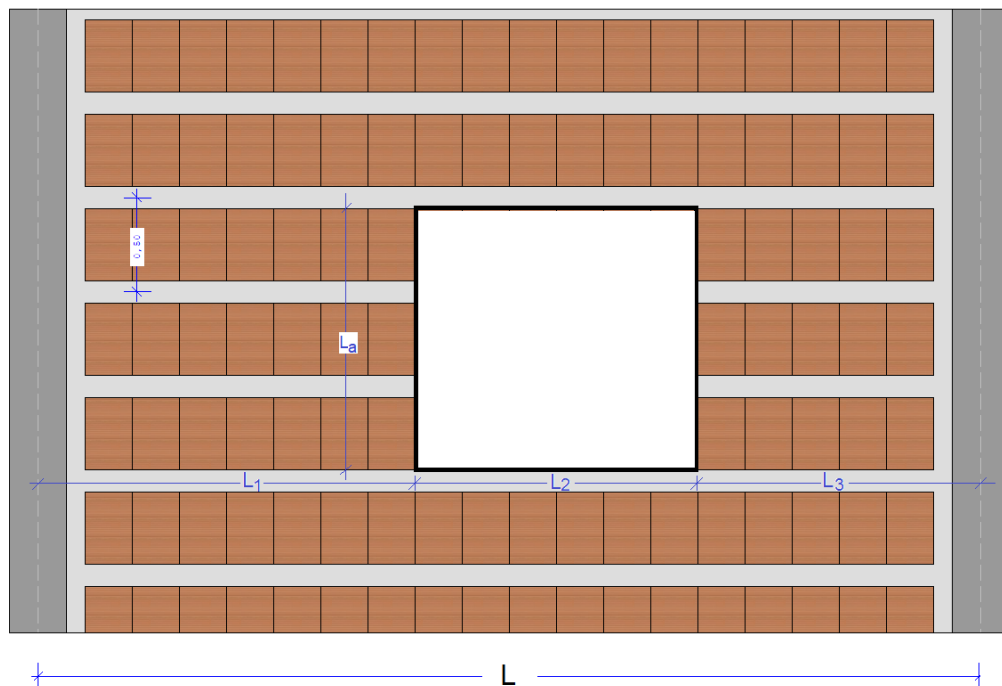
2. SOLAIO IN C.A. E LATERIZI ESISTENTE

Calcolo di un solaio in c.a. esistente in cui si prevede di dover realizzare un foro

[Relazione di Calcolo](#)

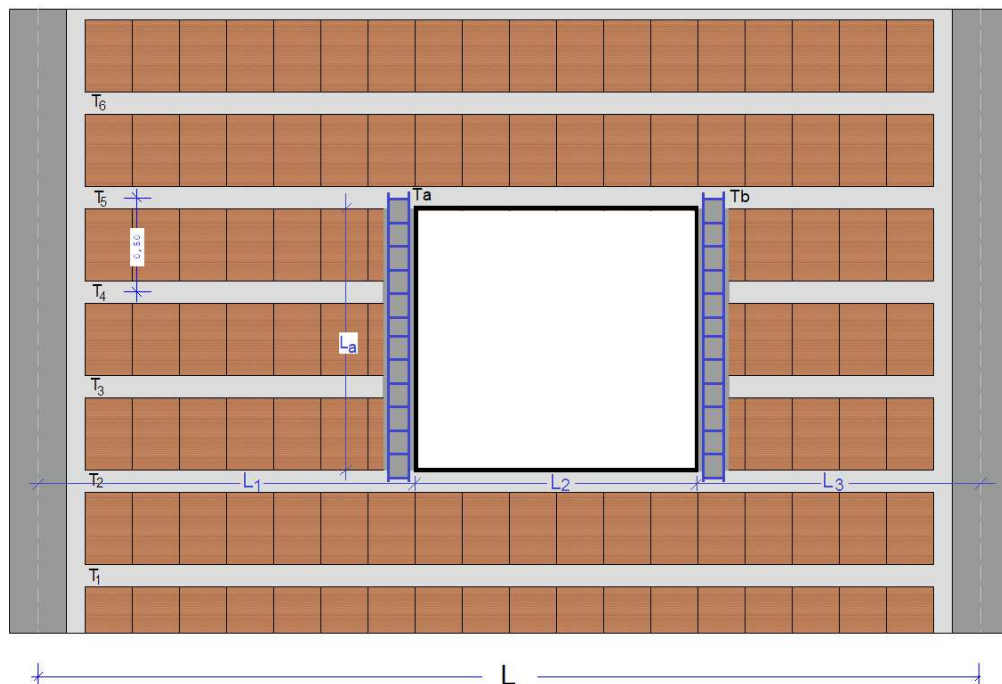
1 SOLAIO IN C.A. E LATERIZI DA REALIZZARE

Nel caso in cui si debba realizzare un solaio in c.a. e laterizi con un foro di dimensioni $L_2 \times L_a$,



si osservi che alcuni travetti non poggeranno sulle travi perimetrali, pertanto è necessario realizzare delle travi trasversali che trasferiscano il carico ai travetti di bordo del foro.

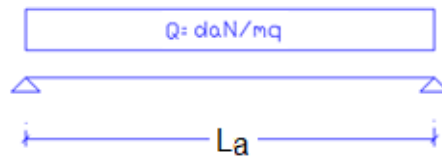
Nel caso in figura, ad es., è necessario realizzare le travi trasversali T_a T_b affinché i travetti T_3 e T_4 trasferiscano il carico ai travetti T_2 e T_5 .



Detto Q il carico a mq. che grava sul solaio, l'armatura posta nei travetti T_5 e T_2 deve essere verificata tenendo conto che sugli stessi oltre al carico Q gravano due forze F pari alla reazione vincolare delle travi T_a e T_b .

1.1. VERIFICA TRAVI TRASVERSALI DI COLLEGAMENTO

Scelto il tipo di vincolo agli estremi, si calcolano le sollecitazioni cui è sottoposta la trave trasversale, ad es. se si considera la trave appoggiata-appoggiata:



si ha:

$$q = Q \cdot L_1/2 \quad [daN/m]$$

$$M = \frac{q \cdot L_a^2}{8} \quad [daNm]$$

$$R = T = \frac{q \cdot L_a}{2} \quad [daN]$$

Ipotizzando che $Q=500daN/mq$, $L_1=2,00m > L_3$ e che la trave trasversale abbia le seguenti dimensioni e le seguenti armature

$L_a = 1,50 m$

$B = 15$

$H = 20$

$A_s = A's = 226 mm^2 (2\phi 12)$

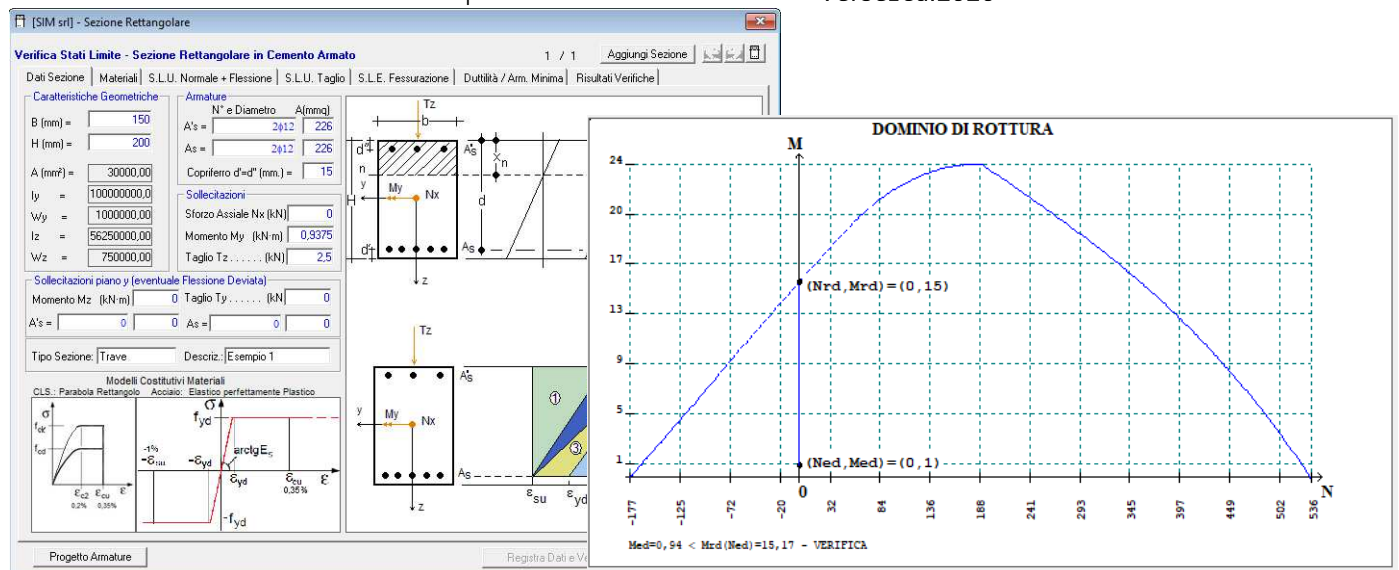
Risulta:

$$q = 500 \cdot 2,00/2 = 500,00 daN/m$$

$$M = 500,00 \cdot 1,50^2/8 = 140,63 daNm$$

$$T = 500,00 \cdot 1,50/2 = 375,00 daN$$

Per la verifica della trave trasversale si può utilizzare il software Free VerSezCa.2020 :



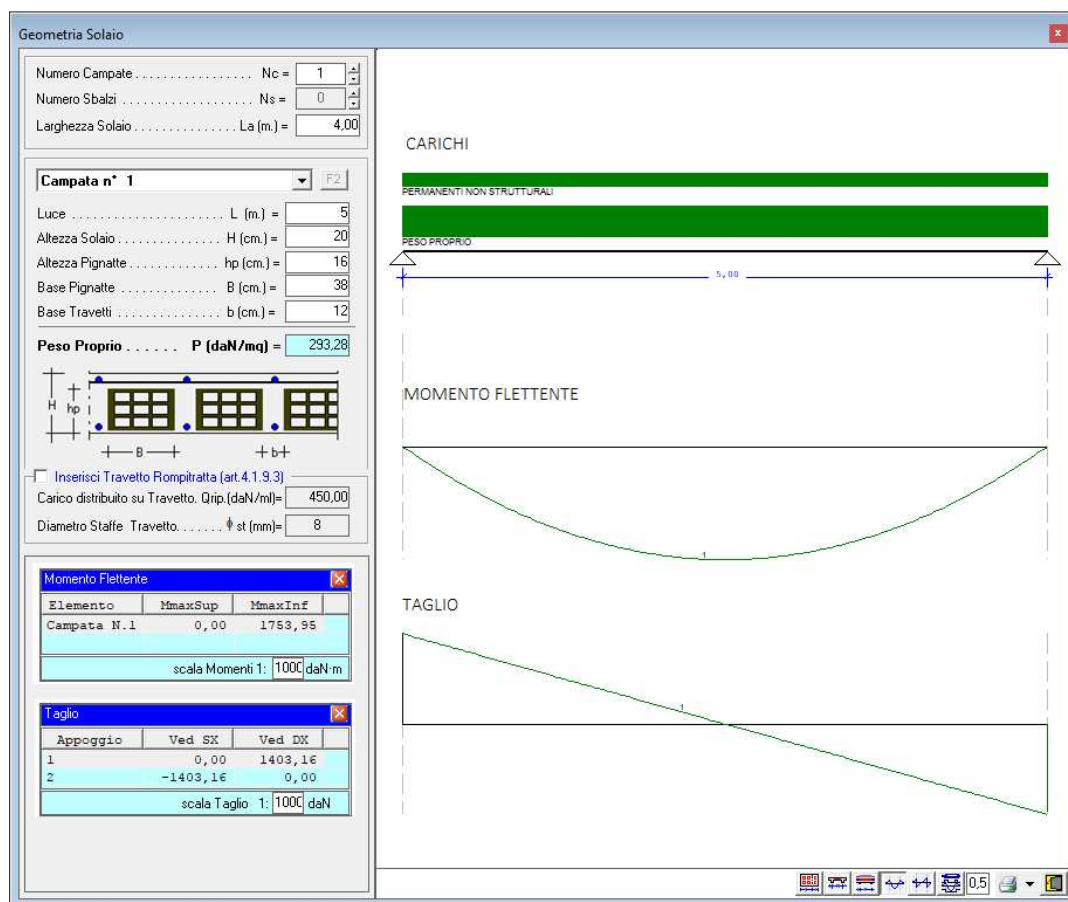
Sez. N.	B (mm)	H (mm)	Descrizione	A_s (mmq)	A' s (mmq)
1	150	200	Esempio 1	226 (2φ12)	226 (2φ12)
N_x (kN)	My (kN·m)	Tz (kN)	Mrd (kN·m)	f st./passo	Vrd (kN)
0,00	0,94	2,50	15,17	8 / 140	46,78
			0,062 < 1		0,053 < 1
					Verifica

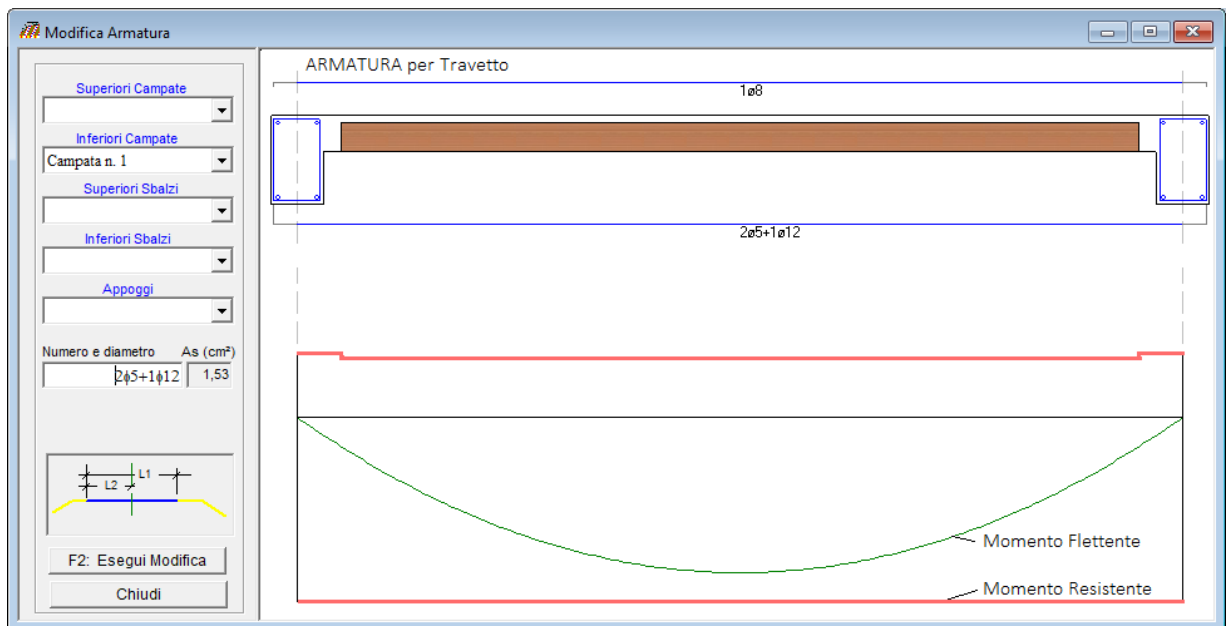
Verifica Fessurazione	ε _{sm} = 0,000071	Δ _{sm} = 59,8673	W _k = 0,007 < W _{lim.}	Verifica
-----------------------	----------------------------	---------------------------	--	----------

1.2. CALCOLO ARMATURA SOLAIO

Per il calcolo dell'armatura da disporre nei travetti (diversi da T2 e T5) è possibile usare il software **SolaiCa.2018** il quale, assegnate dimensioni e carichi ci fornisce

- sollecitazioni
- armatura minima per travetto (modificabile dall'utente)
- tensioni
- ecc.



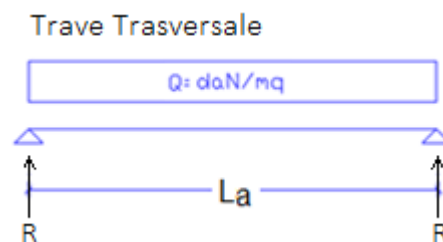


1.3. CALCOLO ARMATURA TRAVETTI DI BORDO FORO

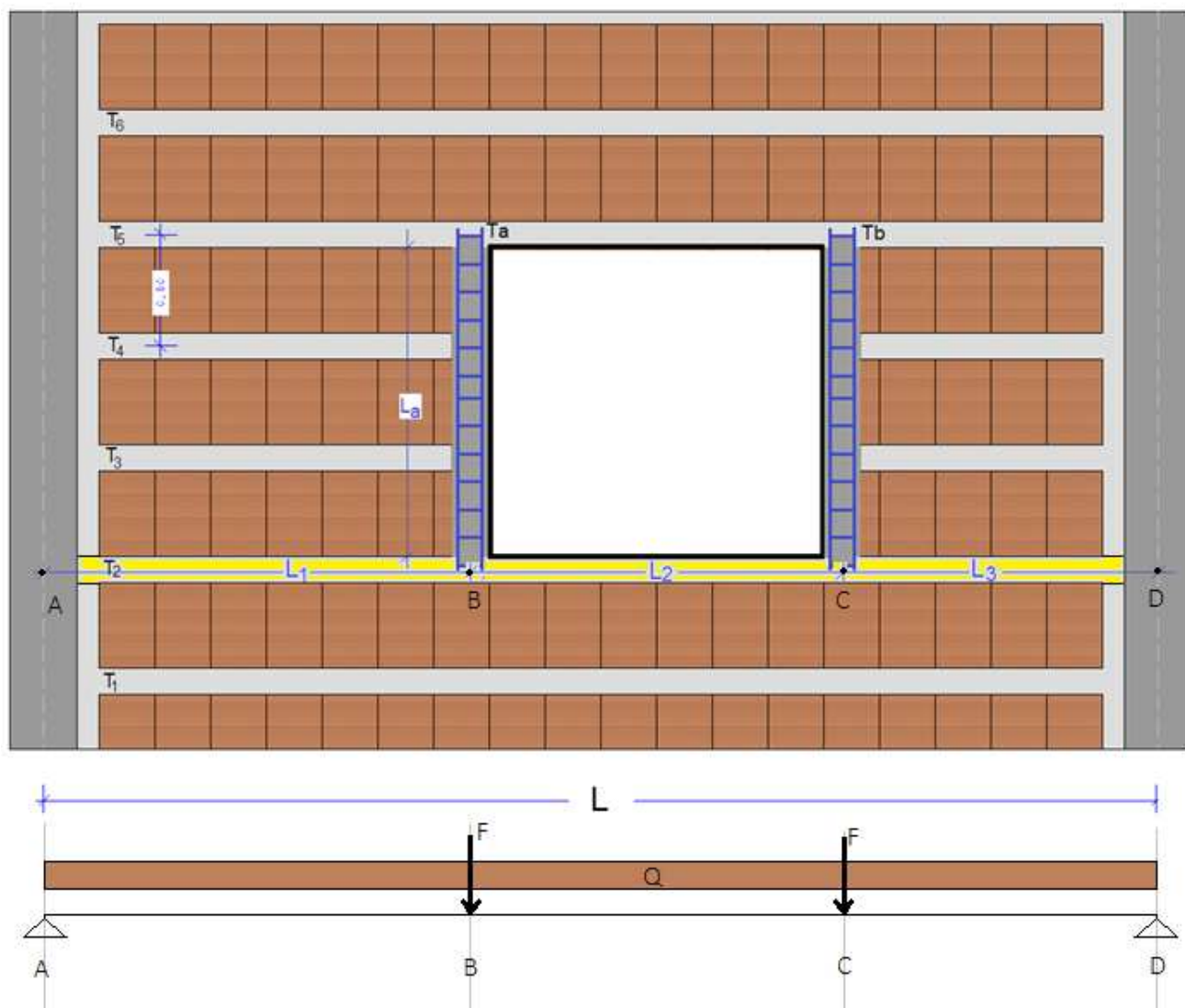
Come detto, l'armatura posta nei travetti T5 e T2 (di bordo foro) deve essere verificata tenendo conto che sugli stessi oltre al carico Q gravano i carichi trasferiti dalle travi trasversali.

Per l'esempio in esame, risultando

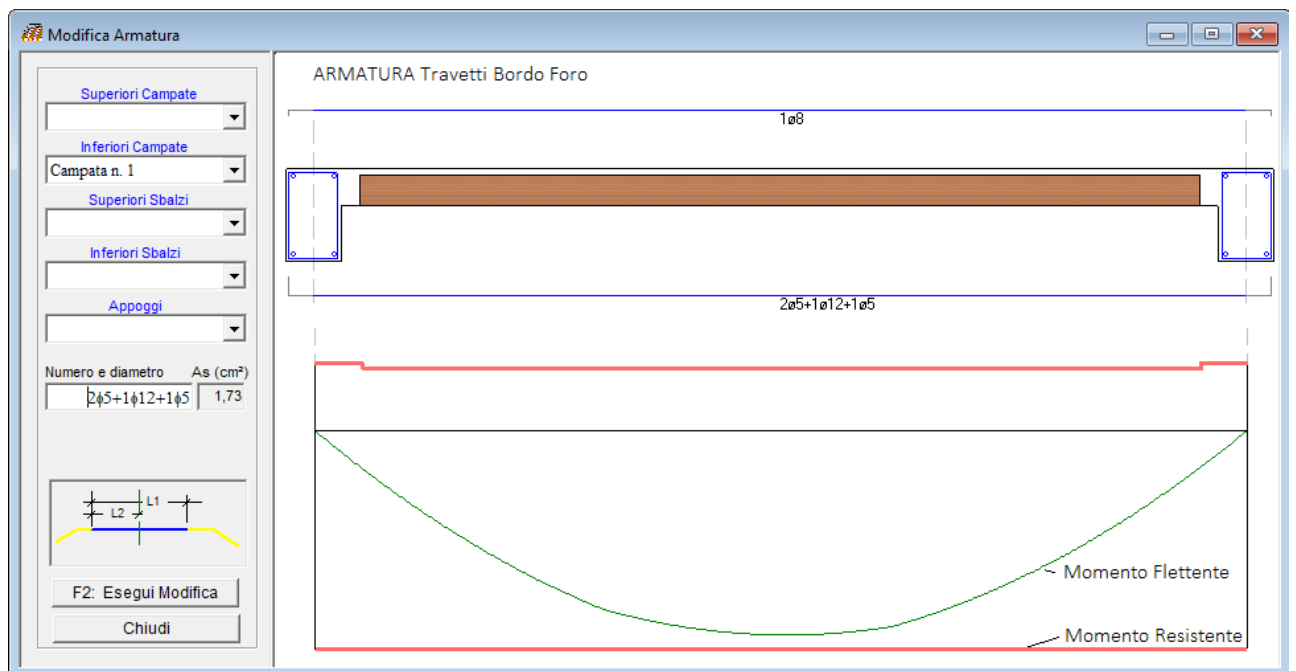
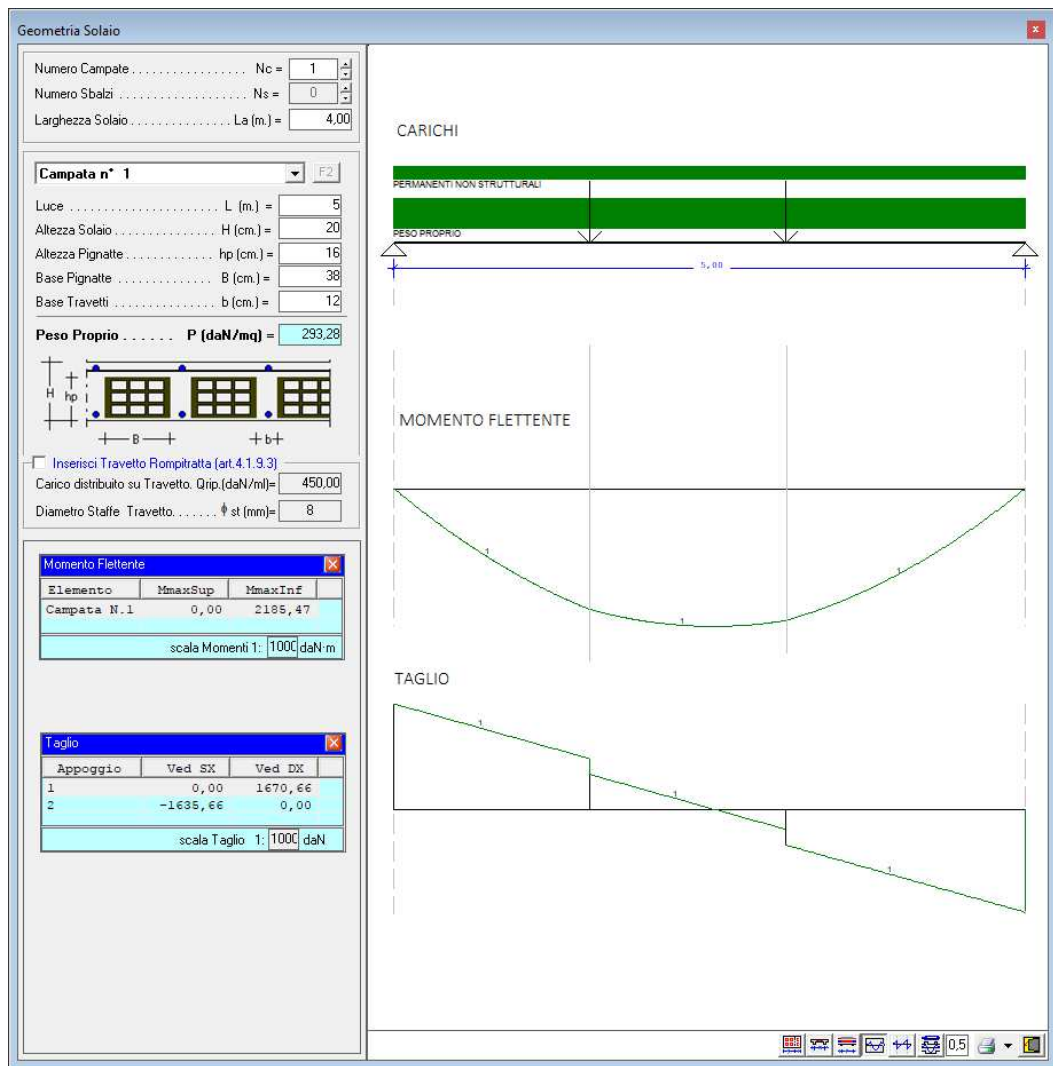
$$F = R = 250,00 \text{ daN}$$



Si studia il solaio su cui oltre al carico distribuito Q si hanno due forze concentrate F applicate nei punti B e C



Utilizzando il software **SolaiCa.2018** si ottiene:

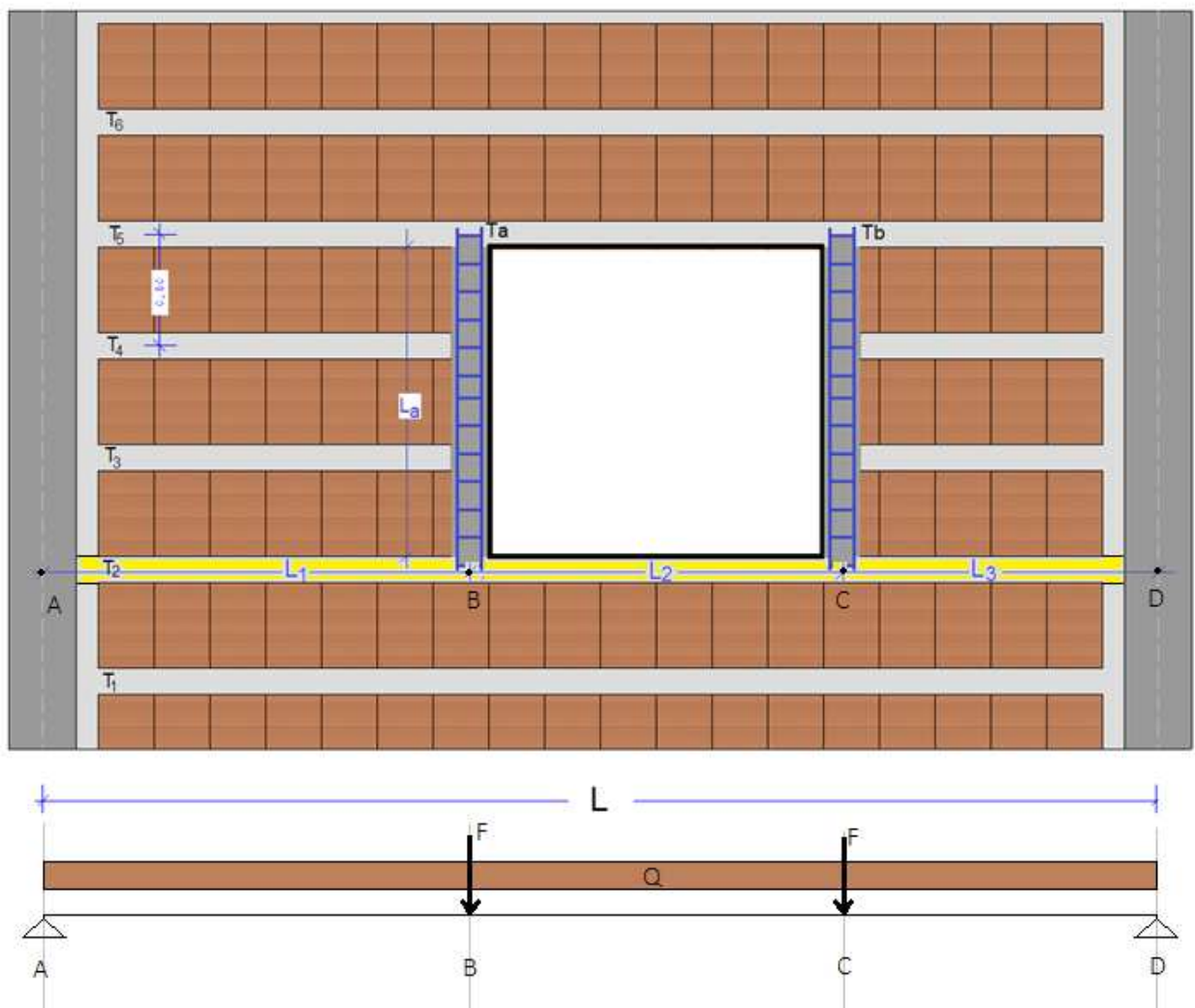


2 SOLAIO IN C.A. E LATERIZI ESISTENTE

Nel caso in cui si debba realizzare un foro in un solaio esistente in c.a. e laterizi, il procedimento è analogo al caso di [nuovo solaio con foro](#), ma occorre tenere presente che:

- Calcestruzzo e tipo di acciaio sono quelli usati all'epoca della costruzione e devono essere caratterizzati con prove sui materiali;
- Le armature nei travetti sono già presenti e devono essere individuate in diametro e numero;

Oltre a dover dimensionare le travi trasversali (T_a e T_b) occorre verificare che l'armatura presente nei travetti di bordo (T_2 e T_5) sia idonea a sopportare i nuovi carichi che a seguito del taglio eseguito vengono trasmessi nei punti B e C.



Supponendo che

- il calcestruzzo sia di classe C25/30 con Resistenza Caratteristica pari a $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- l'acciaio sia di classe FeB38K contr. con Resistenza a Trazione pari a $f_{yk} = 160 \text{ N/mm}^2$
- che in ogni travetto si abbia la seguente armatura:
Arm. Inferiore $2\phi 5 + 2\phi 14$ ($A_S = 3,48 \text{ cm}^2$)
Arm. Superiore $1\phi 8$ ($A_S = 0,50 \text{ cm}^2$)

Per prima cosa, si dimensionano le Travi Trasversali, quindi si esegue la verifica del solaio con applicato oltre al carico Q anche le forze F.

2.1. RELAZIONE DI CALCOLO

PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli di verifica eseguiti sul fabbricato esistente sito a _____ in Via _____ N. _____ nel quale in corrispondenza del solaio di interpiano si deve realizzare un foro .

In particolare, i calcoli appresso descritti sono stati effettuati al fine di dimostrare la sicurezza del fabbricato rispetto alle sollecitazioni cui sarà sottoposto in fase di esercizio e la rispondenza alla normativa vigente.

L.02.02. '74, n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

D.M. 17.01.2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni";

Circolare 21.01.2019 N.7 CSLP: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Come si evince dalla relazione tecnica allegata e dal progetto architettonico, dal punto di vista strutturale le opere da realizzare consistono in:

- realizzazione di un foro nel solaio esistente (di copertura del piano terzo - calpestio piano quarto) del diametro di ml. 1.30, all'interno del quale si deve posizionare una scala a chiocciola autoportante, che consenta di collegare i due piani dell'edificio.

Il progetto e la valutazione della sicurezza è riferito alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente , non si sono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti

ANALISI STORICO-CRITICA

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente, non avendo a disposizione gli esecutivi di cantiere risalenti all'epoca di costruzione del fabbricato, si è proceduto ad un dettagliato rilievo geometrico strutturale.

Il rilievo è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, evidenziando la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costruttivi.

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Da un attento ed esteso esame del fabbricato, è stato possibile effettuare una completa ed esaustiva indagine visiva dei dettagli costruttivi, che può riassumersi in:

- a) le pareti verticali risultano tra loro ammassate efficientemente;
- b) non si sono evinti dei segni di dissesto strutturali e/ lesioni, in generale l'opera trovasi in buono stato di conservazione e non si sono evidenziati cedimenti, e/o segni macroscopici generali;

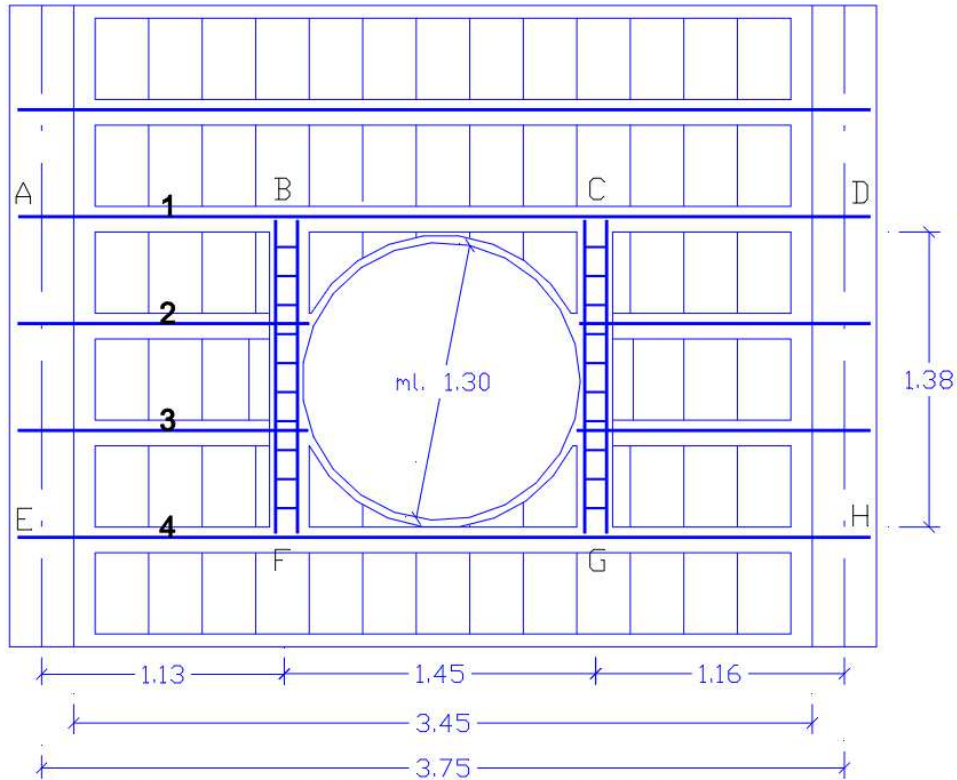
LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate , poiché è stato effettuato il rilievo geometrico, sono state effettuate delle verifiche estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e sono

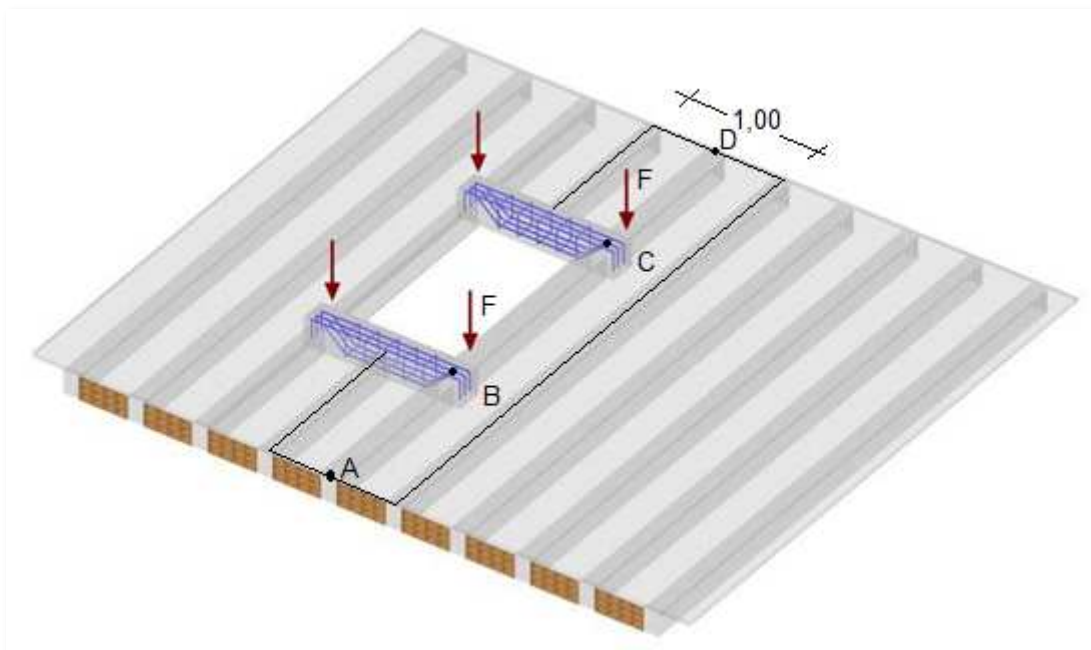
state effettuate indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali, si può assumere un livello di conoscenza pari ad LC2 cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1,20$.

VERIFICA APERTURA VANO SOLAIO

Come si evince dagli esecutivi di cantiere allegati, il foro da realizzare sul solaio interessa il taglio di due travetti



Tale taglio comporta un trasferimento dei carichi supportati dai travetti interni (N.2 e N.3) ai travetti posti sul bordo del foro (N.4 e N.5) mediante un cordolo di cerchiatura C-G.



ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI:

Travetti	: 0,12 x 0,16 x 2,0 x 2500,00		=	96,00	daN/mq
Pignatte	: 0,38 x 0,16 x 2,0 x 800,00		=	97,28	"
Caldana	: 0,04 x 1,00 x 1,00 x 2500,00		=	100,00	"

$$G1 = 293,28 \text{ daN/mq}$$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Intonaco (1,5cm)		=	30,00	daN/mq
Malta di allettamento (3,0cm)		=	50,00	"
Pavimento in ceramica, gres, graniglia		=	40,00	"

$$G2 = 120,00 \text{ daN/mq}$$

SOVRACCARICHI:

A - Ambienti ad uso residenziale		Qk1=	200,00	daN/mq
----------------------------------	-----------	------	--------	--------

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U.

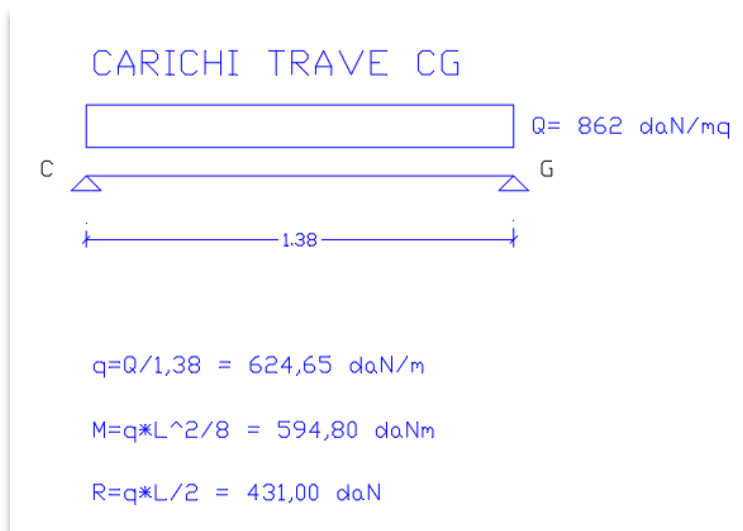
N.Cmb.	Carico Distribuito	q (daN/mq)
1	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot [Q_{k1}]$	861,26
2	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2$	389,28
3	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot [Q_{k1}]$	861,26

Per la verifica dei travetti di bordo si considera a vantaggio di sicurezza un carico distribuito sul solaio pari a:

$$Q = 862,00 \text{ daN/mq}$$

Il carico lineare trasmesso al cordolo C-G è pari a:

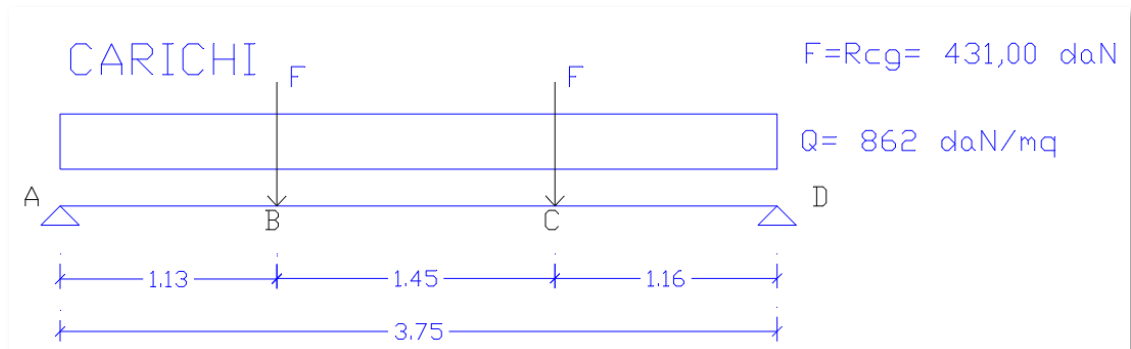
$$q = Q/L_t = 862/1,38 = 624,65 \text{ daN/m}$$



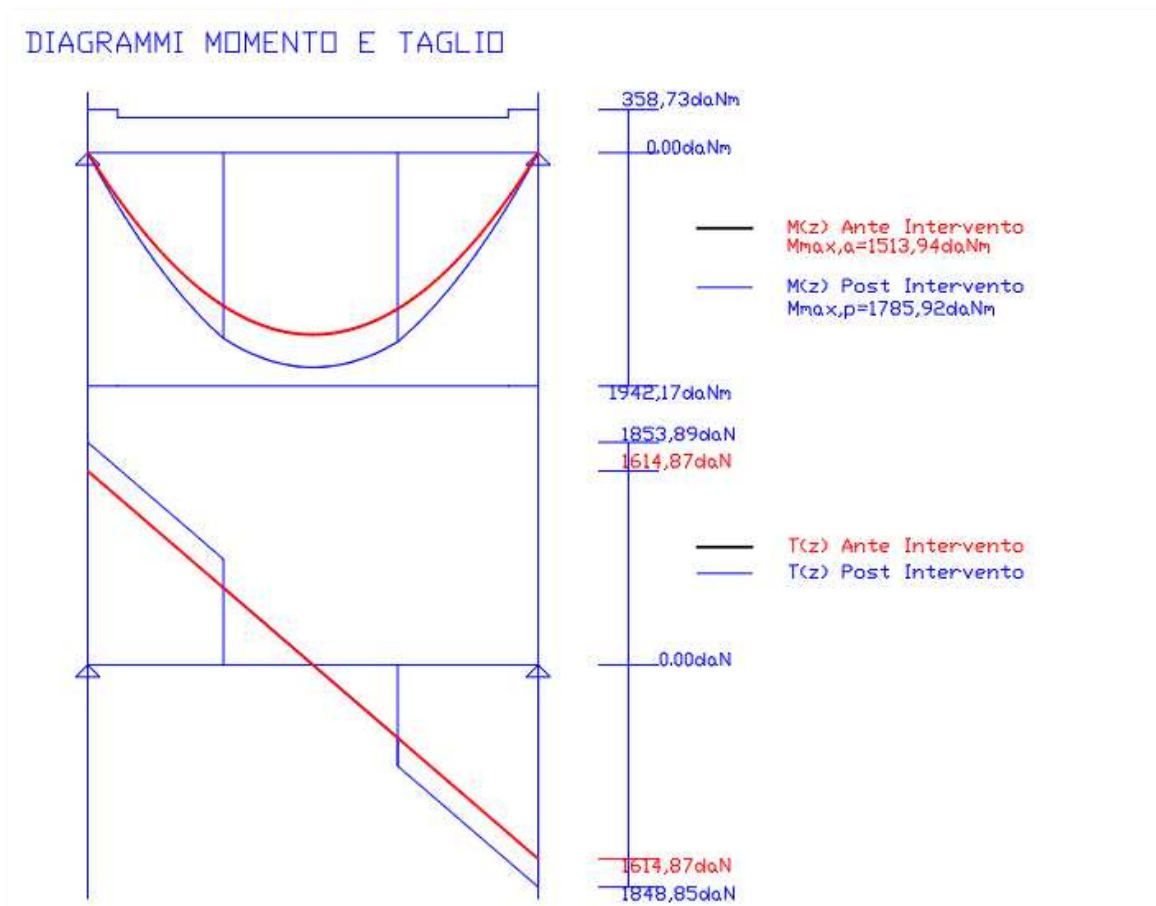
Pertanto il carico trasmesso dal cordolo ai travetti di bordo, nei punti C e G è pari a:

$$F = R = 431,00 \text{ daN}$$

Nelle pagine seguenti , si riporta il calcolo del solaio nello stato Ante Intervento soggetto al solo carico Q, e nello stato Post intervento soggetto oltre che al carico Q anche ai due carichi nodali F



Come si evince dai tabulati di calcolo e dai diagrammi delle sollecitazioni, i travetti di bordo foro sono soggetti alle seguenti sollecitazioni



Ed essendo

$$M_{res} = 1.942,17 \text{ daNm}$$

$$T_{res} = 9.044,20 \text{ daN}$$

Risulta:

$$M_{max} = 1785,92 \text{ daNm} < M_{res}$$

$$T_{max} = 1853,89 < T_{res}$$

– **Verifica**

– **Verifica**

CALCOLO SOLAIO – ANTE INTERVENTO

©SIM. Solai in c.a. e Laterizi Vers.ne 2018.1 # Licenza N.ro AC132624-GLZ0370-JD96 # ZAFONTE MARIO

PREMESSA

Il progetto e la verifica del 'Solaio in c.a. e laterizi' viene condotto nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi, ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali, nel rispetto della normativa vigente:

Legge n.64 - 02/02/1974

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M. 17/01/2018

Norme tecniche per le costruzioni.

Lo schema statico adottato è quello della trave continua su n appoggi.

METODO DI CALCOLO

Poiché nel solaio si ha una sola campata, è immediato il calcolo delle reazioni vincolari, (mediante un'equazione di equilibrio alla traslazione verticale), e quindi possono subito determinarsi le leggi di variazione delle caratteristiche della sollecitazione, (momento flettente e taglio).

La verifica allo S.L.U. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 2.3 del D.M. 17/01/2018, adottando combinazioni del tipo (art.2.5.3):

$$q_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})] \quad (i=2,n)$$

e verificando che le tensioni indotte risultino inferiori alla resistenza di calcolo:

$$S_d < R_d$$

In particolare, per ogni condizione di carico, nelle sezioni maggiormente sollecitate viene eseguita la verifica a Flessione e Taglio.

La verifica agli S.L.E. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 4.1.2.2 del D.M. 17/01/2018,

In particolare, nel rispetto di quanto indicato nella Tabella 4.I.IV, di cui al D.M.2018, essendo le armature di tipo Ordinario (poco sensibile) si eseguirà la verifica allo Stato Limite di Apertura delle Fessure, considerando le seguenti combinazioni di Carico:

Combinazioni di Carico Frequenti:

$$q_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad (i=2,n)$$

Combinazioni di Carico Quasi Permanenti:

$$q_d = G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad (i=1,n)$$

Per la Condizione di Carico Frequente si verificherà che risulti:

$$\text{Ampiezza della fessura} \quad w_d < w_3 = 0,4\text{mm}$$

Per la condizione di carico Quasi Permanente si verificherà che risulti:

$$\text{Ampiezza della fessura} \quad w_d < w_2 = 0,3\text{mm}$$

Coefficienti Normativi relativi alle Azioni

Coefficiente Azioni Permanenti	:	γ_{g1} (Sfav.)=	1,30	γ_{g1} (Fav.)=	1,00
Coeff. Azioni Permanenti non strutturali	:	γ_{g2} (Sfav.)=	1,50	γ_{g2} (Fav.)=	0,80
Coefficiente Azioni Variabili	:	γ_q (Sfav.)=	1,50	γ_q (Fav.)=	0,00

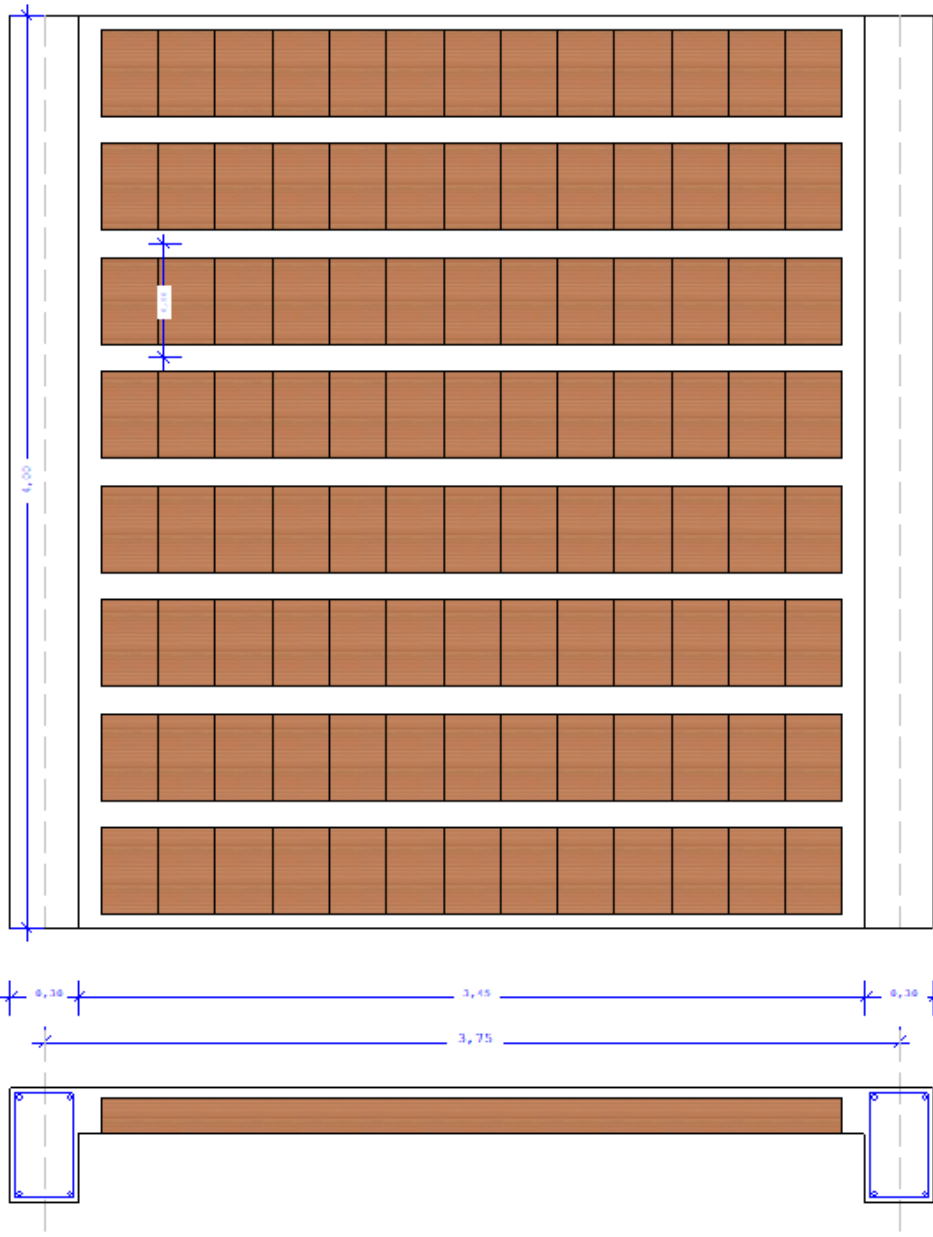
Coefficienti di Combinazione

Azione / Categoria: A - Ambienti ad uso residenziale

$\psi_{0i} = 0,70$; $\psi_{1i} = 0,50$; $\psi_{2i} = 0,30$

GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Luce Campata	:	3,75 m.
Larghezza Solaio	:	4,00 m.
Altezza solaio	:	20,00 cm.
Altezza pignatte	:	16,00 cm.
Spessore caldana	:	4,00 cm.
Base travetti	:	12,00 cm.
Base pignatte	:	38,00 cm.



CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo Classe	C20/25	
Resistenza Car. Cubica	$R_{ck} =$	25,00 N/mm ²
Resistenza Car. Cilindrica	$f_{ck} =$	20,75 N/mm²
Coeff. parziale di sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,50
Coeff. per effetti di Lungo Termine	$\alpha_{cc} =$	0,85
Valore Medio Resistenza compressione cls	$f_{cm} =$	28,75 N/mm ²
Valore Medio Resistenza trazione cls	$f_{ctm} =$	2,27 N/mm ²
Modulo Elastico cls	$E_c =$	30200,49 N/mm ²
Valore Caratter. Resistenza trazione	$f_{ctk,5\%} =$	1,59 N/mm ²
Valore Caratter. Resistenza trazione	$f_{ctk,95\%} =$	2,94 N/mm ²
Diagramma Calcolo Tensione-Deform. cls.:	Parabola Rettangolo (CEB)	
Deformazione limite elasto-plastico cls	$\epsilon_{c2} =$	0,20%
Deformazione Ultima cls	$\epsilon_{cu} =$	0,35%
Resistenza di Progetto a Compressione	$f_{cd} =$	11,76 N/mm ²
Resistenza di Progetto a Trazione	$f_{ctd} =$	1,06 N/mm ²
Acciaio Classe	B450C	
Resistenza Caratteristica	$f_{yk} =$	450,00 N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	2,80
Modulo Elastico acciaio	$E_s =$	210000,00 N/mm ²
Diagramma Calcolo Tensione-Deform. acciaio:	Elastico-Perf. Plastico	
Deformazione limite snervamento acciaio	$\epsilon_{yd} =$	0,08%
Deformazione Ultima acciaio	$\epsilon_{ud} =$	1,00%
Resistenza Progetto Trazione Acciaio	$f_{yd} =$	160,71 N/mm²
Copriferro	$d =$	2,00 cm
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15

ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI:

Travetti : 0,12 x 0,16 x 2,0 x 2500,00 = 96,00 daN/mq
Pignatte : 0,38 x 0,16 x 2,0 x 800,00 = 97,28 "
Caldana : 0,04 x 1,00 x 1,00 x 2500,00 = 100,00 "

G1 = 293,28 daN/mq

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Intonaco (1,5cm) = 30,00 daN/mq
Malta di allettamento (3,0cm) = 50,00 "
Pavimento in ceramica, gres, graniglia = 40,00 "

G2 = 120,00 daN/mq

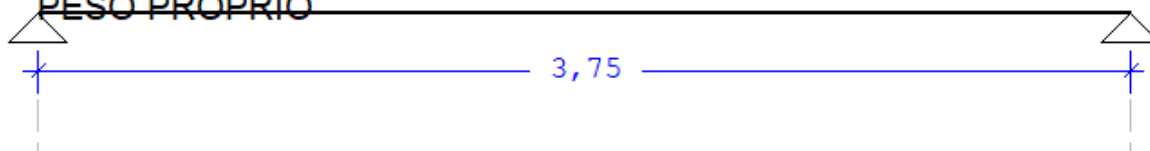
SOVRACCARICHI:

A - Ambienti ad uso residenziale Q_{k1}= 200,00 daN/mq

SOVRACCARICHI

PERMANENTI NON STRUTTURALI

PESO PROPRIO



CARICHI DISTRIB.(daN/mq)	Campata N.1
PESO PROPRIO	293,28
PERM. NON STR.	120,00
SOVRACCARICHI	200,00

VERIFICHE ALLO S.L.U.COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U.

N.Cmb.	Carico Distribuito	q (daN/mq)
1	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot [Q_{k1}]$	861,26
2	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2$	389,28
3	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot [Q_{k1}]$	861,26

RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	1614,87	1614,87
	2	0,00	-1614,87	0,00	1614,87
2	1	0,00	0,00	729,90	729,90
	2	0,00	-729,90	0,00	729,90
3	1	0,00	0,00	1614,87	1614,87
	2	0,00	-1614,87	0,00	1614,87

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	0,00 <= z <= 3,75	$-430,63z^2 + 1614,87z$	$-861,26z + 1614,87$
2	Campata	0,00 <= z <= 3,75	$-194,64z^2 + 729,9z$	$-389,28z + 729,9$
3	Campata	0,00 <= z <= 3,75	$-430,63z^2 + 1614,87z$	$-861,26z + 1614,87$

ARMATURE PER TRAVETTO

ELEMENTO (N.)	TRATTO (m.)	BASE CLS. (cm.)	ARMATURE	
			SUPERIORI	INFERIORI
Campata N. 1	0,00 <= z <= 0,25	100,00	1ø8	2ø5+2ø14
	0,25 <= z <= 3,50	24,00	1ø8	2ø5+2ø14
	3,50 <= z <= 3,75	100,00	1ø8	2ø5+2ø14

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO TESO	Med (daN·m)	Ved (daN)	Armatura (cmq)		Mrd (daN·m)	Vrd (daN)	Verifica	
					Sup.	Inf.			Med/Mrd	Ved/Vrd
Campata N. 1	0 < z < 0,25	sup.	0,00	1614,87	1,00	6,96	358,73	9044,20	0,00 VER.	0,18 VER.
		inf.	376,80	"	"	"	1942,17	"	0,19 VER.	"
	0,25 < z < 3,5	sup.	0,00	1399,55	1,00	6,96	292,96	3492,83	0,00 VER.	0,40 VER.
		inf.	1513,94	"	"	"	1942,17	"	0,78 VER.	"
	3,5 < z < 3,75	sup.	0,00	-1614,87	1,00	6,96	358,73	9044,20	0,00 VER.	0,18 VER.
		inf.	376,80	"	"	"	1942,17	"	0,19 VER.	"

VERIFICHE ALLO S.L.E. - Apertura Fessure

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. (frequente)

N.Cmb.	Carico Distribuito	q (daN/mq)
1	$G_1+G_2+\psi_{11}\cdot Q_{k1}$	513,28
2	G_1+G_2	413,28
3	$G_1+G_2+\psi_{11}\cdot Q_{k1}$	513,28

RISULTATI DI CALCOLO S.L.E. (frequente)

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	962,40	962,40
	2	0,00	-962,40	0,00	962,40
2	1	0,00	0,00	774,90	774,90
	2	0,00	-774,90	0,00	774,90
3	1	0,00	0,00	962,40	962,40
	2	0,00	-962,40	0,00	962,40

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	$0,00 \leq z \leq 3,75$	$-256,64z^2+962,4z$	$-513,28z+962,4$
2	Campata	$0,00 \leq z \leq 3,75$	$-206,64z^2+774,9z$	$-413,28z+774,9$
3	Campata	$0,00 \leq z \leq 3,75$	$-256,64z^2+962,4z$	$-513,28z+962,4$

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. (quasi permanente)

N.Cmb.	Carico Distribuito	q (daN/mq)
1	$G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}$	473,28
2	G_1+G_2	413,28
3	$G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}$	473,28

RISULTATI DI CALCOLO S.L.E. (quasi permanente)

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	887,40	887,40
	2	0,00	-887,40	0,00	887,40
2	1	0,00	0,00	774,90	774,90
	2	0,00	-774,90	0,00	774,90
3	1	0,00	0,00	887,40	887,40
	2	0,00	-887,40	0,00	887,40

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	$0,00 \leq z \leq 3,75$	$-236,64z^2+887,4z$	$-473,28z+887,4$
2	Campata	$0,00 \leq z \leq 3,75$	$-206,64z^2+774,9z$	$-413,28z+774,9$
3	Campata	$0,00 \leq z \leq 3,75$	$-236,64z^2+887,4z$	$-473,28z+887,4$

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.E. (Apertura Fessure)

Combinazioni di Carico Frequenti

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO TESO	Med (daN·m)	Armatura (cmq)		Verifica ϵ_{sm}	Wlim. = 0.4 mm Δ_{sm}	Wk (mm)
				Sup.	Inf.			
Campata N. 1	0,00<z< 0,25	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	139,907	0,000 mm VER.
		inf.	224,56	"	"	0,0000566	139,91	0,013 mm VER.
	0,25<z< 3,50	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	58,370	0,000 mm VER.
		inf.	902,25	"	"	0,0002752	58,37	0,027 mm VER.
	3,50<z< 3,75	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	97,090	0,000 mm VER.
		inf.	224,56	"	"	0,0000566	139,91	0,013 mm VER.

Combinazioni di Carico Quasi Permanenti

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO TESO	Med (daN·m)	Armatura (cmq)		Verifica ϵ_{sm}	Wlim. = 0.3 mm Δ_{sm}	Wk (mm)
				Sup.	Inf.			
Campata N. 1	0,00<z< 0,25	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	139,907	0,000 mm VER.
		inf.	207,06	"	"	0,0000522	139,91	0,012 mm VER.
	0,25<z< 3,50	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	58,370	0,000 mm VER.
		inf.	831,94	"	"	0,0002437	58,37	0,024 mm VER.
	3,50<z< 3,75	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	139,907	0,000 mm VER.
		inf.	207,06	"	"	0,0000522	139,91	0,012 mm VER.

ARMATURA DI RIPARTIZIONE

Area armatura longitudinale max: $A_s = 6,96 \text{ cm}^2$
 Area armatura di ripartizione : $A_{sr} > 20\% A_s = 1,39 \text{ cm}^2/\text{m}$

Dispongo: $\varnothing 8/20 \text{ cm}$ ($A_{sr} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$)

VERIFICA PER SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

Ai sensi di quanto indicato al P.to 3.1.4 del D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le costruzioni', si verifica che i carichi verticali concentrati Q_k risultino inferiori alla Resistenza a Punzonamento della soletta:

$$V_{rp} = 0.5 \cdot u \cdot s \cdot f_{ctd}$$

CAMPATA

Carico concentrato: $Q_k = 200,00 \text{ daN}$
 Spessore Caldana : $s = 4,00 \text{ cm}$
 Impronta di applicazione del sovraccarico = $5 \times 5 \text{ cm}$
 Perimetro della porzione caricata $u = 4 \cdot 5 = 20,00 \text{ cm}$

$Q_k = 200,00 \text{ daN} < V_{rp} = 424,00 \text{ daN}$ - VERIFICA

CALCOLO SOLAIO – POST INTERVENTO

©SIM. Solai in c.a. e Laterizi Vers.ne 2018.1 # Licenza N.ro AC132624-GLZ0370-JD96 # ZAFONTE MARIO

GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Luce Campata	:	3,75 m.
Larghezza Solaio	:	4,00 m.
Altezza solaio	:	20,00 cm.
Altezza pignatte	:	16,00 cm.
Spessore caldana	:	4,00 cm.
Base travetti	:	12,00 cm.
Base pignatte	:	38,00 cm.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo Classe	C20/25
Resistenza Car. Cubica	$R_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza Car. Cilindrica	$f_{ck} = 20,75 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza cls	$\gamma_c = 1,50$
Coeff. per effetti di Lungo Termine	$\alpha_{cc} = 0,85$
Valore Medio Resistenza compressione cls	$f_{cm} = 28,75 \text{ N/mm}^2$
Valore Medio Resistenza trazione cls	$f_{ctm} = 2,27 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico cls	$E_c = 30200,49 \text{ N/mm}^2$
Valore Caratter. Resistenza trazione	$f_{ctk,5\%} = 1,59 \text{ N/mm}^2$
Valore Caratter. Resistenza trazione	$f_{ctk,95\%} = 2,94 \text{ N/mm}^2$
Diagramma Calcolo Tensione-Deform. cls.:	Parabola Rettangolo (CEB)
Deformazione limite elasto-plastico cls	$\epsilon_{c2} = 0,20\%$
Deformazione Ultima cls	$\epsilon_{cu} = 0,35\%$
Resistenza di Progetto a Compressione	$f_{cd} = 11,76 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di Progetto a Trazione	$f_{ctd} = 1,06 \text{ N/mm}^2$
Acciaio Classe	B450C
Resistenza Caratteristica	$f_{yk} = 450,00 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 2,80$
Modulo Elastico acciaio	$E_s = 210000,00 \text{ N/mm}^2$
Diagramma Calcolo Tensione-Deform. acciaio:	Elastico-Perf.Plastico
Deformazione limite snervamento acciaio	$\epsilon_{yd} = 0,08\%$
Deformazione Ultima acciaio	$\epsilon_{ud} = 1,00\%$
Resistenza Progetto Trazione Acciaio	$f_{yd} = 160,71 \text{ N/mm}^2$
Copriferro	$d = 2,00 \text{ cm}$
Coefficiente di omogeneizzazione	$n = 15$

ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI:

Travetti : 0,12 x 0,16 x 2,0 x 2500,00 = 96,00 daN/mq
Pignatte : 0,38 x 0,16 x 2,0 x 800,00 = 97,28 "
Caldana : 0,04 x 1,00 x 1,00 x 2500,00 = 100,00 "

G1 = 293,28 daN/mq

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Intonaco (1,5cm) = 30,00 daN/mq
Malta di allettamento (3,0cm) = 50,00 "
Pavimento in ceramica, gres, graniglia = 40,00 "

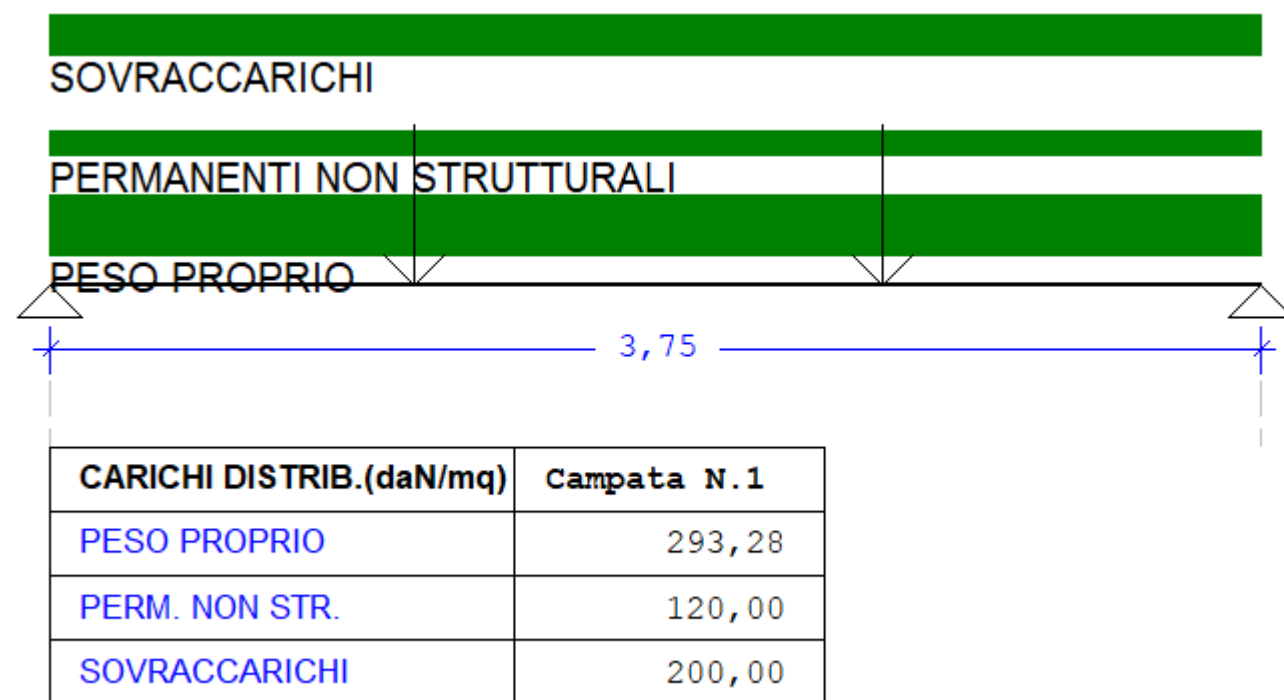
G2 = 120,00 daN/mq

SOVRACCARICHI:

A - Ambienti ad uso residenziale Q_{k1} = 200,00 daN/mq

Forza concentrata n. 1 : 236,50 daN
Distanza estremo sinistro : 1,13 m.

Forza concentrata n. 2 : 236,50 daN
Distanza estremo sinistro : 2,58 m.



VERIFICHE ALLO S.L.U.

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U.

N.Cmb.	Carico Distribuito	q (daN/mq)
1	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot [Q_{k1}]$	861,26

RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	1853,89	1853,89
	2	0,00	-1848,85	0,00	1848,85

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	0,00 <= z <= 1,13	$-430,63z^2 + 1853,89z$	$-861,26z + 1853,89$
		1,13 <= z <= 2,58	$-430,63z^2 + 1617,39z + 267,25$	$-861,26z + 1617,39$
		2,58 <= z <= 3,75	$-430,63z^2 + 1380,89z + 877,42$	$-861,26z + 1380,89$

ARMATURE PER TRAVETTO

ELEMENTO (N.)	TRATTO (m.)	BASE CLS. (cm.)	ARMATURE	
			SUPERIORI	INFERIORI
Campata N. 1	0,00 <= z <= 0,25	100,00	1ø8	2ø5+2ø14
	0,25 <= z <= 3,50	24,00	1ø8	2ø5+2ø14
	3,50 <= z <= 3,75	100,00	1ø8	2ø5+2ø14

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO TESO	Med (daN·m)	Ved (daN)	Armatura (cmq)		Mrd (daN·m)	Vrd (daN)	Verifica	
					Sup.	Inf.			Med/Mrd	Ved/Vrd
Campata N. 1	0 < z < 0,25	sup.	0,00	1853,89	1,00	6,96	358,73	9044,20	0,00 VER.	0,20 VER.
		inf.	436,56	"	"	"	1942,17	"	0,22 VER.	"
	0,25 < z < 3,5	sup.	0,00	1638,58	1,00	6,96	292,96	3492,83	0,00 VER.	0,47 VER.
		inf.	1785,92	"	"	"	1942,17	"	0,92 VER.	"
	3,5 < z < 3,75	sup.	0,00	-1848,85	1,00	6,96	358,73	9044,20	0,00 VER.	0,20 VER.
		inf.	435,30	"	"	"	1942,17	"	0,22 VER.	"

VERIFICHE ALLO S.L.E. - Apertura FessureCOMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. (frequente)

N.Cmb.	Carico Distribuito	q (daN/mq)
1	$G_1+G_2+\Psi_{11}\cdot Q_{k1}$	513,28

RISULTATI DI CALCOLO S.L.E. (frequente)REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	1201,42	1201,42
	2	0,00	-1196,38	0,00	1196,38

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	0,00 <= z <= 1,13	$-256,64z^2+1201,42z$	$-513,28z+1201,42$
		1,13 <= z <= 2,58	$-256,64z^2+964,92z+267,25$	$-513,28z+964,92$
		2,58 <= z <= 3,75	$-256,64z^2+728,42z+877,42$	$-513,28z+728,42$

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. (quasi permanente)

N.Cmb.	Carico Distribuito	q (daN/mq)
1	$G_1+G_2+\Psi_{21}\cdot Q_{k1}$	473,28

RISULTATI DI CALCOLO S.L.E. (quasi permanente)REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	1126,42	1126,42
	2	0,00	-1121,38	0,00	1121,38

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	0,00 <= z <= 1,13	$-236,64z^2+1126,42z$	$-473,28z+1126,42$
		1,13 <= z <= 2,58	$-236,64z^2+889,92z+267,25$	$-473,28z+889,92$
		2,58 <= z <= 3,75	$-236,64z^2+653,42z+877,42$	$-473,28z+653,42$

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.E. (Apertura Fessure)

Combinazioni di Carico Frequenti

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO TESO	Med (daN·m)	Armatura (cmq) Sup.	Inf.	Verifica ϵ_{sm}	Wlim. = 0.4 mm Δ_{sm}	Wk (mm)
Campata N. 1	0,00<z< 0,25	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	139,907	0,000 mm VER.
		inf.	284,32	"	"	0,0000716	139,91	0,017 mm VER.
	0,25<z< 3,50	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	58,370	0,000 mm VER.
		inf.	1174,23	"	"	0,0003975	58,37	0,039 mm VER.
	3,50<z< 3,75	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	139,907	0,000 mm VER.
		inf.	283,05	"	"	0,0000713	139,91	0,017 mm VER.

Combinazioni di Carico Quasi Permanenti

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO TESO	Med (daN·m)	Armatura (cmq)		Verifica		Wlim. = 0.3 mm	
				Sup.	Inf.	ϵ_{sm}	Δ_{sm}	Wk (mm)	
Campata N. 1	0,00<z< 0,25	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	139,907	0,000 mm	VER.
		inf.	266,82	"	"	0,0000672	139,91	0,016 mm	VER.
	0,25<z< 3,50	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	58,370	0,000 mm	VER.
		inf.	1103,92	"	"	0,0003659	58,37	0,036 mm	VER.
	3,50<z< 3,75	sup.	0,00	1,00	6,96	0,0000000	97,090	0,000 mm	VER.
		inf.	265,55	"	"	0,0000669	139,91	0,016 mm	VER.

ARMATURA DI RIPARTIZIONE

Area armatura longitudinale max: $A_s = 6,96 \text{ cm}^2$

Area armatura di ripartizione : $A_{sr} > 20\% A_s = 1,39 \text{ cm}^2/\text{m}$

Dispongo: $\varnothing 8/20 \text{ cm}$ ($A_{sr} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$)

VERIFICA PER SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

Ai sensi di quanto indicato al P.to 3.1.4 del D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le costruzioni, si verifica che i carichi verticali concentrati Q_k risultino inferiori alla Resistenza a Punzonamento della soletta:

$$V_{rp} = 0.5 \cdot u \cdot s \cdot f_{ctd}$$

CAMPATA

Carico concentrato: $Q_k = 200,00 \text{ daN}$
 Spessore Caldana : $s = 4,00 \text{ cm}$
 Impronta di applicazione del sovraccarico = $5 \times 5 \text{ cm}$
 Perimetro della porzione caricata $u = 4 \cdot 5 = 20,00 \text{ cm}$

$Q_k = 200,00 \text{ daN} < V_{rp} = 424,00 \text{ daN}$ - VERIFICA