

ISTITUTO AUTONOMO PER LE CASE POPOLARI  
DELLA PROVINCIA DI PALERMO

COMUNE DI PALERMO

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

per la realizzazione di n.5 alloggi di Edilizia Residenziale Pubblica in via  
Chiappara nel quartiere dell'Albergheria

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO EDIFICIO,  
SOLAI E COPERTURE

Calcestruzzo C 25/30

Acciaio tondi B 450C

Acciaio profilati S 235 zincati

Muratura armata in blocchi sempipieni laterizi  $f_m=15$  N/mm<sup>2</sup>

Legno abete nord classe S1

Il Progettista delle strutture

Il Direttore dei lavori

L'Impresa

Il Responsabile Unico del Procedimento

---

---

## Premessa -

L'intervento in questione interessa la demolizione e ricostruzione di immobili siti in via Chiappara al Carmine di quattro e cinque elevazioni fuori terra ricavandone cinque alloggi più locali tecnici così distribuiti:

a piano terra verranno ubicati la portineria e due locali tecnici che contengono i serbatoi idrici prefabbricati a servizio delle unità abitative e la cisterna prefabbricata di raccolta acque piovane;

a piano primo saranno ubicati un alloggio n.1 + parte di alloggio n.2 duplex che si estende al secondo piano;

a piano secondo saranno ubicati un alloggio n.3 e parte dell'alloggio n.2 dipartentesi dal primo piano tramite scala pertinenziale;

a piano terzo saranno ubicati due alloggi n.4 e n.5.

Si accederà ai piani tramite apposite scale condominiali ed è stata previsto il vano corsa ascensore.

.Gli immobili sono classificati nel PPE come “catoio semplice” al civ.29 e catoio multiplo al civ. 23 ed è prevista la realizzazione degli alloggi con la demolizione della quarta elevazione fuori terra ed il mantenimento degli altri livelli esistenti, rimanendo la destinazione d'uso a residenza.

L'edificio ricade nel centro storico di Palermo nel quartiere Albergheria, normato da apposito Piano particolareggiato approvato con Decreto n.581/DRU del 6/08/93, in zona posta sotto tutela archeologica dalla Soprintendenza con note n.1418 del 29/04/1987, n.1882 del 5/06/1987, 1732 del 9/04/2002, e lo stesso è assoggettato ope legis, in quanto di proprietà comunale, alle disposizioni di tutela dell'art.12 contenute nel D.Lgs.42/2004 “Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio”, per cui la Soprintendenza BB.CC.AA. di Palermo ha dato Autorizzazione n.1923/S15.3 del 10/04/2018 al fine della tutela monumentale dell'edificio, ai sensi degli artt.21 e 22 del D.Lgs.42/2004 ed a condizione per la valenza archeologica del sito.

Gli immobili sono di proprietà interamente comunale ed allo stato attuale si trovano fortemente degradati e abbandonati. Gli immobili non presentano elementi architettonici significativi se non per qualche ringhiera. La struttura, di cinque elevazioni è in conci di calcarenite con solai in legno, alcuni dei quali crollati. I prospetti presentano grossi distacchi di intonaco, vi sono numerose lesioni, tracce di umidità e in gran parte vi sono influorescenze. Gli infissi esterni in legno versano in pessime condizioni.

---

Le coperture degli edifici in parte crollate sono a falde rivestite con coppi siciliani, un piccolo lucernaio illumina la scala di accesso.

Nella muratura ortogonale al prospetto sulla via Chiappara, si presenta estesa lesione passante a partire da piano primo allargantesi a salire mentre la muratura di prospetto si presenta a strapiombo sulla via Chiappara.

---

## Progetto strutturale

In particolare tale progetto di miglioramento sismico dell'immobile riguarda:

- La demolizione dell'immobile preesistente in quanto fatiscente ed inadatto ad essere recuperato con costi compatibili ai massimali di costo dell'edilizia residenziale pubblica sovvenzionata.
- 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 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

---

Verranno realizzati i micropali con minitrivella a rotazione, inserimento dell'armatura metallica tubolare, pompaggio della miscela cementizia con iniezioni ripetute fino a raggiungere la quota delle strutture di collegamento.

Indi verranno eseguiti solamente nelle murature di confinei perfori con attrezzo a rotazione nei muri esistenti per la realizzazione dei collegamenti con le travi e le platee in c.a. di collegamento dei micropali., l'introduzione dell'armatura zincata dentro i fori della muratura, l'allestimento dell'armatura e della casseratura delle dette travi e platee ed il getto del calcestruzzo.

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 posizionate i casseri di legname delle travi. E posizionate i ferri verticali zincati della muratura armata.

Quindi si procederà al getto del conglomerato cementizio.

---

## Criteri adottati per il calcolo strutturale dell'edificio

Nel calcolo dell'edificio si è adottata l'analisi dinamica, e si è tenuto conto delle caratteristiche dei muri di confine esistenti in calcarenite. aventi le seguenti caratteristiche:

peso specifico = 1600 kg/mc

$F_k = 20 \text{ KG/cm}^2$

$F_{vk} = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$

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

$G = 8.000 \text{ kg/cm}^2$

Per le nuove pareti costruite in blocchi laterizi semipieni con la tecnica della muratura armata si adottano le seguenti caratteristiche:

---

peso specifico = 850 kg/mc

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

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

---

$$E = 72.000 \text{ kg/cmq}$$

$$G = 28.800 \text{ kg/cmq}$$

Dato che trattasi di edificio in aggregato non di testata, né d'angolo, non è stata operata la correzione torsionale, ipotizzando che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica.

---

Si è considerata nel calcolo dell'edificio la variazione termica uniforme

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

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

Lat. 38.1108665° N      Long. 13.3640429° E
---------------------------------------------

Terreno tipo B classe d'uso II     $v_n=50$  cat. topografica T1 smorzamento 5%    fatt.struttura 3,60

Parametri di Pericolosità Sismica				
Stato Limite	Tr	$a_g=A_g/g$	$F_o$	$T^*_c$
Operatività (SLO)	30	0.044	2.34	0.229
Danno (SLD)	50	0.061	2.338	0.25
Salvag. Vita (SLV)	475	0.176	2.376	0.291
Collasso (SLC)	975	0.228	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 con riguardo alla resistenza dei maschi murari.

E' stato adottato codice di calcolo Computer Design of Masonries per l'edificio in muratura e Computer Design of Structures per la scala d'acciaio, Licenza d'uso STS n.24234.

---

## Criteri adottati per il calcolo strutturale della scala condominiale

Per la scala d'acciaio condominiale poggiante su pilastri propri e fondazione propria, si è considerata l'azione del terremoto di cui sopra, ed i seguenti carichi verticali:

---

Pesi propri rampe= 100 daN/mq

Pesi propri ballatoi = 100 daN/mq

Peso proprio solaio piano primo = 200 daN/mq

carichi permanenti rampe = 130 daN/mq

carichi permanenti ballatoi = 140 daN/mq

carichi accidentali = 400 daN/mq

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

## Calcolo solai

E' stata eseguita un'analisi per soli carichi verticali, considerando i solai semplicemente appoggiati alle estremità, determinando il momento sollecitante in mezzzeria 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, si tiene conto del contributo di resistenza della soletta in calcestruzzo connessa al calcestruzzo per mezzo dei connettori a piolo.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo, verificando che sia rispettata la seguente formula:

$$M_{ed}/M_{rd} \leq 1$$

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

Tipologia strutturale	$\delta_{max}/L$	$\delta_2/L$
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  $\delta_{max}$  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 (residenza) per luci nette fino a 4,00 m

IPE 140  $i = 63$  cm + soletta in c.a.  $s = 5$  cm

Peso proprio  $G_1$

Soletta c.a.  $s = 5$  cm                      1,20 kN/mq

Profilati d'acciaio                      0,21 “

Sommano                                      1,41 kN/mq

Pesi propri non strutturali  $G_2$

massetto sottopavimentazione argilla espansa p.spec.1400daN/mc

$s = 8$  cm                                      1,12 “

pavimento                                    0,15 “

controsoffitto                              0,30 “

Sommano                                      1,57 kN/mq

Carichi accidentali                      2,00 kN/mq

---

Solaio (residenza) per luci nette fino a 6,14 m

HE 140 A  $i = 63$  cm + soletta in c.a.  $s = 5$  cm

Peso proprio  $G_1$

Soletta c.a.  $s=5$  cm                      1,20 kN/mq

Profilati d'acciaio                      0,39 “

Sommano                                      1,59 kN/mq

Pesi propri non strutturali  $G_2$

massetto sottopavimentazione argilla espansa p.spec.1400daN/mc

$s=8$  cm                                      1,12 “

pavimento                                   0,15 “

controsoffitto                              0,30 “

Sommano                                      1,57 kN/mq

Carichi accidentali                      2,00 kN/mq

---

Solaio (sottotetto) IPE 140  $i=63$  cm + soletta in c.a.  $s=5$  cm per  $L \leq 400$  cm

HE 140 A + soletta in c.a.  $s=5$  cm per  $L \leq 614$  cm

Peso proprio  $G_1$

Soletta c.a.  $s=5$  cm                      1,20 kN/mq

Profilati d'acciaio                      0,39 “

Sommano                                      1,59 kN/mq

Pesi propri non strutturali  $G_2$

massetto sottopavimentazione argilla espansa p.spec.1400daN/mc

controsoffitto                              0,30 “

Sommano                                      0,30 kN/mq

Carichi accidentali                      1,00 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:

---

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

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

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq valida per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

e considerando la quota media del sito  $a_s = 17 \text{ m}$  sul livello medio del mare si assume  $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ .

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

Si assume comunque il carico di neve pari a  $0,60 \text{ kN/mq}$  per tenere conto di possibili accumuli di neve sulle gronde interne del tetto.

Coperture lignee

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 kN/mq

Tegole 0,70 "

Sommano 0,80 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;
- $\beta$  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.

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

e non sia né minore di 1 né maggiore di:

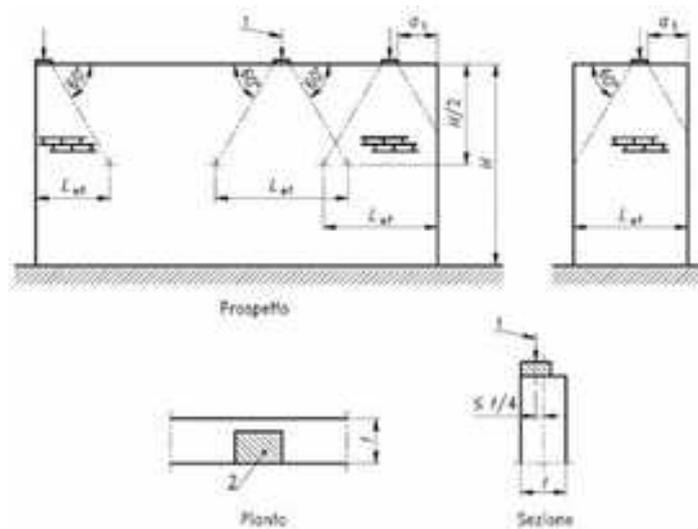
$$1,25 \text{ per } x = 0$$

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

---

## Codici calcolo

---

Il codice di calcolo dei solai misti in acciaio e c.a. e connettori sono forniti da Tecnar 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 Excel<sup>TM</sup> 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 235 zincati a caldo

Conglomerato cementizio delle fondazioni, e della soletta dai solai del tipo C 25/30 classe d'esposizione XC1 per le solette ed XC2 per le fondazioni e classe di consistenza S4 per entrambe

Legno abete nord classe S1

---

## Validazione calcoli

---

Si calcolano il momento flettente ed il taglio di un solaio tipo IPE 140:

$$M_{E,d} = 0,63 \times 1/8 \times 7,188 \times 4,20^2 = 9,98 \text{ kNm}$$

$$V_{E,d} = 0,63 \times 1/2 \times 7,188 \times 4,20 = 9,51 \text{ kN}$$

---

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 IPE 140 residenza:

#### Tipologia

Soletta piena

Trave 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 / 350

Limite all'inflessione finale: L / 250

---

#### Geometria

Luce di calcolo: 420.0 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 mm <sup>2</sup>
Iy:	869.3 cm <sup>4</sup>
Wy Sup:	108700.0 mm <sup>3</sup>
Wy Inf:	108700.0 mm <sup>3</sup>
W Ply:	123900.0 mm <sup>3</sup>
Acciaio	S235
fy:	235 N/mm <sup>2</sup>
Es:	210000 N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo:	C25/30
fck:	25 N/mm <sup>2</sup>
Rck:	30 N/mm <sup>2</sup>
Densità:	24.00 kN/m <sup>3</sup>
E cm:	31476 N/m <sup>2</sup>

#### Carichi

Peso proprio:	1.45 kN/m <sup>2</sup>
Altri p.p.:	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo:	1.12 kN/m <sup>2</sup>
Pavimento:	0.15 kN/m <sup>2</sup>
Tramezzi:	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Altri perm.:	0.30 kN/m <sup>2</sup>
Variabili:	2.00 kN/m <sup>2</sup>

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

Classe sezione mista:	1
Calcolo elastico	
Azioni:	4.36 kN/m
Posizione asse neutro:	7.33 cm
Altezza totale:	21.00 cm
Momento sollecitante - MEd:	9.6 kNm
Momento resistente - MRd:	9.9 kNm
Verifica momento:	0.97
Taglio sollecitante - VEd:	9.2 kNm
Taglio resistente - VRd:	103.4 kN
Verifica taglio:	0.09

#### Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale: 0.0 mm  
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: P.p. + Perm.: 1.5 mm  
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ viscosità: 1.4 mm  
Delta 2 da ritiro: 0.0 mm

Delta 2 totale: 1.4 mm = L / 2939  
Delta finale totale: 2.9 mm = L / 1456

Asse neutro elastico dall'estradosso: 7.3 cm  
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo: 6.67  
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo: 2521.4 cm<sup>4</sup>  
Coefficiente di omogeneizzazione - n: 13.34  
Momento di inerzia sezione omog.: 2115.1 cm<sup>4</sup>  
Incremento freccia per interazione incompleta - i: 1.00  
Frequenza fondamentale naturale: 13.3 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): 55  
Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN): 446  
Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 191

Tipo Connettore: CTF 12/40  
Altezza: 40 mm  
Resistenza del connettore - Prd: 27.30 kN  
Resistenza connessione PRd \* k: 27.30 kN  
Connettore rigido.

##### Distribuzione connettori elastica variabile

##### Distribuzione uniforme:

L= 420.0 cm          Numero connettori= 15          Passo= 30.0 cm

##### Distribuzione variabile (in alternativa):

###### Settore a sinistra:

L= 105.0 cm          Numero connettori= 4          Passo= 30.0 cm

###### Settore centrale:

L= 210.0 cm          Numero connettori= 8          Passo= 30.0 cm

###### Settore a destra:

L= 105.0 cm          Numero connettori= 4          Passo= 30.0 cm

-----

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

Soletta: 1.0 cm<sup>2</sup>/m

Solaio HE 140 A residenza:

### Tipologia

Soletta piena

Trave 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:  $L / 350$

Limite all'inflessione finale:  $L / 250$

-----

### Geometria

Luce di calcolo:	645.0 cm
Interasse travi:	63.0 cm
Spessore soletta:	5.0 cm
Base efficace:	63.0 cm

Profilo:	HE 140 A
ha:	133.0 mm
bf:	140.0 mm
tf:	8.5 mm
bfi:	140.0 mm
tfi:	8.5 mm
tw:	5.5 mm
r0:	12.0 mm
r1:	0.0 mm
Area:	3142.0 mm <sup>2</sup>
Iy:	1033.0 cm <sup>4</sup>
Wy Sup:	155400.0 mm <sup>3</sup>
Wy Inf:	155400.0 mm <sup>3</sup>
W Ply:	173500.0 mm <sup>3</sup>
Acciaio	S235
fy:	235 N/mm <sup>2</sup>

Es:	210000 N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo:	C25/30
fck:	25 N/mm <sup>2</sup>
Rck:	30 N/mm <sup>2</sup>
Densità:	24.00 kN/m <sup>3</sup>
E cm:	31476 N/m <sup>2</sup>

---

#### Carichi

Peso proprio:	1.59 kN/m <sup>2</sup>
Altri p.p.:	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo:	1.12 kN/m <sup>2</sup>
Pavimento:	0.15 kN/m <sup>2</sup>
Tramezzi:	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Altri perm.:	0.30 kN/m <sup>2</sup>
Variabili:	2.00 kN/m <sup>2</sup>

---

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

Classe sezione mista:	1
Calcolo elastico	
Azioni:	4.48 kN/m
Posizione asse neutro:	7.72 cm
Altezza totale:	18.30 cm
Momento sollecitante - MEd:	23.3 kNm
Momento resistente - MRd:	24.6 kNm
Verifica momento:	0.95
Taglio sollecitante - VEd:	14.4 kNm
Taglio resistente - VRd:	94.5 kN
Verifica taglio:	0.15

---

#### Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale:	0.0 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: P.p. + Perm.:	7.9 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ viscosità:	7.9 mm
Delta 2 da ritiro:	6.3 mm

Delta 2 totale:	14.2 mm = L / 454
Delta finale totale:	22.1 mm = L / 292

Asse neutro elastico dall'estradosso:	7.7 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo:	6.67
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo:	2710.8 cm <sup>4</sup>
Coefficiente di omogeneizzazione - n:	13.34
Momento di inerzia sezione omog.:	2210.7 cm <sup>4</sup>
Incremento freccia per interazione incompleta - i:	1.00

Frequenza fondamentale naturale: 5.7 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): 137

Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN): 446

Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 259

Tipo Connettore: CTF 12/40

Altezza: 40 mm

Resistenza del connettore - Prd: 27.30 kN

Resistenza connessione PRd \* k: 27.30 kN

Connettore rigido.

Distribuzione connettori elastica variabile

Distribuzione uniforme:

L= 645.0 cm          Numero connettori= 23          Passo= 30.0 cm

Distribuzione variabile (in alternativa):

Settore a sinistra:

L= 161.3 cm          Numero connettori= 5          Passo= 30.0 cm

Settore centrale:

L= 322.5 cm          Numero connettori= 12          Passo= 30.0 cm

Settore a destra:

L= 161.3 cm          Numero connettori= 5          Passo= 30.0 cm

-----

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

Soletta: 1.1 cm<sup>2</sup>/m

Note:

La verifica del solaio nella direzione trasversale alle travi non è inclusa nella presente verifica.

Copertura:                  Copertura L=400 cm

Tipologia: Falda in legno e tavolato a semplice orditura

Geometria copertura: L<sub>1</sub> (cm) 400 L<sub>2</sub> (cm) 385 a (°) 32,3

Sezioni lignee	B (cm)	H (cm)	i (cm)	L (cm)
Travi maestre	16,0	16,0	65	400
-	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 <sub>m,k</sub>	29,0	f <sub>m,d</sub>	9,7	Moduli elastici	
f <sub>t,0,k</sub>	17,0	f <sub>t,0,d</sub>	5,7	E <sub>0,mean</sub>	12000
f <sub>t,90,k</sub>	0,4	f <sub>t,90,d</sub>	0,1	E <sub>0,05</sub>	8000
f <sub>c,0,k</sub>	23,0	f <sub>c,0,d</sub>	7,7	G <sub>mean</sub>	750
f <sub>c,90,k</sub>	2,9	f <sub>c,90,d</sub>	1,0	Densità (Kg/m <sup>3</sup> )	
f <sub>v,k</sub>	3,0	f <sub>v,d</sub>	1,0	r <sub>k</sub>	380
g <sub>M</sub>	1,50	Kmod	0,50	r <sub>mean</sub>	415

#### Caratteristiche meccaniche delle sezioni lignee

	A (cm <sup>2</sup> )	Jy (cm <sup>4</sup> )	Jz (cm <sup>4</sup> )	Wy (cm <sup>3</sup> )	Wz (cm <sup>3</sup> )
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 <sup>3</sup> )	G <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
Travi maestre	16	16	65,0686	380	0,15
-	-	-	-	-	0,00
Tavolato	20	2,5	20	380	0,11
Peso proprio elementi strutturali G <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )					0,26

	pro. falda	G <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
Manto di copertura in tegole	0,70	0,83
Impermeabilizzazione	0,10	0,12
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 <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )		0,95

Azione variabile principale Q <sub>k1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	y <sub>0</sub>	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	
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 <sup>2</sup> )		$y_0$	$y_1$	$y_2$
Azione del vento	0,60	0,6	0,2	0,0

Vento

Istantaneo	Normale alla falda	
	verticale	orizzont.
Totale azioni variabili (KN/m <sup>2</sup> )	1,11	0,32

Coefficienti di sicurezza delle azioni e dati di progetto

	$g_{G1}$	$g_{G2}$	$g_Q$
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			Verticale	Orizzont.
Azioni $Q_i$	Combinazioni di carico	Combinazione delle azioni	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
Q1	1) Fondamentale (SLU)	$g_{G1}G_1 + g_{G2}G_2 + g_{Q1}Q_{k1}$	2,66	0,00
Q1	2) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1}$	1,81	0,00
Q1	3) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + y_{11}Q_{k1}$	1,33	0,00
Q1	4) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + y_{21}Q_{k1}$	1,21	0,00
Q1+Q2	5) Fondamentale (SLU)	$g_{G1}G_1 + g_{G2}G_2 + g_{Q1}Q_{k1} + g_{Q2}y_{02}Q_{k2}$	3,12	0,29
Q1+Q2	6) Rara (SLE)	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + y_{02}Q_{k2}$	2,11	0,19
Q1+Q2	7) Frequente (SLE)	$G_1 + G_2 + y_{11}Q_{k1} + y_{22}Q_{k2}$	1,33	0,00
Q1+Q2	8) Quasi Permanente (SLE)	$G_1 + G_2 + y_{21}Q_{k1} + y_{22}Q_{k2}$	1,21	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	0,42	0,28	0,20	0,18	0,52	0,35	0,20	0,18
-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Travi maestre	1,46	0,99	0,73	0,66	1,81	1,23	0,73	0,66

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	1,46	0,99	0,73	0,66	1,81	1,23	0,73	0,66

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

### Tavolato

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

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

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,14 \quad \frac{T_d}{f_{v,d}} = 0,06 \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,01$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi

$u_{Qist}$ (cm)	0,01	L/5023
$u_{Qdiff}$ (cm)	0,00	-
$u_{Qfin}$ (cm)	0,01	L/5023

Freccia netta totale

$u_{ist}$ (cm)	0,03	L/2472
$u_{diff}$ (cm)	0,03	L/2433
$u_{fin}$ (cm)	0,05	L/1226

Orditura minuta non presente. Verifiche non eseguite

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

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

Freccia dovuta ai sovraccarichi

$u_{Qist}$ (cm)	-	-
$u_{Qdiff}$ (cm)	-	-
$u_{Qfin}$ (cm)	-	-

Freccia netta totale

$u_{ist}$ (cm)	-	-
$u_{diff}$ (cm)	-	-
$u_{fin}$ (cm)	-	-

### Travi maestre

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

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,75 \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,67$$

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

Freccia dovuta ai sovraccarichi

$u_{Qist}$ (cm)	0,31	L/1307
$u_{Qdiff}$ (cm)	0,00	-
$u_{Qfin}$ (cm)	0,31	L/1307

Freccia netta totale

$u_{ist}$ (cm)	0,70	L/570
$u_{diff}$ (cm)	0,80	L/500
$u_{fin}$ (cm)	1,50	L/266

Copertura: Copertura L=465 cm

Tipologia: Falda in legno e tavolato a semplice orditura

Geometria copertura:  $L_1$  (cm) 465  $L_2$  (cm) 415  $a$  (°) 24

Sezioni lignee	B (cm)	H (cm)	i (cm)	L (cm)
Travi maestre	18,0	18,0	65	465
-	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 <sup>3</sup> )
$f_{v,k}$	3,0	$f_{v,d}$	1,0	$r_k$ 380
$g_M$	1,50	Kmod	0,50	$r_{mean}$ 415

#### Caratteristiche meccaniche delle sezioni lignee

	A (cm <sup>2</sup> )	Jy (cm <sup>4</sup> )	Jz (cm <sup>4</sup> )	Wy (cm <sup>3</sup> )	Wz (cm <sup>3</sup> )
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 <sup>3</sup> )	G <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
Travi maestre	18	18	64,89629	380	0,19
-	-	-	-	-	0,00
Tavolato	20	2,5	20	380	0,10
Peso proprio elementi strutturali G <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )					0,29

	pro. falda	G <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
Manto di copertura in tegole	0,70	0,77
Impermeabilizzazione	0,10	0,11
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 <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )		0,88

Azione variabile principale Q <sub>k1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	y <sub>0</sub>	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>
Carico neve	0,60	0,5	0,2
Neve a quota < 1000 mslm			0,0

Media durata	Verticale		
Azione variabile di combinazione $Q_{k2}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$y_0$	$y_1$	$y_2$
Azione del vento	0,60	0,6	0,2
Vento			
Istantaneo	Normale alla falda		
	verticale	orizzont.	
Totale azioni variabili (KN/m <sup>2</sup> )	1,15	0,24	

#### Coefficienti di sicurezza delle azioni e dati di progetto

	$g_{G1}$	$g_{G2}$	$g_Q$
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			Verticale	Orizzont.
Azioni $Q_i$	Combinazioni di carico	Combinazione delle azioni	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
Q1	1) Fondamentale (SLU)	$g_{G1}G_1+g_{G2}G_2+g_{Q1}Q_{k1}$	2,60	0,00
Q1	2) Rara (SLE)	$G_1+G_2+Q_{k1}$	1,77	0,00
Q1	3) Frequente (SLE)	$G_1+G_2+y_{11}Q_{k1}$	1,29	0,00
Q1	4) Quasi Permanente (SLE)	$G_1+G_2+y_{21}Q_{k1}$	1,17	0,00
Q1+Q2	5) Fondamentale (SLU)	$g_{G1}G_1+g_{G2}G_2+g_{Q1}Q_{k1}+g_{Q2}y_{02}Q_{k2}$	3,09	0,22
Q1+Q2	6) Rara (SLE)	$G_1+G_2+Q_{k1}+y_{02}Q_{k2}$	2,10	0,15
Q1+Q2	7) Frequente (SLE)	$G_1+G_2+y_{11}Q_{k1}+y_{22}Q_{k2}$	1,29	0,00
Q1+Q2	8) Quasi Permanente (SLE)	$G_1+G_2+y_{21}Q_{k1}+y_{22}Q_{k2}$	1,17	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	0,43	0,29	0,20	0,18	0,54	0,36	0,20	0,18
-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Travi maestre	1,54	1,05	0,76	0,69	1,89	1,28	0,76	0,69

#### 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	1,54	1,05	0,76	0,69	1,89	1,28	0,76	0,69

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

Tavolato

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

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

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,14 \quad \frac{T_d}{f_{v,d}} = 0,06 \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,01$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi

$u_{Qist}$ (cm)	0,01	L/4835
$u_{Qdiff}$ (cm)	0,00	-
$u_{Qfin}$ (cm)	0,01	L/4835

Freccia netta totale

$u_{ist}$ (cm)	0,03	L/2435
$u_{diff}$ (cm)	0,03	L/2453
$u_{fin}$ (cm)	0,05	L/1222

Orditura minuta non presente. Verifiche non eseguite

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

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

Freccia dovuta ai sovraccarichi

$u_{Qist}$ (cm)	-	-
$u_{Qdiff}$ (cm)	-	-
$u_{Qfin}$ (cm)	-	-

Freccia netta totale

$u_{ist}$ (cm)	-	-
$u_{diff}$ (cm)	-	-
$u_{fin}$ (cm)	-	-

Travi maestre

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

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,68 \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,58$$

$$\frac{T_d}{f_{v,d}} = 0,22 \quad \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,13 \quad L_{app} \text{ (cm)} = 20$$

Freccia dovuta ai sovraccarichi

$u_{Qist}$ (cm)	0,35	L/1314
$u_{Qdiff}$ (cm)	0,00	-
$u_{Qfin}$ (cm)	0,35	L/1314

Freccia netta totale

$u_{ist}$ (cm)	0,79	L/587
$u_{diff}$ (cm)	0,88	L/528
$u_{fin}$ (cm)	1,67	L/278

Viene eseguita la verifica sulle pareti esistenti di confine per solaio IPE 140, la stessa non viene eseguita per i solai inseriti nei cordoli in c.a. in quanto il carico è ivi distribuito uniformemente sulla muratura dai cordoli in conglomerato cementizio armato.

VERIFICA A CARICO CONCENTRATO MURATURA		
CARATTERISTICHE MURATURA		
$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	360,00	Resistenza media a compressione
$\gamma_m$	3,00	Coefficiente di sicurezza parziale
F.C.	1,35	Fattore di confidenza
$f_d$ [N/cm <sup>2</sup> ]	88,89	Resistenza a compressione di calcolo
CARATTERISTICHE APPOGGIO		
a [cm]	10,00	Larghezza di appoggio carico
b [cm]	22,00	profondità appoggio carico
$A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	220,00	impronta del carico sul muro
H [cm]	1300,00	altezza dell'appoggio dal piede del muro
$a_1$ [cm]	10,00	distanza minima del bordo dell'impronta di carico alla fine parete
CARATTERISTICHE MURO		
s [cm]	25,00	spessore del muro
$l_{ef}$ [cm]	395,28	larghezza effettiva della parete portante
$A_{eff}$ [cm <sup>2</sup> ]	484,00	area efficace
$\beta_{max}$ [cm]	1,25	massimo valora di beta utilizzabile
$\beta$ [cm]	1,00	coefficiente amplificatico di diffusione
VERIFICA		
$N_{Rdc}$ [kN]	19,60	Resistenza a compressione per carichi concentrati
$N_{Edc}$ [kN]	14,50	Carico di progetto applicato
VERIFICA SODDISFATTA		

Viene eseguita la verifica su parete di confine non consolidata per solaio IPE 140

VERIFICA A CARICO CONCENTRATO MURATURA		
CARATTERISTICHE MURATURA		
$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	240,00	Resistenza media a compressione
$\gamma_m$	3,00	Coefficiente di sicurezza parziale
F.C.	1,35	Fattore di confidenza
$f_d$ [N/cm <sup>2</sup> ]	59,26	Resistenza a compressione di calcolo
CARATTERISTICHE APPOGGIO		
a [cm]	9,10	Larghezza di appoggio carico
b [cm]	22,00	profondità appoggio carico
$A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	200,20	impronta del carico sul muro
H [cm]	1300,00	altezza dell'appoggio dal piede del muro
$a_1$ [cm]	10,00	distanza minima del bordo dell'impronta di carico alla fine parete
CARATTERISTICHE MURO		
s [cm]	25,00	spessore del muro
$l_{ef}$ [cm]	394,38	larghezza effettiva della parete portante
$A_{eff}$ [cm <sup>2</sup> ]	440,44	area efficace
$\beta_{max}$ [cm]	1,25	massimo valora di beta utilizzabile
$\beta$ [cm]	1,00	coefficiente amplificatico di diffusione
VERIFICA		

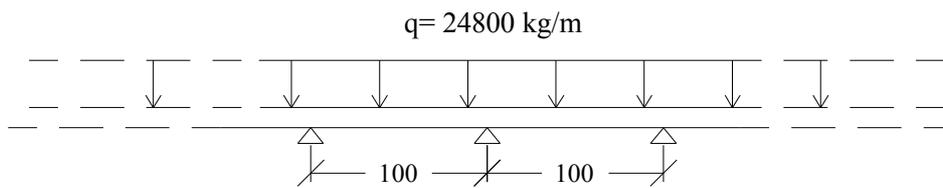
$N_{Rdc}$ [kN]	11,89	Resistenza a compressione per carichi concentrati
$N_{Edc}$ [kN]	9,30	Carico di progetto applicato
VERIFICA SODDISFATTA		

VERIFICA A CARICO CONCENTRATO MURATURA		
CARATTERISTICHE MURATURA		
$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	240,00	Resistenza media a compressione
$\gamma_m$	3,00	Coefficiente di sicurezza parziale
F.C.	1,35	Fattore di confidenza
$f_d$ [N/cm <sup>2</sup> ]	59,26	Resistenza a compressione di calcolo
CARATTERISTICHE APPOGGIO		
a [cm]	7,30	Larghezza di appoggio carico
b [cm]	22,00	profondità appoggio carico
$A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	160,60	impronta del carico sul muro
H [cm]	1300,00	altezza dell'appoggio dal piede del muro
$a_1$ [cm]	10,00	distanza minima del bordo dell'impronta di carico alla fine parete
CARATTERISTICHE MURO		
s [cm]	25,00	spessore del muro
$l_{ef}$ [cm]	392,58	larghezza effettiva della parete portante
$A_{eff}$ [cm <sup>2</sup> ]	353,32	area efficace
$\beta_{max}$ [cm]	1,25	massimo valora di beta utilizzabile
$\beta$ [cm]	1,00	coefficiente amplificatico di diffusione
VERIFICA		
$N_{Rdc}$ [kN]	9,54	Resistenza a compressione per carichi concentrati
$N_{Edc}$ [kN]	9,30	Carico di progetto applicato
VERIFICA SODDISFATTA		

## CALCOLO TRAVI FONDAZIONE IN C.A. DI COLLEGAMENTO DEI MICROPALI

Dal tabulato di calcolo si evince che la trave interna più caricata è quella del telaio 6 con  $q = 24800 \text{ kg/m}$ , pertanto adottando lo schema di calcolo in figura, riesce:

### TELAIO 6



$$M_d = 24800 \times 1,00^2 / 12 = 2067 \text{ kgm}$$

$$V_d = 24800 \times 1,00 / 2 = 12400 \text{ kg}$$

$$T_d = 24800 \times 0,125 \times 1,00 / 2 = 1550 \text{ kgm}$$

Per cui si ha:

Verifica C.A. S.L.U. - File: ...

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	65	55

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,70	3
2	7,70	49

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  $\leftrightarrow$  Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 20,67 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  14,17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

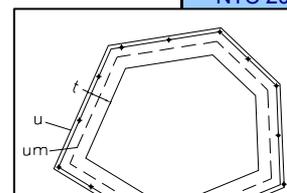
M<sub>xRd</sub> 142,6 kN m  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  48,11 ‰  
 d 49 cm  
 x 3,323 x/d 0,06781  
 $\delta$  0,7

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 o 0 cm Col. modello  
 Precompresso

VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE ELEMENTI IN C.A.			
<b>Sezione</b>		<b>Staffe a taglio</b>	<b>Staffe a torsione</b>
b 65cm		$\phi$ 8 mm	$\phi$ 8mm
h 55cm		Passo 24 cm	Passo 24cm
c 3,0cm		Bracci 4,0	Bracci 2,0
d 52,0cm		<b>Ferri piegati a taglio</b>	Ast 1,01cm²/passo
<b>Materiali</b>		n° 0	Ast 4,19cm²/m
R <sub>ck</sub> 30Mpa		Passo 100 cm	A <sub>rp</sub> 0,00cm²/passo
f <sub>yk</sub> 450Mpa		$\phi_2$ 0 mm	A <sub>rp</sub> 0,00cm²/m
<b>Azione assiale SLU</b>		$\alpha =$ 45	<b>Armatura long a torsione</b>
V <sub>sdu</sub> 124,00kN		<b>Armatura longitudinale a flessione</b>	A <sub>sl,sup</sub> 3,08cm²
$\delta$ 1,00		A <sub>sl,sup</sub> (cm²) 7,70 cm²	A <sub>sl,inf</sub> 3,08cm²
T <sub>sdu</sub> 15,50kNm		A <sub>sl,inf</sub> (cm²) 7,70 cm²	
DM 96			NTC 2008 - TORSIONE

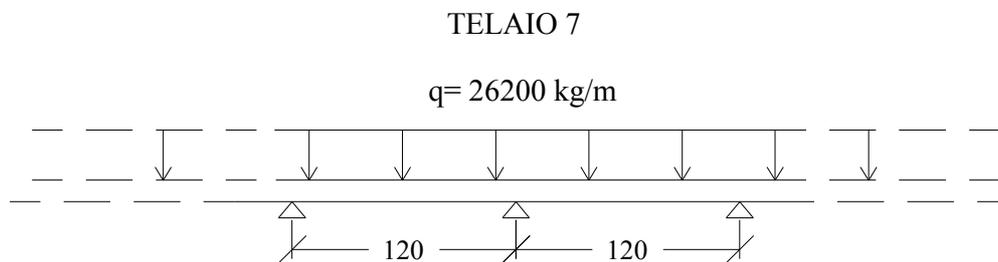


		NTC 2008 - TAGLIO			
$\gamma_c =$	1,60	$\gamma_c =$	1,50	$\gamma_s =$	1,15
$f_{cd} =$	15,56Mpa	$f_{ck} =$	24,90 Mpa	$f_{ywd} =$	391,30Mpa
$f_{ctd} =$	1,14MPa	$f_{cd} =$	14,11 Mpa	$\sigma_{cp} =$	0,00
$\gamma_s =$	1,15	$f_{cd} =$	7,06 Mpa	$\alpha_c =$	1,000
$f_{ywd} =$	391,30MPa	$N_{sd} =$	0 KN		
<b>Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO</b>		$A_{st} =$	8,38 cm <sup>2</sup> /m		
$r =$	1,08m	$A_{st,min} =$	9,75 cm <sup>2</sup> /m		
$pl =$	0,00228	<b>Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO</b>			
$V_{Rd1} =$	115,93kN	$k =$	1,62017	$\rho_l =$	0,00228
	<b>Necessita armatura a taglio</b>	$V_{Rd1} =$	121,74kN		<b>Necessita armatura a taglio</b>
<b>Verifica puntoni di calcestruzzo:</b>		<b>Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO</b>			
$V_{Rdu} =$	1578,04daN	$ctg\theta = 1$ (45°)		$ctg\theta = 2,5$ (21,8°)	
	<b>OK</b>	$V_{Rsd} =$	153,42 N	$V_{Rsd} =$	383,55N
<b>Verifica acciaio:</b>		$V_{Rcd} =$	1073,07 N	$V_{Rcd} =$	740,05N
$V_{cd} =$	231,29kN	$ctg\theta$ (di calcolo)	3,60	$\theta$ (°)	15,5
$V_{wd,st} =$	153,42kN	$ctg\theta$ (assunto)	2,50		
$V_{wd,fp} =$	0,00daN	$V_{Rsd} =$	383,55 kN		
$V_{Rdu} =$	306,84daN	$V_{Rcd} =$	740,05 kN		
	<b>OK</b>	$V_{Rdu} =$	383,55kN		
		<b>TORSIONE +TAGLIO</b>			
		$t$ (cm)	28		
		$u$ (cm)	240		
		$u_m$ (cm)	130		
		$a_l$ (cm)	0,047		
		$a_s$ (cm)	0,042		
		$cot\theta$ (di calcolo)	1,064		
		$cot\theta$ (assunto)	1,064		
		$q$ (°)	43,2		
		$T_{Rcd}$ (kNm)	199,70		
		$T_{Rsd}$ (kNm)	124,65		
		$T_{Rld}$ (kNm)	124,65		
		$T_{Rd}$ (kNm)	124,65		
		$V_{sd}$ (kN)	124,00		
		$V_{Rcd}$ (kN)	740,05		
		<b>Crisi CLS positiva</b>	0,25		

Armatura finale	$A_{sl,sup}$	10,78cm <sup>2</sup>
	$A_{sl,inf}$	10,78cm <sup>2</sup>
	$A_{st}$	12,57cm <sup>2</sup> /m

Si adotta pertanto come armatura metallica 7  $\phi$  14 longitudinali superiori e 7  $\phi$  14 longitudinali inferiori e staffe  $\phi$  8 a 4 braccia ogni 12 cm utili sia per la torsione che per il taglio.

Dal tabulato di calcolo si evince che la trave esterna più caricata è quella del telaio 7 con  $q = 26200 \text{ kg/m}$ , pertanto adottando lo schema di calcolo in figura, riesce:



$$M_d = 26200 \times 1,20^2 / 12 = 3144 \text{ kgm}$$

$$V_d = 26200 \times 1,20 / 2 = 15720 \text{ kg}$$

$$T_d = 26200 \times 0,125 \times 1,00 / 2 = 1965 \text{ kgm}$$

Per cui si ha:

Verifica C.A. S.L.U. - File: [ ]

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : [ ]

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	55	55

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,70	3
2	7,70	49

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni:  
 S.L.U.  $\leftrightarrow$  Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 31,44 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

Tipologia rottura:  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  14,17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

M<sub>xRd</sub> 142 kNm  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  45,31 ‰  
 d 49 cm  
 x 3,514 x/d 0,07171  
 $\delta$  0,7

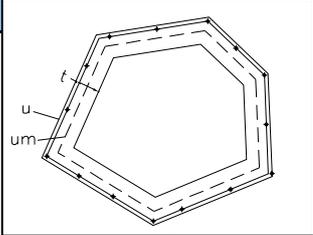
Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 e 0 cm Col. modello

Precompresso

VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE ELEMENTI IN C.A.			
<b>Sezione</b>	<b>Staffe a taglio</b>	<b>Staffe a torsione</b>	
b 55cm	$\phi_1$ 8 mm	$\phi$ 8mm	
h 55cm	Passo 24 cm	Passo 24cm	
c 3,0cm	Bracci 4,0	Bracci 2,0	
d 52,0cm	<b>Ferri piegati a taglio</b>	Ast 1,01cm²/passo	
<b>Materiali</b>	$n^\circ$ 0	Ast 4,19cm²/m	
R <sub>ck</sub> 30Mpa	Passo 100 cm	Afp 0,00cm²/passo	
f <sub>yk</sub> 450MPa	$\phi_2$ 0 mm	Afp 0,00cm²/m	
<b>Azione assiale SLU</b>	$\alpha =$ 45		
V <sub>sdu</sub> 157,20kN	<b>Armatura longitudinale a flessione</b>	<b>Armatura long a torsione</b>	
$\delta$ 1,00	A <sub>sl,sup</sub> (cm²) 7,70 cm²	A <sub>sl,sup</sub> 3,08cm²	
T <sub>sdu</sub> 19,65kNm	A <sub>sl,inf</sub> (cm²) 7,70 cm²	A <sub>sl,inf</sub> 3,08cm²	

DM 96	NTC 2008 - TAGLIO	TORSIONE
$\gamma_c = 1,60$ $f_{cd} = 15,56 \text{ Mpa}$ $f_{ctd} = 1,14 \text{ Mpa}$ $\gamma_s = 1,15$ $f_{ywd} = 391,30 \text{ MPa}$	$\gamma_c = 1,50$ $f_{ck} = 24,90 \text{ Mpa}$ $f_{cd} = 14,11 \text{ Mpa}$ $f'_{cd} = 7,06 \text{ Mpa}$ $N_{sd} = 0 \text{ KN}$ $A_{st} = 8,38 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A_{st,min} = 8,25 \text{ cm}^2/\text{m}$	
<b>Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO</b> $r = 1,08 \text{ m}$ $\rho_l = 0,00269$ $V_{Rd1} = 99,92 \text{ kN}$ <b>Necessita armatura a taglio</b>	<b>Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO</b> $k = 1,62017$ $\rho_l = 0,00269$ $V_{Rd1} = 104,83 \text{ kN}$ <b>Necessita armatura a taglio</b>	<b>TORSIONE +TAGLIO</b> $t$ (cm) 28 $u$ (cm) 220 $u_m$ (cm) 110 $a_l$ (cm) 0,056 $a_s$ (cm) 0,042 $\cot \theta$ (di calcolo) 1,156 $\cot \theta$ (assunto) 1,156 $q$ (°) 40,9 $T_{Rcd}$ (kNm) 145,19 $T_{Rsd}$ (kNm) 114,66 $T_{Rld}$ (kNm) 114,66 $T_{Rd}$ (kNm) 114,66
<b>Verifica puntoni di calcestruzzo:</b> $V_{Rdu} = 1335,26 \text{ daN}$ <b>OK</b>	<b>Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO</b> $\text{ctg} \theta = 1$ (45°) $\text{ctg} \theta = 2,5$ (21,8°) $V_{Rsd} = 153,42 \text{ N}$ $V_{Rsd} = 383,55 \text{ N}$ $V_{Rcd} = 907,98 \text{ N}$ $V_{Rcd} = 626,19 \text{ N}$	$\theta$ (°) 16,9 $T_{Rcd}$ (kNm) 145,19 $T_{Rsd}$ (kNm) 114,66 $T_{Rld}$ (kNm) 114,66 $T_{Rd}$ (kNm) 114,66
<b>Verifica acciaio:</b> $V_{cd} = 195,71 \text{ kN}$ $V_{wd,st} = 153,42 \text{ kN}$ $V_{wd,fp} = 0,00 \text{ daN}$ $V_{Rdu} = 306,84 \text{ daN}$ <b>OK</b>	$\text{ctg} \theta$ (di calcolo) 3,29 $\text{ctg} \theta$ (assunto) 2,50 $V_{Rsd} = 383,55 \text{ kN}$ $V_{Rcd} = 626,19 \text{ kN}$ $V_{Rdu} = 383,55 \text{ kN}$	$V_{sd}$ (kN) 157,20 $V_{Rcd}$ (kN) 626,19 <b>Crisi CLS positiva 0,39</b>

Armatura finale	$A_{sl,sup}$	10,78 cm <sup>2</sup>
	$A_{sl,inf}$	10,78 cm <sup>2</sup>
	$A_{st}$	12,57 cm <sup>2</sup> /m

Si adotta pertanto come armatura metallica 7  $\phi$  14 longitudinali superiori e 7  $\phi$  14 longitudinali inferiori e staffe  $\phi$  8 a 4 braccia ogni 12 cm utili sia per la torsione che per il taglio.