

**ISTITUTO AUTONOMO PER LE CASE POPOLARI
DELLA PROVINCIA DI PALERMO**

COMUNE DI PALERMO

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

**Realizzazione di n. 15 alloggi da destinare residenziale - isolato 2c-2d -
all'Albergheria nel centro storico del comune di Palermo**

CUP B75G17000000006

**RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO EDIFICIO,
SOLAI E COPERTURE**

Calcestruzzo C 20/25 Classe d'esposizione XC1 XC2

Acciaio tondi B 450C zincati

Acciaio profilati S 275 zincati

Muratura armata in blocchi semipieni laterizi $f_m = 15 \text{ N/mm}^2$

Legno abete nord classe S1

Il Progettista delle strutture

I Progettisti architettonici

Il Direttore dei Lavori

L'Impresa

Il Responsabile Unico del Procedimento

Premessa – Ubicazione area -

Il gruppo di progettazione incaricato del Servizio Tecnico di questo IACP , ha individuato all'interno del Centro Storico del Comune di Palermo, un'area ai margini della Via Porta di Castro nell'antico rione *dell'Albergheria* – facente parte dei quattro mandamenti storici “Tribunali-Castellamare- Palazzo Reale (Albergheria) - Monte di Pietà-”. Detta area si presenta oggi libera da qualsiasi manufatto architettonico a meno di un tratto murario di confine con il retro dell'attuale sede della Questura di Palermo, relegata oggi abusivamente a parcheggio improvvisato e recintato con opere murarie , ad opera di ignoti, sui restanti lati. In particolare gli originari “isolati” che sorgevano nel luogo dei comparti denominati 2C e 2D (individuati nella planimetria allegata alla relazione di progetto architettonico) sono stati rintracciati sulla scorta di documentazione cartografica – vecchia documentazione fotografica- foto area- carta tecnica e planimetrie catastali-. Nello specifico, dai riscontri odierni e dalle ricostruzioni cartacee, nonché dai supporti progettuali precedentemente acquisiti dall'Ufficio del Centro Storico del Comune di Palermo che -con Deliberazione di Giunta n.1310 del 12/06/1997 - aveva redatto un progetto di recupero edilizio denominato “Isolato 2 all' Albergheria “ da destinare ad alloggi di ERP programmato ma mai attuato , emerge che :

–L'area odierna dell'originario isolato 2C all'Albergheria è delimitata da Vicolo G. Terzo a Nord, da Vicolo Placido Viola ad Ovest e dall'articolato Vicolo G. Quartararo a Sud-Est . Si tratta di un isolato a pianta leggermente trapezoidale, con lato a Est (V.lo Quartararo) avente uno sviluppo di circa 14,50 mt ed i rimanenti lati con uno sviluppo di circa 18,00 mt ciascuno. L'isolato copre una superficie di circa 290 mq e insiste sulle particelle 268,270 e 271 del N.C.E.U.

–L'area dell'isolato 2D, contigua al 2C, è delimitato da Vicolo G. Quartararo ad Ovest e a Nord dalla Salita F.Spianato ad Est, mentre risulta attestato a Sud con un recente intervento di ricostruzione. Si tratta di un isolato a pianta rettangolare , con il lato a Nord su Vicolo G. Quartararo con sviluppo di circa 13,50 mt e con i lati ad Est e ad Ovest con uno sviluppo rispettivo di 28,00 e 25,00 mt. L'isolato copre una superficie di circa 335 mq., e insiste sulle particelle 280, 281, 282, 283, 284 e 285 del N.C.E.U.

Il progetto architettonico riguarda:

la ricostruzione dell'isolato **2 c** consistente in una palazzina a due elevazioni fuori terra e tetti inclinati a falde contenente cinque alloggi di edilizia residenziale pubblica;

la ricostruzione dell'isolato **2 d** consistente in una palazzina a tre elevazioni fuori terra, parziale quarta elevazione fuori terra e tetti inclinati a falde contenente dieci alloggi di edilizia residenziale pubblica.

Progetto strutturale

In particolare tale progetto riguarda per i due edifici:

-
- la costruzione delle pareti portanti utilizzando prevalentemente la tecnica della muratura armata e precisamente blocchi laterizi semipieni armati verticalmente agli incroci ed in corrispondenza degli stipiti delle aperture, armati orizzontalmente con barre d'armatura minuta nei ricorsi di malta ogni due corsi di blocchi e alternati nelle due direzioni principali, solamente per due pareti dell'edificio 2d verrà utilizzata muratura di mattoni pieni e malta;
 - la costruzione dei cordoli in c.a. di piano e appoggio scale;
 - la costruzione degli orizzontamenti in solai in profilati metallici zincati, tabelloni, blocchi di polistirolo espanso e cappa in c.a. dello spessore di 5 cm, dei balconi in profilati metallici e lastra di marmo;
 - la costruzione del tetto ligneo in arcarecci e tavolato d'abete appoggiato su cordoli in c.a. e agli stessi fissati da elementi metallici;
 - la costruzione delle scale sia condominiali, sia di esclusiva pertinenza in profilati metallici zincati e pavimentazione in marmo.

Sono state rispettate le norme del D.M.14/01/2008 e Circolare 617 del 2/02/2009 in quanto trattasi di opera pubblica del cui progetto strutturale è stato incaricato lo scrivente con nota n.19716 del 6/12/2017 e pertanto rientrante nella casistica di terza fattispecie ex art.2 comma 1 del D.M.17/01/2018 recante disposizioni transitorie.

Modalità esecutive di realizzazione della fondazione

Le travi di fondazione e le strutture di contenimento terre verranno realizzate previo getto di conglomerato magro di sottofondazione dosato a 200 kg/mc.. Effettuato il tracciamento e posizionate le relative armature, indi verranno posizionati i casseri di legname delle travi, tracciate le murature in elevazione e posizionati i ferri verticali zincati della muratura armata.

Quindi si procederà al getto del conglomerato cementizio.

Modalità esecutive di realizzazione di collegamento fra muratura di diverse caratteristiche

Nell'edificio 2d, stante la necessità di realizzare anche muratura di mattoni pieni dello spessore di 50 cm, il collegamento alla muratura in blocchi semipieni verrà effettuato tramite ammorsaggi ogni due- tre corsi di blocchi semipieni con mattoni e malta cementizia a resistenza.

Modalità esecutive di realizzazione muratura armata e orizzontamenti

La muratura armata è una muratura costituita da elementi resistenti semipieni e collegati mediante giunti continui di malta, nella quale sono inserite armature metalliche verticali concentrate, armature orizzontali concentrate (coincidenti, per interpiani di normale altezza, con le armature dei cordoli di piano) e armature orizzontali diffuse.

Le armature verticali sono previste agli incroci dei muri, in corrispondenza delle aperture ma anche nel corso del muro a un interasse non superiore a 4 metri.

La muratura viene costruita per filari successivi avendo cura di disporre i letti di malta verticali ed orizzontali fra i blocchi. In corrispondenza delle armature verticali di lunghezza tale da superare i cordoli della prescritta lunghezza d'ancoraggio indicata nelle tavole dei particolari costruttivi di ciascun edificio, devono essere inseriti i pezzi speciali affacciati che costituiscono accoppiati il vano di alloggiamento della stessa armatura, avendo cura di volta in volta di saturare di malta detto vano in maniera da avvolgere completamente la stessa armatura.

Deve inoltre disporsi alla fine della stesura ogni due filari di blocchi pari l'armatura orizzontale in una direzione principale, ed ogni due filari di blocchi dispari l'armatura orizzontale nell'altra direzione principale ortogonale alla prima, seguendo le disposizioni della tavola S.6c dei particolari costruttivi per l'edificio 2c e della tavola S.8d dei particolari costruttivi dell'edificio 2d. L'armatura orizzontale va sempre interamente annegata nella malta. I ferri orizzontali negli incroci tra murature ortogonali, tra murature d'angolo vanno ripiegati a squadra attorno all'armatura verticale come indicato nel pertinente particolare in modo da contenerla a modo di staffa.

Verranno disposte le architravi in c.a. sopra porte e finestre alle quote prestabilite.

Giunti alle quote prestabilite dei solai meno l'altezza del cordolo, si predispongono le armature orizzontali dei cordoli di piano e si imbastiscono i solai in profilati metallici, tavelloni e polistirolo avendo cura di posizionare un puntello trasversale provvisorio rompitratta in mezzera, inoltre si predispongono i cordoli per l'alloggiamento degli appoggi delle scale metalliche con i tirafondi posizionati e le lame dei balconi avendo cura di casserare gli interstizi tra le stesse. Infine si predispone l'armatura della cappa e la stessa viene gettata (i relativi particolari costruttivi sono riportati nelle sopraddette tavole).

Il tetto ligneo inclinato viene costruito sopra i cordoli in c.a. di coronamento nei quali si è avuto cura di annegare gli spezzoni di catene segnate nelle corrispondenti tavole di carpenteria S.4c e S.5d ed S.6d che poi verranno collegate e tesate dai tenditori.

Sopra detti cordoli vengono disposti agli interassi previsti gli arcarecci delle dimensioni riportate nelle pertinenti carpenterie, infine gli stessi sono imbullonati ai cunei di bloccaggio in acciaio a loro volta chiodati ai detti cordoli.

Successivamente viene chiodato il tavolato di legno agli arcarecci e vengono posati il manto impermeabile sottotegola e le tegole.

Criteria adottati per il calcolo strutturale dell'edificio

Nel calcolo dell'edificio si è adottata l'analisi dinamica, e si è tenuto conto delle murature con le caratteristiche dei blocchi semipieni di laterizio armato, aventi le seguenti caratteristiche:

peso specifico = 850 kg/mc

$F_k = 72 \text{ KG/cm}^2$

$F_{vk} = 2 \text{ Kg/cm}^2$

$E = 72.000 \text{ kg/cm}^2$

$G = 28.800 \text{ kg/cm}^2$

Le caratteristiche della muratura di mattoni pieni sono le seguenti:

peso specifico = 1900 kg/mc

$F_k = 50 \text{ KG/cm}^2$

$F_{vk} = 2 \text{ Kg/cm}^2$

$E = 50.000 \text{ kg/cm}^2$

$G = 20.000 \text{ kg/cm}^2$

L'armatura adottata agli estremi dei maschi murari, agli estremi delle aperture e degli incroci è pari a $2\phi 20$ per l'edificio denominato "isolato 2d" e $2\phi 16$ per l'edificio denominato "isolato 2c".

Saranno inserite barre orizzontali $\phi 5$ ogni due corsi di blocchi, alternativamente nelle due direzioni principali.

La malta utilizzata per la muratura armata è del tipo M15

Per l'edificio 2c si adotteranno blocchi semipieni di spessore 38 cm.

Per l'edificio 2d si adotteranno per le prime tre elevazioni f.t. blocchi semipieni dello spessore 45 cm e per qualche parete indicata nei grafici strutturali, muratura di mattoni pieni dello spessore di 50 cm, mentre per l'ultima elevazione f.t. ed i muri di sottotetto si adotteranno blocchi semipieni dello spessore di 38 cm.

Le azioni termiche considerate sono le seguenti:

$\Delta T = 15^\circ\text{C}$

I parametri sismici di normativa assunti alla base dei calcoli sono i seguenti:

Lat. 38.11142° N Long. 13.35645° E
--

Terreno tipo D classe d'uso II vn=50 cat. topografica T1 smorzamento 5% fatt.struttura 3,75

Parametri di Pericolosità Sismica				
<i>Stato Limite</i>	Tr	$a_g=A_g/g$	F_o	T*_c
<i>Operatività (SLO)</i>	30	0.043	2.338	0.229
<i>Danno (SLD)</i>	50	0.061	2.337	0.249
<i>Salvag. Vita (SLV)</i>	475	0.177	2.377	0.29
<i>Collasso (SLC)</i>	975	0.229	2.423	0.305

I carichi dei solai e dei tetti sono riportati più avanti nella presente relazione di calcolo.

Il calcolo dell'edificio è stato condotto sia con riguardo alla resistenza dei maschi murari e delle fondazioni, sia con la determinazione del PGA (Peak Ground Acceleration)

E' stato adottato codice di calcolo Computer Design of Masonries per l'edificio in muratura e Computer Design of Structures per la piastra di fondazione in c.a. e per la scala d'acciaio, Licenza d'uso STS n.5660.

Criteria adottati per il calcolo strutturale della scala condominiale

Per la scala d'acciaio, attesa la notevole rigidità delle murature cui la stessa si appoggia a mezzo di cordoli in c.a., non si è considerata l'azione del terremoto, per cui la stessa è gravata dai seguenti carichi:

carichi permanenti rampe = 130 daN/mq

carichi permanenti ballatoi = 140 daN/mq

carichi accidentali = 400 daN/mq

$\Delta T = 15^\circ C$

Calcolo solai

E' stata eseguita un'analisi per soli carichi verticali, considerando i solai semplicemente appoggiati alle estremità, determinando il momento sollecitante in mezzeria allo stato limite ultimo

$$M_d = q \times L'^2 / 8$$

ed il taglio sollecitante ultimo

$$V_d = q \times L' / 2$$

$$\text{Dove } q = 1,3 \times (G_1 + G_2) + 1,5 \times Q$$

Dove G_1 = peso proprio del solaio

G_2 = pesi propri non strutturali

Q = carichi accidentali

La luce di calcolo corrisponde ad $1,05 \times L$ dove L = luce netta del solaio

Nel calcolo dei momenti resistenti allo stato limite ultimo, cosiccome nelle verifiche allo stato limite di esercizio, a vantaggio di sicurezza, non si tiene conto del contributo di resistenza della soletta in calcestruzzo cui è affidata la funzione di ripartizione dei carichi, bensì dei soli profilati metallici.

Nel caso il profilato è inclinato rispetto all'orizzontale di un angolo θ_0 , si scompongono le sollecitazioni nei due assi principali d'inerzia del profilato, si calcola il momento d'inerzia mediante la formula

$$I_{y'} = \frac{I_x + I_y}{2} - \frac{I_x - I_y}{2} \cos 2\theta_0 + I_{xy} \sin 2\theta_0$$

si esegue la verifica allo stato limite ultimo, assumendo i momenti sollecitanti ultimi della sezione in ambo le direzioni principali e verificando che si rispetti la seguente formula:

$$M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$$

si esegue pertanto la verifica allo stato limite di esercizio verificando che siano rispettate le disequazioni:

Tipologia strutturale	δ_{max}/L	δ_2/L
Coperture in generale	0,005	0,004
Coperture praticabili	0,004	0,003
Solai in generale	0,004	0,003
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	0,004	0,003
Solai che supportano colonne	0,0025	0,002

Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	0,004	0,002
--	-------	-------

Calcolando la freccia max δ_{max} con la nota formula

$$\delta_{max} = 5/384 \times p L^4 / (EI)$$

dove $p = G_1 + G_2 + Q$

e la freccia per i soli carichi accidentali

$$\delta_2 = 5/384 \times Q L^4 / (EI)$$

Analisi carichi solai

Analisi dei carichi solai calpestio residenze

Solaio tipo A (residenza) per luci nette fino a 4,30 m

IPE 160 $i = 63$ cm + soletta in c.a. $s = 5$ cm + tavelle $s = 4$ cm e blocchi di polistirolo espanso

Peso proprio G_1

Soletta c.a. $s = 5$ cm	1,20 kN/mq
Avvolgimento in cls dei profilati	0,54 “
Polistirolo	0,10 “
Tavelle $s = 4$ cm	0,29 “
<u>Profilati d'acciaio</u>	<u>0,25 “</u>
Sommano	2,38 kN/mq

Pesi propri non strutturali G_2

Incidenza tramezzi	0,40 kN/mq
massetto sottopavimentazione $s = 8$ cm e pavimento	1,92 “
<u>controsoffitto gesso</u>	<u>0,28 “</u>
Sommano	2,60 kN/mq

Carichi accidentali 2,00 kN/mq

Solaio tipo B (residenza) per luci nette fino a 5,80 m

HEA 160 $i = 63$ cm + soletta in c.a. $s = 5$ cm + tavelle $s = 4$ cm e e blocchi di polistirolo espanso

Peso proprio G_1

Soletta c.a. $s = 5$ cm	1,20 kN/mq
Avvolgimento in cls dei profilati	0,79 “
Polistirolo	0,10 “
Tavelle $s = 4$ cm	0,29 “
<u>Profilati d'acciaio</u>	<u>0,48 “</u>
Sommano	2,86 kN/mq

Pesi propri non strutturali G_2

Incidenza tramezzi	0,40 kN/mq
massetto sottopavimentazione $s = 8$ cm e pavimento	1,92 “
<u>controsoffitto gesso</u>	<u>0,28 “</u>
Sommano	2,60 kN/mq

Carichi accidentali 2,00 kN/mq

Analisi dei carichi coperture

Il carico di neve è stato determinato utilizzando la formula di normativa (D.M.14/01/2008) per la zona climatica della Sicilia:

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

$$q_{sk} = 0,51 (1 + a_s / 481)^2 \text{ valida per } a_s \geq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$$

e considerando la quota media del sito $a_s = 5$ m sul livello medio del mare si assume $q_{sk} = 0,60$ kN/mq.

Ponendo per l'inclinazione del tetto

il coefficiente di forma $\mu_i = 0,8$

il coefficiente d'esposizione $C_e = 1$

il coefficiente termico $C_t = 1$

riesce $q_s = 0,48 \text{ kN/mq}$

valore inferiore a quello di copertura e sottotetti accessibili per sola manutenzione pari a $q_k = 0,50 \text{ kN/mq}$

Coperture lignee per luci nette

Arcarecci in abete e tavolato $s = 2,5 \text{ cm}$

Peso proprio G_1

Travi e tavolato (è specificato di volta in volta per le diverse sezioni degli arcarecci)

Pesi propri non strutturali G_2

Manto impermeabilizzazione $0,10 \text{ kN/mq}$

Tegole $0,70 \text{ ''}$

Sommano $0,80 \text{ kN/mq}$

Carichi accidentali (neve) $Q = 0,60 \text{ kN/mq}$

Verifica a compressione muratura per carichi concentrati

Le NTC08 al punto 4.5.6.2 inseriscono tra le verifiche agli SLU da effettuare quella per carichi concentrati rimandando a normative di comprovata validità. In questo articolo vedremo come effettuare questa verifica secondo l'Eurocodice 6: progettazione delle strutture in muratura.

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}$$

con

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$$

Dove:

- N_{Edc} è il valore di progetto del carico concentrato;
- N_{Rdc} è la resistenza di progetto
- A_b è l'area d'appoggio del carico concentrato;
- β è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati (tra 1 e 1,5);
- f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura.

$$\beta = \left[(1 + 0,15x) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \right]$$

e non sia né minore di 1 né maggiore di:

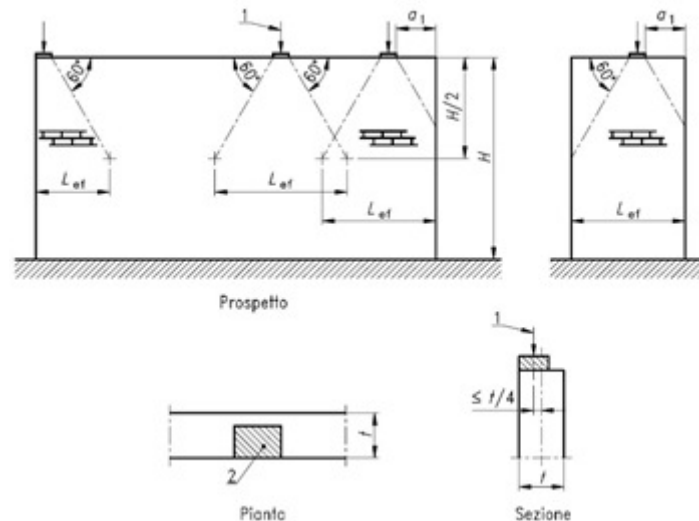
$$1,25 \text{ per } x = 0$$

e

$$1,5 \text{ per } x = 1,0$$

Dove:

- x vale $2a_1/H$ e comunque non maggiore di 1,0;
- a_1 è la distanza dalla fine della parete del bordo più vicino all'impronta del carico;
- H è l'altezza della parete al livello del carico;
- A_b è l'area di impronta del carico;
- A_{ef} è l'area effettiva della parete che vale $t \cdot l_{ef}$ e comunque non maggiore di $2,2A_b$;
- t è lo spessore della parete;
- l_{ef} è la lunghezza effettiva determinata a metà altezza della parete (vedere l'immagine sottostante);



calcolo della lunghezza effettiva

Nel nostro caso non è necessario tale tipo di verifica in quanto sia i solai di piano, sia i tetti, sia le scale appoggiano su cordoli ripartitori in c.a.

Codici calcolo

Il codice di calcolo dei solai misti in acciaio e c.a. e connettori sono forniti da Ternaria Spa, Versione programma: 4.0.3.1 e versione programma: 4.0.2.1.

I codici di calcolo dei carichi concentrati sulle murature sono dei semplici fogli elettronici su Microsoft ExcelTM contenenti le formule in forma chiusa applicate e sopra evidenziate.

Relazione materiali

I materiali adottati saranno i seguenti:

Acciaio in barre e reti del tipo B 450 C

Acciaio in profilati tipo S 275 zincati a caldo

Bulloni di classe 5.6

Conglomerato cementizio delle fondazioni, cordoli e della soletta dai solai del tipo C 20/25 classe d'esposizione XC1, XC2 e classe di consistenza S4

Tavelle laterizie di alleggerimento a taglio obliquo di spessore 4 cm.

Legno abete nord classe S1

Validazione calcoli

Si calcolano il momento flettente ed il taglio di un solaio tipo A (1 IPE 160):

$$M_{E,d} = 0,63 \times 1/8 \times 9,19 \times 4,62^2 = 15,44 \text{ kNm}$$

$$V_{E,d} = 0,63 \times 1/2 \times 9,19 \times 4,62 = 13,37 \text{ kN}$$

Valori che confrontati con i corrispondenti del foglio di calcolo danno praticamente gli stessi valori.

TRAVI MISTE ACCIAIO/CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A PIOLO

Normativa di riferimento: NTC2008 D.M. 14-01-2008 / EN 1994-1-1:2004

Solaio tipo A residenza:

Tipologia

Soletta piena

Trave non puntellata

Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti

Ambiente secco

Coefficienti di sicurezza:

EN 1994-1-1+NA

Azioni - Permanenti strutturali: 1.30

Azioni - Permanenti non strutturali: 1.30

Azioni - Variabili: 1.50

Materiali - Acciaio: 1.05

Materiali - Calcestruzzo: 1.50

Materiali - Connettori: 1.25

Materiali - Lamiera grecata: 1.10

Materiali - Acciaio per barre: 1.15

Limite all'inflessione delta 2: $L / 300$
Limite all'inflessione finale: $L / 250$

Geometria

Luce di calcolo: 451.0 cm
Interasse travi: 63.0 cm
Spessore soletta: 5.0 cm
Base efficace: 63.0 cm

Profilo: IPE 160
ha: 160.0 mm
bf: 82.0 mm
tf: 7.4 mm
bfi: 82.0 mm
tfi: 7.4 mm
tw: 5.0 mm
r0: 9.0 mm
r1: 0.0 mm
Area: 2009.0 mm²
Iy: 869.3 cm⁴
Wy Sup: 108700.0 mm³
Wy Inf: 108700.0 mm³
W Ply: 123900.0 mm³
Acciaio S275
fy: 275 N/mm²
Es: 210000 N/mm²
Calcestruzzo: C20/25
fck: 20 N/mm²
Rck: 25 N/mm²
Densità: 24.00 kN/m³
E cm: 29962 N/m²

Carichi

Peso proprio: 1.45 kN/m²
Altri p.p.: 0.00 kN/m²
Sottofondo: 1.70 kN/m²
Pavimento: 0.22 kN/m²
Tramezzi: 0.40 kN/m²
Altri perm.: 1.21 kN/m²
Variabili: 2.00 kN/m²

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU

Azioni fase 1: 1.19 kN/m

Classe sezione acciaio: 1
Calcolo: elastico
Momento sollecitante - MEd1: 3.0 kNm
Momento resistente elastico - MRd1: 28.5 kNm
Verifica momento: 0.11
Taglio sollecitante - VEd1: 2.68 kN
Taglio resistente - VRd1: 120.97 kN
Verifica taglio: 0.02

Fase 1+2 - sezione mista - SLU - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
Calcolo elastico
Azioni: 5.97 kN/m
Posizione asse neutro: 7.46 cm
Altezza totale: 21.00 cm
Momento sollecitante - MEd: 15.2 kNm
Momento resistente - MRd: 15.7 kNm
Verifica momento: 0.96
Taglio sollecitante - VEd: 13.5 kNm
Taglio resistente - VRd: 121.0 kN
Verifica taglio: 0.11

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale: 0.0 mm
Delta 1 - Sezione: acciaio - Carichi: Pesi propri: 2.7 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: Permanenti: 2.3 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ Viscosità: 2.0 mm
Delta 2 da ritiro: 3.0 mm

Delta 2 totale: 5.0 mm = L / 910
Delta finale totale: 9.9 mm = L / 454

Asse neutro elastico dall'estradosso: 7.5 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo: 7.01
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo: 2493.6 cm⁴
Coefficiente di omogeneizzazione - n: 14.02
Momento di inerzia sezione omog.: 2085.5 cm⁴
Incremento freccia per interazione incompleta - i: 1.00
Frequenza fondamentale naturale: 9.4 Hz
calcolata con combinazione frequente. Psi1= 0.5

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica
Compressione nella soletta in calcestruzzo:

Nc data dai connettori posizionati(kN): 67
Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN): 357
Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 191

Tipo Connettore: CTF 12/40
Altezza: 40 mm
Resistenza del connettore - Prd: 22.41 kN
Resistenza connessione PRd * k: 22.41 kN
Connettore rigido.
Distribuzione connettori elastica variabile

Distribuzione uniforme:
L= 451.0 cm Numero connettori= 16 Passo= 30.0 cm

Distribuzione variabile (in alternativa):

Settore a sinistra:
L= 112.8 cm Numero connettori= 4 Passo= 30.0 cm

Settore centrale:
L= 225.5 cm Numero connettori= 9 Passo= 30.0 cm

Settore a destra:
L= 112.8 cm Numero connettori= 4 Passo= 30.0 cm

Fase 1+2 - sezione mista - Armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta: 1.0 cm²/m

CALCOLO - TRAVI MISTE ACCIAIO/CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A PIOLO

Normativa di riferimento: NTC2008 D.M. 14-01-2008 / EN 1994-1-1:2004

Solaio tipo B residenza:

Tipologia

Soletta piena
Trave non puntellata
Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti
Ambiente secco

Coefficienti di sicurezza:

EN 1994-1-1+NA

Azioni - Permanenti strutturali: 1.30
Azioni - Permanenti non strutturali: 1.30
Azioni - Variabili: 1.50
Materiali - Acciaio: 1.05

Materiali - Calcestruzzo:	1.50
Materiali - Connettori:	1.25
Materiali - Lamiera grecata:	1.10
Materiali - Acciaio per barre:	1.15

Limite all'inflessione delta 2: $L / 300$
Limite all'inflessione finale: $L / 250$

Geometria

Luce di calcolo:	610.0 cm
Interasse travi:	63.0 cm
Spessore soletta:	5.0 cm
Base efficace:	63.0 cm

Profilo:	HE 160 A
ha:	152.0 mm
bf:	160.0 mm
tf:	9.0 mm
bfi:	160.0 mm
tfi:	9.0 mm
tw:	6.0 mm
r0:	15.0 mm
r1:	0.0 mm
Area:	3877.0 mm ²
Iy:	1673.0 cm ⁴
Wy Sup:	220100.0 mm ³
Wy Inf:	220100.0 mm ³
W Ply:	245100.0 mm ³
Acciaio	S275
fy:	275 N/mm ²
Es:	210000 N/mm ²
Calcestruzzo:	C20/25
fck:	20 N/mm ²
Rck:	25 N/mm ²
Densità:	24.00 kN/m ³
E cm:	29962 N/m ²

Carichi

Peso proprio:	1.68 kN/m ²
Altri p.p.:	0.00 kN/m ²
Sottofondo:	1.70 kN/m ²
Pavimento:	0.22 kN/m ²
Tramezzi:	0.40 kN/m ²
Altri perm.:	1.46 kN/m ²
Variabili:	2.00 kN/m ²

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU

Azioni fase 1: 1.38 kN/m
Classe sezione acciaio: 1
Calcolo: elastico
Momento sollecitante - MEd1: 6.4 kNm
Momento resistente elastico - MRd1: 57.6 kNm
Verifica momento: 0.11
Taglio sollecitante - VEd1: 4.20 kN
Taglio resistente - VRd1: 137.90 kN
Verifica taglio: 0.03

Fase 1+2 - sezione mista - SLU - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
Calcolo elastico
Azioni: 6.36 kN/m
Posizione asse neutro: 8.89 cm
Altezza totale: 20.20 cm
Momento sollecitante - MEd: 29.6 kNm
Momento resistente - MRd: 31.5 kNm
Verifica momento: 0.94
Taglio sollecitante - VEd: 19.4 kNm
Taglio resistente - VRd: 137.9 kN
Verifica taglio: 0.14

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale: 0.0 mm
Delta 1 - Sezione: acciaio - Carichi: Pesì propri: 5.4 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: Permanenti: 5.3 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ Viscosità: 4.6 mm
Delta 2 da ritiro: 4.6 mm

Delta 2 totale: 9.2 mm = L / 664
Delta finale totale: 19.9 mm = L / 307

Asse neutro elastico dall'estradosso: 8.9 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo: 7.01
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo: 3889.9 cm⁴
Coefficiente di omogeneizzazione - n: 14.02
Momento di inerzia sezione omog.: 3171.0 cm⁴
Incremento freccia per interazione incompleta - i: 1.00
Frequenza fondamentale naturale: 6.2 Hz
calcolata con combinazione frequente. Psi1= 0.5

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica

Compressione nella soletta in calcestruzzo:

Nc data dai connettori posizionati(kN): 112
 Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN): 357
 Nc,el relativa al massimo momento elastico MeI,Rd (kN): 291

Tipo Connettore: CTF 12/40
 Altezza: 40 mm
 Resistenza del connettore - Prd: 22.41 kN
 Resistenza connessione PRd * k: 22.41 kN

Connettore rigido.

Distribuzione connettori elastica variabile

Distribuzione uniforme:

L= 610.0 cm Numero connettori= 21 Passo= 30.0 cm

Distribuzione variabile (in alternativa):

Settore a sinistra:
 L= 152.5 cm Numero connettori= 5 Passo= 30.0 cm
 Settore centrale:
 L= 305.0 cm Numero connettori= 11 Passo= 30.0 cm
 Settore a destra:
 L= 152.5 cm Numero connettori= 5 Passo= 30.0 cm

Fase 1+2 - sezione mista - Armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta: 1.0 cm²/m

Copertura: Copertura 101

Tipologia: Falda in legno e tavolato a semplice orditura

Geometria copertura: L₁ (cm) 355 L₂ (cm) 445 α (°) 12.16

Sezioni lignee	B (cm)	H (cm)	i (cm)	L (cm)
Travi maestre	14.0	14.0	65	355
	0.0	0.0	0	-
Tavolato	20.0	2.5	20	65
Solo struttura di falda:			-	-

Classe e qualità della specie legnosa

Classificazione secondo UNI 11035				
Specie e classe: Abete Nord S1				
f _{m,k}	29.0	f _{m,d}	9.7	Moduli elastici

$f_{t,0,k}$	17.0	$f_{t,0,d}$	5.7	$E_{0,mean}$	12000
$f_{t,90,k}$	0.4	$f_{t,90,d}$	0.1	$E_{0,05}$	8000
$f_{c,0,k}$	23.0	$f_{c,0,d}$	7.7	G_{mean}	750
$f_{c,90,k}$	2.9	$f_{c,90,d}$	1.0	Densità (Kg/m ³)	
$f_{v,k}$	3.0	$f_{v,d}$	1.0	ρ_k	380
γ_M	1.50	Kmod:	0.50	ρ_{mean}	415

Caratteristiche meccaniche delle sezioni lignee

	A (cm ²)	Jy (cm ⁴)	Jz (cm ⁴)	Wy (cm ³)	Wz (cm ³)
Travi maestre	196	3201	3201	457	457
-	-	-	-	-	-
Tavolato	50	26	1667	21	167

Analisi dei carichi

	B (cm)	H (cm)	i (cm)	p (Kg/m ³)	G ₁ (KN/m ²)
Travi maestre	14	14	65.03051	380	0.11
-	-	-	-	-	0.00
Tavolato	20	2.5	20	380	0.10
Peso proprio elementi strutturali G ₁ (KN/m ²)					0.21

	pro. falda	G ₂ (KN/m ²)
Manto di copertura in tegole	0.70	0.72
Impermeabilizzazione	0.10	0.10
altro	0.00	0.00
altro 1	0.00	0.00
altro 2	0.00	0.00
altro 3	0.00	0.00
Peso elementi non strutturali G ₂ (KN/m ²)		0.82

Azione variabile principale Q_{k1} (KN/m²)

Carico neve **0.60**

Neve a quota < 1000 mslm

Media durata Verticale

Azione variabile di combinazione Q_{k2} (KN/m²)

Azione del vento **0.60**

Vento

Istantaneo Normale alla falda

verticale orizzont.

Totale azioni variabili (KN/m²) **1.19 0.13**

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0.5	0.2	0.0

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0.6	0.2	0.0

Coefficienti di sicurezza delle azioni e dati di progetto

	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
SLU	1.3	1.5	1.5

SLE	1.0	1.0	1.0
-----	-----	-----	-----

Classe di durata del carico: Permanente

Classe di servizio: Classe di servizio 3

Coefficiente Kdef: 2.00

Combinazioni di carico

Azioni Q _i	Combinazioni di carico	Combinazione delle azioni	Verticale (KN/m ²)	Orizzont. (KN/m ²)
Q1	1) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$	2.40	0.00
Q1	2) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1}$	1.63	0.00
Q1	3) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1}$	1.15	0.00
Q1	4) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1}$	1.03	0.00
Q1+Q2	5) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}$	2.93	0.11
Q1+Q2	6) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2}$	1.98	0.08
Q1+Q2	7) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1.15	0.00
Q1+Q2	8) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1.03	0.00

Carichi distribuiti normali alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q ₁ (G ₁ +G ₂ +Q ₁)				In presenza di Q ₁ e Q ₂ (G ₁ +G ₂ +Q ₁ +Q ₂)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0.44	0.30	0.20	0.18	0.55	0.37	0.20	0.18
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Travi maestre	1.53	1.04	0.73	0.65	1.88	1.27	0.73	0.65

Carichi distribuiti paralleli alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q ₁ (G ₁ +G ₂ +Q ₁)				In presenza di Q ₁ e Q ₂ (G ₁ +G ₂ +Q ₁ +Q ₂)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Travi maestre	1.53	1.04	0.73	0.65	1.88	1.27	0.73	0.65

Verifiche di resistenza e deformabilità - calcolo eseguito per aree di influenza

Tavolato				
Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:				
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$	-	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$	-	
$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} =$	0.14	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} =$	0.05	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} =$
				0.01
Freccia dovuta ai sovraccarichi		Freccia netta totale		
u _{Qist} (cm)	0.01	L/4610	u _{ist} (cm)	0.03
u _{Qdiff} (cm)	0.00	-	u _{diff} (cm)	0.03
				L/2369
				L/2438

u_{Qfin} (cm)	0.01	L/4610	u_{fin} (cm)	0.05	L/1202
-----------------	------	--------	----------------	------	--------

Orditura minuta non presente. Verifiche non eseguite

Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = - \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = - \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = -$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	-	-	u_{ist} (cm)	-	-
u_{Qdiff} (cm)	-	-	u_{diff} (cm)	-	-
u_{Qfin} (cm)	-	-	u_{fin} (cm)	-	-

Travi maestre

Verifiche a flessione deviata, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0.75 \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0.59$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0.26 \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0.13 \quad L_{app} \text{ (cm)} = 20$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	0.33	L/1062	u_{ist} (cm)	0.69	L/511
u_{Qdiff} (cm)	0.00	-	u_{diff} (cm)	0.72	L/492
u_{Qfin} (cm)	0.33	L/1062	u_{fin} (cm)	1.42	L/251

Copertura: Copertura 301

Tipologia: Falda in legno e tavolato a semplice orditura

Geometria copertura: L_1 (cm) 420 L_2 (cm) 445 α (°) 12,16

Sezioni lignee	B (cm)	H (cm)	i (cm)	L (cm)
Travi maestre	16,0	16,0	65	420
-	0,0	0,0	0	-
Tavolato	20,0	2,5	20	65
Solo struttura di falda:			-	-

Classe e qualità della specie legnosa

Classificazione secondo UNI 11035					
Specie e classe:		Abete Nord S1			
$f_{m,k}$	29,0	$f_{m,d}$	9,7	Moduli elastici	
$f_{t,0,k}$	17,0	$f_{t,0,d}$	5,7	$E_{0,mean}$	12000
$f_{t,90,k}$	0,4	$f_{t,90,d}$	0,1	$E_{0,05}$	8000
$f_{c,0,k}$	23,0	$f_{c,0,d}$	7,7	G_{mean}	750
$f_{c,90,k}$	2,9	$f_{c,90,d}$	1,0	Densità (Kg/m ³)	
$f_{v,k}$	3,0	$f_{v,d}$	1,0	ρ_k	380
γ_M	1,50	K_{mod}	0,50	ρ_{mean}	415

Caratteristiche meccaniche delle sezioni lignee

	A (cm ²)	Jy (cm ⁴)	Jz (cm ⁴)	Wy (cm ³)	Wz (cm ³)
Travi maestre	256	5461	5461	683	683
-	-	-	-	-	-
Tavolato	50	26	1667	21	167

Analisi dei carichi

	B (cm)	H (cm)	i (cm)	p (Kg/m ³)	G ₁ (KN/m ²)
Travi maestre	16	16	65,03051	380	0,15
-	-	-	-	-	0,00
Tavolato	20	2,5	20	380	0,10
Peso proprio elementi strutturali G ₁ (KN/m ²)					0,25

	pro. falda	G ₂ (KN/m ²)
Manto di copertura in tegole	0,70	0,72
Impermeabilizzazione	0,10	0,10
altro	0,00	0,00
altro 1	0,00	0,00
altro 2	0,00	0,00
altro 3	0,00	0,00
Peso elementi non strutturali G ₂ (KN/m ²)		0,82

Azione variabile principale Q_{k1} (KN/m²)

Carico neve **0,60**

Neve a quota < 1000 mslm

Media durata Verticale

Azione variabile di combinazione Q_{k2} (KN/m²)

Azione del vento **0,60**

Vento

Istantaneo Normale alla falda

verticale orizzont.

Totale azioni variabili (KN/m²)

1,19 0,13

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,5	0,2	0,0

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,6	0,2	0,0

Coefficienti di sicurezza delle azioni e dati di progetto

	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
SLU	1,3	1,5	1,5
SLE	1,0	1,0	1,0

Classe di durata del carico: Permanente

Classe di servizio: Classe di servizio 3

Coefficiente Kdef: 2,00

Combinazioni di carico

Azioni Q _i	Combinazioni di carico	Combinazione delle azioni	Verticale (KN/m ²)	Orizzont. (KN/m ²)
Q1	1) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$	2,45	0,00
Q1	2) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1}$	1,67	0,00
Q1	3) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1}$	1,19	0,00
Q1	4) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1}$	1,07	0,00
Q1+Q2	5) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}$	2,98	0,11
Q1+Q2	6) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2}$	2,02	0,08
Q1+Q2	7) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1,19	0,00
Q1+Q2	8) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1,07	0,00

Carichi distribuiti normali alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q ₁ (G ₁ +G ₂ +Q ₁)				In presenza di Q ₁ e Q ₂ (G ₁ +G ₂ +Q ₁ +Q ₂)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0,44	0,30	0,20	0,18	0,55	0,37	0,20	0,18
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Travi maestre	1,56	1,06	0,75	0,68	1,91	1,29	0,75	0,68

Carichi distribuiti paralleli alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q ₁ (G ₁ +G ₂ +Q ₁)				In presenza di Q ₁ e Q ₂ (G ₁ +G ₂ +Q ₁ +Q ₂)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Travi maestre	1,56	1,06	0,75	0,68	1,91	1,29	0,75	0,68

Verifiche di resistenza e deformabilità - calcolo eseguito per aree di influenza

Tavolato	
Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$
$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,14$	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,05$
	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,01$

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	0,01	L/4610	u_{ist} (cm)	0,03	L/2369
u_{Qdiff} (cm)	0,00	-	u_{diff} (cm)	0,03	L/2438
u_{Qfin} (cm)	0,01	L/4610	u_{fin} (cm)	0,05	L/1202

Orditura minuta non presente. Verifiche non eseguite

Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = - \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = - \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = -$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	-	-	u_{ist} (cm)	-	-
u_{Qdiff} (cm)	-	-	u_{diff} (cm)	-	-
u_{Qfin} (cm)	-	-	u_{fin} (cm)	-	-

Travi maestre

Verifiche a flessione deviata, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,72 \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,56$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,24 \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,13 \quad L_{app} \text{ (cm)} = 20$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	0,38	L/1094	u_{ist} (cm)	0,81	L/518
u_{Qdiff} (cm)	0,00	-	u_{diff} (cm)	0,86	L/490
u_{Qfin} (cm)	0,38	L/1094	u_{fin} (cm)	1,67	L/252

Copertura: Copertura 401

Tipologia: Falda in legno e tavolato a semplice orditura

Geometria copertura: L_1 (cm) 485 L_2 (cm) 445 α (°) 12,16

Sezioni lignee	B (cm)	H (cm)	i (cm)	L (cm)
Travi maestre	18,0	18,0	65	485
-	0,0	0,0	0	-
Tavolato	20,0	2,5	20	65
Solo struttura di falda:			-	-

Classe e qualità della specie legnosa

Classificazione secondo UNI 11035

Specie e classe:		Abete Nord S1			
$f_{m,k}$	29,0	$f_{m,d}$	9,7	Moduli elastici	
$f_{t,0,k}$	17,0	$f_{t,0,d}$	5,7	$E_{0,mean}$	12000
$f_{t,90,k}$	0,4	$f_{t,90,d}$	0,1	$E_{0,05}$	8000
$f_{c,0,k}$	23,0	$f_{c,0,d}$	7,7	G_{mean}	750
$f_{c,90,k}$	2,9	$f_{c,90,d}$	1,0	Densità (Kg/m ³)	
$f_{v,k}$	3,0	$f_{v,d}$	1,0	ρ_k	380
γ_M	1,50	Kmod:	0,50	ρ_{mean}	415

Caratteristiche meccaniche delle sezioni lignee

	A (cm ²)	Jy (cm ⁴)	Jz (cm ⁴)	Wy (cm ³)	Wz (cm ³)
Travi maestre	324	8748	8748	972	972
-	-	-	-	-	-
Tavolato	50	26	1667	21	167

Analisi dei carichi

	B (cm)	H (cm)	i (cm)	p (Kg/m ³)	G ₁ (KN/m ²)
Travi maestre	18	18	65,03051	380	0,19
-	-	-	-	-	0,00
Tavolato	20	2,5	20	380	0,10
Peso proprio elementi strutturali G ₁ (KN/m ²)					0,29

	pro. falda	G ₂ (KN/m ²)
Manto di copertura in tegole	0,70	0,72
Impermeabilizzazione	0,10	0,10
altro	0,00	0,00
altro 1	0,00	0,00
altro 2	0,00	0,00
altro 3	0,00	0,00
Peso elementi non strutturali G ₂ (KN/m ²)		0,82

Azione variabile principale Q_{k1} (KN/m²)

Carico neve **0,60**

Neve a quota <1000 mslm

Media durata Verticale

Azione variabile di combinazione Q_{k2} (KN/m²)

Azione del vento **0,60**

Vento

Istantaneo Normale alla falda

verticale orizzont.

Totale azioni variabili (KN/m²) **1,19** **0,13**

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,5	0,2	0,0

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,6	0,2	0,0

Coefficienti di sicurezza delle azioni e dati di progetto

	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
SLU	1,3	1,5	1,5
SLE	1,0	1,0	1,0

Classe di durata del carico: Permanente

Classe di servizio: Classe di servizio 3

Coefficiente Kdef: 2,00

Combinazioni di carico

Azioni Q_i	Combinazioni di carico	Combinazione delle azioni	Verticale (KN/m ²)	Orizzont. (KN/m ²)
Q1	1) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$	2,50	0,00
Q1	2) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1}$	1,70	0,00
Q1	3) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1}$	1,22	0,00
Q1	4) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1}$	1,10	0,00
Q1+Q2	5) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}$	3,03	0,11
Q1+Q2	6) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2}$	2,06	0,08
Q1+Q2	7) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1,22	0,00
Q1+Q2	8) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1,10	0,00

Carichi distribuiti normali alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q_1 ($G_1 + G_2 + Q_1$)				In presenza di Q_1 e Q_2 ($G_1 + G_2 + Q_1 + Q_2$)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0,44	0,30	0,20	0,18	0,55	0,37	0,20	0,18
-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Travi maestre	1,59	1,08	0,78	0,70	1,94	1,32	0,78	0,70

Carichi distribuiti paralleli alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q_1 ($G_1 + G_2 + Q_1$)				In presenza di Q_1 e Q_2 ($G_1 + G_2 + Q_1 + Q_2$)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Travi maestre	1,59	1,08	0,78	0,70	1,94	1,32	0,78	0,70

Verifiche di resistenza e deformabilità - calcolo eseguito per aree di influenza

Tavolato	
Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$
$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,14$	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,05$
	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,01$
Freccia dovuta ai sovraccarichi:	Freccia netta totale

u_{Qist} (cm)	0,01	L/4610	u_{ist} (cm)	0,03	L/2369
u_{Qdiff} (cm)	0,00	-	u_{diff} (cm)	0,03	L/2438
u_{Qfin} (cm)	0,01	L/4610	u_{fin} (cm)	0,05	L/1202

Orditura minuta non presente. Verifiche non eseguite

Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = - \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = - \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = -$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi		Freccia netta totale	
u_{Qist} (cm)	-	u_{ist} (cm)	-
u_{Qdiff} (cm)	-	u_{diff} (cm)	-
u_{Qfin} (cm)	-	u_{fin} (cm)	-

Travi maestre

Verifiche a flessione deviata, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,68 \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,53$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,22 \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,14 \quad L_{app} \text{ (cm)} = 20$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi		Freccia netta totale	
u_{Qist} (cm)	0,43 L/1138	u_{ist} (cm)	0,92 L/528
u_{Qdiff} (cm)	0,00 -	u_{diff} (cm)	0,99 L/492
u_{Qfin} (cm)	0,43 L/1138	u_{fin} (cm)	1,90 L/255

Copertura: Copertura 501

Tipologia: Falda in legno e tavolato a semplice orditura

Geometria copertura: L_1 (cm) 650 L_2 (cm) 375 α (°) 12,16

Sezioni lignee	B (cm)	H (cm)	i (cm)	L (cm)
Travi maestre	22,0	22,0	55	650
-	0,0	0,0	0	-
Tavolato	20,0	2,5	20	55

Solo struttura di falda:		-	-
--------------------------	--	---	---

Classe e qualità della specie legnosa

Classificazione secondo UNI 11035					
Specie e classe:		Abete Nord S1			
$f_{m,k}$	29,0	$f_{m,d}$	9,7	Moduli elastici	
$f_{t,0,k}$	17,0	$f_{t,0,d}$	5,7	$E_{0,mean}$	12000
$f_{t,90,k}$	0,4	$f_{t,90,d}$	0,1	$E_{0,05}$	8000
$f_{c,0,k}$	23,0	$f_{c,0,d}$	7,7	G_{mean}	750
$f_{c,90,k}$	2,9	$f_{c,90,d}$	1,0	Densità (Kg/m ³)	
$f_{v,k}$	3,0	$f_{v,d}$	1,0	ρ_k	380
γ_M	1,50	Kmod:	0,50	ρ_{mean}	415

Caratteristiche meccaniche delle sezioni lignee

	A (cm ²)	Jy (cm ⁴)	Jz (cm ⁴)	Wy (cm ³)	Wz (cm ³)
Travi maestre	484	19521	19521	1775	1775
-	-	-	-	-	-
Tavolato	50	26	1667	21	167

Analisi dei carichi

	B (cm)	H (cm)	i (cm)	p (Kg/m ³)	G ₁ (KN/m ²)
Travi maestre	22	22	54,80099	380	0,34
-	-	-	-	-	0,00
Tavolato	20	2,5	20	380	0,10
Peso proprio elementi strutturali G ₁ (KN/m ²)					0,43

	pro. falda	G ₂ (KN/m ²)
Manto di copertura in tegole	0,70	0,72
Impermeabilizzazione	0,10	0,10
altro	0,00	0,00
altro 1	0,00	0,00
altro 2	0,00	0,00
altro 3	0,00	0,00
Peso elementi non strutturali G ₂ (KN/m ²)		0,82

Azione variabile principale Q_{k1} (KN/m²)

Carico neve **0,60**

Neve a quota < 1000 mslm

Media durata Verticale

Azione variabile di combinazione Q_{k2} (KN/m²)

Azione del vento **0,60**

Vento

Istantaneo Normale alla falda

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,5	0,2	0,0

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,6	0,2	0,0

verticale orizzont.

Totale azioni variabili (KN/m²) **1,19** **0,13**

Coefficienti di sicurezza delle azioni e dati di progetto

	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
SLU	1,3	1,5	1,5
SLE	1,0	1,0	1,0

Classe di durata del carico: Permanente

Classe di servizio: Classe di servizio 3

Coefficiente Kdef: 2,00

Combinazioni di carico

Azioni Q _i	Combinazioni di carico	Combinazione delle azioni	Verticale (KN/m ²)	Orizzont. (KN/m ²)
Q1	1) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$	2,69	0,00
Q1	2) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1}$	1,85	0,00
Q1	3) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1}$	1,37	0,00
Q1	4) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1}$	1,25	0,00
Q1+Q2	5) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}$	3,22	0,11
Q1+Q2	6) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2}$	2,20	0,08
Q1+Q2	7) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1,37	0,00
Q1+Q2	8) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1,25	0,00

Carichi distribuiti normali alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q ₁ (G ₁ +G ₂ +Q ₁)				In presenza di Q ₁ e Q ₂ (G ₁ +G ₂ +Q ₁ +Q ₂)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0,44	0,30	0,20	0,18	0,55	0,37	0,20	0,18
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Travi maestre	1,44	0,99	0,73	0,67	1,74	1,19	0,73	0,67

Carichi distribuiti paralleli alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q ₁ (G ₁ +G ₂ +Q ₁)				In presenza di Q ₁ e Q ₂ (G ₁ +G ₂ +Q ₁ +Q ₂)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Travi maestre	1,44	0,99	0,73	0,67	1,74	1,19	0,73	0,67

Verifiche di resistenza e deformabilità - calcolo eseguito per aree di influenza

Tavolato

Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = \quad - \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = \quad -$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} =$$

	0,10		0,05		0,00
Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
$u_{Q_{ist}}$ (cm)	0,01	L/7703	u_{ist} (cm)	0,01	L/3959
$u_{Q_{diff}}$ (cm)	0,00	-	u_{diff} (cm)	0,01	L/4073
$u_{Q_{fin}}$ (cm)	0,01	L/7703	u_{fin} (cm)	0,03	L/2008

Orditura minuta non presente. Verifiche non eseguite

Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = - \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = - \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = -$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
$u_{Q_{ist}}$ (cm)	-	-	u_{ist} (cm)	-	-
$u_{Q_{diff}}$ (cm)	-	-	u_{diff} (cm)	-	-
$u_{Q_{fin}}$ (cm)	-	-	u_{fin} (cm)	-	-

Travi maestre

Verifiche a flessione deviata, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,60 \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,47$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,18 \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,13 \quad L_{app} \text{ (cm)} = 20$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
$u_{Q_{ist}}$ (cm)	0,52	L/1252	u_{ist} (cm)	1,20	L/542
$u_{Q_{diff}}$ (cm)	0,00	-	u_{diff} (cm)	1,36	L/478
$u_{Q_{fin}}$ (cm)	0,52	L/1252	u_{fin} (cm)	2,56	L/254

Copertura: Copertura 102

Tipologia: Falda in legno e tavolato a semplice orditura

Geometria copertura: L_1 (cm) 600 L_2 (cm) 440 α (°) 15.7

Sezioni lignee	B (cm)	H (cm)	i (cm)	L (cm)
Travi maestre	20.0	20.0	65	600
-	0.0	0.0	0	-
Tavolato	20.0	2.5	20	65

Solo struttura di falda:		-	-
--------------------------	--	---	---

Classe e qualità della specie legnosa

Classificazione secondo UNI 11035					
Specie e classe:		Abete Centro/Sud S2			
$f_{m,k}$	28.0	$f_{m,d}$	11.2	Moduli elastici	
$f_{t,0,k}$	17.0	$f_{t,0,d}$	6.8	$E_{0,mean}$	10000
$f_{t,90,k}$	0.3	$f_{t,90,d}$	0.1	$E_{0,05}$	6700
$f_{c,0,k}$	22.0	$f_{c,0,d}$	8.8	G_{mean}	630
$f_{c,90,k}$	2.1	$f_{c,90,d}$	0.8	Densità (Kg/m ³)	
$f_{v,k}$	2.9	$f_{v,d}$	1.2	ρ_k	280
γ_M	1.50	Kmod:	0.60	ρ_{mean}	305

Caratteristiche meccaniche delle sezioni lignee

	A (cm ²)	Jy (cm ⁴)	Jz (cm ⁴)	Wy (cm ³)	Wz (cm ³)
Travi maestre	400	13333	13333	1333	1333
-	-	-	-	-	-
Tavolato	50	26	1667	21	167

Analisi dei carichi

	B (cm)	H (cm)	i (cm)	p (Kg/m ³)	G ₁ (KN/m ²)
Travi maestre	20	20	65.29311	280	0.17
-	-	-	-	-	0.00
Tavolato	20	2.5	20	280	0.07
Peso proprio elementi strutturali G ₁ (KN/m ²)					0.24

	pro. falda	G ₂ (KN/m ²)
Manto di copertura in coppi	0.70	0.73
Impermeabilizzazione	0.10	0.10
altro	0.00	0.00
altro 1	0.00	0.00
altro 2	0.00	0.00
altro 3	0.00	0.00
Peso elementi non strutturali G ₂ (KN/m ²)		0.83

Azione variabile principale Q _{k1} (KN/m ²)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carico neve 0.60	0.5	0.2	0.0

Neve a quota < 1000 mslm

Media durata Verticale

Azione variabile di combinazione Q _{k2} (KN/m ²)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azione del vento 0.60	0.6	0.2	0.0

Vento

Istantaneo Normale alla falda

	verticale	orizzont.
Totale azioni variabili (KN/m ²)	1.18	0.16

Coefficienti di sicurezza delle azioni e dati di progetto

	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
SLU	1.3	1.3	1.5
SLE	1.0	1.0	1.0

Classe di durata del carico: Permanente

Classe di servizio: Classe di servizio 2

Coefficiente Kdef: 0.80

Combinazioni di carico

Azioni Q _i	Combinazioni di carico	Combinazione delle azioni	Verticale (KN/m ²)	Orizzont. (KN/m ²)
Q1	1) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$	2.30	0.00
Q1	2) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1}$	1.68	0.00
Q1	3) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1}$	1.20	0.00
Q1	4) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1}$	1.08	0.00
Q1+Q2	5) Fondamentale (SLU)	$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}$	2.82	0.15
Q1+Q2	6) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2}$	2.02	0.10
Q1+Q2	7) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1.20	0.00
Q1+Q2	8) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2}$	1.08	0.00

Carichi distribuiti normali alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q ₁ (G ₁ +G ₂ +Q ₁)				In presenza di Q ₁ e Q ₂ (G ₁ +G ₂ +Q ₁ +Q ₂)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0.40	0.29	0.20	0.17	0.51	0.36	0.20	0.17
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Travi maestre	1.44	1.05	0.75	0.68	1.80	1.29	0.75	0.68

Carichi distribuiti paralleli alla falda (KN/m)

Orditura\Comb.	In presenza della sola Q ₁ (G ₁ +G ₂ +Q ₁)				In presenza di Q ₁ e Q ₂ (G ₁ +G ₂ +Q ₁ +Q ₂)			
	1-SLU	2-SLE r.	3-SLE f.	4-SLE q.p.	5-SLU	6-SLE r.	7-SLE f.	8-SLE q.p.
Tavolato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Travi maestre	1.44	1.05	0.75	0.68	1.80	1.29	0.75	0.68

Verifiche di resistenza e deformabilità - calcolo eseguito per aree di influenza

Tavolato		
Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:		
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$	-	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$
$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} =$	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} =$	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} =$

0.12

0.04

0.01

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	0.02	L/3832	u_{ist} (cm)	0.03	L/1987
u_{Qdiff} (cm)	0.00	-	u_{diff} (cm)	0.01	L/5162
u_{Qfin} (cm)	0.02	L/3832	u_{fin} (cm)	0.05	L/1435

Orditura minuta non presente. Verifiche non eseguite

Verifiche a pressoflessione retta, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = - \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = - \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = -$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	-	-	u_{ist} (cm)	-	-
u_{Qdiff} (cm)	-	-	u_{diff} (cm)	-	-
u_{Qfin} (cm)	-	-	u_{fin} (cm)	-	-

Travi maestre

Verifiche a flessione deviata, taglio e compressione trasversale sulla sezione d'appoggio:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0.63 \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0.50$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0.18 \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0.22 \quad L_{app} \text{ (cm)} = 15$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi			Freccia netta totale		
u_{Qist} (cm)	0.79	L/763	u_{ist} (cm)	1.67	L/359
u_{Qdiff} (cm)	0.00	-	u_{diff} (cm)	0.71	L/844
u_{Qfin} (cm)	0.79	L/763	u_{fin} (cm)	2.38	L/252

Calcolo balconi

E' stata eseguita un'analisi per soli carichi verticali, considerando le mensole d'acciaio incastrate ad un'estremità e libera all'altro, determinando il momento sollecitante all'incastro allo stato limite ultimo

$$M_d = q \times L^2 / 2$$

ed il taglio sollecitante ultimo

$$V_d = q \times L$$

$$\text{Dove } q = 1,3 \times (G_1 + G_2) + 1,5 \times Q$$

Dove G_1 = peso proprio del solaio

G_2 = pesi propri non strutturali

Q = carichi accidentali

Peso proprio G_1 (IPE 100 $i=40$ cm)

$$2,5 \times 0,08 \text{ kN/mq} \qquad 0,20 \text{ kN/mq}$$

Pesi non strutturali G_2

Lastra di marmo

$$0,04 \times 27 \qquad \underline{1,08 \text{ kN/mq}}$$

$$\text{Sommano} \qquad 1,28 \text{ kN/mq}$$

$$\text{Carichi accidentali } Q \qquad 4,00 \text{ kN/mq}$$

$$\text{Pertanto si ha } M_{ed} = (1,28 \times 1,3 + 4,00 \times 1,5) \times 0,40 \times 0,75^2 / 2 = 0,86 \text{ kNm}$$

$$\text{Per IPE 100 e acciaio S 275 si ha } M_r = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{m0} = 9,15 \times 27,5 / 1,05 = 239 \text{ kNcm} = 2,39 \text{ kNm}$$

$$M_r / M_{ed} = 2,78$$

E la sezione è verificata.

Calcolo giunzioni bullonate scale d'acciaio

Nei collegamenti con bulloni “precaricati” si devono impiegare viti delle classi 8.8 e 10.9 di cui al § 11.3.4.6.

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in Tab. 4.2.XII.

Tabella 4.2. XII Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “precaricati” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone. In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone. Il valore della forza di “precarico” da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \quad (4.2.56)$$

dove A_{res} è l'area resistente della vite del bullone. Il coefficiente di attrito tra le piastre μ a contatto nelle unioni “pre-caricate” è in genere assunto pari a

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni,
- 0,30 in tutti gli altri casi.

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.3.

Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per

bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare “accoppiamenti di precisione” in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.

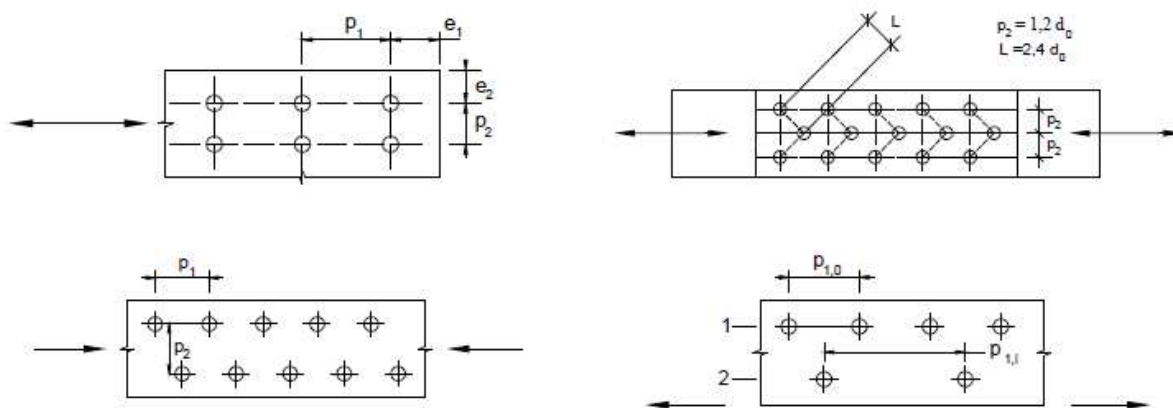


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad (4.2.57)$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;} \quad (4.2.58)$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.} \quad (4.2.59)$$

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,} \quad (4.2.60)$$

dove A indica l'area nominale del gambo della vite e f_{tb} , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con f_{tr} è indicata la resistenza del materiale utilizzato per i chiodi, mentre A_0 indica la sezione del foro.

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}, \quad (4.2.61)$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{ 1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.3 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i bulloni}; \quad (4.2.62)$$

$$F_{t,Rd} = 0,6 f_{tr} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi}. \quad (4.2.63)$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate. La resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2}; \quad (4.2.64)$$

dove d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone; t_p è lo spessore del piatto e f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza complessiva della singola unione a taglio è perciò data da $\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$, mentre la resistenza della singola unione a trazione è ottenuta come $\min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$.

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1, \quad (4.2.65)$$

con la limitazione $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$, dove con $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$.

Stante quanto sopra richiamato, si procede al calcolo delle giunzioni bullonate delle travi d'acciaio delle scale singola di appartamento duplex e condominiale nelle sezioni maggiormente sollecitate, considerando che lo sforzo di taglio è sopportato interamente dai bulloni e coprigiunti d'anima che vengono di conseguenza verificati, mentre lo sforzo di presso flessione è trasmesso dai coprigiunti d'ala soggetti a compressione e dai relativi bulloni sollecitati a taglio che vengono di conseguenza verificati.

Nei seguenti calcoli sono utilizzate le seguenti unità di misura
cm - lunghezze, larghezze, spessori

kg - forze

kgcm – momenti

Classe acciaio S 275

Classe bulloni 5.6

Nodo acciaio scala condominiale

Asta	Comb.carico	Nsd	Mxsd	Mysd	Vxd	Vyd
1	5	-289	88200	0	0	428
coprigiunto d'anima doppia piastra		coprigiunto d'ala piastra singola				
spessore	altezza	spessore	larghezza			
0,8	8	0,8	14			
numero bulloni	numero file	numero bulloni	numero file			
1	3	2	2			
diametro bulloni d'anima		diametro bulloni d'ala				
1,2		1,2				

		Sforzo normale resistente piastra coprigiunto d'ala (resistenza a rottura della sezione netta)	Sforzo normale resistente piastra coprigiunto d'ala (resistenza plastica della sezione lorda)	
Momento inerzia unione	Sforzo normale sollecitante coprigiunto d'ala	18058	29333	VERIFICA
1052	863			
taglio sollecitante bulloni d'anima	taglio sollecitante bulloni d'ala			
143	216			
Taglio resistente bulloni d'anima	Taglio resistente bulloni d'ala			
2023	2023			
Taglio resistente rifollamento piastra coprigiunto d'anima	Taglio resistente rifollamento piastra coprigiunto d'ala			
19564	19564			
Taglio resistente sezione profilato al netto dei fori				
39722				
VERIFICA	VERIFICA			

Classe acciaio	S 275					
Classe bulloni	5.6					
Nodo acciaio scala appartamento duplex		Nsd	Mxsd	Mysd	Vxd	Vyd
1	5	-2134	233700	0	0	319
coprigiunto d'anima doppia piastra		coprigiunto d'ala piastra singola				
spessore	altezza	spessore	larghezza			
0,8	8	0,8	14			
numero bulloni	numero file	numero bulloni	numero file			
1	3	2	2			
diametro bulloni d'anima	diametro bulloni d'ala					
1,2	1,2					

		Sforzo normale resistente piastra coprigiunto d'ala (resistenza a rottura della sezione netta)	Sforzo normale resistente piastra coprigiunto d'ala (resistenza plastica della sezione lorda)	
Momento inerzia unione	Sforzo normale sollecitante coprigiunto d'ala	18058	29333	VERIFICA
1052	3655			
taglio sollecitante bulloni d'anima	taglio sollecitante bulloni d'ala			
106	914			
Taglio resistente bulloni d'anima	Taglio resistente bulloni d'ala			
2023	2023			
Taglio resistente rifollamento piastra coprigiunto d'anima	Taglio resistente rifollamento piastra coprigiunto d'ala			
19564	19564			
Taglio resistente sezione profilato al netto dei fori				
39722				
VERIFICA	VERIFICA			

Classe acciaio	S 275					
Classe bulloni	5.6					
Nodo acciaio scala appartamento duplex		Nsd	Mxsd	Mysd	Vxd	Vyd
1	5	-977	68900	0	0	985
coprigiunto d'anima doppia piastra		coprigiunto d'ala piastra singola				
spessore	altezza	spessore	larghezza			
0,8	8	0,8	14			
numero bulloni	numero file	numero bulloni	numero file			
1	3	2	2			
diametro bulloni d'anima	diametro bulloni d'ala					
1,2	1,2					
		Sforzo normale resistente piastra coprigiunto d'ala (resistenza a rottura della sezione netta)	Sforzo normale resistente piastra coprigiunto d'ala (resistenza plastica della sezione lorda)			
Momento inerzia unione	Sforzo normale sollecitante coprigiunto d'ala					
1052	1426	26922	29333	VERIFICA		
taglio sollecitante bulloni d'anima	taglio sollecitante bulloni d'ala					
164	356					
Taglio resistente bulloni d'anima	Taglio resistente bulloni d'ala					
2023	2023					
Taglio resistente rifollamento piastra coprigiunto d'anima	Taglio resistente rifollamento piastra coprigiunto d'ala					
19564	19564					
Taglio resistente sezione profilato al netto dei fori						
39722						
VERIFICA	VERIFICA					