

COMUNE DI CASINA

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

LOCALITÀ	CAPOLUOGO
COMMITTENTE	COMUNE DI CASINA
OGGETTO	COSTRUZIONE NUOVA PALESTRA

RELAZIONE di CALCOLO sulle STRUTTURE PARTE 1

Studio Tecnico Ing. Gabriele Gaspari

Piazza Amendola, 16
42030 VILLA MINOZZO (R.E.)
Tel. e fax. 0522 801628
e-mail: gaspariegigli@gmail.com

IL TECNICO

2.2

ANALISI DEI CARICHI

COPERTURA in LEGNO

CARICHI PERMANENTI:

Isolante	10,00 daN/mq
Impermeabilizzazione	5,00 daN/mq
Listelli	10,00 daN/mq
Doppio Tavolato	30,00 daN/mq
Peso proprio travetti	48,00 daN/mq

$$G_1 = 103,00 \text{ daN/mq}$$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Manto di Copertura	$G_2 = 50,00 \text{ daN/mq}$
--------------------	-----------	------------------------------

CARICO NEVE:

ZONA Im	as= 565 m.	CE=1,00	Ct=1,00	$\mu=0,80$	
	$0,80 \cdot [1,35 \cdot [1 + (565/602^2)]] \cdot 1,00 \cdot 1,00$				$Q_{k1} = 203,00 \text{ daN/mq}$

SOLAIO AL PIANO

CARICHI PERMANENTI:

Peso proprio solaio (Predalle 4+24+4)	380,00 daN/mq
Intonaco (1,5cm)	30,00 daN/mq

$$G_1 = 410,00 \text{ daN/mq}$$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Tramezzatura	80,00 daN/mq
Pavimentazione	40,00 daN/mq
Sottofondo (0.05 · 1600)	80,00 daN/mq

$$G_2 = 200,00 \text{ daN/mq}$$

<u>CARICHI VARIABILI:</u>	$Q_{k1} = 500,00 \text{ daN/mq}$
---------------------------	-----------	----------------------------------

SCALA C.A.

CARICHI PERMANENTI:

Peso proprio (15 cm)	$G_1 = 375,00 \text{ daN/mq}$
----------------------	-----------	-------------------------------

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Falsi gradini	60,00 daN/mq
Gradini	50,00 daN/mq

$$G_2 = 110,00 \text{ daN/mq}$$

<u>CARICHI VARIABILI:</u>	$Q_{k1} = 500,00 \text{ daN/mq}$
---------------------------	-----------	----------------------------------

SCALA IN ACCIAIO

CARICHI PERMANENTI:

Media e piccola orditura $G_1 = 120,00 \text{ daN/mq}$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Gradini in grigliato metallico $G_2 = 30,00 \text{ daN/mq}$

CARICHI VARIABILI: $Q_{k1} = 500,00 \text{ daN/mq}$

TAMPONATURA PIANO TERRA

Intonaco (0.03*2.70*2000)	162,00 daN/ml
Blocchi Laterizio leggero cm 25 (0.25*2.7*600)	405,00 "
Isolante (8+6 cm)	10,00 "
Intercapedine ventilata (profili sostegno pannelli cementizi)	20,00 "
Pannelli di rivestimento esterno(0.02*2.7*2000)	108,00 "

 $G_1 = 705,00 \text{ daN/ml}$

TAMPONATURA su TRAVI PIANO PRIMO

Intonaco (0.03*3.2*2000)	192,00 daN/ml
Blocchi Laterizio leggero cm 25 (0.25*3.2*600)	480,00 "
Isolante (8+6 cm)	12,00 "
Intercapedine ventilata (profili sostegno pannelli cementizi)	24,00 "
Pannelli di rivestimento esterno(0.02*3.2*2000)	128,00 "

 $G_1 = 836,00 \text{ daN/ml}$

PENSILINA IN ACCIAIO

CARICHI PERMANENTI:

Peso proprio $G_1 = 30,00 \text{ daN/mq}$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Copertura in lamierino $G_2 = 10,00 \text{ daN/mq}$

CARICO NEVE:

ZONA Im as= 565 m. CE=1,00 Ct=1,00 $\mu=0,80$
 $0,80 \cdot [1,35 \cdot [1 + (565/602^2)]] \cdot 1,00 \cdot 1,00$ $Q_{k1} = 203,00 \text{ daN/mq}$

TAMPONATURA SOTTO TRAVI INCLINATE

La tamponatura al piano primo ha le stesse caratteristiche del piano terra.

Il peso totale per ogni metro lineare di altezza vale pertanto $705/2.7 = 261 \text{ daN/mq}$

AZIONE del VENTO

L'azione del vento viene determinata con riferimento al D.M. 17/01/2018 e CNR-DT 207/2008

Quota $a_s =$	565	m s.l.m.	Inclinazione sull'orizzontale $\alpha =$	90 °
Altezza della Costruzione $z =$	11.30	m	Periodo di Ritorno $T_r =$	100
pendenza della copertura:	12.8 %		Inclinazione della copertura:	7.29°
Zona 2	Categoria di Esposizione III		$c_r =$	1.063

La velocità di riferimento V_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni

$$V_b = 25 \text{ m/s} \quad V_b(T_R) = c_r \cdot V_b = 27 \text{ m/s}$$

$$\text{La pressione cinetica di riferimento vale } q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot V_b(T_R)^2 = 441.4 \quad (3.3.4)$$

dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 daN/mc

$$\boxed{\text{La pressione del vento vale } P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \cdot c_r} \quad (3.3.2)$$

dove:

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al paragrafo 3.3.7

c_p è il coefficiente di forma

c_d è il coefficiente dinamico desunto in base al p.to 3.3.8. del DM 14/01/2008

c_r è il coefficiente di ritorno

Essendo $\phi < 0,5$ (CNR-DT/2008) ed il coefficiente di Topografia $c_t = 1$

Per il coefficiente di esposizione si ottiene $c_e = 2.22 \quad (3.3.5)$

Il coefficiente dinamico vale $c_d = 1$

Il coefficiente di ritorno vale $c_r = 1.063$

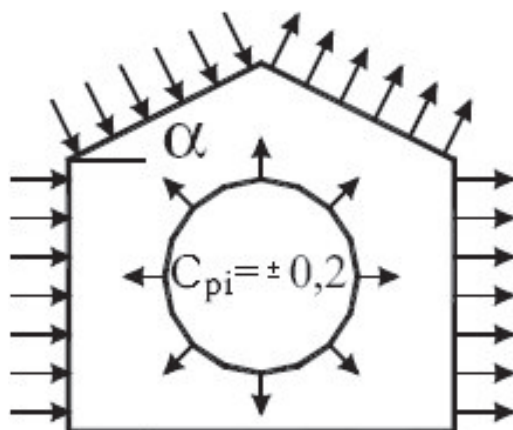
Per quanto riguarda il coefficiente di forma c_p l'edificio ha pareti con aperture di superficie <33% di quella totale per cui si assumono i seguenti valori:

$$c_{pe} = -0.4$$

$$q_{1e} = 39.2$$

$$c_{pe} = 0.8$$

$$q_{2e} = 78.4$$



$$c_{pe} = -0.4$$

$$q_{3e} = 39.2$$

$$c_{pe} = -0.4$$

$$q_{4e} = 39.2$$

$$c_{pi} = \pm 0.2$$

$$q_i = \pm 19.6$$

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
⊙	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona II 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.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona III 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, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

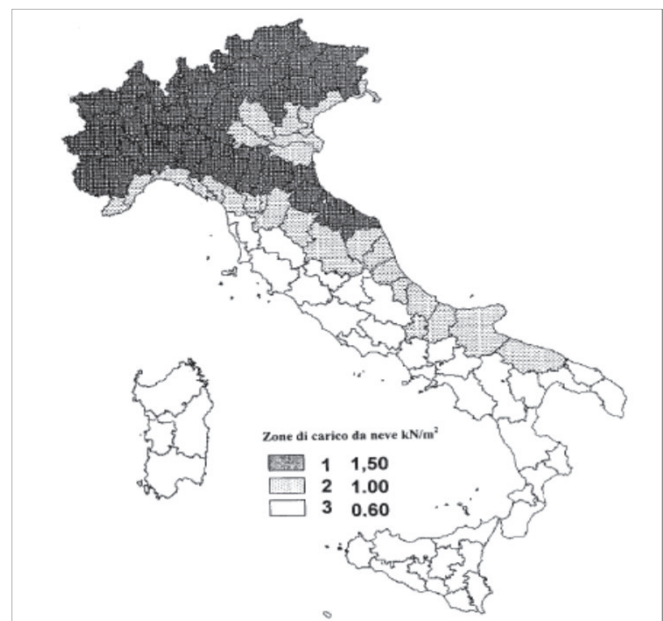
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	565
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	2.54

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 **$C_t = 1$** .



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

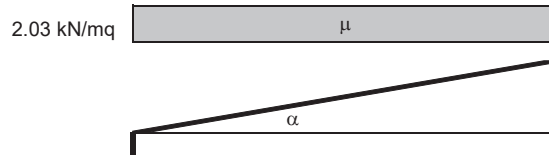
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	2.54
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	7.3
-----------------------------------	-----

μ	0.8
-------	-----



Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	32.6
b_2 [m]	14.1
h [m]	3
α [°]	0

l_s [m]	6
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

μ_s	0
---------	---

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$$

$(b_1 + b_2)/2h$	7.783
------------------	-------

$\gamma h/q_{sk}$	2.363
-------------------	-------

μ_w	2.363
---------	-------

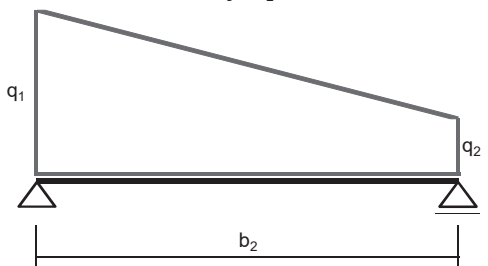
$$(0.8 \leq \mu_w \leq 4.0)$$

μ_2	2.363
---------	-------

l_s	<	b_2
-------	---	-------

Schemi di calcolo di riferimento

$$l_s \geq b_2$$



$$T_1$$

$$T_1 = b_2(2q_1 + q_2)/6$$

$$T_2 = b_2(q_1 + 2q_2)/6$$

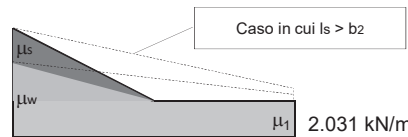
q_1	(kN/mq)	---
q_2	(kN/mq)	---
b_2	(m)	---

T_1	(kN/m)	---
T_2	(kN/m)	---

(Caso i) 2.031 kN/mq

μ_1	2.031 kN/mq
---------	-------------

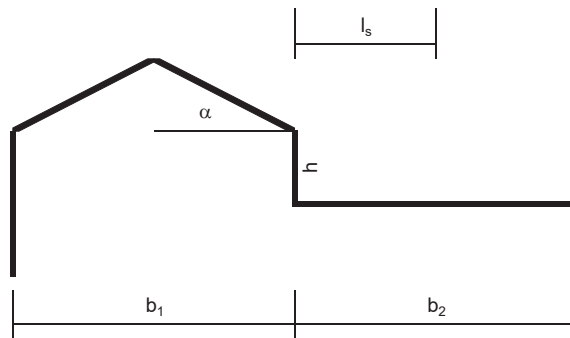
2.031 kN/mq



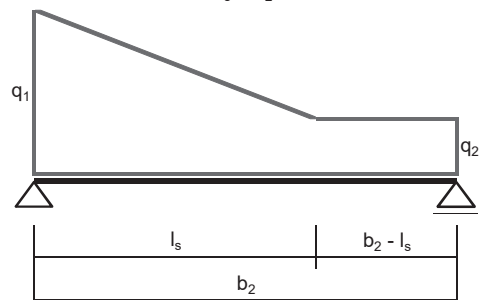
(Caso ii) 6.000 kN/mq

μ_1	2.031 kN/mq
---------	-------------

2.031 kN/mq



$$l_s < b_2$$



$$T_1$$

$$T_1 = l_s(q_1 - q_2)(b_2 - l_s)/3 + q_2 b_2/2$$

$$T_2 = l_s(q_1 - q_2)/2 + q_2 b_2 - T_1$$

q_1	(kN/mq)	6.000
q_2	(kN/mq)	2.031
b_2	(m)	14.1
l_s	(m)	6

T_1	(kN/m)	24.538
T_2	(kN/m)	16.010

CALCOLO DEL GIUNTO SISMICO

L'altezza massima alla quale i due edifici sono giuntati vale

$$H = 11.20 \text{ m}$$

Il giunto sismico è di cm 15

Con riferimento al p.to 7.2.1 delle N.T.C. 2018 "qualora non si

eseguano calcoli specifici lo spostamento massimo di una

costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100

dell'altezza della costruzione moltiplicato per $a_g/g \cdot S/0,5$ "

pertanto:

$$a_g/g \text{ [SLV]} = 0.2212$$

$$S_s = 1.37$$

$$S_t = 1.00$$

$$S = S_s \cdot S_t = 1.37$$

$$d'_{max} = 6.77 \text{ cm}$$

Per quanto riguarda il nuovo edificio:

NODO	U_{xmax}	Combinazione
643	1.62	SLV 26

NODO	U_{ymax}	Combinazione
643	0.75	SLV 22

La situazione più gravosa si ha quando i due edifici

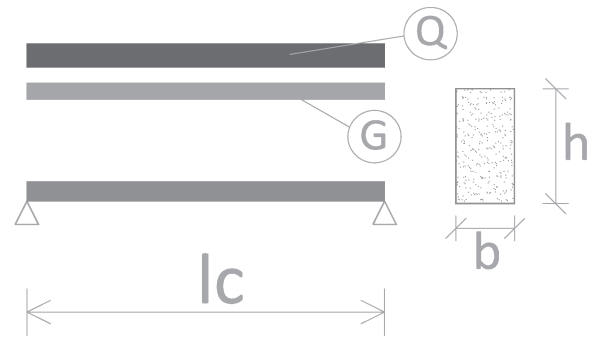
vibrano in controfase in direzione X

Quindi:

$$D_{max} = 6.77 + 1.62 = 8.39 \text{ cm} \text{ Minore del giunto sismico OK}$$

TRAVE 200 - 201

ANALISI DEI CARICHI			
CARICHI PERMANENTI			
$\gamma_G = 1,30$			
Solaio	(1,55 + 1,55)	5,00	7,75 KN/m
P. P. Trave	(0,40 * 0,32)	25,00	3,20 KN/m
Valore Caratteristico g_k			10,95 KN/m
Valore di Calcolo	$[g_d = g_k * \gamma_G]$		14,24 KN/m
CARICHI VARIABILI e PERMANENTI NON STRUTTURALI			
$\gamma_Q = 1,50$			
Solaio	(1,55 + 1,55)	7,00	10,85 KN/m
Valore Caratteristico g_k			10,85 KN/m
Valore di Calcolo	$[q_d = q_k * \gamma_Q]$		16,28 KN/m

NORMA DI RIFERIMENTO: DM 17.01.2018**Caratteristiche dei materiali****Calcestruzzo** $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $f_{cd} = 14,11 \text{ MPa}$ **Acciaio****B450C** $f_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$ 

Lc [cm]	b [cm]	h [cm]	Armatura Inferiore			Armatura Superiore			Staffe		
504	40	32	n° barre	ϕ	As [cm ²]	n° barre	ϕ	As [cm ²]	n° bracci	ϕ	passo
			6	16	12,06	6	16	12,06	2	8	20 cm

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO [slu]

$\gamma_c = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$

$q = (g_d + q_d) = 30,51 \text{ KN/m}$

CONDIZIONI di VINCOLO

☐ "Semincastro"; $M = q * l^2 / 12$ in campata e all'incastro☒ Semplice Appoggio; $M = q * l^2 / 8$ in campata

FLESSIONE						TAGLIO		$\cot(\theta) = 2,50$	
b [cm]	h [cm]	c [cm]	d [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	$V_{Rsd} =$	121,70 KN		
40	32	4,5	27,5	12,06	12,06	$V_{Rcd} =$	240,84 KN		
$M_{ud} = 96,88$		KN*m		$x = 6,22 \text{ cm}$		$V_{Rd} =$	121,70 KN		
$M_{rd} = 113,95$		KN*m		$M_{rd} > M_{ud}; \text{ OK}$		$V_{sdu} =$	76,89 KN		
$\epsilon_{c \text{ sup}} = 2,92 \text{ ‰}$		$\epsilon_{s \text{ inf}} = 10,00 \text{ ‰}$		$\epsilon'_{s \text{ sup}} = 0,81 \text{ ‰}$		$V_{rd} > V_{sdu}; \text{ OK}$			

VERIFICA DELLE TENSIONI ALLO STATO LIMITE di ESERCIZIO [sle]

$n = 15$

$x = 10,2 \text{ cm}$

$J = 74168 \text{ cm}^4$

Combinazione rara				Comb.ne quasi permanente			
$M = 69,22 \text{ KNm}$				$M = 55,44 \text{ KNm}$			
$Q_d = 21,80 \text{ KN/m}$				$\psi_2 = 0,6 \quad Q_d = 17,46 \text{ KN/m}$			
$\sigma_{camm} = 14,94 \text{ Mpa}$		$\sigma_{samm} = 360 \text{ Mpa}$		$\sigma_{camm} = 11,21 \text{ Mpa}$		$\sigma_{samm} = 360 \text{ Mpa}$	
$\sigma_c = 9,52 \text{ Mpa}$		$\sigma_s = 242 \text{ Mpa}$		$\sigma_c = 7,62 \text{ Mpa}$		$\sigma_s = 194 \text{ Mpa}$	
OK		OK		OK		OK	

VERIFICA A FESSURAZIONE

$n = 7$

Combinazione rara		Comb. quasi permanente		Combinazione frequente					
W_K	$W_{atteso} = 0,4$	W_K	$W_d = 0,3$	ψ_1	Q_d	M	W_K	$W_d = 0,4$	
0,13	mm OK	0,17	mm OK	0,7	18,55	58,88	0,18	mm OK	

SCALA IN C.A.

Gaspari e Gigli - Ingegneri

La scala sarà realizzata con una soletta in c.a. normale

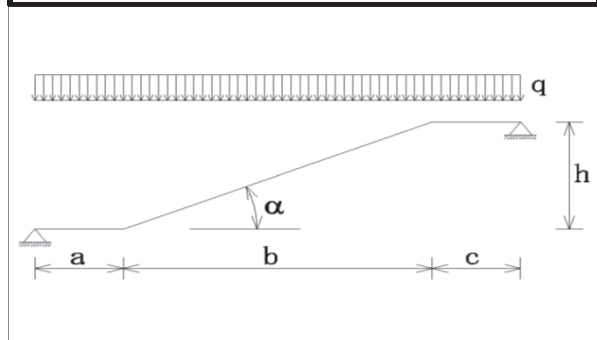
NORMA DI RIFERIMENTO: DM 17.01.2018

ANALISI DEI CARICHI

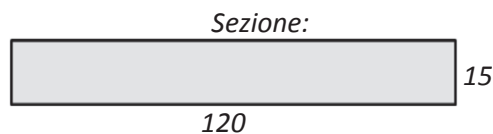
Var.li e Perm. Non Strutt.	$\gamma_G = 1,50$
Falsi gradini	0,60 KN/m ²
Gradini	0,50 KN/m ²
Carico variabile	4,00 KN/m ²
Valore Caratteristico g_k	5,10 KN/m ²
Valore di Calcolo $[g_d = g_k * \gamma_G]$	7,65 KN/m ²

Permanenti (Peso Proprio)	$\gamma_Q = 1,30$
Valore Caratteristico $q_k =$	3,75 KN/m ²
Valore di Calcolo $[q_d = q_k * \gamma_Q]$	4,88 KN/m ²

Caratteristiche dei materiali	
Calcestruzzo	Acciaio
$R_{ck} = 30$ MPa	B450C
$f_{cd} = 14,11$ MPa	$f_{yd} = 391,30$ MPa



$$\alpha = 28,47^\circ$$



$$\begin{aligned} a &= 1,20 \text{ m} & c &= 0,40 \text{ m} \\ b &= 3,43 \text{ m} & h &= 1,86 \text{ m} \end{aligned}$$

$$q = 15,03 \text{ KN/m}$$

Armatura Superiore			Armatura inferiore			c [cm]	d [cm]
n° barre	ϕ	A_s [cm ²]	n° barre	ϕ	A_s [cm ²]	4,5	11
14	12	15,83	14	12	15,83		

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO [slu]

$$\begin{aligned} \gamma_c &= 1,5 \\ \gamma_s &= 1,15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ud} &= 47,53 \text{ KN*m} \\ V_{sdu} &= 37,80 \text{ KN} \end{aligned}$$

Verifica a FLESSIONE					
b [cm]	h [cm]	c [cm]	d [cm]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
120	15	4,5	10,5	15,83	15,83
$M_{ud} =$	47,53	KN*m		$x =$	4,51 cm
$M_{rd} =$	53,35	KN*m	OK		
$\epsilon_c =$	3,50 ‰	$\epsilon_s =$	4,65 ‰	$\epsilon'_s =$	0,01 ‰

TAGLIO	
$V_{Rd} =$	95,28 KN
$V_{sdu} =$	37,80 KN
OK	

VERIFICA DELLE TENSIONI ALLO STATO LIMITE di ESERCIZIO [sle]

$$n = 15 \quad x = 4,7 \text{ cm} \quad J = 12150 \text{ cm}^4$$

Combinazione rara $M = 27,99$ KNm			Comb.ne quasi permanente $M = 23,25$ KNm		
$Q_d = 8,85$ KN/m			$\psi_2 = 0,6 \quad Q_d = 7,35$ KN/m		
$\sigma_{camm} = 14,94$ Mpa	$\sigma_{samm} = 360$ Mpa		$\sigma_{camm} = 11,21$ Mpa	$\sigma_{samm} = 360$ Mpa	
$\sigma_c = 10,83$ Mpa	$\sigma_s = 356$ Mpa		$\sigma_c = 8,99$ Mpa	$\sigma_s = 296$ Mpa	
OK	OK		OK	OK	

VERIFICA A FESSURAZIONE

$$n = 7$$

Combinazione rara		Comb. quasi permanente		Combinazione frequente			
W_K	$W_{atteso} = 0,4$	W_K	$W_d = 0,3$	ψ_1	Q_d	M	W_K
0,23	mm OK	0,19	mm OK	0,7	7,73	24,43	0,20
							mm OK

SBALZO IN C.A.

Gaspari e Gigli - Ingegneri

Lo sbalzo sarà realizzato con una soletta in c.a. normale

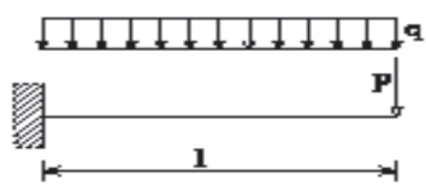
NORMA DI RIFERIMENTO: DM 17.01.2018

ANALISI DEI CARICHI

Var.li e Perm. Non Strutt.	$\gamma_G = 1,50$
Pavimentazione	0,40 KN/m ²
Sottofondo+Tramezze	1,60 KN/m ²
Carico variabile	5,00 KN/m ²
Valore Caratteristico g_k	7,00 KN/m ²
Valore di Calcolo [$g_d = g_k * \gamma_G$]	10,50 KN/m ²

Permanenti (Peso Proprio)	$\gamma_Q = 1,30$
Valore Caratteristico $q_k =$	5,00 KN/m ²
Valore di Calcolo [$q_d = q_k * \gamma_Q$]	6,50 KN/m ²

Caratteristiche dei materiali	
Calcestruzzo	Acciaio
$R_{ck} = 30$ MPa	B450C
$f_{cd} = 14,11$ MPa	$f_{yd} = 391,30$ MPa



$l = 1,55$ m

Sezione d'Incastro:

100	20
-----	----

Sezione Finale:

20	20
----	----

Armatura			c [cm]	d [cm]	
n° barre	ϕ	As [cm ²]	4,5	16	
7	12	7,92			ϕ 12 passo 14,3 cm

$q = 17,00$ KN/m

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO [slu]

$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$M_{ud} = 20,42$ KN*m	$V_{sd} = 26,35$ KN
------------------	-------------------	-----------------------	---------------------

Verifica a FLESSIONE					
b [cm]	h [cm]	c [cm]	d [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]
100	20	4,5	15,5	7,92	0,00
$M_{ud} =$	20,42	KN*m		$x =$	3,03 cm
$M_{rd} =$	44,39	KN*m	OK		
$\epsilon_c =$	2,43 ‰	$\epsilon_s =$	10,00 ‰	$\epsilon'_s =$	-1,18 ‰

TAGLIO	
$V_{Rd} =$	109,42 KN
$V_{sd} =$	26,35 KN
OK	

VERIFICA DELLE TENSIONI ALLO STATO LIMITE di ESERCIZIO [sle]

$n = 15$		$x = 5,00 \text{ cm}$		$J = 18098 \text{ cm}^4$	
Combinazione rara		M = 14,42 KNm		Comb.ne quasi permanente M = 12,01 KNm	
$Q_d = 12,00 \text{ KN/m}$				$\psi_2 = 0,6 \quad Q_d = 10 \text{ KN/m}$	
$\sigma_{camm} = 14,94 \text{ Mpa}$	$\sigma_{samm} = 360 \text{ Mpa}$	$\sigma_{camm} = 11,21 \text{ Mpa}$	$\sigma_{samm} = 360 \text{ Mpa}$		
$\sigma_c = 3,98 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 179 \text{ Mpa}$	$\sigma_c = 3,32 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 149 \text{ Mpa}$		
OK	OK	OK	OK		

VERIFICA A FESSURAZIONE

$n = 7$

Combinazione rara		Comb. quasi permanente		Combinazione frequente			
W_K	$W_{atteso} = 0,4$	W_K	$W_d = 0,3$	ψ_1	Q_d	M	W_K
0,11	mm OK	0,04	mm OK	0,7	10,50	12,61	0,06
							mm OK

UNIONE PIASTRA ACCIAIO - TRAVETTI LEGNO

Per bulloni aventi diametro $d \leq 30$ mm

Resistenza calcolata con la teoria di Johansen

☐ Singola Sez. Resis.te

☐ Doppia Sezione Resistente caso b

☒ Doppia Sezione Resistente caso c

Spessore t_1 (mm) 0

Spessore t_2 (mm) 160

Spessore s acciaio (mm) 10

Diametro Bullone (mm) 10

Diametro Rondella (mm) 30

Angolo fra Azione e fibratura 90

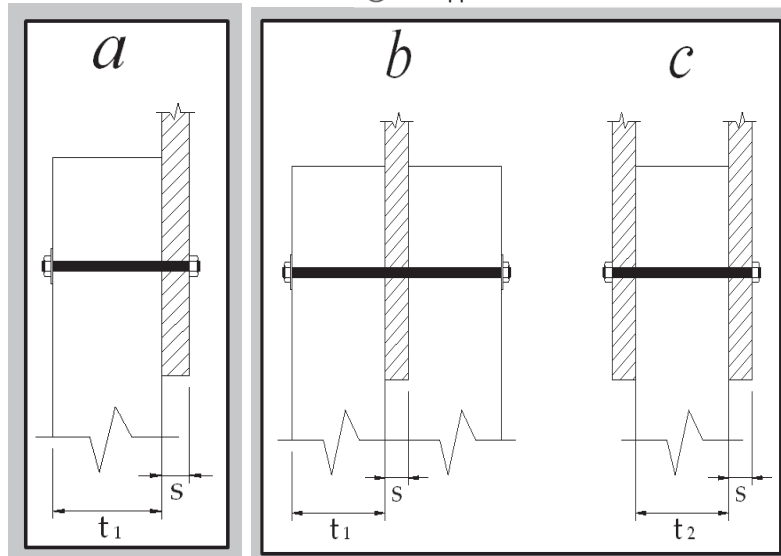
Resist. a traz. Acciaio f_u (N/mm²) 600

Classe di servizio: 1

Classe di durata del carico: Breve termine

$K_{mod} = 0,9$ $\gamma_m = 1,50$

Diametro massimo del foro (mm): 11



Tipo legno

☐ Conifere e Pioppo

☐ Latifoglie

☒ Lamellare Incollato

LEGNO LAMELLARE INCOLLATO

GL24 h

[N; mm]

$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$E, 0$	$E, 90$	G	Densità [daN/m ³]
24	19,20	0,50	21,50	2,50	3,50	11500	300	650	600

La Piastra è Intermedia

Contributo di resistenza ($F_{ax}K/4$) dovuto all'eventuale effetto tirante: 0,25

$f_{h,0,k}$	K_{90}	$f_{h,\alpha,k}$	ζ_b	$M_{y,Rk}$	$F_{ax,Rk,t1}$	$F_{ax,Rk,t2}$		
44,28	1,50	29,52	0,72	71659	4712,4	8835,7		

Resistenza caratteristica a taglio
per mezzo d'unione e per sezione
resistente [N]

Modo j	23616,0
Modo k	9350,1
Modo l	23616,0
Modo m	12787,4

Taglio Ultimo sul Collegamento $V_{ud} =$ 6,55 KN

Numero di bulloni // alla fibratura [fila] $n =$ 2

Interasse fra i bulloni // alla fibratura [mm] $a_1 =$ 80

Numero di file $n_{ef} =$ 1

$n_{ef} = 1,65$

**Valore Resistente di progetto a taglio per singolo elemento
di collegamento e per singola sezione resistente**

Taglio Resistente Caratteristico N 12787,4

Taglio Resistente di progetto N 7672,4

Modo di Rottura Interpolazione

Taglio Resistente di Progetto dell'Unione [KN]

12,68

OK

SPAZIATURE E DISTANZE MINIME

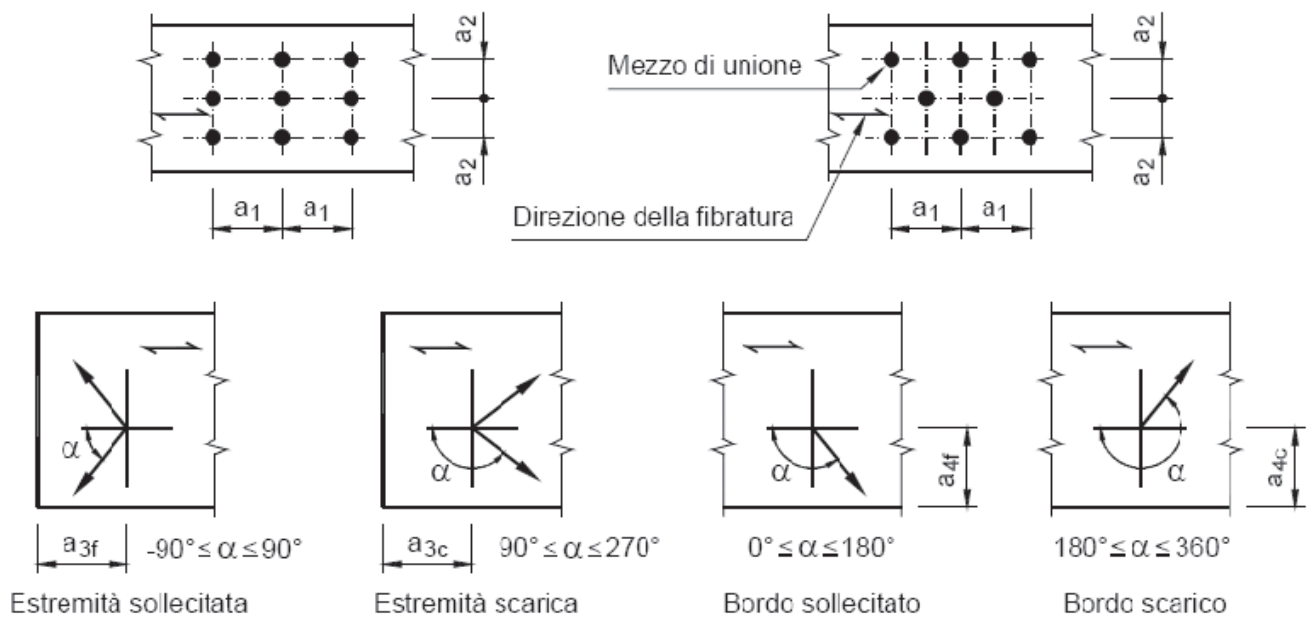


Figura 7-12 – Spaziature e distanze minime

<i>Interasse o distanza</i>	<i>Angolo α fra forza e direzione della fibratura</i>	<i>Interasse e distanze da bordi ed estremità, valori minimi [mm]</i>
a_1	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	40
a_2	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	40
$a_{3,f}$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	80
$a_{3,c}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	70
$a_{3,c}$	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	XXX
$a_{3,c}$	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	XXX
$a_{4,f}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	40
$a_{4,c}$	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	XXX

VERIFICA COLLEGAMENTO TRAVETTI LEGNO - TRAVE C.A.

Si esegue la verifica per l'Unione più sollecitata

NORMA DI RIFERIMENTO: D.M. 17.01.2018 e CNR-DT 206/2007

VERIFICA a TAGLIO VITE						
Il Collegamento verrà realizzato mediante Vite ad espansione nel Trave in c.a.			Caratteristiche Geometriche - Statiche			
			ϕ	n	Area	Av
			10	2	1,57	1,00
			mm	cm ²	cm ²	cm ²
Caratteristiche dei materiali			$\gamma_{M0} = 1,05$ VEd = 655 daN			
E	G	f _{yk}			f _{tk}	
210000	80769	275			430	
[N/mm ²]						
			Av = 1,00 cm ²			
La Verifica a taglio viene condotta in termini tensionali (Verifica Elastica) Formula 4.2.27						
$\tau_{Ed} = 655,00 \quad daN/cm^2$						
(4.2.27) $\frac{\tau_{Ed}}{f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0 = 0,36 \quad OK$						

VERIFICA MONTANTI IN LEGNO

NORMA DI RIFERIMENTO: DM 17.01.2018 - CNR-DT 206/2007

Carichi Permanenti Strutturali	
Peso Proprio Travetto	0.20 KN/m ²
Valore Caratteristico g_{1k}	0.20 KN/m ²
val. g_{1k} in proiezione	0.05 KN/m ²

Per sostenere i pannelli di tamponamento verranno predisposti dei montanti in legno di abete C22 sezione 10x20 cm ad interasse 60 cm ai quali verranno avvitati i pannelli stessi.

Carichi Permanenti Portati		
Isolante e Impermeabiliz.ne	0.15	KN/m ²
Pannello (3 cm)	0.48	
Valore Caratteristico g_{2k}	0.63	KN/m ²

Carichi Variabili	
Vento	0.78 KN/m ²

Dimensioni [cm]					
l_s	l_c	b	h	Wy-y	Wz-z
0.0	420.0	10.0	20.0	667	333
<input type="radio"/> Lamellare Incollato			<input checked="" type="radio"/> Conifere e Pioppo		<input type="radio"/> Latifoglie

CONIFERE E PIOPPO	C22
-------------------	-----

Classe di Servizio: 1

$\gamma_m = 1.50$

$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$E,0$	$E,90$	$E_{0,05}$	G	Densità
22.00	13.00	0.50	20.00	2.40	2.40	10000	330	6700	630	600
[N; mm]										[daN/m ³]

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO SLU										
Classe di durata del Carico:				Breve Durata		$K_{mod} = 0.9$				
Combinazione 1 - SLU1				VERIFICA A TAGLIO						
Pesi Strutt.li	Perm.ti Portati	Variabili	Qd [SLU1]	$V_{A,zd}$ KN	$V_{B,zd}$ KN	$V_{A,yd}$ KN	$V_{B,yd}$ KN	$\tau_{max,ud}$ N/mm ²	$f_{v,d}$ N/mm ²	Risultato
1.30	1.50	1.50	0.870	0.53	0.53	1.75	1.75	0.14	1.44	OK
VERIFICA A FLESSIONE										
M_{uyd}^{+} KNm	M_{uzd}^{+} KNm	M_{uyd}^{-} KNm	M_{uzd}^{-} KNm	M_{uyd} KNm	M_{uzd} KNm	Kh	Km	$f_{m,y,d}$ N/mm ²	$f_{m,z,d}$ N/mm ²	$\sigma_{m,y,d}$ N/mm ² $\sigma_{m,z,d}$ N/mm ²
0.56	1.83	0.00	0.00	0.56	1.83	1.00	0.7	13.20	13.20	0.84 5.50
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.36 < 1.00$ OK						$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.46 < 1.00$ OK				

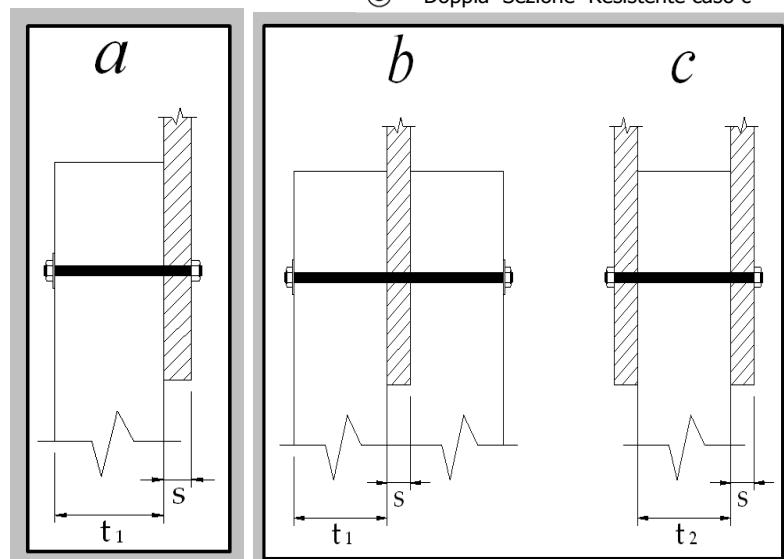
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO SLU											
Classe di durata del Carico:				Permanente		$K_{mod} = 0.6$					
Combinazione 2 - SLU2				VERIFICA A TAGLIO							
Pesi Strutt.li	Perm.ti Portati	Variabili	Qd [SLU2]	$V_{A,zd}$ KN	$V_{B,zd}$ KN	$V_{A,yd}$ KN	$V_{B,yd}$ KN	$\tau_{max,ud}$ N/mm ²	$f_{v,d}$ N/mm ²	Risultato	
1.30	1.50	0.00	0.04	0.03	0.03	0.08	0.08	0.01	0.96	OK	
VERIFICA A FLESSIONE											
M_{uyd}^{+} KNm	M_{uzd}^{+} KNm	M_{uyd}^{-} KNm	M_{uzd}^{-} KNm	M_{uyd} KNm	M_{uzd} KNm	K_h	K_m	$f_{m,y,d}$ N/mm ²	$f_{m,z,d}$ N/mm ²	$\sigma_{m,y,d}$ N/mm ²	$\sigma_{m,z,d}$ N/mm ²
0.03	0.09	0.00	0.00	0.03	0.09	1.00	0.7	8.80	8.80	0.04	0.27
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.03 < 1.00$ OK						$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.03 < 1.00$ OK					

UNIONE PIASTRA ACCIAIO - MONTANTI LEGNO SOSTEGNO TAMPONAMENTO INCLINATO

Per bulloni aventi diametro $d \leq 30$ mm

Resistenza calcolata con la teoria di Johansen

- ☐ Singola Sez. Resis.te ☐ Doppia Sezione Resistente caso b
☒ Doppia Sezione Resistente caso c



Spessore t_1 (mm) 0
 Spessore t_2 (mm) 100
 Spessore s acciaio (mm) 10
 Diametro Bullone (mm) 10
 Diametro Rondella (mm) 30
 Angolo fra Azione e fibratura 90
 Resist. a traz. Acciaio f_u (N/mm²) 600
 Classe di servizio: 1
 Classe di durata del carico: Breve termine
 $K_{mod} = 0,9$ $\gamma_m = 1,50$
 Diametro massimo del foro (mm): 11

Tipo legno

- ☐ Conifere e Pioppo ☐ Latifoglie ☒ Lamellare Incollato

LEGNO LAMELLARE INCOLLATO

GL24 h

[N; mm]

$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$E, 0$	$E, 90$	G	Densità [daN/m ³]
24	19,20	0,50	21,50	2,50	3,50	11500	300	650	600

La Piastra è Intermedia

Contributo di resistenza ($F_{ax}K/4$) dovuto all'eventuale effetto tirante: 0,25

$f_{h,0,k}$	K_{90}	$f_{h,\alpha,k}$	ζ_b	$M_{y,Rk}$	$F_{ax,Rk,t1}$	$F_{ax,Rk,t2}$		
44,28	1,50	29,52	0,72	71659	4712,4	8835,7		

Resistenza caratteristica a taglio
per mezzo d'unione e per sezione
resistente [N]

Modo j	14760,0
Modo k	9350,1
Modo l	14760,0
Modo m	12787,4

Taglio Ultimo sul Collegamento $V_{ud} =$ **0,53** **KN**

Numero di bulloni // alla fibratura [fila] $n =$ 1

Interasse fra i bulloni // alla fibratura [mm] $a_1 =$ 50

Numero di file $n_{ef} =$ 1

$n_{ef} = 0,79$

**Valore Resistente di progetto a taglio per singolo elemento
di collegamento e per singola sezione resistente**

Taglio Resistente Caratteristico N 12787,4

Taglio Resistente di progetto N 7672,4

Modo di Rottura Interpolazione

Taglio Resistente di Progetto dell'Unione [KN]

6,04

OK

VERIFICA COLLEGAMENTO MONTANTI LEGNO - STRUTTURA C.A.

Si esegue la verifica per l'Unione più sollecitata

NORMA DI RIFERIMENTO: D.M. 17.01.2018 e CNR-DT 206/2007

VERIFICA a TAGLIO BULLONE						
Il Collegamentoverrà realizzato mediante Vite ad espansione nel Cordolo/Trave in c.a.			Caratteristiche Geometriche - Statiche			
			ϕ	n	Area	Av
			10	2	1,57	1,00
			mm	cm ²	cm ²	cm ²
Caratteristiche dei materiali				$\gamma_{M0} = 1,05$ $V_{Ed} = 53 \quad daN$ $A_v = 1,00 \quad cm^2$		
E	G	f _{yk}	f _{tk}			
210000	80769	275	430			
[N/mm ²]						
La Verifica a taglio viene condotta in termini tensionali (Verifica Elastica) Formula 4.2.27						
$\tau_{Ed} = 53,00 \quad daN/cm^2$						
(4.2.27) $\frac{\tau_{Ed}}{f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0 = 0,03 \quad OK$						