

PROVINCIA DI TERNI

COMUNE DI TERNI

**ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO
ELEMENTARE G. CARDUCCI**

PROGETTO ESECUTIVO



ABACO SOC. COOPERATIVA DI RICERCA E PROGETTI

Viale Guglielmo Marconi, 2 Spoleto
Tel. 0743 222755 Fax 0743 222527 e-mail: info@studioabaco.com pec: abaco.coop@pec.it

Arch. E. Bacchettini

Arch. G. Cittadoni

Arch. L. Elisei

Arch. M. Orazi



DOCUMENTAZIONE INTEGRATIVA

RELAZIONE INTEGRATIVA

Data:
DIC. 2016

Ditta: **Comune di Terni**

Comune di : Terni

Via/località: Via del Pellicano

Dati catastali: foglio 69 part.278

Oggetto: Richiesta di chiarimenti o documenti per Adeguamento Sismico Edificio Scolastico
G.Carducci Prat. 804/2016, verbale istruttoria Prot. 237516 del 16/11/2016

RELAZIONE INTEGRATIVA

Dal punto di vista strutturale:

S1) *L'Intervento di consolidamento in intradosso dei solai prevede la messa a nudo dell'armatura inferiore, diffusa o concentrata a seconda della tipologia di impalcato esistente e la costituzione di un volume di malta nell'intorno della medesima.*

S1.1)-S1.2)-S1.3)-S1.4) Si omette la risposta in riferimento a questi punti in quanto l'intervento previsto è stato sostituito da altro intervento.

In virtù, infatti, delle analisi effettuate, visto che per il soddisfacimento delle verifiche a taglio si rendeva necessaria la realizzazione di zone piene di larghezza molto elevata, con evidenti difficoltà esecutive ed un alto onere computazionale si è scelto di sostituire l'intervento previsto con uno di più semplice realizzazione ed economicamente più vantaggioso.

La nuova soluzione progettuale prevede la realizzazione di una struttura portante in acciaio all'intradosso dei solai esistenti mediante:

- demolizione di muratura all'appoggio delle travi per consentire l'inserimento delle stesse;
- preparazione degli appoggi;
- messa in opera dei profili come da tavole strutturali;
- connessione dei profili UPN perimetrali alle murature d'ambito mediante perfori Ø24 L=35cm/100cm, armati con barre Ø16 e iniettati con resina epossidica bi componente;
- messa in opera di controsoffitto.

I solai esistenti diventano in questo modo strutture portate, i cui travetti vengono verificati come travi su più appoggi, come da verifiche di seguito riportate.

Verifiche solai SAPAL esistenti

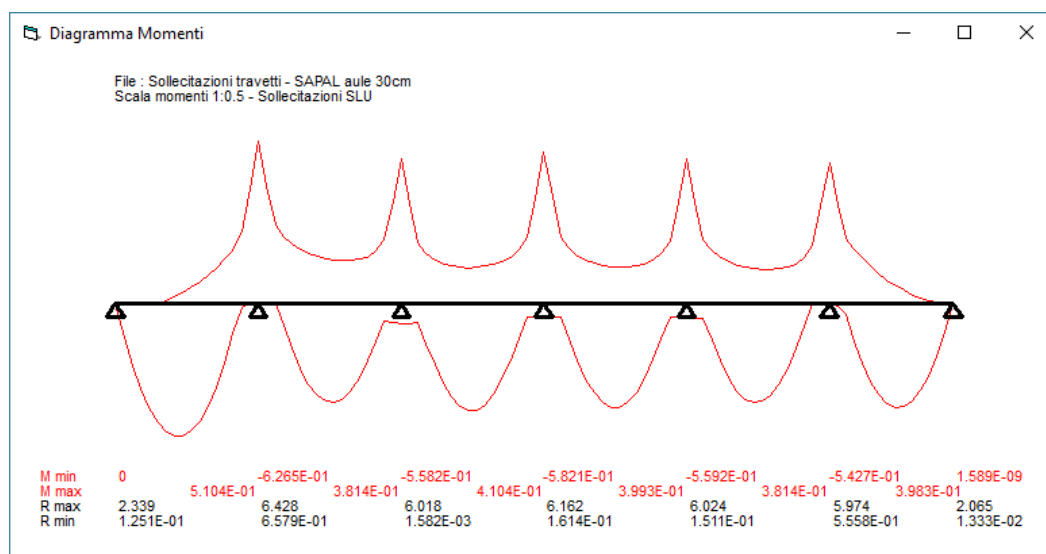
SOLAIO SAPAL h=30cm aule

La verifica è stata effettuata considerando il travetto come una trave su 7 appoggi (UPN140 alle estremità e IPE140 appoggi intermedi). È stato quindi considerato un travetto in c.a, armato longitudinalmente con una barra $\varnothing 14$ mm inferiormente e con due barre $\varnothing 4$ superiormente, di altezza pari a 250 mm. La verifica è stata effettuata per la situazione più gravosa considerando il campo di solaio di luce 5,90 m. I materiali utilizzati per le verifiche sono: acciaio FeB22k e calcestruzzo C25/30 i cui valori delle caratteristiche meccaniche e di resistenza sono stati ridotti di con un fattore di confidenza $FC=1,35$ per tenere conto del livello di conoscenza raggiunto per il c.a. (LC1).

ANALISI CARICHI SOLAI SAPAL h=30cm (porzione sud)					
Travetti in laterizio	25	(Kg/m ²)	G₁	175	(Kg/m ²)
Tavelloni per soletta	40	(Kg/m ²)			
Travetto cls e getto sopra tavelloni	80	(Kg/m ²)			
Tavella inferiore	30	(Kg/m ²)			
Massetto (1800*0.035)	63	(Kg/m ²)	G₂	133	(Kg/m ²)
Pavimento	40	(Kg/m ²)			
Intonaco	30	(Kg/m ²)			
Carico variabile (CAT.C)	400	(Kg/m ²)	Q_k	400	(Kg/m ²)

$$p = 1,3 \cdot 1,75 \cdot 0,52 + 1,5 \cdot 1,33 \cdot 0,52 + 1,5 \cdot 4,00 \cdot 0,52 = 5,34 \text{ kN/m}$$

Verifica a flessione



Momento positivo $M_{Ed} = 0.510 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SAPAL 30cm

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

Titolo: SAPAL 30cm mezzeria

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	15	4
2	6	21

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.54	22.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0.510 kNm
M_{xEd} 0
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: FeB22k LC C25/30 LC

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 139.1 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 10.48
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 0.695 ‰ σ_{c,adm} 8.33
σ_{s,adm} 127.40 N/mm² τ_{co} 0.496
τ_{c1} 1.606

M_{xRd} 4.669 kNm
σ_c -10.48 N/mm²
σ_s 139.1 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 43.45 ‰
d 22.5 cm
x 1.677 x/d 0.07455
δ 0.7

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

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Momento negativo $M_{Ed} = -0.626 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SAPAL 30cm

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

Titolo: SAPAL 30cm mezzeria

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	15	4
2	6	21

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.25	2.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} -0.626 kNm
M_{xEd} 0
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: FeB22k LC C25/30 LC

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 139.1 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 10.48
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 0.695 ‰ σ_{c,adm} 8.33
σ_{s,adm} 127.40 N/mm² τ_{co} 0.496
τ_{c1} 1.606

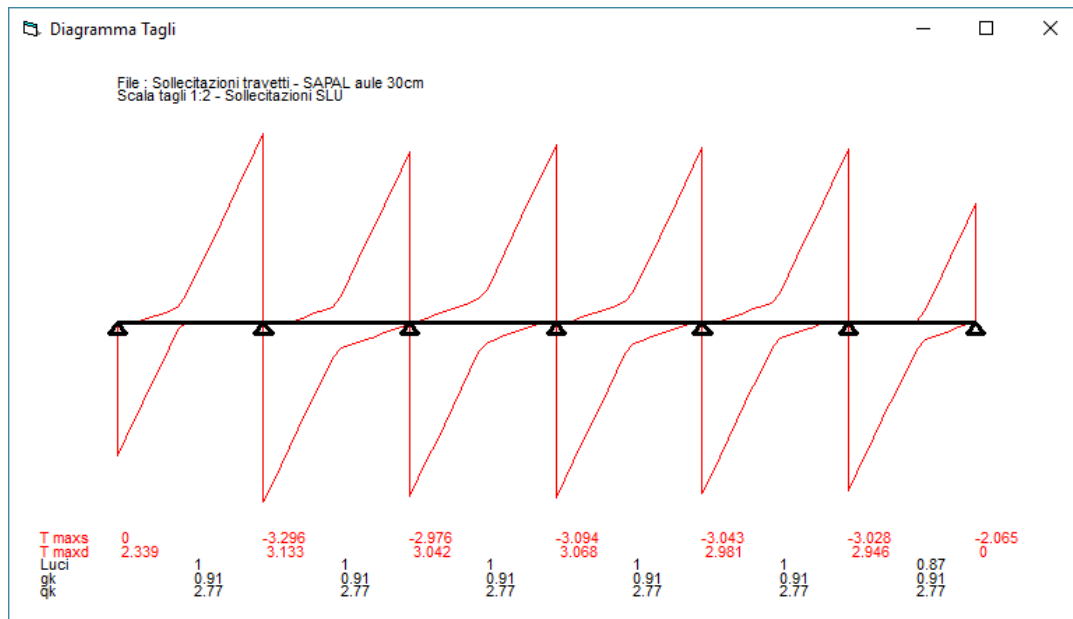
M_{xRd} -0.7719 kNm
σ_c -10.48 N/mm²
σ_s 139.1 N/mm²
ε_c 2.358 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 22.5 cm
x 0.759 x/d 0.03376
δ 0.7

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

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Verifica a taglio



$V_{Ed} = 3,296 \text{ kN}$ appoggio intermedio

SOLAIO SAPAL h=30cm: appoggio intermedio		
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]		
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
armatura tesa	0 [mm2]	
Rck	22.22 N/mm2	
d	225 [mm]	altezza utile della sezione
bw	60 [mm]	larghezza minima della sezione
k	1.94	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
p1	0.000	Asl/(bw*c rapporto di armatura longitudinale TESA
σcp	0	Ned/Ac tensione media di compressione nella sezione
fck	18.4426	
vmin	0.41	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
(vmin+0.15* σcp)*bw*d	5494.9 N	
VRD	5494.9 N	
VEDmax	3296 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta	

$V_{Ed} = 2,339 \text{ kN}$ appoggio di estremità

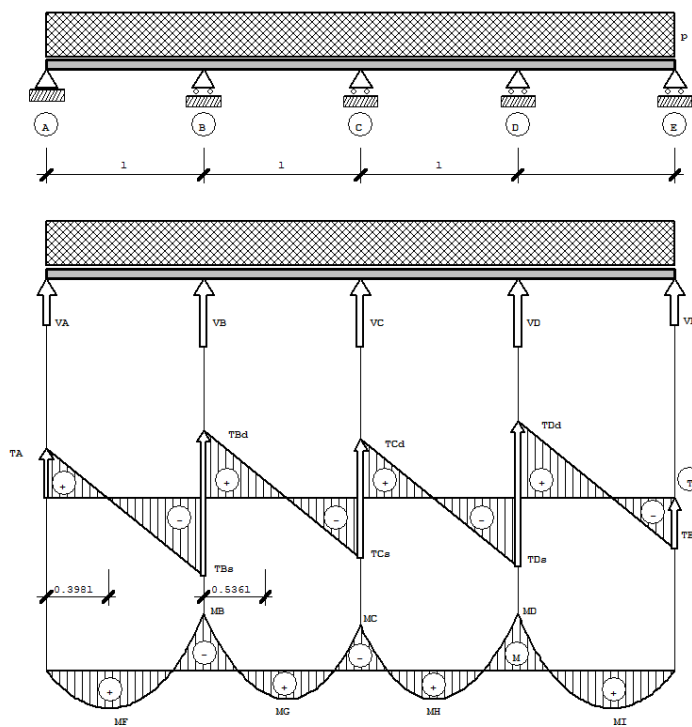
SOLAIO B-B: appoggio di estremità		
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]		
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
armatura tesa	0 [mm ²]	
Rck	22.22 N/mm ²	
d	225 [mm]	altezza utile della sezione
bw	60 [mm]	larghezza minima della sezione
k	1.94	$1+(200/d)^{1/2} \leq 2$
ρ_1	0.000	Asl/(bw*c) rapporto di armatura longitudinale TESA
σ_{cp}	0 Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
fck	18.4426	
vmin	0.41	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
$(vmin+0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$	5494.9 N	
V _{RD}	5494.9 N	
VEDmax	2339 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta	

SOLAIO SAPAL h=30cm bagni

La verifica è stata effettuata considerando il travetto come una trave su 5 appoggi (UPN140 alle estremità e IPE140 appoggi intermedi). È stato quindi considerato un travetto in c.a, armato longitudinalmente con una barra Ø14 mm inferiormente e con due barre Ø4 superiormente, di altezza pari a 250 mm. La verifica è stata effettuata per la situazione più gravosa considerando il campo di solaio di luce 3,90 m. I materiali utilizzati per le verifiche sono: acciaio FeB22k e calcestruzzo C25/30 i cui valori delle caratteristiche meccaniche e di resistenza sono stati ridotti di con un fattore di confidenza FC=1,35 per tenere conto del livello di conoscenza raggiunto per il c.a. (LC1).

ANALISI CARICHI SOLAI SAPAL h=30cm (bagni)					
Travetti in laterizio	25	(Kg/m ²)	G₁	175	(Kg/m ²)
Tavelloni per soletta	40	(Kg/m ²)			
Travetto cls e getto sopra tavelloni	80	(Kg/m ²)			
Tavella inferiore	30	(Kg/m ²)			
Massetto (1800*0.035)	63	(Kg/m ²)	G₂	253	(Kg/m ²)
Pavimento	40	(Kg/m ²)			
Intonaco	30	(Kg/m ²)			
Tramezzi	120	(Kg/m ²)			
Carico variabile (CAT.C)	400	(Kg/m ²)	Q_k	400	(Kg/m ²)

$$p = 1,3 \cdot 1,75 \cdot 0,52 + 1,5 \cdot 2,53 \cdot 0,52 + 1,5 \cdot 4,00 \cdot 0,52 = 6,27 \text{ kN/m}$$



p [kN/ml] 76.27

l [cm] 7100

Reazioni

VA [kN]=2.464 VB [kN]=7.167

VC [kN]=5.826 VD [kN]=7.167

VE [kN]=2.464

Taglio

TA [kN]=2.464 TBa [kN]=-3.806

TBd [kN]=-3.361 TCa [kN]=-2.909

TCd [kN]=2.909 TDe [kN]=-3.361

TDd [kN]=-3.806 TE [kN]=-2.464

Momenti

MA [kNm]=0.000 MB [kNm]=-0.671

MC [kNm]=-0.445 MF,MI [kNm]=0.482

MH,MC [kNm]=0.226

Verifica a flessioneMomento positivo $M_{Ed} = 0.482 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SAPAL 30cm

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

Titolo: SAPAL 30cm mezzeria

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	15	4	1	1.54	22.5
2	6	21			

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M Ed 0.482 kNm
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB22k LC C25/30 LC
Esu 67.5 % Ec2 2 %
fyd 139.1 N/mm² Ecu 3.5 %
Es 200,000 N/mm² fcd 10.48 %
Es/Es 15 fcc/fcd 0.8 ?
Esyd 0.695 % σc,adm 8.33
σs,adm 127.40 N/mm² τco 0.496
τc1 1.606

M xRd 4.669 kNm
σc -10.48 N/mm²
σs 139.1 N/mm²
εc 3.5 %
εs 43.45 %
d 22.5 cm
x 1.677 x/d 0.07455
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

La verifica risulta SODDISFATTA.

Momento negativo $M_{Ed} = -0.626 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SAPAL 30cm

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

Titolo: SAPAL 30cm appoggio

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	15	4
2	6	21

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.25	2.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} -0.626 kNm
M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

FeB22k LC	C25/30 LC
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 139.1 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 10.48
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 0.695 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 8.33
$\sigma_{s,adm}$ 127.40 N/mm²	τ_{co} 0.496
	τ_{c1} 1.606

M_{xRd} -0.7719 kNm

σ_c -10.48 N/mm²
 σ_s 139.1 N/mm²
 ϵ_c 2.358 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 22.5 cm
x 0.759 x/d 0.03376
 δ 0.7

Tipo Sezione
Rettang. Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Verifica a taglio

$V_{Ed} = 3,806 \text{ kN}$ appoggio intermedio

SOLAIO SAPAL h=30cm: appoggio intermedio		
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]		
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
armatura tesa	0 [mm²]	
Rck	22.22 N/mm²	
d	225 [mm]	altezza utile della sezione
b _w	60 [mm]	larghezza minima della sezione
k	1.94	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
ρ_1	0.000	Asl/(b _w *c) rapporto di armatura longitudinale TESA
σ_{cp}	0 Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
fck	18.4426	
vmin	0.41	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
(vmin+0.15* σ_{cp})*b _w *d	5494.9 N	
V _{RD}	5494.9 N	
VEDmax	3806 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta	

$V_{Ed} = 2,464 \text{ kN}$ appoggio di estremità

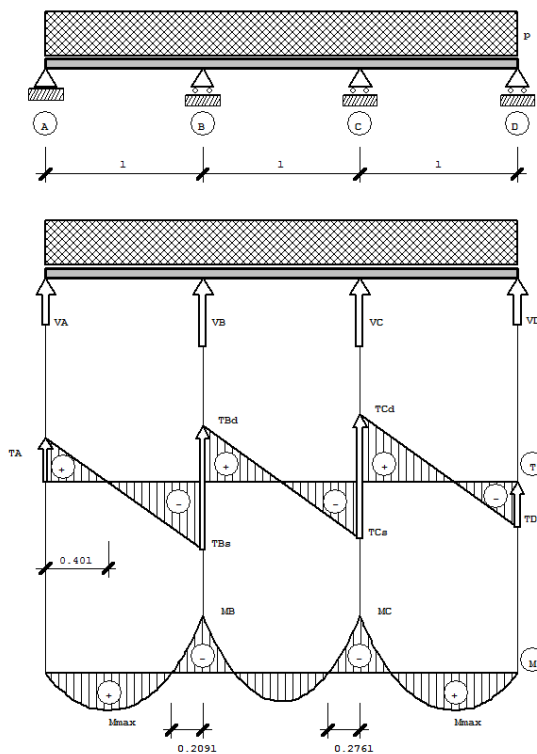
SOLAIO SAPAL h=30 cm: appoggio di estremità		
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]		
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
armatura tesa	0 [mm ²]	
Rck	22.22 N/mm ²	
d	225 [mm]	altezza utile della sezione
b _w	60 [mm]	larghezza minima della sezione
k	1.94 $1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	
ρ ₁	0.000 Asl/(b _w *c	rapporto di armatura longitudinale TESA
σ _{cp}	0 Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
f _{ck}	18.4426	
v _{min}	0.41 $0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
(v _{min} +0.15* σ _{cp})*b _w *d	5494.9 N	
V _{RD}	5494.9 N	
VEDmax	2464 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta	

SOLAIO SAPAL h=30cm corridoio

La verifica è stata effettuata considerando il travetto come una trave su 4 appoggi (UPN140 alle estremità e IPE140 appoggi intermedi). È stato quindi considerato un travetto in c.a, armato longitudinalmente con una barra Ø14 mm inferiormente e con due barre Ø4 superiormente, di altezza pari a 250 mm. La verifica è stata effettuata per la situazione più gravosa considerando il campo di solaio di luce 3,00 m. I materiali utilizzati per le verifiche sono: acciaio FeB22k e calcestruzzo C25/30 i cui valori delle caratteristiche meccaniche e di resistenza sono stati ridotti di con un fattore di confidenza FC=1,35 per tenere conto del livello di conoscenza raggiunto per il c.a. (LC1).

ANALISI CARICHI SOLAI SAPAL h=30cm (corridoio)					
Travetti in laterizio	25	(Kg/m ²)	G₁	175	(Kg/m ²)
Tavelloni per soletta	40	(Kg/m ²)			
Travetto cls e getto sopra tavelloni	80	(Kg/m ²)			
Tavella inferiore	30	(Kg/m ²)			
Massetto (1800*0.035)	63	(Kg/m ²)	G₂	133	(Kg/m ²)
Pavimento	40	(Kg/m ²)			
Intonaco	30	(Kg/m ²)			
Carico variabile (CAT.C)	400	(Kg/m ²)	Q_k	400	(Kg/m ²)

$$p = 1,3 \cdot 1,75 \cdot 0,52 + 1,5 \cdot 1,33 \cdot 0,52 + 1,5 \cdot 4,00 \cdot 0,52 = 5,34 \text{ kN/m}$$



$p \text{ [kN/ml]} = 75.34$

$l \text{ [cm]} = 100$

Reazioni

$V_A \text{ [kN]} = 2.136$

$V_B \text{ [kN]} = 5.874$

$V_C \text{ [kN]} = 5.874$

$V_D \text{ [kN]} = 2.136$

Taglio

$T_A \text{ [kN]} = 2.136$

$T_{Bd} \text{ [kN]} = -3.204$

$T_{Bd} \text{ [kN]} = 2.670$

$T_{Cd} \text{ [kN]} = -2.670$

$T_{Cd} \text{ [kN]} = 3.204$

$T_D \text{ [kN]} = -2.136$

Momenti

$M_A, M_D \text{ [kNm]} = 0.000$

$M_B, M_C \text{ [kNm]} = -0.534$

$M_{max} \text{ [kNm]} = 0.427$

$M_F \text{ [kNm]} = 0.134$

Momento positivo $M_{Ed} = 0.427 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SAPAL 30cm

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

Titolo: SAPAL 30cm mezzeria

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	15	4
2	6	21

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.54	22.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0.510 kNm
M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd} 4.669 kNm

Materiali: FeB22k LC C25/30 LC

Proprietà	Valore	Unità
ϵ_{su}	67.5	%
f_{yd}	139.1	N/mm²
E_s	200.000	N/mm²
E_s/E_c	15	
ϵ_{syd}	0.695	%
$\sigma_{s,adm}$	127.40	N/mm²
ϵ_{c2}	2	%
ϵ_{cu}	3.5	%
f_{cd}	10.40	N/mm²
f_{cc}/f_{cd}	0.8	
$\sigma_{c,adm}$	8.33	N/mm²
τ_{co}	0.496	N/mm²
τ_{c1}	1.606	N/mm²

Tipo sezione: Rettangolare a T Trapeziale Circolare Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Momento negativo $M_{Ed} = -0.534 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SAPAL 30cm

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

Titolo: SAPAL 30cm mezzeria

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	15	4
2	6	21

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.25	2.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: -0.626 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{Rd}: -0.7719 kNm

Materiali:

FeB22k LC	C25/30 LC
ϵ_{su} : 67.5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 139.1 N/mm²	ϵ_{cu} : 3.5 ‰
E_s : 200,000 N/mm²	f_{cd} : 10.48
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0.8
ϵ_{syd} : 0.695 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 8.33
$\sigma_{s,adm}$: 127.40 N/mm²	τ_{co} : 0.496
	τ_{c1} : 1.606

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

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Verifica a taglio

$V_{Ed} = 3,204 \text{ kN}$ appoggio intermedio

SOLAIO SAPAL h=30cm: appoggio intermedio		
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]		
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
armatura tesa	0 [mm²]	
R _{ck}	22.22 N/mm²	
d	225 [mm]	altezza utile della sezione
b _w	60 [mm]	larghezza minima della sezione
k	1.94	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
ρ_1	0.000	Asl/(b _w ·c) rapporto di armatura longitudinale TESA
σ_{cp}	0	Ned/Ac tensione media di compressione nella sezione
f _{ck}	18.4426	
v _{min}	0.41	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
(v _{min} +0.15· σ_{cp})·b _w ·d	5494.9 N	
V _{RD}	5494.9 N	
VEDmax	3204 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta	

$V_{Ed} = 2,136 \text{ kN}$ appoggio d'estremità

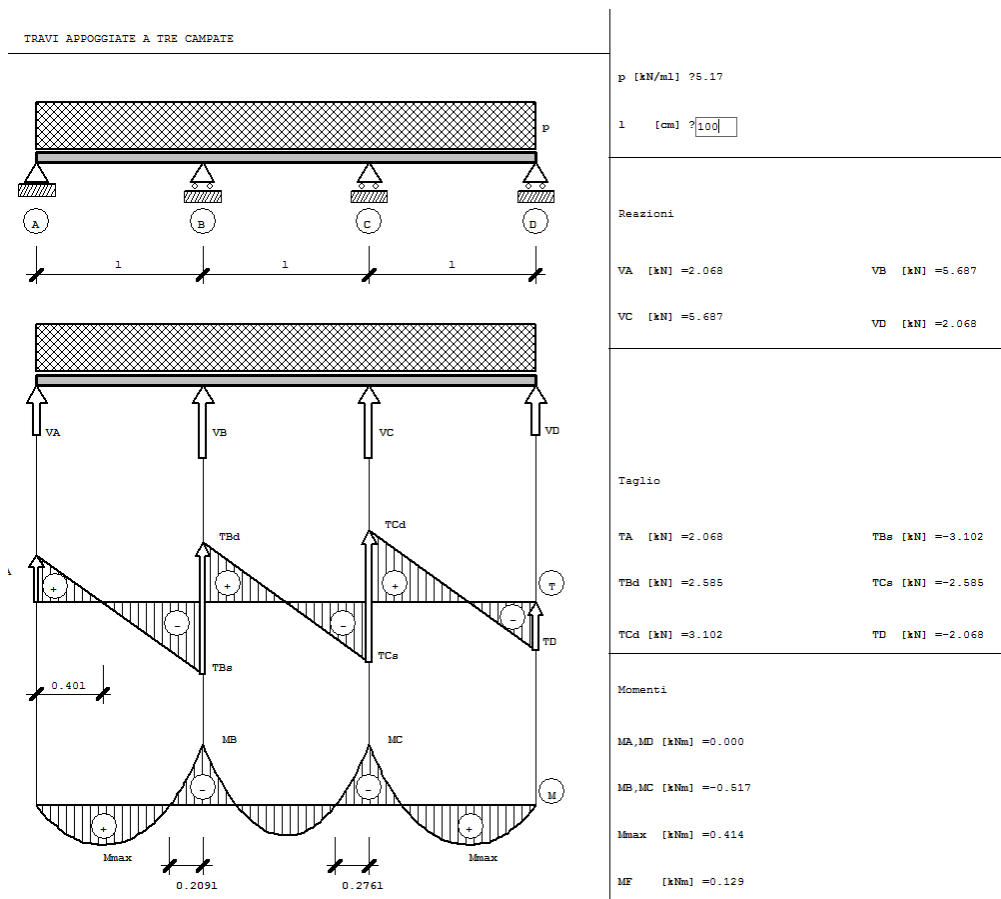
SOLAIO SAPAL h=30 cm: appoggio di estremità		
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]		
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
armatura tesa	0 [mm2]	
Rck	22.22 N/mm2	
d	225 [mm]	altezza utile della sezione
bw	60 [mm]	larghezza minima della sezione
k	$1.94 \cdot 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	
ρ_1	0.000 Asl/(bw*c rapporto di armatura longitudinale TESA	
σ_{cp}	0 Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
fck	18.4426	
vmin	$0.41 \cdot 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
$(vmin + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$	5494.9 N	
VRD	5494.9 N	
VEDmax	2136 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta	

SOLAIO SAPAL h=20cm (ambienti Nord corridoio)

La verifica è stata effettuata considerando il travetto come una trave su 4 appoggi (UPN140 alle estremità e IPE140 appoggi intermedi). È stato quindi considerato un travetto in c.a, armato longitudinalmente con una barra $\varnothing 14$ mm inferiormente e con due barre $\varnothing 4$ superiormente, di altezza pari a 250 mm. La verifica è stata effettuata considerando il campo di solaio di luce 3,45 m. I materiali utilizzati per le verifiche sono: acciaio FeB22k e calcestruzzo C25/30 i cui valori delle caratteristiche meccaniche e di resistenza sono stati ridotti di con un fattore di confidenza $FC=1,35$ per tenere conto del livello di conoscenza raggiunto per il c.a. (LC1).

ANALISI CARICHI SOLAI SAPAL h=20cm (porzione nord)					
Travetti in laterizio	25	(Kg/m ²)	G₁	150	(Kg/m ²)
Tavelloni per soletta	40	(Kg/m ²)			
Tavelle inferiori	30	(Kg/m ²)			
Travetto cls e getto sopra tavelloni	55	(Kg/m ²)			
Intonaco	30	(Kg/m ²)	G₂	133	(Kg/m ²)
Massetto (1800*0.05)	63	(Kg/m ²)			
Pavimento	40	(Kg/m ²)			
Eventuali tramezzi	120	(Kg/m ²)			
Carico variabile (Cat. C)			Q_k	400	(Kg/m ²)

$$p = 1,3 \cdot 1,75 \cdot 0,52 + 1,5 \cdot 1,33 \cdot 0,52 + 1,5 \cdot 4,00 \cdot 0,52 = 5,17 \text{ kN/m}$$



Momento positivo $M_{Ed} = 0.414 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SAPAL 20cm

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

Titolo: SAPAL 30cm mezzeria

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	15	4
2	6	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.54	17.5

Tipo Sezione: ☐ Rettan.re ☐ Trapezi ☒ a T ☐ Circolare ☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0.414 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: ☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: FeB22k LC C25/30 LC

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 139.1 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 10.48
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 0.695 ‰ σ_{c,adm} 8.33
σ_{s,adm} 127.4 N/mm² τ_{co} 0.496
τ_{cl} 1.606

M_{xRd} 3.598 kNm

σ_c -10.48 N/mm²
σ_s 139.1 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 32.97 ‰
d 17.5 cm
x 1.679 x/d 0.09597
δ 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

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Momento negativo $M_{Ed} = -0.517 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SAPAL 20cm

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

Titolo: SAPAL 30cm mezzeria

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	15	4
2	6	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.25	2.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: -0.517 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{Rd}: -0.5983 kNm

Materiali:

FeB22k LC	C25/30 LC
ϵ_{su} : 67.5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 139.1 N/mm²	ϵ_{cu} : 3.5 ‰
E_s : 200,000 N/mm²	f_{cd} : 10.48
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0.8
ϵ_{syd} : 0.695 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 8.33
$\sigma_{s,adm}$: 127.4 N/mm²	τ_{co} : 0.496
	τ_{c1} : 1.606

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

σ_c : -10.48 N/mm²
 σ_s : 139.1 N/mm²
 ϵ_c : 2.867 ‰
 ϵ_s : 67.5 ‰
d: 17.5 cm
x: 0.713 x/d: 0.04074
 δ : 0.7

La verifica risulta SODDISFATTA.

Verifica a taglio

$V_{Ed} = 3,102 \text{ kN}$ appoggio intermedio

SOLAIO SAPAL h=20cm: appoggio intermedio		
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]		
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
armatura tesa	0 [mm²]	
Rck	22.22 N/mm²	
d	175 [mm]	altezza utile della sezione
bw	60 [mm]	larghezza minima della sezione
k	2.00	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
ρ_1	0.000	Asl/(bw*c) rapporto di armatura longitudinale TESA
σ_{cp}	0 Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
fck	18.4426	
vmin	0.43	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
$(vmin + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$	4463.9 N	
VRD	4463.9 N	
VEDmax	3102 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta	

$V_{Ed} = 2,068 \text{ kN}$ appoggio intermedio

SOLAIO SAPAL h=20 cm: appoggio di estremità		
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]		
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
armatura tesa	0 [mm ²]	
Rck	22.22 N/mm ²	
d	175 [mm]	altezza utile della sezione
bw	60 [mm]	larghezza minima della sezione
k	2.00	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
ρ_1	0.000	Asl/(bw*c rapporto di armatura longitudinale TESA
σ_{cp}	0 Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
fck	18.4426	
vmin	0.43	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
$(vmin + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$	4463.9 N	
V_{RD}	4463.9 N	
VEDmax	2068 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta	

SOLAIO "A PLAFONE" SOTTOTETTO

La verifica è stata effettuata considerando il solaio di sottotetto dopo la realizzazione all'estradosso di una soletta in c.a. dello spessore di 4 cm, collegata mediante perfori al cordolo esistente.

ANALISI CARICHI SOLAI SOTTOTETTO h=20cm (plafone) (soletta in c.a.)					
Travetti in laterizio	25	(Kg/m ²)	G₁	240	(Kg/m ²)
Tavelloni	40	(Kg/m ²)			
Travetto cls	55	(Kg/m ²)			
Polistirolo	20	(Kg/m ²)			
Caldana (s=4cm)	100	(Kg/m ²)			
Intonaco	30	(Kg/m ²)	G₂	30	(Kg/m ²)
Carico variabile (Cat. H)			Q_k	50	(Kg/m ²)

$$p = 1,3 \cdot 2,40 \cdot 0,72 + 1,5 \cdot 0,30 \cdot 0,72 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,72 = 3,11 \text{ kN/m}$$

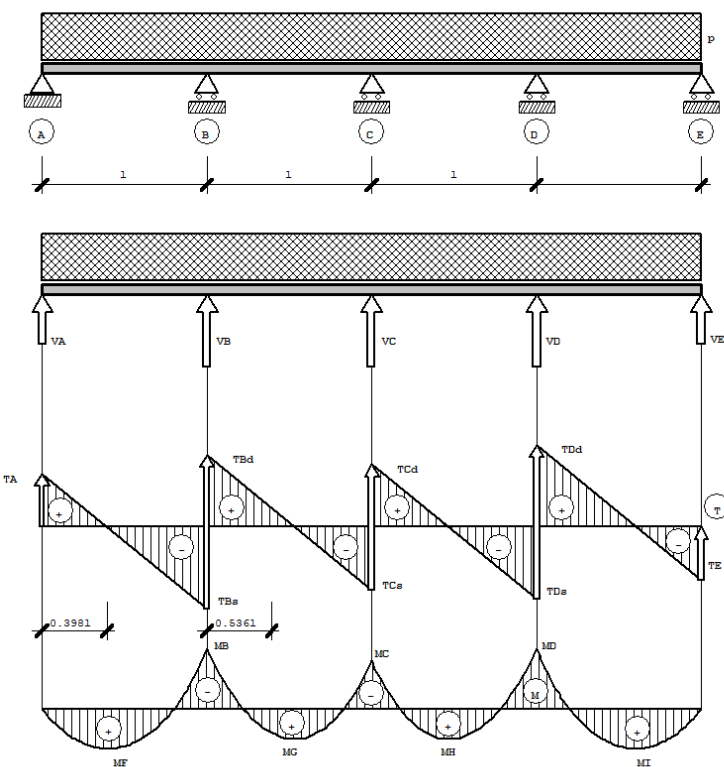
Porzione Sud

Lo schema statico impiegato per il travetto è quello di trave su 5 appoggi (UPN140 alle estremità e IPE140 appoggi intermedi). Alla luce dei limiti di normativa per solai misti in c.a. e blocchi di laterizio secondo cui l'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta, essendo lo spessore della soletta pari a 4 cm si considera l'interasse massimo di 60 cm.

Vengono, quindi, fornite le verifiche del travetto considerando un interasse di 60 cm e, pertanto, una partecipazione del volume di cls compresso di estensione pari a 60 cm.

È stato quindi considerato un travetto in c.a, armato longitudinalmente con una barra $\varnothing 14$ mm inferiormente e con rete E.S. $\varnothing 6/150 \times 150$ mm superiormente, di altezza pari a 240 mm. La verifica è stata effettuata considerando il campo di solaio di luce 5,95 m. I materiali utilizzati per le verifiche sono: acciaio FeB22k, i cui valori delle caratteristiche meccaniche e di resistenza sono stati ridotti di con un fattore di confidenza $FC=1,35$ per tenere conto del livello di conoscenza raggiunto per il c.a. (LC1), e calcestruzzo C25/30 per le verifiche del momento positivo; acciaio B450C e calcestruzzo C25/30, i cui valori delle caratteristiche meccaniche e di resistenza sono stati ridotti di con un fattore di confidenza $FC=1,35$ per tenere conto del livello di conoscenza raggiunto per il c.a. (LC1), per le verifiche a momento negativo.

TRAVI APPOGGiate A QUATTRO CAMPATE



p [kN/m] 79.11

l [cm] 150

Reazioni

VA [kN]=1.833	VB [kN]=5.332
VC [kN]=4.334	VD [kN]=5.332
VE [kN]=1.833	

Taglio

TA [kN]=1.833	TBd [kN]=-2.832
TBd [kN]=2.500	TCd [kN]=-2.165
TCd [kN]=2.165	TDd [kN]=-2.500
TDd [kN]=2.832	TE [kN]=-1.833

Momenti

MA [kNm]=0.000	MB [kNm]=-0.749
MC [kNm]=-0.496	MD,MI [kNm]=0.538
	MH,MC [kNm]=0.252

Momento positivo $M_{Ed} = 0.538 \text{ kNm}$

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

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

Titolo: Plafone momento positivo

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	4
2	6	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.54	21.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{xEd} 0
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
FeB22k LC C20/25
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 138.5 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11.33 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 0.692 ‰ σ_{c,adm} 8.5
σ_{s,adm} 83.8 N/mm² τ_{co} 0.5333
τ_{c1} 1.686

M_{xRd} 4.543 kNm
σ_c -10.99 N/mm²
σ_s 138.5 N/mm²
ε_c 1.653 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 21.5 cm
x 0.514 x/d 0.02391
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Momento negativo $M_{Ed} = -0.749 \text{ kNm}$

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

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

Titolo: Plafone momento negativo

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	4
2	6	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.41	2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} -0.749 kNm
M_{xEd} 0
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30 LC
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 10.48 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 7.8
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.496
τ_{c1} 1.606

M_{xRd} -9.65 kNm
σ_c -10.48 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 3.605 ‰
d 22 cm
x 10.84 x/d 0.4926
δ 1

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Verifica a taglio

$V_{Ed} = 2,832 \text{ kN}$ appoggio intermedio

SOLAIO SAPAL h=20cm: appoggio intermedio			
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
armatura tesa		0 [mm ²]	
Rck		22.22 N/mm ²	
d		215 [mm]	altezza utile della sezione
bw		60 [mm]	larghezza minima della sezione
k		1.96 $1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	
ρ_1		0.000 Asl/(bw*c	rapporto di armatura longitudinale TESA
σ_{cp}		0 Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
fck		18.4426	
vmin		0.41 $0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
$(vmin+0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$		5338.8 N	
VRD		5338.8 N	
VEDmax		2832 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta		

$V_{Ed} = 1,833 \text{ kN}$ appoggio di estremità

SOLAIO PLAFONE Sud: appoggio di estremità			
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
armatura tesa		0 [mm ²]	
Rck		22.22 N/mm ²	
d		215 [mm]	altezza utile della sezione
bw		60 [mm]	larghezza minima della sezione
k		1.96 $1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	
ρ_1		0.000 Asl/(bw*c	rapporto di armatura longitudinale TESA
σ_{cp}		0 Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
fck		18.4426	
vmin		0.41 $0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
$(vmin+0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$		5338.8 N	
VRD		5338.8 N	
VEDmax		1833 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta		

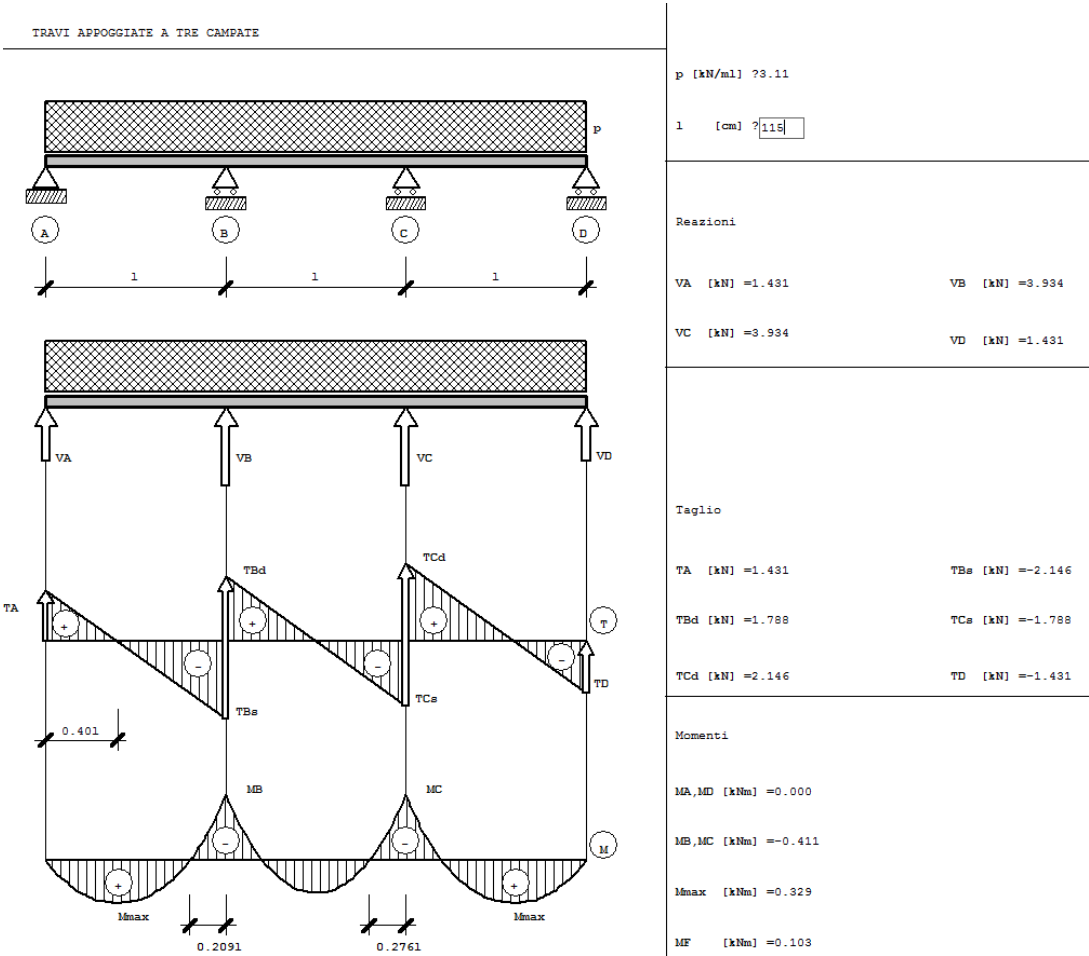
Porzione Nord

Lo schema statico impiegato per il travetto è quello di trave su 4 appoggi (UPN140 alle estremità e IPE140 appoggi intermedi). Alla luce dei limiti di normativa per solai misti in c.a. e blocchi di laterizio secondo cui l'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta, essendo lo spessore della soletta pari a 4 cm si considera l'interasse massimo di 60 cm.

Vengono, quindi, fornite le verifiche del travetto considerando un interasse di 60 cm e, pertanto, una partecipazione del volume di cls compresso di estensione pari a 60 cm.

È stato quindi considerato un travetto in c.a., armato longitudinalmente con una barra Ø14 mm inferiormente e con rete E.S. Ø6/150x150mm superiormente, di altezza pari a 240 mm. La verifica è stata effettuata considerando il campo di solaio di luce 3,45 m. I materiali utilizzati per le verifiche sono: acciaio FeB22k, i cui valori delle caratteristiche meccaniche e di resistenza sono stati ridotti di con un fattore di confidenza FC=1,35 per tenere conto del livello di conoscenza raggiunto per il c.a. (LC1), e calcestruzzo C25/30 per le verifiche del momento positivo; acciaio B450C e calcestruzzo C25/30, i cui valori delle caratteristiche meccaniche e di resistenza sono stati ridotti di con un

fattore di confidenza $FC=1,35$ per tenere conto del livello di conoscenza raggiunto per il c.a. (LC1), per le verifiche a momento negativo.



Momento positivo $M_{Ed} = 0.329 \text{ kNm}$

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

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

Titolo: Plafone momento positivo

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	4	1	1.54	21.5
2	6	20			

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN M xEd 0 kNm M yEd 0 kNm

P.to applicazione N Centro Baricentro cls Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

Materiali FeB22k LC C20/25

Proprietà	Valore	Unità
ϵ_{su}	67.5	%
ϵ_{c2}	2	%
f_{yd}	138.5	N/mm²
ϵ_{cu}	3.5	%
E_s	200,000	N/mm²
f_{cd}	11.33	N/mm²
E_s/E_c	15	
f_{cc}/f_{cd}	0.8	
ϵ_{syd}	0.6925	%
$\sigma_{c,adm}$	8.5	N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	83.8	N/mm²
τ_{co}	0.5333	
τ_{c1}	1.686	

M xRd 4.543 kNm

σ_c -10.99 N/mm²

σ_s 138.5 N/mm²

ϵ_c 1.653 %

ϵ_s 67.5 %

d 21.5 cm

x 0.514 x/d 0.02391

δ 0.7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Momento negativo $M_{Ed} = -0.411 \text{ kNm}$

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

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

Titolo: Plafone momento negativo

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	4
2	6	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.41	2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30 LC
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 10.48
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 7.8
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.496
τ_{c1} 1.606

M_{Rd} -9.65 kNm
σ_c -10.48 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 3.605 ‰
d 22 cm
x 10.84 x/d 0.4926
δ 1

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

La verifica risulta SODDISFATTA.

Verifica a taglio

$V_{Ed} = 2,146 \text{ kN}$ appoggio intermedio

SOLAIO SAPAL h=20cm: appoggio intermedio			
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]			
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
armatura tesa	0 [mm²]		
Rck	22.22 N/mm²		
d	215 [mm]		altezza utile della sezione
b _w	60 [mm]		larghezza minima della sezione
k	1.96	$1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	
ρ ₁	0.000	Asl/(b _w *c	rapporto di armatura longitudinale TESA
σ _{cp}	0	Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
f _{ck}	18.4426		
v _{min}	0.41	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
(v _{min} +0.15* σ _{cp})*b _w *d	5338.8	N	
V _{RD}	5338.8	N	
VEDmax	2146	N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta		

$V_{Ed} = 1,788 \text{ kN}$ appoggio di estremità

SOLAIO PLAFONE Sud : appoggio di estremità		
VERIFICA A TAGLIO per elementi senza armature trasversali [4.1.2.1.3.1]		
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
armatura tesa	0 [mm2]	
Rck	22.22 N/mm2	
d	215 [mm]	altezza utile della sezione
bw	60 [mm]	larghezza minima della sezione
k	$1.96 \cdot 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	
ρ_1	0.000 Asl/(bw*c	rapporto di armatura longitudinale TESA
σ_{cp}	0 Ned/Ac	tensione media di compressione nella sezione
fck	18.4426	
vmin	0.41	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
$(vmin + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$	5338.8 N	
V_{RD}	5338.8 N	
VEDmax	1788 N	
VERIFICA	Verifica soddisfatta	

Il materiale acquisito è stato oggetto di un accurato controllo e sono anche stati effettuati saggi in sito per avere un riscontro effettivo. Questo ha permesso di arrivare a definire le seguenti tipologie:

[illegible]

Nell'andare ad effettuare l'analisi dei carichi sono stati distinti i solai SAPAL h=20 cm (presenti al calpestio piano rialzato e piano primo negli ambienti a nord del corridoio) e i solai SAPAL h=30cm (presenti al calpestio piano rialzato e piano primo in corrispondenza delle aule e del corridoio).

Pagina 22 di 99

ANALISI CARICHI SOLAI SAPAL h=30cm (porzione sud)					
Travetti in laterizio	25	(Kg/m ²)	G₁	175	(Kg/m ²)
Tavelloni per soletta	40	(Kg/m ²)			
Tavelle inferiori	30	(Kg/m ²)			
Travetto cls e getto sopra tavelloni	80	(Kg/m ²)			
Intonaco	30	(Kg/m ²)	G₂	133	(Kg/m ²)
Massetto (1800*0.035)	63	(Kg/m ²)			
Pavimento	40	(Kg/m ²)			
Eventuali tramezzi	120	(Kg/m ²)			
Carico variabile (Cat. C)			Q_k	400	(Kg/m ²)

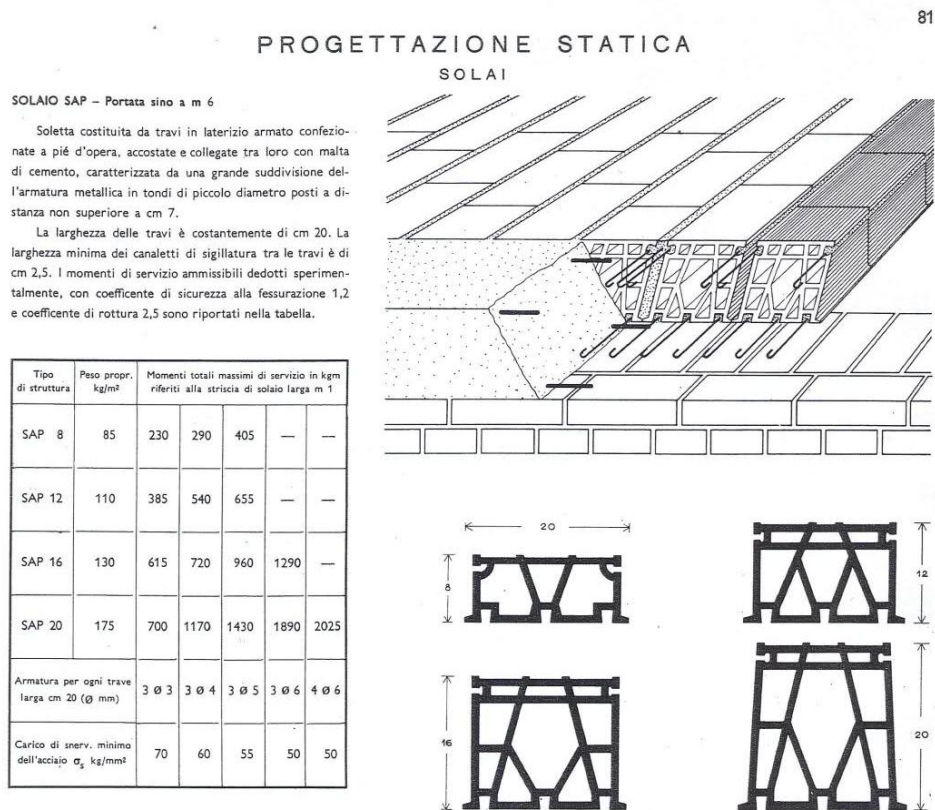
- Solaio a PLAFONE

Solaio costituito da travi in laterizio e cemento armato prefabbricate dell'altezza di 20 cm accoppiate e interposti i tavelloni.

ANALISI CARICHI SOLAI SOTTOTETTO h=20cm (plafone) (soletta in c.a.)					
Travetti in laterizio	25	(Kg/m ²)	G₁	240	(Kg/m ²)
Tavelloni	40	(Kg/m ²)			
Travetto cls	55	(Kg/m ²)			
Polistirolo	20	(Kg/m ²)			
Caldana (s=4cm)	100	(Kg/m ²)			
Intonaco	30	(Kg/m ²)	G₂	30	(Kg/m ²)
Carico variabile (Cat. H)			Q_k	50	(Kg/m ²)

- **Solaio SAP**

L'analisi dei carichi di questa tipologia di solai è stata condotta facendo riferimento per il pacchetto strutturale a quanto riportato in un manuale:



**ANALISI CARICHI SOLAI SAP FITTI h=20cm (copertura corridoio piano sottotetto)
(consolidamento con fibre intradosso)**

Solaio laterizio	175	(Kg/m ²)	G₁	175	(Kg/m ²)
Intonaco	30	(Kg/m ²)	G₂	30	(Kg/m ²)
Carico variabile (Cat. H)			Q_k	50	(Kg/m ²)

ANALISI CARICHI COPERTURE SAP h=20cm

Solaio laterizio	175	(Kg/m ²)	G₁	175	(Kg/m ²)
Intonaco	30	(Kg/m ²)			
Membrana	5	(Kg/m ²)	G₂	115	(Kg/m ²)
Coppi	80	(Kg/m ²)			
Carico variabile (Cat. Neve)			Q_k	48	(Kg/m ²)

S2) *Relativamente all'intervento di rinforzo delle travi in C.A. esistenti si chiede di fornire le verifiche dell'aderenza del CLS delle fasce metalliche collaboranti a taglio, essendo le stesse prive di chiusura e di chiarire le dimensioni geometriche delle medesime travi.*

Le verifiche dell'aderenza tra calcestruzzo e composito sono elaborate all'interno del software di calcolo impiegato per effettuare il dimensionamento dell'intervento, come da estratto del manuale di seguito allegato.

Interazione calcestruzzo –composito

Accanto alle modalità di rottura previste dai singoli materiali, è necessario tener conto dell'aderenza tra calcestruzzo e composito. A causa della perdita di aderenza, infatti, si ha la rottura per distacco del rinforzo. In linea di principio il distacco del composito dal supporto può prodursi all'interno dell'adesivo, tra calcestruzzo ed adesivo, nel calcestruzzo o all'interno del rinforzo. Nel caso di rinforzi posti correttamente in opera, poiché la resistenza a taglio dell'adesivo è molto più elevata di quella del calcestruzzo, la rottura si produce all'interno di quest'ultimo con asportazione di uno strato di materiale di spessore variabile da pochi millimetri fino ad interessare l'intero copriferro.

Nel caso di corretta posa, il collasso per distacco dal supporto del rinforzo a flessione applicato all'intradosso di una trave può avvenire prevalentemente in uno dei seguenti modi:

- Modo 1 (Distacco di estremità);
- Modo 2 (Distacco intermedio, causato da fessure per flessione nella trave).

Il modello utilizzato per calcolare la tensione di delaminazione di progetto, f_{fd} , è derivato dalle [[4]] e dai risultati sperimentali disponibili. Nel modello la tensione di distacco è basata su formulazioni di meccanica della frattura. L'energia specifica di frattura, Γ_{Fd} , è:

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}$$

dove:

- f_{cm} e f_{ctm} sono, rispettivamente, i valori medi delle resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo valutate *in situ*; in mancanza di dati sperimentali, la resistenza media a trazione del calcestruzzo è calcolata dal programma dalla f_{cm} in accordo con quanto indicato nella Normativa vigente;
- FC è il fattore di confidenza;
- k_b è un coefficiente correttivo di tipo geometrico ed ammette la seguente espressione in funzione del rapporto b_f/b tra la larghezza del rinforzo e quella dell'elemento rinforzato:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{b}}} \geq 1$$

sempreché risulti $b_f/b \geq 0.25$ (per $b_f/b < 0.25$ al coefficiente k_b viene attribuito il valore 1.18, corrispondente a $b_f/b = 0.25$);

- k_G è un ulteriore coefficiente correttivo tarato sulla base di risultati di prove sperimentali, il cui valore caratteristico è da assumersi pari a 0.023 mm per i compositi preformati e pari a 0.037 mm per i compositi impregnati *in situ*;

Supponendo che per il sistema di rinforzo sia garantita la lunghezza di ancoraggio ottimale, viene raggiunta la massima tensione sopportabile dal composito:

$$l_{sd} = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f n_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\}$$

Con $\gamma_{Rd} = 1.25$, $f_{bd} = \frac{2}{s_u} \Gamma_{Fd}$ e $s_u = 0.25 \text{ mm}$

Nel caso si utilizzino matrici minerali, al posto della lunghezza predefinita di 200 mm, viene considerata una lunghezza d'ancoraggio minima pari a 300 mm.

In base alla ricerca sperimentale [4], il limite per poter impiegare matrici minerali è la resistenza a compressione caratteristica cilindrica del cls; sperimentalmente si è fissato il limite di $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

La tensione massima sopportabile dal composito senza che si verifichi il distacco di modo 1 è pari a:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2 E_f \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

dove E_f è il modulo elastico del rinforzo, t_f , spessore del rinforzo, e $\gamma_{f,d}$, coefficiente parziale del materiale per il solo SLU di distacco. Quest'ultimo parametro è a discrezione del progettista, solitamente varia tra 1.2 a 1.5 a seconda del tipo di applicazione prevista per il rinforzo.

Qualora siano previsti degli ancoraggi meccanici il programma considera direttamente come unica modalità di rottura per l'elemento rinforzato quella di rottura a trazione delle fibre.

Il valore quindi attinto dalla deformazione è pari a:

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd}}{E_f}$$

La tensione massima sopportabile dal composito senza che si verifichi il distacco intermedio di modo 2 è definita come indicato dalle [4] ed è pari a:

$$f_{fdd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{E_f 2 k_b k_{G,2}}{t_f F C} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}}$$

nella quale i simboli già introdotti in precedenza hanno lo stesso significato sopra specificato; $\gamma_{f,d}$ anche in questo caso può essere definito dal progettista, scegliendo un valore tra 1.2 e 1.5 (Nota Bene: Gli ancoraggi meccanici proteggono gli elementi rinforzati solo dalla delaminazione di estremità, non dal distacco intermedio) $k_{G,2}$ è un coefficiente correttivo calibrato sulla base di risultati di prove sperimentali, il cui valore caratteristico è da assumersi pari a 0.10 mm indipendentemente dal tipo del rinforzo e installati mediante adesivo epossidico. k_q è un coefficiente che tiene conto della condizione di carico, da assumersi pari a 1.25 per prevalenti carichi distribuiti e 1 in tutti gli altri casi [4].

Il valore quindi attinto dalla deformazione è pari a:

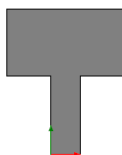
$$\varepsilon_{fdd,2} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f}$$

Per supporti in cemento armato solitamente la modalità di rottura più frequente è quella di distacco di modo 2.

A favore di sicurezza è stato comunque previsto l'inserimento di connettori in fibra di acciaio iniettati con resina, come da elaborati grafici allegati.

Le dimensioni geometriche delle travi in C.A. posizionate al di sotto dei tramezzi divisorii delle aule sono state tratte dal modello redatto con il programma SismiCad, presente nella documentazione a base di gara.

5.2.1.2 Sezioni a T C.A.



Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Area Tx FEM: Area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [cm²]

Area Ty FEM: Area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [cm²]

Sismicad 12.1 - Licenza assegnata a CUSTODI ING. ALBERTO - VIA G. OBERDAN 21 - 05100 TERNI (TR)

Scuola elementare "Carducci"

JxFEM: Momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [cm⁴]

JyFEM: Momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [cm⁴]

JtFEM: Momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [cm⁴]

H: Altezza della sezione. [cm]

B anima: Spessore dell'anima della sezione. [cm]

H ala: Spessore dell'ala della sezione. [cm]

B ala sx.: Larghezza dell'ala sinistra della sezione. [cm]

B ala dx.: Larghezza dell'ala destra della sezione. [cm]

c.s.: Copriferro superiore della sezione. [cm]

c.i.: Copriferro inferiore della sezione. [cm]

c.l.: Copriferro laterale della sezione. [cm]

Descrizione	Area Tx	Area Ty	JxFEM	JyFEM	JtFEM	H	B anima	H ala	B ala sx	B ala dx	c.s.	c.i.	c.l.
T (20+20+13)x65	1325	704.17	539362.5	378600.4	476308.3	65	13	30	20	20	3	3	3

S3) Relativamente all'intervento di cerchiatura , si chiede:

S3.1) Fornire i dati di ingresso della verifica, che sembrano assenti nei tabulati:

La parete in corrispondenza del vano ascensore presenta delle lesioni in corrispondenza della fascia muraria sovrastante l'apertura; si prevede, quindi, di intervenire mediante la posa in opera di una cerchiatura realizzata con un telaio in acciaio, collegato alla muratura per mezzo di perforazioni armate.

Si illustra nel seguito il procedimento relativo alla verifica della cerchiatura.

Per la parete in oggetto si procederà ad un controllo della rigidità prima e dopo l'intervento determinando la diminuzione o l'aumento della stessa; la parete sarà, inoltre, verificata al fine di garantire che la resistenza e la capacità di deformazione, fornite dall'insieme setti-cerchiatura non peggiorino ai fini del comportamento nei confronti delle azioni orizzontali.

Per la realizzazione del telaio si adottano profili in acciaio S275 di tipo HEA140 di cui si riportano a seguire le verifiche.

VERIFICA DELLA CERCHIATURA DEL PIANO TERRA

PIANO:	TERRA	PARETE N°	1
ANALISI DEI CARICHI			

Solaio in SAPAL H=30cm

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
Pacchetto solaio	i (m)=	1	p (KN/m)=	1.75	1.75
					0.00
					0.00
G₁ =					1.75

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
intonaco					0.30
massetto					0.90
pavimento					0.40
eventuali tramezzi					1.20
G₂ =					2.80

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)					4.00
q_k =					4.00

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)			(favorevole)	(sfavorevole)
γ_{G1} =			1	1.30
γ_{G2} =			1	1.50
γ_Q =			0.6	1.50

Combinazione fondamentale (SLU) $q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1}$ =	1.75	2.28	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2}$ =	2.80	4.20	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q$ =	2.40	6.00	KN/m ²
q₁ =	6.95	12.48	KN/m²

Solaio in SAPAL H=30cm

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
Pacchetto solaio	i (m)=	1	p (KN/m)=	1.75	1.75
					0.00
					0.00
G₁ =					1.75

Copertura SAP

Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
peso proprio						1.75
$G_1 =$						1.75

Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
coppi						0.80
membrana						0.05
intonaco						0.30
incidenza tramezzi						0.00
$G_2 =$						1.15

Carichi variabili (Q)						KN/m ²
carico di esercizio (q_k)						0.48
$q_k =$						0.48

Coefficienti parziali (γ_f) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1.30
$\gamma_{G2} =$	1	1.50
$\gamma_Q =$	0	1.50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	1.750	2.28	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	1.150	1.725	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0.000	0.72	KN/m ²
$q_1 =$	2.900	4.72	KN/m ²

PIANO:	TERRA	PARETE N°	1
--------	-------	-----------	---

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza

$\gamma_{G2} =$	1
-----------------	---

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante	8.03	0.63	21	106.24
muro ultimo livello	1.60	0.45	21	15.12
				0.00
				0.00
				0.00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q ₁ (dx)	q ₁ (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	0	3.15	0.00	2.90	4.57
solaio p.3	0	3	0.00	2.05	3.08
solaio p.2	0	3	0.00	6.95	10.43
solaio p.1	0	3	0.00	6.95	10.43
					0.00
					0.00
					0.00
					0.00
Totale carico distribuito (KN/m)					149.85

PIANO: TERRA

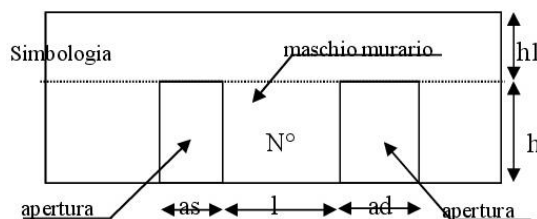
PARETE N° 1

STATO ATTUALE

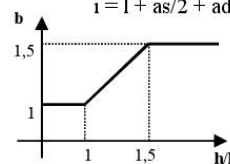
numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_o) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m ³)	σ_o (KN/m ²)
1	0	1.18	2.38	1.02	0.81	1.61	0.63	21.00	427.28
2	1.18	0	2.38	1.59	0.81	2.18	0.63	21.00	374.43
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00



as= apertura a sinistra
ad= apertura a destra
l = lunghezza maschio murario
h = altezza maschio murario
t = spessore maschio murario
h1 = altezza fascia di piano
i = interasse maschio murario
 $i = l + as/2 + ad/2$



Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	2.3333	1.500
2	1.4969	1.497
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000

Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	290	0.63	1.02	2.38	0.6426	870	25971.7
2	290	0.63	1.59	2.38	1.0017	870	62693.8
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m) 88665.5

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	7.2	352	427.28	103.00	100.87	100.87	3.884	pressoflessione	2	7.77	14.28
2	7.2	352	374.43	152.75	219.21	152.75	2.436	taglio per trazione	2	4.87	9.52
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	2.44
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	63.37
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	152.75
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	216.12

PIANO:	TERRA	PARETE N°	1						
STATO MODIFICATO									
numero di maschi murari	2								
Calcolo della tensione normale media verticale (σ_o) agente in ciascun maschio murario									
N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h _l (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m ²)	σ_o (KN/m ²)
1	0	1.18	2.38	1.02	0.81	1.61	0.63	21.00	427.28
2	1.18	0	2.38	1.59	0.81	2.18	0.63	21.00	374.43
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00

Simbologia

as = apertura a sinistra
ad = apertura a destra
l = lunghezza maschio murario
h = altezza maschio murario
t = spessore maschio murario
h_l = altezza fascia di piano
i = interasse maschio murario
i = 1 + as/2 + ad/2

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	2.3333	1.500
2	1.4969	1.497
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000

Calcolo rigidezza della parete											
	G	t	l	h	A	E	K				
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m				
1	696	0.63	1.02	2.38	0.6426	2088	62332.2				
2	696	0.63	1.59	2.38	1.0017	2088	150465.0				
0		0	0	0	0		0.0				
0		0	0	0	0		0.0				
0		0	0	0	0		0.0				
0		0	0	0	0		0.0				
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							212797.20				
Calcolo resistenza dei singoli maschi murari											
	τ _o	f _d	σ _o	V _t	V _{pf}	V _u	δ _e	tipo di rottura	μ	δ _u	δ _{u,max}
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	10.8	528	427.28	132.36	106.47	106.47	1.708	pressoflessione	2	3.416	14.280
2	10.8	528	374.43	197.27	229.66	197.27	1.311	taglio per trazione	2	2.622	9.520
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
τ _o = resistenza a taglio della muratura f _d = resistenza a compressione della muratura σ _o = tensione media verticale nella muratura V _t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale) V _{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione V _u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V _t e V _{pf}) δ _e = spostamento del maschio murario al limite elastico δ _u = spostamento del maschio murario al limite ultimo δ _{u,max} = valore max = 0,4% *h nel caso di rottura a taglio e 0,6% *h nel caso di rottura per pressoflessione											
Calcolo resistenza della parete											
Spostamento della parete al limite di rottura								mm	2.622		
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1								KN	106.47		
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2								KN	197.27		
									0.00		
									0.00		
									0.00		
									0.00		
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE								KN	303.74		

VERIFICHE										
a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale										
Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)		15	%							
Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)		15	%							
<table><tr><td>K_{in} (KN/m)</td><td>88665.50</td></tr><tr><td>K_{fin} (KN/m)</td><td>212797.20</td></tr></table>		K _{in} (KN/m)	88665.50	K _{fin} (KN/m)	212797.20	<table><tr><td>variazione percentuale:</td><td>140</td><td>%</td></tr></table>		variazione percentuale:	140	%
K _{in} (KN/m)	88665.50									
K _{fin} (KN/m)	212797.20									
variazione percentuale:	140	%								
La verifica non è soddisfatta in quanto la rigidezza nello stato modificato è aumentata oltre la percentuale ammessa										
b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale										
<table><tr><td>V_{t,in} (KN)</td><td>216.12</td></tr><tr><td>V_{t,fin} (KN)</td><td>303.74</td></tr></table>		V _{t,in} (KN)	216.12	V _{t,fin} (KN)	303.74					
V _{t,in} (KN)	216.12									
V _{t,fin} (KN)	303.74									
La verifica risulta pertanto soddisfatta										
c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale										
<table><tr><td>δ_{u,in} (mm)</td><td>2.44</td></tr><tr><td>δ_{u,fin} (mm)</td><td>2.622</td></tr></table>		δ _{u,in} (mm)	2.44	δ _{u,fin} (mm)	2.622					
δ _{u,in} (mm)	2.44									
δ _{u,fin} (mm)	2.622									
La verifica risulta pertanto soddisfatta										

PIANO:	TERRA	PARETE N°	1
--------	-------	-----------	---

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI									
---------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

1	Acciaio:	s275	$f_{yk} =$	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
			$f_{tk} =$	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
			$\gamma_{M0} =$	1.05		coefficiente parziale di sicurezza
			$E =$	210000	N/mm ²	modulo elastico

2	Calcestruzzo armato	$R_{ck} =$	30.00	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione
		$f_{cd} =$	14.11	N/mm ²	tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
		$\gamma_{M0} =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza
		$E =$	31447.2	N/mm ²	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$

TELAI IN ACCIAIO

Numero di telai da inserire nella parete	2
--	---

H_{telai} (cm)	238	(Altezza media dei telai)
K_{ric} (KN/m)	0	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,piedr}$ (cm ⁴)	0.0	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

nome	tipo piedritto	H (cm)	W_x (cm ³)	J_x (cm ⁴)	K_T (KN/m)	M_{el} (KNcm)	d (mm)	F_T (KN)	F_u (KN)
T.A. 1	IHEA140	238	155	1033	3861.9	4059.52	17.67	10.13	68.23
T.A. 2	IHEA140	238	155	1033	3861.9	4059.52	17.67	10.13	68.23
					0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
					0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
					0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
					0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTALI					7723.8			20.25	136.45

VERIFICHE			
-----------	--	--	--

a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%
Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%

K_{in} (KN/m)	88665.50
K_{fn} (KN/m)	220520.98

variazione percentuale:	148.71	%
-------------------------	--------	---

La verifica non è soddisfatta in quanto la rigidezza nello stato modificato è aumentata oltre la percentuale ammessa

b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	216.12
$V_{t,fn}$ (KN)	324.00

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

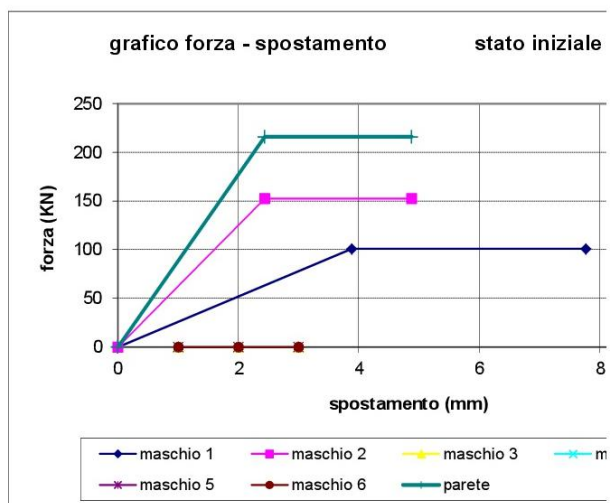
$\delta_{u,in}$ (mm)	2.440
$\delta_{u,fn}$ (mm)	2.622

La verifica risulta pertanto soddisfatta

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Iniziale

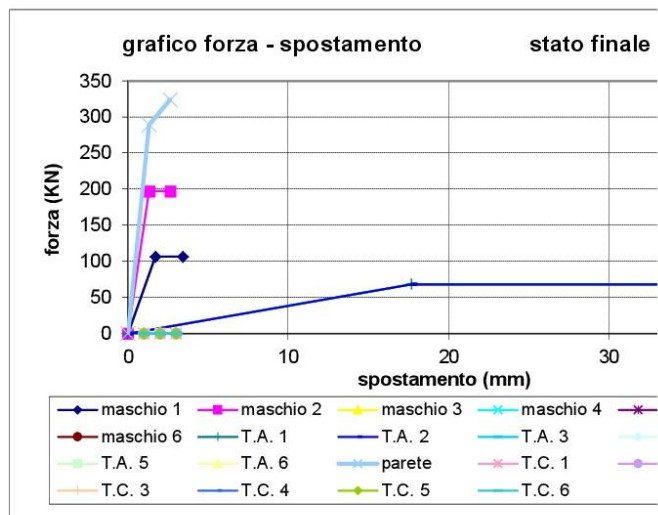
	V_t	δ
	(KN)	(mm)
maschio 1	0	0
	100.9	3.88
	100.9	7.77
maschio 2	0	0
	152.75	2.44
	152.7518584	4.87
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
parete	0	0
	216.03	2.44
	216.12	4.87



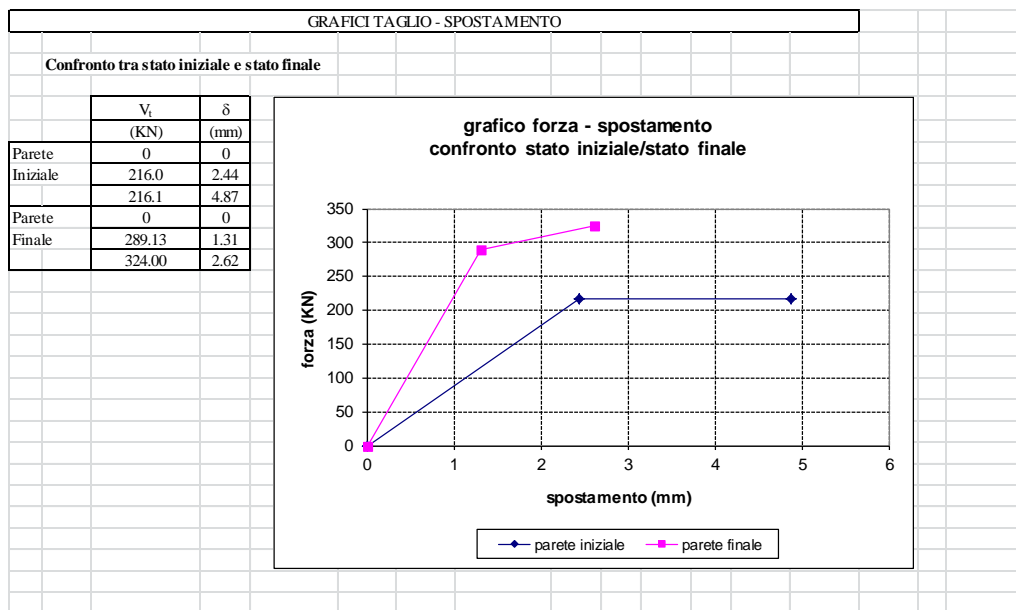
GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale

	V_t	δ
	(KN)	(mm)
maschio 1	0	0
	106.5	1.71
	106.5	3.42
maschio 2	0	0
	197.27	1.31
	197.2747697	2.62
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
telaio 1	0	0
Acciaio	68.23	17.67
	68.22729092	35.33
telaio 2	0	0
Acciaio	68.23	17.67
	68.22729092	35.33
telaio 3		
Acciaio		
telaio 4		
Acciaio		
telaio 5		
Acciaio		
telaio 6		
Acciaio		
parete	0	0
	289.13	1.31
	324.00	2.62



	V_t	δ
	(KN)	(mm)
telaio 1		
C.A.		
telaio 2		
C.A.		
telaio 3		
C.A.		
telaio 4		
C.A.		
telaio 5		
C.A.		
telaio 6		
C.A.		



PIANO:	TERRA	PARETE N°	1
--------	-------	-----------	---

VERIFICA DEI TELAI METALLICI

TELAIO N.	1
-----------	---

luce telaio l	1.18	m	
altezza telaio h	2.38	m	

Tipo di acciaio S275

f _{yk} =	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza
E =	210000	N/mm ²	modulo elastico

Analisi dei carichi agenti sul telaio

	carichi permanenti		carichi variabili			
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	3	6.95	4	0	0

	spessore	massa vol.	P _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0.63	21	13.50

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
10.43	0.00

Schema statico:

Totale carichi permanenti

$g = 17.18 \text{ KN/m}$

coeff. parziale di sicurezza

$\gamma_G = 1.5$

Totale carichi variabili

$q = 0 \text{ KN/m}$

coeff. parziale di sicurezza

$\gamma_Q = 1.5$

coeff. di combinazione

$\psi_{21} = 1$

Combinazione di carico ($g + \gamma_G + q + \gamma_Q + \psi_{21}$) = 25.77 KN/m

Traverso

tipo HEA 140

$J_x = 1033 \text{ cm}^4$

numero profili

2

Piedritto

tipo HEA 140

$J_x = 1033 \text{ cm}^4$

numero profili

2

p (KN/m)	25.77
F_T (KN)	20.25
l (m)	1.18
h (m)	2.38
J_t (cm ⁴)	2066
J_h (cm ⁴)	2066

$K = 2.016949$
 $K = J_t * h / (J_h * l)$

Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a F_T	sovrapp.
X_A	0.938	-10.125	-9.187 KN
Y_A	15.201	-18.863	-3.662 KN
M_A	0.744	-12.97	-12.22 KNm
X_B	0.938	10.125	11.063 KN
Y_B	15.201	18.863	34.064 KN
M_B	0.744	12.968	13.713 KNm

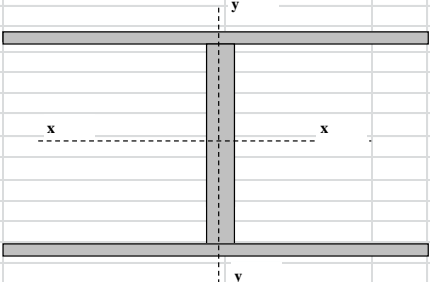
Sollecitazioni di calcolo							
	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M_{Ed} (KNm)	-12.22	9.64	9.64	-12.62	3.00	13.71	-12.62
V_{Ed} (KN)	9.19	9.19	-3.66	-34.06	-18.86	11.06	11.06
N_{Ed} (KN)	3.66	3.66	-11.06	-11.06	-11.06	-34.06	-34.06

PIEDRITTI

Piedritti tipo HEA

Numero di profili per ogni piedritto: 2

140



valori del singolo profilo

A =	31.42	cm ²	area lorda del profilo
b =	140	mm	larghezza delle ali
t _f =	8.5	mm	spessore delle ali
t _w =	5.5	mm	spessore dell'anima
r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
h =	133	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	173.5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	155.4	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	55.62	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	1033	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	10.13	cm ²	area resistente al taglio

$(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio S275

f _{yk} =	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$\varepsilon = 0.92442$ $\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$

Azione di compressione

Ala	c/t =	6.50	classe	1
Anima	c/t =	16.73	classe	1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala	c/t =	6.50	classe	1
Anima	c/t =	16.73	classe	1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala	c/t =	6.50	classe	1
Anima	c/t =	16.73	classe	1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 92.0 α = 0.56

x = 11.26 ψ = -0.78

396ε/(13α-1) =	58.147	456ε/(13α-1) =	66.9568
36ε/α =	59.3	41.5ε/α =	68.3593

42ε/(0.67+0.33ψ) =	94.187
62ε(1-ψ)√(-ψ) =	90.2261

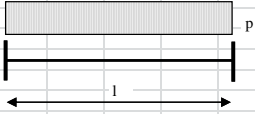
verifica la classe 1

verifica la classe 2

verifica la classe 3

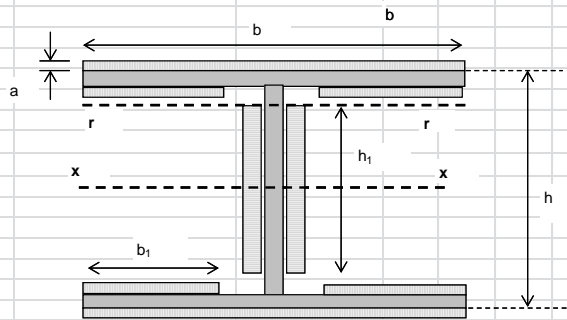
Classe di appartenenza del profilo		1		(azione di pressoflessione)																									
(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)																													
TRAVERSI																													
Traverso tipo	HEA			Numero di profili per il traverso:	2																								
	140																												
		valori del singolo profilo <table border="1"> <tr> <td>A =</td> <td>31.42</td> <td>cm²</td> <td>area lorda del profilo</td> </tr> <tr> <td>b =</td> <td>140</td> <td>mm</td> <td>larghezza delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_f =</td> <td>8.5</td> <td>mm</td> <td>spessore delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_w =</td> <td>5.5</td> <td>mm</td> <td>spessore dell'anima</td> </tr> <tr> <td>r =</td> <td>12</td> <td>mm</td> <td>raggio di raccordo tra anima e ala</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>133</td> <td>mm</td> <td>altezza del profilo</td> </tr> </table>				A =	31.42	cm ²	area lorda del profilo	b =	140	mm	larghezza delle ali	t _f =	8.5	mm	spessore delle ali	t _w =	5.5	mm	spessore dell'anima	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala	h =	133	mm	altezza del profilo
A =	31.42	cm ²	area lorda del profilo																										
b =	140	mm	larghezza delle ali																										
t _f =	8.5	mm	spessore delle ali																										
t _w =	5.5	mm	spessore dell'anima																										
r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala																										
h =	133	mm	altezza del profilo																										
<table border="1"> <tr> <td>E =</td> <td>210000</td> <td>N/mm²</td> <td>modulo elastico</td> </tr> <tr> <td>W_{pl,x} =</td> <td>173.5</td> <td>cm³</td> <td>modulo di resistenza plastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>W_{el,x} =</td> <td>155.4</td> <td>cm³</td> <td>modulo di resistenza elastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>W_{el,y} =</td> <td>55.62</td> <td>cm³</td> <td>modulo di resistenza elastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>J_x =</td> <td>1033</td> <td>cm⁴</td> <td>momento d'inerzia del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>A_v =</td> <td>10.13</td> <td>cm²</td> <td>area resistente al taglio</td> </tr> </table>		E =	210000	N/mm ²	modulo elastico	W _{pl,x} =	173.5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo	W _{el,x} =	155.4	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	W _{el,y} =	55.62	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	J _x =	1033	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo	A _v =	10.13	cm ²	area resistente al taglio			(A _v = A - 2b * t _f + (t _w + 2 * r) * t _f)	
E =	210000	N/mm ²	modulo elastico																										
W _{pl,x} =	173.5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo																										
W _{el,x} =	155.4	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																										
W _{el,y} =	55.62	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																										
J _x =	1033	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo																										
A _v =	10.13	cm ²	area resistente al taglio																										
Tipo di acciaio	S275	<table border="1"> <tr> <td>f_{yk} =</td> <td>275.00</td> <td>N/mm²</td> <td>tensione caratteristica di snervamento</td> </tr> <tr> <td>f_{tk} =</td> <td>430.00</td> <td>N/mm²</td> <td>tensione caratteristica di rottura</td> </tr> <tr> <td>γ_{M0} =</td> <td>1.05</td> <td></td> <td>coefficiente parziale di sicurezza</td> </tr> </table>	f _{yk} =	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento	f _{tk} =	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura	γ _{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza															
f _{yk} =	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento																										
f _{tk} =	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura																										
γ _{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza																										
Classificazione del profilo		ε = 0.92442		ε = √(235/f _{yk})																									
Azione di compressione																													
	Ala	c/t =	6.50	classe	1																								
	Anima	c/t =	16.73	classe	1																								
classe per azione di compressione: 1																													
Azione di flessione																													
	Ala	c/t =	6.50	classe	1																								
	Anima	c/t =	16.73	classe	1																								
classe per azione di flessione: 1																													
Azione di pressoflessione																													
	Ala	c/t =	6.50	classe	1																								
	Anima	c/t =	16.73	classe	1																								
classe per azione di pressoflessione: 1																													
c=	92.0	α =	0.52																										
x=	3.66	ψ =	-0.92																										
396ε/(13α-1)=		63.571	456ε/(13α-1)=	73.2034																									
36ε/α =		64.013	41.5ε/α =	73.7931																									
42ε/(0.67+0.33ψ)=		105.667																											
62α(1-ψ)√(-ψ)=		105.198																											
verifica la classe		1																											
verifica la classe		2																											
verifica la classe		3																											
Classe di appartenenza del profilo		1		(azione di pressoflessione)																									
(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)																													

Resistenze di calcolo						
Piedritti						
M _{c,Rd} =	90.88095238	KNm	Resistenza di calcolo a flessione			
V _{c,Rd} =	306.2774446	KN	Resistenza di calcolo a taglio			
N _{c,Rd} =	1645.809524	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale			
Traverso						
M _{c,Rd} =	90.88095238	KNm	Resistenza di calcolo a flessione			
V _{c,Rd} =	306.2774446	KN	Resistenza di calcolo a taglio			
N _{c,Rd} =	1645.809524	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale			
Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica nella sezione						
Piedritti						
V _{Ed} / V _{c,Rd} =		0.0361	<=0,5 : si può trascurare l'influenza del taglio			
		ρ = 0.000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)			
		(A - 2bt _f)/A =	0.24252			
		a = 0.243	a = (A-2bt _f)/A se <= 0,5 altrimenti a = 0,5			
sezione	n = N _{ed} /N _{pl,Rd}	M _{pl,y,Rd}	M _{N,y,Rd}	M _{Ed}	M _{N,y,Rd} /M _{Ed}	esito della verifica
A	0.0022248	90.88095238	90.88095238	-12.2	7.43	verificato
C	0.0022248	90.88095238	90.88095238	9.6	9.43	verificato
B	0.0206976	90.88095238	90.88095238	13.7	6.63	verificato
D	0.0206976	90.88095238	90.88095238	-12.6	7.20	verificato
Traverso						
V _{Ed} / V _{c,Rd} =		0.1112	<=0,5 : si può trascurare l'influenza del taglio			
		ρ = 0.000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)			
		(A - 2bt _f)/A =	0.24252			
		a = 0.243	a = (A-2bt _f)/A se <= 0,5 altrimenti a = 0,5			
sezione	n = N _{ed} /N _{pl,Rd}	M _{pl,y,Rd}	M _{N,y,Rd}	M _{Ed}	M _{N,y,Rd} /M _{Ed}	esito della verifica
C	0.0067220	90.88095238	90.88095238	9.6	9.43	verificato
D	0.0067220	90.88095238	90.88095238	-12.6	7.20	verificato
E	0.0067220	90.88095238	90.88095238	3.0	30.33	verificato
M _{c,Rd} = M _{pl,y,Rd} = W _{pl,y} * f _{yk} /γ _{M0})		Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)				
(M _{c,Rd} = M _{el,y,Rd} = W _{el,min} * f _{yk} /γ _{M0})		Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)				
(N _{c,Rd} = N _{pl,Rd} = A * f _{yk} /γ _{M0})		Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)				
(V _{c,Rd} = A _v * f _{yk} / (√3 * γ _{M0}))		Resistenza di calcolo a taglio				

Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso			
		<p>$p = 25.77$ KN/m</p> <p>$l = 1.18$ m</p> <p>$M_{Ed} = 4.48$ KNm</p>	
$M_{el} =$	81.4	KNm	Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_0$)
La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$			
A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.			
Totale carichi permanenti	$g =$	17.18	KN/m
			coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1.5$
Totale carichi variabili	$q =$	0	KN/m
			coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1.5$
Combinazione di carico ($g + q \gamma_Q$) =		25.77	KN/m
δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave	
δ_1 (mm) =	0.10	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti	
δ_2 (mm) =	0.00	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili	
δ_{max} (mm) =	0.10	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$	
Valori limite		$\delta_{max} / L = 1/k$	$k = 250$
		$\delta_2 / L = 1/k$	$k = 350$
		$\delta_{max, LIM} =$	4.720 mm
		$\delta_{2, LIM} =$	3.371 mm
δ_{max}	< del valore limite		VERIFICATO
δ_2	< del valore limite		VERIFICATO

VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)
saldature con cordoni d'angolo



b =	140	mm
b ₁ =	45	mm
h ₁ =	80	mm
h =	133	mm
s =	15	mm
a =	10.61	mm

spessore cordone

sezione di gola

V _{Ed} =	11.06312752	KN	f _{yk} =	275.00	tensione caratteristica di snervamento
N _{Ed} =	34.06429529	KN	β ₁ =	0.7	acciaio S275
M _{Ed} =	13.71263076	KNm	β ₂ =	0.85	acciaio S275

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

J _x =	4001.6	cm ⁴	momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
A =	113.5	cm ²	area della sezione resistente delle saldature
W _x =	519.0	cm ³	modulo di resistenza elastico
S _r =	288.7008654	cm ³	momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

cordoni d'anima

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n _⊥ =	1.671	KN/cm ²	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
t _⊥ =	0.000	KN/cm ²	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
τ =	0.376	KN/cm ²	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare:

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad \text{e} \quad n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} =$$

$$1.71 \text{ KN/cm}^2$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

verificato

$$\beta_1 \cdot f_{yk} =$$

$$19.25 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / =$$

$$1.67 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

verificato

$$\beta_2 \cdot f_{yk} =$$

$$23.375 \text{ KN/cm}^2$$

cordoni d'ala

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n _⊥ =	2.942	KN/cm ²	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
t _⊥ =	0.000	KN/cm ²	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
τ =	0.000	KN/cm ²	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare:

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad \text{e} \quad n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} =$$

$$2.94 \text{ KN/cm}^2$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

verificato

$$\beta_1 \cdot f_{yk} =$$

$$19.25 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / =$$

$$2.94 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

verificato

$$\beta_2 \cdot f_{yk} =$$

$$23.375 \text{ KN/cm}^2$$

VERIFICA DELLA CERCHIATURA DEL PIANO RIALZATO

PIANO:	RIALZATO	PARETE N°	1
ANALISI DEI CARICHI			
Solaio in SAPAL H=30cm			
Elementi strutturali (G_1)			KN/m ²
Pacchetto solaio	i (m)=	1	p (KN/m)= 1.75
			1.75
			0.00
			0.00
			G₁ = 1.75
Elementi non strutturali (G_2)			KN/m ²
intonaco			0.30
massetto			0.90
pavimento			0.40
eventuali tramezzi			1.20
			G₂ = 2.80
Carichi variabili (Q)			KN/m ²
carico di esercizio (q_k)			4.00
			q_k = 4.00
Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)		(favorevole)	(sfavorevole)
γ_{G1}	=	1	1.30
γ_{G2}	=	1	1.50
γ_Q	=	0.6	1.50
Combinazione fondamentale (SLU)		$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$	
	(favorevole)	(sfavorevole)	
G ₁ x γ_{G1}	=	1.75	2.28
G ₂ x γ_{G2}	=	2.80	4.20
q _k x γ_Q	=	2.40	6.00
q ₁	=	6.95	12.48
			KN/m ²

Solaio a plafone h=20 cm

Elementi strutturali (G_1)

						KN/m ²
soletta+conglomerato		1		1.75		1.75
						0.00
G₁ =						1.75

Elementi non strutturali (G_2)

						KN/m ²
intonaco						0.30
isolamento termico e impermeabilizzazione						0.00
intonaco						0.00
incidenza tramezzi						0.00
G₂ =						0.30

Carichi variabili (Q)

						KN/m ²
carico di esercizio (q_k)						0.50
q_k =						0.50

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
γ_{G1} =	1	1.30
γ_{G2} =	1	1.50
γ_Q =	0	1.50

Combinazione fondamentale (SLU)

$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1}$ =	1.75	2.28	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2}$ =	0.30	0.45	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q$ =	0.00	0.75	KN/m ²
q_1 =	2.05	3.48	KN/m ²

PIANO:	RIALZATO	PARETE N°	1
--------	----------	-----------	---

CARICHI SULLA PARETE				
----------------------	--	--	--	--

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{G2} =$	1
------------------------------------	-----------------	---

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante	4.78	0.63	21	63.24
muro ultimo livello	1.60	0.45	21	15.12
				0.00
				0.00
				0.00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q ₁ (dx)	q ₁ (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	0	3.15	0.00	2.90	4.57
solaio p.3	0	3	0.00	2.05	3.08
solaio p.2	0	3	0.00	6.95	10.43
solaio p.1					0.00
					0.00
					0.00
					0.00
					0.00

Totale carico distribuito (KN/m)	96.43
----------------------------------	-------

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

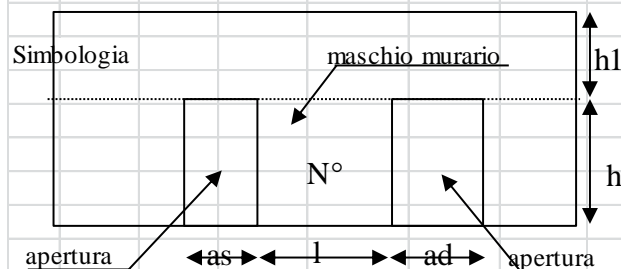
PIANO:	RIALZATO	PARETE N°	1
--------	----------	-----------	---

STATO ATTUALE

numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_o) agente in ciascun maschio murario

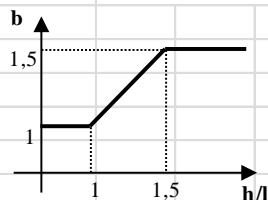
N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m³)	σ_o (KN/m²)
1	0	1.18	2.38	1.02	0.81	1.61	0.63	21.00	293.43
2	1.18	0	2.38	3.49	0.81	4.08	0.63	21.00	223.81
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00



as= apertura a sinistra
 ad= apertura a destra
 l= lunghezza maschio murario
 h = altezza maschio murario
 t = spessore maschio murario
 h₁ = altezza fascia di piano
 i = interasse maschio murario
 $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	2.3333	1.500
2	0.6819	1.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm²	m	m	m	m²	N/mm²	KN/m
1	290	0.63	1.02	2.38	0.6426	870	25971.7
2	290	0.63	3.49	2.38	2.1987	870	197716.1
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m) 223687.8

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	7.2	352	293.43	89.20	72.89	72.89	2.806	pressoflessione	2	5.61	14.28
2	7.2	352	223.81	416.22	667.62	416.22	2.105	taglio per trazione	2	4.21	9.52
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	4.21
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	72.89
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	416.22
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	489.11

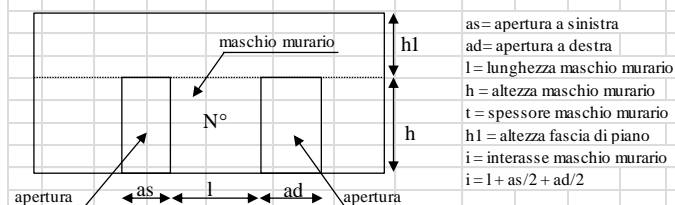
PIANO:	RIALZATO	PARETE N°	1
STATO MODIFICATO			

numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_o) agente in ciascun maschio murario

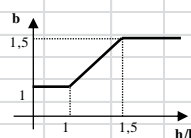
N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m ³)	σ_o (KN/m ²)
1	0	1.18	2.38	1.02	0.81	1.61	0.63	21.00	293.43
2	1.18	0	2.38	3.49	0.81	4.08	0.63	21.00	223.81
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00

Simbologia



Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	2.3333	1.500
2	0.6819	1.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	696	0.63	1.02	2.38	0.6426	2088	62332.2
2	696	0.63	3.49	2.38	2.1987	2088	474518.6
0	0	0	0	0	0		0.0
0	0	0	0	0	0		0.0
0	0	0	0	0	0		0.0
0	0	0	0	0	0		0.0
0	0	0	0	0	0		0.0
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							536850.78

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_o	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	10.8	528	293.43	116.36	75.53	75.53	1.212	pressoflessione	2	2.423	14.280
2	10.8	528	223.81	549.68	685.61	549.68	1.158	taglio per trazione	2	2.317	9.520
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_o = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	2.317
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	75.53
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	549.68
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	625.21

VERIFICHE										
a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale										
Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%								
Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%; padding: 2px;">K_{in} (KN/m)</td> <td style="padding: 2px;">223687.82</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">K_{fin} (KN/m)</td> <td style="padding: 2px;">536850.78</td> </tr> </table>	K_{in} (KN/m)	223687.82	K_{fin} (KN/m)	536850.78	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 60%; padding: 2px;">variazione percentuale:</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">140</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">%</td> </tr> </table>			variazione percentuale:	140	%
K_{in} (KN/m)	223687.82									
K_{fin} (KN/m)	536850.78									
variazione percentuale:	140	%								
<i>La verifica non è soddisfatta in quanto la rigidezza nello stato modificato è aumentata oltre la percentuale ammessa</i>										
b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%; padding: 2px;">$V_{t,in}$ (KN)</td> <td style="padding: 2px;">489.11</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">$V_{t,fin}$ (KN)</td> <td style="padding: 2px;">625.21</td> </tr> </table>	$V_{t,in}$ (KN)	489.11	$V_{t,fin}$ (KN)	625.21						
$V_{t,in}$ (KN)	489.11									
$V_{t,fin}$ (KN)	625.21									
<i>La verifica risulta pertanto soddisfatta</i>										
c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%; padding: 2px;">$\delta_{u,in}$ (mm)</td> <td style="padding: 2px;">4.21</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">$\delta_{u,fin}$ (mm)</td> <td style="padding: 2px;">2.317</td> </tr> </table>	$\delta_{u,in}$ (mm)	4.21	$\delta_{u,fin}$ (mm)	2.317						
$\delta_{u,in}$ (mm)	4.21									
$\delta_{u,fin}$ (mm)	2.317									
<i>La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo</i>										

PIANO:	RIALZATO	PARETE N°	1
--------	----------	-----------	---

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI			
---------------------------	--	--	--

1	Acciaio:	s275	$f_{yk} =$	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
			$f_{tk} =$	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
			$\gamma_{M0} =$	1.05		coefficiente parziale di sicurezza
			$E =$	210000	N/mm ²	modulo elastico

2	Calcestruzzo armato	$R_{ck} =$	30.00	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione
		$f_{cd} =$	14.11	N/mm ²	tensione di calcolo $f_{cd} = 0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
		$\gamma_{M0} =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza
		$E =$	31447.2	N/mm ²	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3}$

TELAI IN ACCIAIO

Numero di telai da inserire nella parete	2
--	---

$H_{\text{telai}} \text{ (cm)}$	238	(Altezza media dei telai)
$K_{ric} \text{ (KN/m)}$	0	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x, \text{piedr}} \text{ (cm}^4\text{)}$	0.0	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

nome	tipo piedritto	H (cm)	W_x (cm ³)	J_x (cm ⁴)	K_T (KN/m)	M_{el} (KNcm)	d (mm)	F_T (KN)	F_u (KN)
T.A. 1	IHEA 140	238	155	1033	3861.9	4059.52	17.67	8.95	68.23
T.A. 2	IHEA 140	238	155	1033	3861.9	4059.52	17.67	8.95	68.23
					0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
					0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
					0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
					0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTALI					7723.8			17.90	136.45

VERIFICHE			
-----------	--	--	--

a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%
Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%

$K_{in} \text{ (KN/m)}$	223687.82
$K_{fin} \text{ (KN/m)}$	544574.56

variazione percentuale:	143.45	%
-------------------------	--------	---

La verifica non è soddisfatta in quanto la rigidezza nello stato modificato è aumentata oltre la percentuale ammessa

b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t, in} \text{ (KN)}$	489.11
$V_{t, fin} \text{ (KN)}$	643.10

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

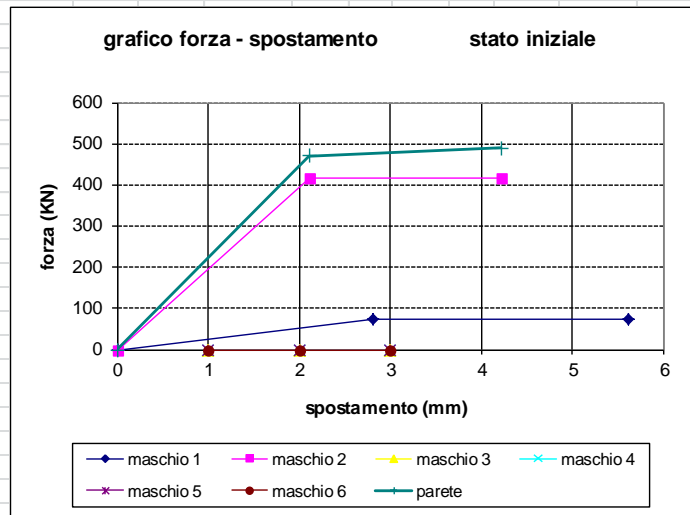
$\delta_{u, in} \text{ (mm)}$	4.210
$\delta_{u, fin} \text{ (mm)}$	2.317

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Iniziale

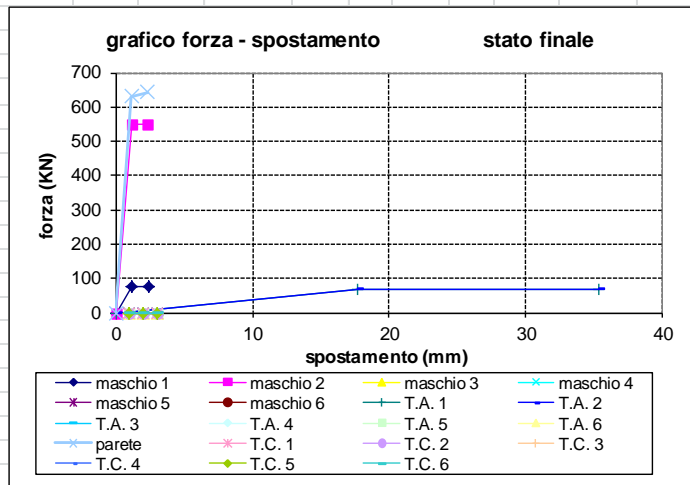
	V_t (KN)	δ (mm)
maschio 1	0	0
	72.9	2.81
	72.9	5.61
maschio 2	0	0
	416.22	2.11
	416.2192948	4.21
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
parete	0	0
	470.89	2.11
	489.11	4.21



GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale

	V_t (KN)	δ (mm)
maschio 1	0	0
	75.5	1.21
	75.5	2.42
maschio 2	0	0
	549.68	1.16
	549.6799507	2.32
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
telaio 1	0	0
Acciaio	68.23	17.67
	68.22729092	35.33
telaio 2	0	0
	68.23	17.67
	68.22729092	35.33
telaio 3		
Acciaio		
telaio 4		
Acciaio		
telaio 5		
Acciaio		
telaio 6		
Acciaio		
parete	0	0
	630.83	1.16
	643.10	2.32

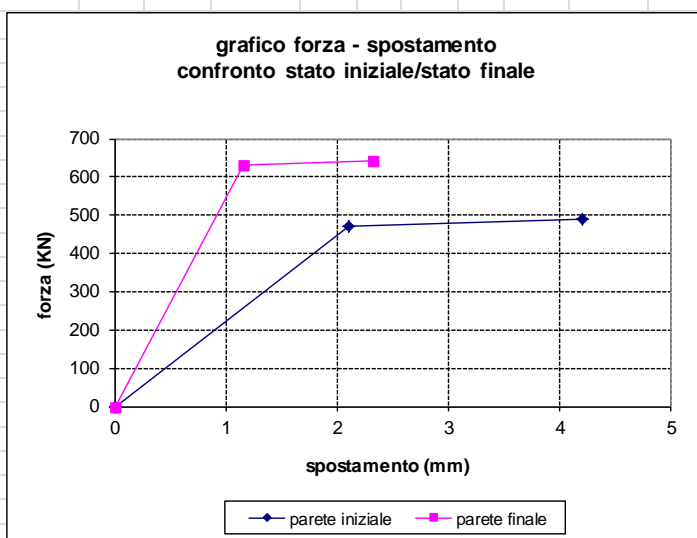


	V_t (KN)	δ (mm)
telaio 1		
C.A.		
telaio 2		
C.A.		
telaio 3		
C.A.		
telaio 4		
C.A.		
telaio 5		
C.A.		
telaio 6		
C.A.		

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Confronto tra stato iniziale e stato finale

	V_i (KN)	δ (mm)
Parete Iniziale	0	0
	470.9	2.11
	489.1	4.21
Parete Finale	0	0
	630.83	1.16
	643.10	2.32



PIANO:	RIALZATO	PARETE N°	1
--------	----------	-----------	---

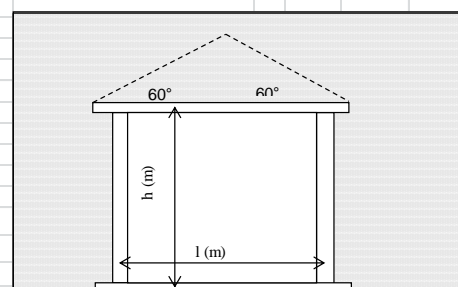
VERIFICA DEI TELAI METALLICI

TELAIO N.	1
-----------	---

luce telaio l	1.18	m
altezza telaio h	2.38	m

Tipo di acciaio S275

$f_{yk} =$	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1.05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm ²	modulo elastico



Analisi dei carichi agenti sul telaio

	carichi permanenti		carichi variabili		carichi lineari	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	3		6.95	4	0

	spessore	massa vol.	p_{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0.63	21	13.50

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
10.43	0.00

Schema statico:

Totale carichi permanenti

g =	17.18	KN/m
-----	-------	------

Totale carichi variabili

q =	0	KN/m
-----	---	------

coeff. parziale di sicurezza

$\gamma_G =$	1.5
--------------	-----

coeff. parziale di sicurezza

$\gamma_Q =$	1.5
--------------	-----

coeff. di combinazione

$\psi_{21} =$	1
---------------	---

Combinazione di carico ($g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{21}$) =

25.77	KN/m
-------	------

Traverso

tipo	HEA	140
------	-----	-----

Piedritto

tipo	HEA	140
------	-----	-----

$J_x =$ 1033 cm^4

$J_y =$ 1033 cm^4

numero profili

2

numero profili

2

p (KN/m)

25.77

F_T (KN)

17.90

l (m)

1.18

h (m)

2.38

J_t (cm^4)

2066

J_h (cm^4)

2066

K = 2.016949

$K = J_t \cdot h / (J_h \cdot l)$

Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a F_T	sovrapp.
X_A	0.938	-8.950	-8.012 KN
Y_A	15.201	-16.674	-1.472 KN
M_A	0.744	-11.46	-10.72 KNm
X_B	0.938	8.950	9.888 KN
Y_B	15.201	16.674	31.875 KN
M_B	0.744	11.463	12.208 KNm

Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M_{Ed} (KNm)	-10.72	8.35	8.35	-11.33	3.00	12.21	-11.33
V_{Ed} (KN)		8.01	8.01	-1.47	-31.88	-16.67	9.89
N_{Ed} (KN)		1.47	1.47	-9.89	-9.89	-9.89	-31.88

PIEDRITTI

Piedritti tipo

HEA

Numero di profili per ogni piedritto:

2

valori del singolo profilo

A =	31.42	cm^2	area lorda del profilo
b =	140	mm	larghezza delle ali
t_f =	8.5	mm	spessore delle ali
t_w =	5.5	mm	spessore dell'anima
r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
h =	133	mm	altezza del profilo

E = 210000 N/mm^2 modulo elastico

$W_{pl,x}$ = 173.5 cm^3 modulo di resistenza plastico del singolo profilo

$W_{el,x}$ = 155.4 cm^3 modulo di resistenza elastico del singolo profilo

$W_{el,y}$ = 55.62 cm^3 modulo di resistenza elastico del singolo profilo

J_x = 1033 cm^4 momento d'inerzia del singolo profilo

A_v = 10.13 cm^2 area resistente al taglio

($A_v = A \cdot 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$)

Tipo di acciaio

S275

f_{yk} = 275.00 N/mm^2 tensione caratteristica di snervamento

f_{tk} = 430.00 N/mm^2 tensione caratteristica di rottura

γ_{M0} = 1.05 coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo				$\varepsilon = 0,92442$	$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$																											
Azione di compressione																																
	Ala	c/t =	6.50	classe	1																											
	Anima	c/t =	16.73	classe	1	classe per azione di compressione:	1																									
Azione di flessione																																
	Ala	c/t =	6.50	classe	1																											
	Anima	c/t =	16.73	classe	1	classe per azione di flessione:	1																									
Azione di pressoflessione																																
	Ala	c/t =	6.50	classe	1																											
	Anima	c/t =	16.73	classe	1	classe per azione di pressoflessione:	1																									
	c = 92.0		$\alpha = 0.56$																													
	$\chi = 10.54$		$\psi = -0.77$																													
		$396\varepsilon/(13\alpha-1) =$	58.623		$456\varepsilon/(13\alpha-1) =$	67.505																										
		$36\varepsilon/\alpha =$	59.718		$41,5\varepsilon/\alpha =$	68.8417																										
		$42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) =$	93.4461																													
		$62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} =$	89.1539																													
	verifica la classe		1																													
	verifica la classe		2																													
	verifica la classe		3																													
Classe di appartenenza del profilo					1	(azione di pressoflessione)																										
(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b-t_w-2\cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h-2\cdot t_f-2\cdot r$ $t = t_w$)																																
TRAVERSI		HEA																														
Traverso tipo		140		Numero di profili per il traverso:		2																										
		<table border="1"> <tr> <td rowspan="6">valori del singolo profilo</td> <td>A =</td> <td>31.42</td> <td>cm²</td> <td>area lorda del profilo</td> </tr> <tr> <td>b =</td> <td>140</td> <td>mm</td> <td>larghezza delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_f =</td> <td>8.5</td> <td>mm</td> <td>spessore delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_w =</td> <td>5.5</td> <td>mm</td> <td>spessore dell'anima</td> </tr> <tr> <td>r =</td> <td>12</td> <td>mm</td> <td>raggio di raccordo tra anima e ala</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>133</td> <td>mm</td> <td>altezza del profilo</td> </tr> </table>						valori del singolo profilo	A =	31.42	cm ²	area lorda del profilo	b =	140	mm	larghezza delle ali	t _f =	8.5	mm	spessore delle ali	t _w =	5.5	mm	spessore dell'anima	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala	h =	133	mm	altezza del profilo
valori del singolo profilo	A =	31.42	cm ²	area lorda del profilo																												
	b =	140	mm	larghezza delle ali																												
	t _f =	8.5	mm	spessore delle ali																												
	t _w =	5.5	mm	spessore dell'anima																												
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala																												
	h =	133	mm	altezza del profilo																												
<table border="1"> <tr> <td>E =</td> <td>210000</td> <td>N/mm²</td> <td>modulo elastico</td> </tr> <tr> <td>W_{pl,x} =</td> <td>173.5</td> <td>cm³</td> <td>modulo di resistenza plastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>W_{el,x} =</td> <td>155.4</td> <td>cm³</td> <td>modulo di resistenza elastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>W_{el,y} =</td> <td>55.62</td> <td>cm³</td> <td>modulo di resistenza elastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>J_x =</td> <td>1033</td> <td>cm⁴</td> <td>momento d'inerzia del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>A_v =</td> <td>10.13</td> <td>cm²</td> <td>area resistente al taglio</td> </tr> </table>		E =	210000	N/mm ²	modulo elastico	W _{pl,x} =	173.5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo	W _{el,x} =	155.4	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	W _{el,y} =	55.62	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	J _x =	1033	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo	A _v =	10.13	cm ²	area resistente al taglio	(A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)						
E =	210000	N/mm ²	modulo elastico																													
W _{pl,x} =	173.5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo																													
W _{el,x} =	155.4	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																													
W _{el,y} =	55.62	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																													
J _x =	1033	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo																													
A _v =	10.13	cm ²	area resistente al taglio																													
Tipo di acciaio		S275	<table border="1"> <tr> <td>f_{yk} =</td> <td>275.00</td> <td>N/mm²</td> <td>tensione caratteristica di snervamento</td> </tr> <tr> <td>f_{tk} =</td> <td>430.00</td> <td>N/mm²</td> <td>tensione caratteristica di rottura</td> </tr> <tr> <td>γ_{M0} =</td> <td>1.05</td> <td></td> <td>coefficiente parziale di sicurezza</td> </tr> </table>	f _{yk} =	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento	f _{tk} =	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura	γ_{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza																	
f _{yk} =	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento																													
f _{tk} =	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura																													
γ_{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza																													

Pagina 57 di 99

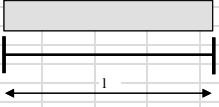
Traverso						
$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$		0.1041	<=0,5 : si può trascurare l'influenza del taglio			
		$\rho =$ 0.000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)			
		$(A - 2bt_f)/A =$ 0.24252				
		$a =$ 0.243	$a = (A - 2bt_f)/A$ se <= 0,5 altrimenti $a = 0,5$			

sezione	$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0.0060081	90.88095238	90.88095238	8.3	10.89	verificato
D	0.0060081	90.88095238	90.88095238	-11.3	8.02	verificato
E	0.0060081	90.88095238	90.88095238	3.0	30.33	verificato

$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$
 $(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$
 $(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$
 $(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)
Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)
Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)
Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso



$p =$ 25.77 KN/m
 $l =$ 1.18 m
 $M_{Ed} =$ 4.48 KNm

$M_{el} =$ 81.4 KNm

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_0$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{Ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

Totale carichi permanenti	$g =$ 17.18 KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G =$ 1.5
Totale carichi variabili	$q =$ 0 KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q =$ 1.5

Combinazione di carico ($g + \gamma_G + q + \gamma_Q$) = 25.77 KN/m

δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave
δ_1 (mm) =	0.10	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
δ_2 (mm) =	0.00	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
δ_{max} (mm) =	0.10	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

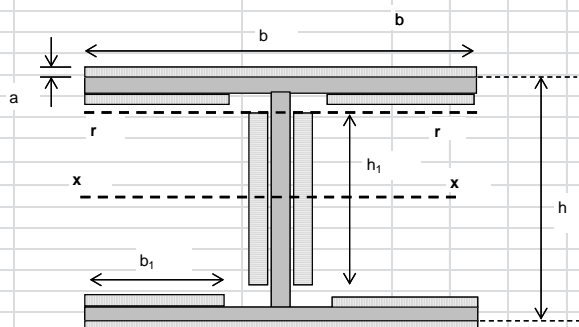
$\delta_{max}/L = 1/k$ $k =$ 250
 $\delta_2/L = 1/k$ $k =$ 350

$\delta_{max,LIM} =$ 4.720 mm
 $\delta_{2,LIM} =$ 3.371 mm

δ_{max}	< del valore limite	VERIFICATO
δ_2	< del valore limite	VERIFICATO

VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)
saldature con cordoni d'angolo



b =	140	mm
b1 =	45	mm
h1 =	80	mm
h =	133	mm
s =	15	mm
a =	10.61	mm

spessore cordone

sezione di gola

$V_{Ed} =$	9.888127524	KN
$N_{Ed} =$	31.87526619	KN
$M_{Ed} =$	12.20765793	KNm

$f_{yk} =$	275.00	tensione caratteristica di snervamento
$\beta_1 =$	0.7	acciaio S275
$\beta_2 =$	0.85	acciaio S275

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

$I_x =$	4001.6	cm ⁴	momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
$A =$	113.5	cm ²	area della sezione resistente delle saldature
$W_x =$	519.0	cm ³	modulo di resistenza elastico
$S_x =$	288.7008654	cm ³	momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

cordoni d'anima

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$n_{\perp} =$	1.501	KN/cm ²	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
$t_{\perp} =$	0.000	KN/cm ²	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
$\tau_{\parallel} =$	0.336	KN/cm ²	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} = 1.54 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19.25 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / = 1.50 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23.375 \text{ KN/cm}^2$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad \text{verificato}$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \quad \text{verificato}$$

cordoni d'ala

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$n_{\perp} =$	2.633	KN/cm ²	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
$t_{\perp} =$	0.000	KN/cm ²	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
$\tau_{\parallel} =$	0.000	KN/cm ²	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} = 2.63 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19.25 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / = 2.63 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23.375 \text{ KN/cm}^2$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad \text{verificato}$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \quad \text{verificato}$$

VERIFICA DELLA CERCHIATURA DEL PIANO PRIMO

PIANO:	PRIMO	PARETE N°	1
ANALISI DEI CARICHI			

Solaio a plafone h=20 cm

<i>Elementi strutturali (G_1)</i>						KN/m^2
soletta+conglomerato		1		1.75		1.75
						0.00
$G_1 =$						1.75

<i>Elementi non strutturali (G_2)</i>						KN/m^2
intonaco						0.30
isolamento termico e impermeabilizzazione						0.00
intonaco						0.00
incidenza tramezzi						0.00
$G_2 =$						0.30

<i>Carichi variabili (Q)</i>						KN/m^2
carico di esercizio (q_k)						0.50
$q_k =$						0.50

	(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1.30
$\gamma_{G2} =$	1	1.50
$\gamma_Q =$	0	1.50

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

Combinazione fondamentale (SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	1.75	2.28	KN/m^2
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	0.30	0.45	KN/m^2
$q_k \times \gamma_Q =$	0.00	0.75	KN/m^2
$q_1 =$	2.05	3.48	KN/m^2

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

Il calcolo delle azioni è stato eseguito con il software "Calcolo Strutturale".

Il calcolo delle azioni è stato eseguito con il software "Calcolo Strutturale".

Copertura SAP						
Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
peso proprio						1.75
G ₁ =						1.75
Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
coppi						0.80
membrana						0.05
intonaco						0.30
incidenza tramezzi						0.00
G ₂ =						1.15
Carichi variabili (Q)						KN/m ²
carico di esercizio (q_k)						0.48
q _k =						0.48

PIANO:	PRIMO	PARETE N°	1
--------	-------	-----------	---

CARICHI SULLA PARETE				
----------------------	--	--	--	--

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{G2} =$	1
------------------------------------	-----------------	---

	H (m)	t (m)	w (KN/m³)	p (KN/m)
muro sovrastante	1.55	0.63	21	20.51
muro ultimo livello	1.60	0.45	21	15.12
				0.00
				0.00
				0.00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	$q_1(dx)$	$q_1(sx)$	p (KN/m)
	m	m	KN/m²	KN/m²	
solaio di copertura	0	3.15	0.00	2.90	4.57
solaio p.3	0	3	0.00	2.05	3.08
solaio p.2					0.00
solaio p.1					0.00
					0.00
					0.00
					0.00
					0.00

Totale carico distribuito (KN/m)	43.27
----------------------------------	-------

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

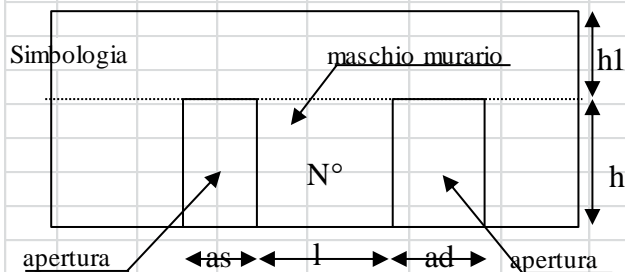
PIANO:	PRIMO	PARETE N°	1
--------	-------	-----------	---

STATO ATTUALE

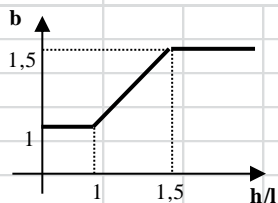
numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_o) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m ³)	σ_o (KN/m ²)
1	0	1.18	2.38	1.02	0.81	1.61	0.63	21.00	160.25
2	1.18	0	2.38	3.49	0.81	4.08	0.63	21.00	125.17
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00



as= apertura a sinistra
ad= apertura a destra
l = lunghezza maschio murario
h = altezza maschio murario
t = spessore maschio murario
h₁ = altezza fascia di piano
i = interasse maschio murario
 $i = l + as/2 + ad/2$



Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	2.3333	1.500
2	0.6819	1.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000

Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	290	0.63	1.02	2.38	0.6426	870	25971.7
2	290	0.63	3.49	2.38	2.1987	870	197716.1
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m) 223687.8

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	7.2	352	160.25	72.92	41.77	41.77	1.608	pressoflessione	2	3.22	14.28
2	7.2	352	125.17	348.91	386.68	348.91	1.765	taglio per trazione	2	3.53	9.52
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.00	0.00

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4% * h nel caso di rottura a taglio e 0,6% * h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	3.22
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	41.77
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	348.91
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	390.68

PIANO:	PRIMO	PARETE N°	1
--------	-------	-----------	---

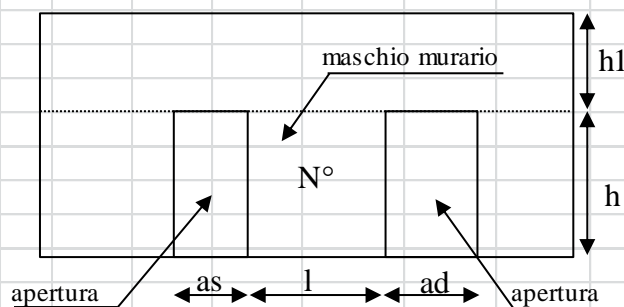
STATO MODIFICATO

numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_o) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m³)	σ_o (KN/m²)
1	0	1.18	2.38	1.02	0.81	1.61	0.63	21.00	160.25
2	1.18	0	2.38	3.49	0.81	4.08	0.63	21.00	125.17
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00
0						0			0.00

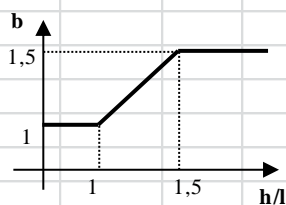
Simbologia



as= apertura a sinistra
ad= apertura a destra
l= lunghezza maschio murario
h = altezza maschio murario
t = spessore maschio murario
h₁ = altezza fascia di piano
i = interasse maschio murario
 $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	2.3333	1.500
2	0.6819	1.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000
0	0	0.000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	696	0.63	1.02	2.38	0.6426	2088	62332.2
2	696	0.63	3.49	2.38	2.1987	2088	474518.6
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0
0		0	0	0	0		0.0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m) 536850.78

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	10.8	528	160.25	97.88	42.56	42.56	0.683	pressoflessione	2	1.365	14.280
2	10.8	528	125.17	474.23	392.30	392.30	0.827	pressoflessione	2	1.653	14.280
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000
0			0.00	0.00	0.00	0.00	0.000			0.000	0.000

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4% * h nel caso di rottura a taglio e 0,6% * h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	1.365
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	42.56
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	392.30
		0.00
		0.00
		0.00
		0.00
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	434.86

VERIFICHE										
a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale										
Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)								15	%	
Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)								15	%	
		K _{in} (KN/m)		223687.82						
		K _{fin} (KN/m)		536850.78		variazione percentuale:		140 %		
La verifica non è soddisfatta in quanto la rigidezza nello stato modificato è aumentata oltre la percentuale ammessa										
b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale										
		V _{t,in} (KN)		390.68						
		V _{t,fin} (KN)		434.86						
La verifica risulta pertanto soddisfatta										
c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale										
		δ _{lt,in} (mm)		3.22						
		δ _{lt,fin} (mm)		1.365						
La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo										
PIANO:		PRIMO				PARETE N°		1		
DIMENSIONAMENTO DEI TELAI										
1		Acciaio:		s275						
		f _{yk} =		275.00 N/mm ²		tensione caratteristica di snervamento				
		f _{tk} =		430.00 N/mm ²		tensione caratteristica di rottura				
		γ _{M0} =		1.05		coefficiente parziale di sicurezza				
		E =		210000 N/mm ²		modulo elastico				
2		Calcestruzzo armato								
		R _{ck} =		30.00 N/mm ²		resistenza caratteristica a compressione				
		f _{cd} =		14.11 N/mm ²		tensione di calcolo f _{cd} = 0,85·0,83·R _{ck} /γ _{M0}				
		γ _{M0} =		1.5		coefficiente parziale di sicurezza				
		E =		31447.2 N/mm ²		modulo elastico E=E _{cm} = 22.000·(f _{cm} /10) ^{0.3}				
TELAI IN ACCIAIO										
		Numero di telai da inserire nella parete		2						
		H _{telaio} (cm)		238 (Altezza media dei telai)						
		K _{ric} (KN/m):		0 (Rigidezza richiesta ai telai)						
		J _{xpiedr} (cm ⁴)		0.0 (Momento d'inerzia minimo di un piedritto)						
n	nome	tipo piedritto	H (cm)	W _x (cm ³)	J _x (cm ⁴)	K _T (KN/m)	M _{el} (KNcm)	d (mm)	F _T (KN)	F _a (KN)
1	T.A. 1	1HEA180	238	294	2510	9383.7	7700.00	13.79	12.81	129.41
2	T.A. 2	1HEA180	238	294	2510	9383.7	7700.00	13.79	12.81	129.41
0						0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
0						0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
0						0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
0						0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
				TOTALI		18767.4			25.62	258.82

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

K_{in} (KN/m)	223687.82		
K_{fin} (KN/m)	555618.15	variazione percentuale:	148.39 %

La verifica non è soddisfatta in quanto la rigidezza nello stato modificato è aumentata oltre la percentuale ammessa

b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	390.68
$V_{t,fin}$ (KN)	460.48

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	3.220
$\delta_{u,fin}$ (mm)	1.365

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

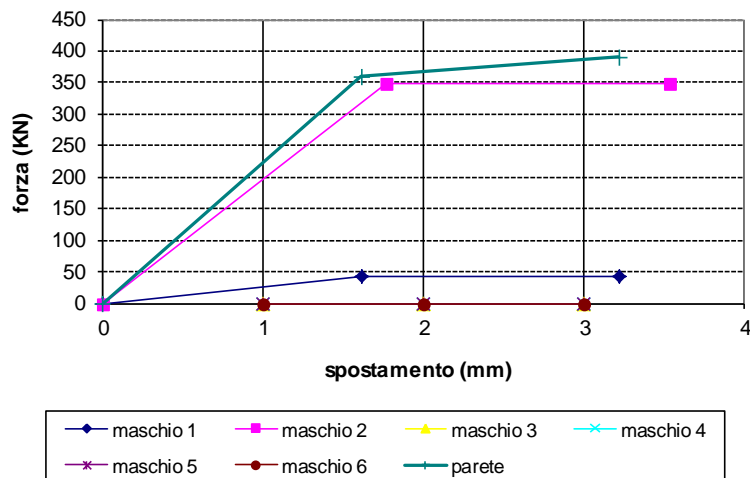
GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Iniziale

	V_t (KN)	δ (mm)
maschio 1	0	0
	41.8	1.61
	41.8	3.22
maschio 2	0	0
	348.91	1.76
	348.9	3.53
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
parete	0	0
	359.74	1.61
	390.68	3.22

grafico forza - spostamento

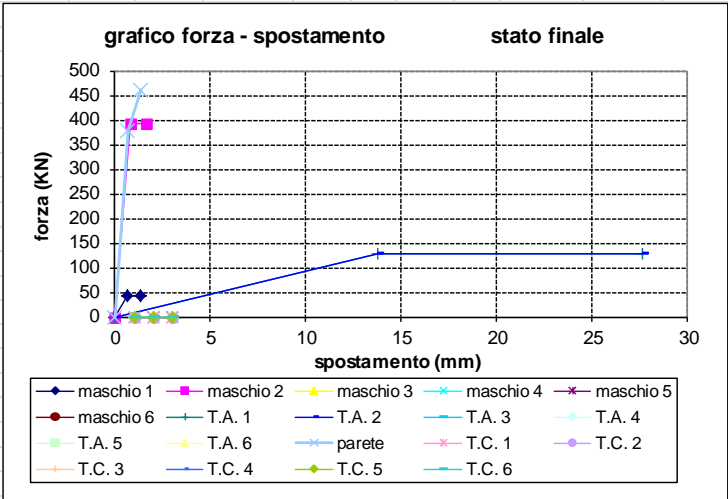
stato iniziale



GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

	Stato Finale	
--	---------------------	--

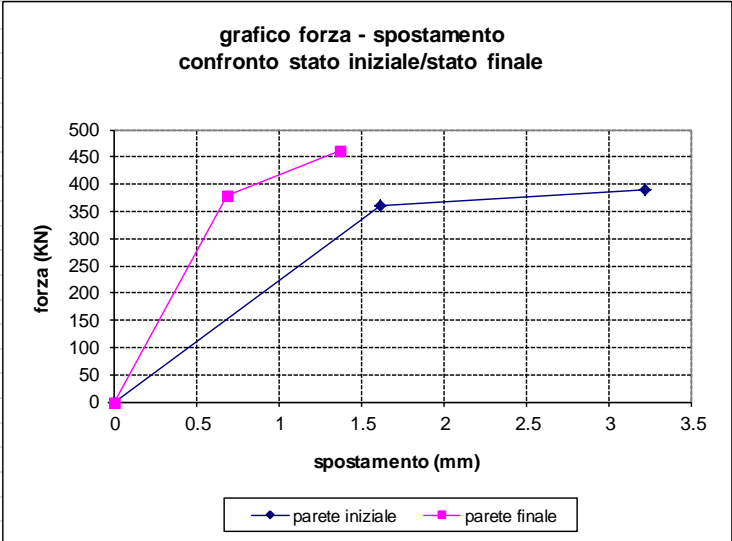
	V_t (KN)	δ (mm)
maschio 1	0	0
	42.6	0.68
	42.6	1.37
maschio 2	0	0
	392.30	0.83
	392.3	1.65
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
telaio 1	0	0
Acciaio	129.41	13.79
	129.4	27.58
telaio 2	0	0
Acciaio	129.41	13.79
	129.4	27.58
telaio 3		
Acciaio		
telaio 4		
Acciaio		
telaio 5		
Acciaio		
telaio 6		
Acciaio		
parete	0	0
	379.34	0.68
	460.48	1.37

[illegible]

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

	Confronto tra stato iniziale e stato finale
--	--

	V_i	δ
	(KN)	(mm)
Parete Iniziale	0	0
	359.7	1.61
	390.7	3.22
Parete Finale	0	0
	379.34	0.68
	460.48	1.37



PIANO:	TERRA		PARETE N°	1
VERIFICA DEI TELAI METALLICI				
TELAIO N.	1			
luce telaio l	1.18	m		
altezza telaio h	2.38	m		
Tipo di acciaio	S275			
$f_{yk} =$	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{tk} =$	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura	
$\gamma_{M0} =$	1.05		coefficiente parziale di sicurezza	
E =	210000	N/mm ²	modulo elastico	

Analisi dei carichi agenti sul telaio

	carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	3	2.05	0.5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
3.08	0.00

	spessore (m)	massa vol. (KN/m ³)	p_max (KN/m)
muro sovrastante	0.63	21	13.50

Schema statico:

Totale carichi permanenti	g =	9.83	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G =$	1.5
Totale carichi variabili	q =	0	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q =$	1.5
				coeff. di combinazione	$\psi_{21} =$	1
Combinazione di carico ($g + \gamma_G + q + \gamma_Q \psi_{21}$) =			14.74	KN/m		

Traverso	tipo	HEA	140	$J_x =$	1033	cm ⁴	numero profili	2
Piedritto	tipo	HEA	140	$J_x =$	1033	cm ⁴	numero profili	2

p (KN/m)	14.74
F_T (KN)	25.62
l (m)	1.18
h (m)	2.38
J_t (cm ⁴)	2066
J_h (cm ⁴)	2066

Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a F_T	sovrapp.
X_A	0.537	-12.810	-12.273 KN
Y_A	8.697	-23.865	-15.168 KN
M_A	0.426	-16.41	-15.98 KNm
X_B	0.537	12.810	13.347 KN
Y_B	8.697	23.865	32.562 KN
M_B	0.426	16.407	16.833 KNm

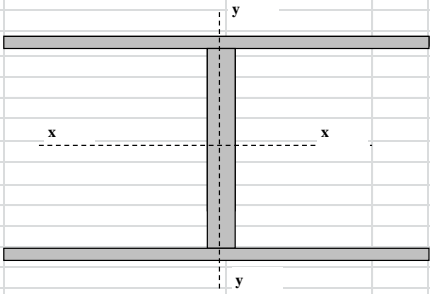
Sollecitazioni di calcolo							
	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M_{Ed} (KNm)	-15.98	13.23	13.23	-14.93	1.71	16.83	-14.93
V_{Ed} (KN)	12.27	12.27	-15.17	-32.56	-23.87	13.35	13.35
N_{Ed} (KN)	15.17	15.17	-13.35	-13.35	-13.35	-32.56	-32.56

PIEDRITTI

Piedritti tipo HEA

Numero di profili per ogni piedritto: 2

Piedritti tipo 140



valori del singolo profilo

A =	31.42	cm ²	area lorda del profilo
b =	140	mm	larghezza delle ali
t _f =	8.5	mm	spessore delle ali
t _w =	5.5	mm	spessore dell'anima
r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
h =	133	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	173.5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	155.4	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	55.62	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	1033	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	10.13	cm ²	area resistente al taglio

$(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio S275

f _{yk} =	275.00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430.00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$\varepsilon = 0.92442 \quad \varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$

Azione di compressione	
Ala	c/t = 6.50 classe 1
Anima	c/t = 16.73 classe 1
classe per azione di compressione: 1	

Azione di flessione	
Ala	c/t = 6.50 classe 1
Anima	c/t = 16.73 classe 1
classe per azione di flessione: 1	

Azione di pressoflessione	
Ala	c/t = 6.50 classe 1
Anima	c/t = 16.73 classe 1
classe per azione di pressoflessione: 1	

c = 92.0 α = 0.56
x = 10.76 ψ = -0.83

396ε/(13α-1) = 58.473 456ε/(13α-1) = 67.3321
36ε/α = 59.586 41.5ε/α = 68.6897

42ε/(0.67+0.33ψ) = 97.6422
62ε(1-ψ)√(-ψ) = 95.0454

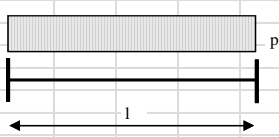
verifica la classe 1
verifica la classe 2
verifica la classe 3

Classe di appartenenza del profilo 1 (azione di pressoflessione)

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b - t_w - 2·r t = t_f ; per l'anima: c = h - 2·t_f - 2·r t = t_w)

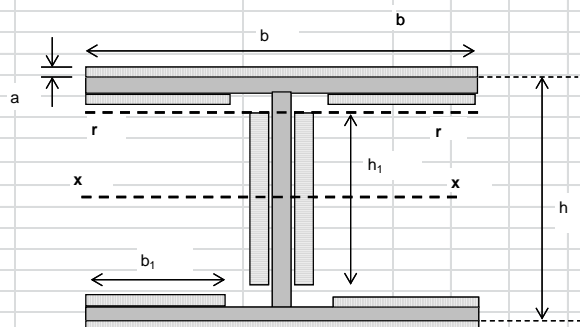
TRAVERSI																																		
Traverso tipo		HEA		Numero di profili per il traverso:		2																												
		140																																
				<table border="1"> <tr> <td rowspan="6">valori del singolo profilo</td> <td>A =</td> <td>31.42</td> <td>cm²</td> <td>area lorda del profilo</td> </tr> <tr> <td>b =</td> <td>140</td> <td>mm</td> <td>larghezza delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_f =</td> <td>8.5</td> <td>mm</td> <td>spessore delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_w =</td> <td>5.5</td> <td>mm</td> <td>spessore dell'anima</td> </tr> <tr> <td>r =</td> <td>12</td> <td>mm</td> <td>raggio di raccordo tra anima e ala</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>133</td> <td>mm</td> <td>altezza del profilo</td> </tr> </table>						valori del singolo profilo	A =	31.42	cm ²	area lorda del profilo	b =	140	mm	larghezza delle ali	t _f =	8.5	mm	spessore delle ali	t _w =	5.5	mm	spessore dell'anima	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala	h =	133	mm	altezza del profilo
valori del singolo profilo	A =	31.42	cm ²	area lorda del profilo																														
	b =	140	mm	larghezza delle ali																														
	t _f =	8.5	mm	spessore delle ali																														
	t _w =	5.5	mm	spessore dell'anima																														
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala																														
	h =	133	mm	altezza del profilo																														
		E = 210000		N/mm ²		modulo elastico																												
		W _{pl,x} = 173.5		cm ³		modulo di resistenza plastico del singolo profilo																												
		W _{el,x} = 155.4		cm ³		modulo di resistenza elastico del singolo profilo																												
		W _{el,y} = 55.62		cm ³		modulo di resistenza elastico del singolo profilo																												
		J _x = 1033		cm ⁴		momento d'inerzia del singolo profilo																												
		A _v = 10.13		cm ²		area resistente al taglio (A _v = A - 2b * t _f + (t _w + 2 * r) * t _f)																												
Tipo di acciaio		S275		f _{y,k} = 275.00		N/mm ²		tensione caratteristica di snervamento																										
				f _{tk} = 430.00		N/mm ²		tensione caratteristica di rottura																										
				γ _{M0} = 1.05				coefficiente parziale di sicurezza																										
Classificazione del profilo				ε = 0.92442		ε = √(235/f _{y,k})																												
Azione di compressione																																		
Ala		c/t =	6.50	classe	1	classe per azione di compressione: 1																												
Anima		c/t =	16.73	classe	1																													
Azione di flessione																																		
Ala		c/t =	6.50	classe	1	classe per azione di flessione: 1																												
Anima		c/t =	16.73	classe	1																													
Azione di pressoflessione																																		
Ala		c/t =	6.50	classe	1	classe per azione di pressoflessione: 1																												
Anima		c/t =	16.73	classe	1																													
c = 92.0				α = 0.52																														
x = 4.41				ψ = -0.92																														
		396ε/(13α-1) = 62.988		456ε/(13α-1) = 72.5316																														
		36ε/α = 63.512		41.5ε/α = 73.2153																														
		42ε/(0.67+0.33ψ) = 105.521																																
		62ε(1-ψ)√(-ψ) = 105.024																																
		verifica la classe		1																														
		verifica la classe		2																														
		verifica la classe		3																														
Classe di appartenenza del profilo					1 (azione di pressoflessione)																													
(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b - t _w - 2 * r t = t _f ; per l'anima: c = h - 2 * t _f - 2 * r t = t _w)																																		

Resistenze di calcolo						
Piedritti						
M _{c,Rd} =	90.88095238	KNm	Resistenza di calcolo a flessione			
V _{c,Rd} =	306.2774446	KN	Resistenza di calcolo a taglio			
N _{c,Rd} =	1645.809524	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale			
Traverso						
M _{c,Rd} =	90.88095238	KNm	Resistenza di calcolo a flessione			
V _{c,Rd} =	306.2774446	KN	Resistenza di calcolo a taglio			
N _{c,Rd} =	1645.809524	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale			
Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica nella sezione						
Piedritti						
V _{Ed} / V _{c,Rd} =	0.0436	<=0,5 : si può trascurare l'influenza del taglio				
	ρ = 0.000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)				
	(A - 2bt _f)/A = 0.24252					
	a = 0.243	a = (A-2bt _f)/A se <= 0,5 altrimenti a = 0,5				
sezione	n = N _{ed} /N _{pl,Rd}	M _{pl,y,Rd}	M _{N,y,Rd}	M _{Ed}	M _{N,y,Rd} /M _{Ed}	esito della verifica
A	0.0092164	90.88095238	90.88095238	-16.0	5.69	M _{N,y,Rd} /M _{Ed} ≥ 1 verificato
C	0.0092164	90.88095238	90.88095238	13.2	6.87	verificato
B	0.0197846	90.88095238	90.88095238	16.8	5.40	verificato
D	0.0197846	90.88095238	90.88095238	-14.9	6.09	verificato
Traverso						
V _{Ed} / V _{c,Rd} =	0.1063	<=0,5 : si può trascurare l'influenza del taglio				
	ρ = 0.000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)				
	(A - 2bt _f)/A = 0.24252					
	a = 0.243	a = (A-2bt _f)/A se <= 0,5 altrimenti a = 0,5				
sezione	n = N _{ed} /N _{pl,Rd}	M _{pl,y,Rd}	M _{N,y,Rd}	M _{Ed}	M _{N,y,Rd} /M _{Ed}	esito della verifica
C	0.0081095	90.88095238	90.88095238	13.2	6.87	verificato
D	0.0081095	90.88095238	90.88095238	-14.9	6.09	verificato
E	0.0081095	90.88095238	90.88095238	1.7	53.02	verificato
(M _{c,Rd} = M _{pl,y,Rd} = W _{pl,y} *f _{yk} /γ _{M0})		Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)				
(M _{c,Rd} = M _{el,y,Rd} = W _{el,min} *f _{yk} /γ _{M0})		Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)				
(N _{c,Rd} = N _{pl,Rd} = A*f _{yk} /γ _{M0})		Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)				
(V _{c,Rd} = A _v *f _{yk} /(√3*γ _{M0})		Resistenza di calcolo a taglio				

Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso			
		$p =$ 14.74 KN/m	
		$l =$ 1.18 m	
		$M_{Ed} =$ 2.57 KNm	
$M_{el} =$ 81.4 KNm	Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_0$)		
La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{Ed} < M_{el}$			
A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.			
Totale carichi permanenti	$g =$ 9.83 KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G =$ 1.5
Totale carichi variabili	$q =$ 0 KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q =$ 1.5
Combinazione di carico ($g x \gamma_G + q x \gamma_Q$) =		14.74 KN/m	
δ_e (mm) =	0	monta iniziale della trave	
δ_1 (mm) =	0.06	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti	
δ_2 (mm) =	0.00	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili	
δ_{max} (mm) =	0.06	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_e$	
Valori limite		$\delta_{max} / L = 1/k$	$k =$ 250
		$\delta_2 / L = 1/k$	$k =$ 350
		$\delta_{max, LIM} =$ 4.720 mm	
		$\delta_{2, LIM} =$ 3.371 mm	
δ_{max}	< del valore limite VERIFICATO		
δ_2	< del valore limite VERIFICATO		

VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)
saldature con cordoni d'angolo



b =	140	mm
b ₁ =	45	mm
h ₁ =	80	mm
h =	133	mm
s =	15	mm
a =	10.61	mm

spessore cordone

sezione di gola

V _{Ed} =	13.34669798	KN
N _{Ed} =	32.56170965	KN
M _{Ed} =	16.83318635	KNm

f _{yk} =	275.00	tensione caratteristica di snervamento
β ₁ =	0.7	acciaio S275
β ₂ =	0.85	acciaio S275

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

I _x =	4001.6	cm ⁴	momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
A =	113.5	cm ²	area della sezione resistente delle saldature
W _x =	519.0	cm ³	modulo di resistenza elastico
S _r =	288.7008654	cm ³	momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

cordoni d'anima

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n _⊥ =	1.970	KN/cm ²	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
t _⊥ =	0.000	KN/cm ²	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
τ =	0.454	KN/cm ²	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare:

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad \text{e} \quad n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} = 2.02 \quad \text{KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19.25 \quad \text{KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / = 1.97 \quad \text{KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23.375 \quad \text{KN/cm}^2$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad \text{verificato}$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \quad \text{verificato}$$

cordoni d'ala

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n _⊥ =	3.530	KN/cm ²	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
t _⊥ =	0.000	KN/cm ²	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
τ =	0.000	KN/cm ²	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare:

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad \text{e} \quad n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} = 3.53 \quad \text{KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19.25 \quad \text{KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / = 3.53 \quad \text{KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23.375 \quad \text{KN/cm}^2$$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad \text{verificato}$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \quad \text{verificato}$$

S3.2) Chiarire l'accettabilità dei risultati, stante il forte incremento di rigidezza del setto a seguito dell'intervento;

L'intervento in oggetto comporta un significativo incremento di rigidezza di cui si è tenuto conto nel comportamento globale della struttura inserendo, nel software di calcolo, una rigidezza pari al 100% per le pareti interessate dalla cerchiatura in acciaio, rispetto al valore 50% dello stato attuale.

Si ritiene di poter considerare accettabile l'incremento di rigidezza in virtù del miglioramento ottenuto in termini di resistenza e duttilità degli elementi interessati.

Per completezza si rimanda all'allegato di calcolo che si allega alla presente integrazione (*Allegato n.6 f_Relazione_calcolo_allegati*)

S3.3) Approfondire i dettagli costruttivi, in special modo tenendo conto degli spessori delle murature su cui la cerchiatura si inserisce.

L'intervento di inserimento della cerchiatura metallica, costituita da traversi e montanti in acciaio S275, sarà espletato secondo le seguenti fasi:

FASE 1: posa in opera di puntellature;

FASE 2: taglio della muratura in pietra a spacco per posizionamento di architrave;

FASE 3: posa in opera di architrave;

FASE 4: taglio della muratura per l'inserimento dei montanti in acciaio;

FASE 5: posa in opera dei traversi inferiori ed esecuzione dei collegamenti mediante barre B450C Ø12 mm;

FASE 6: posa in opera dei montanti relativi alla realizzazione della cerchiatura ed esecuzione del collegamento alla base e con l'architrave mediante saldature a completa penetrazione;

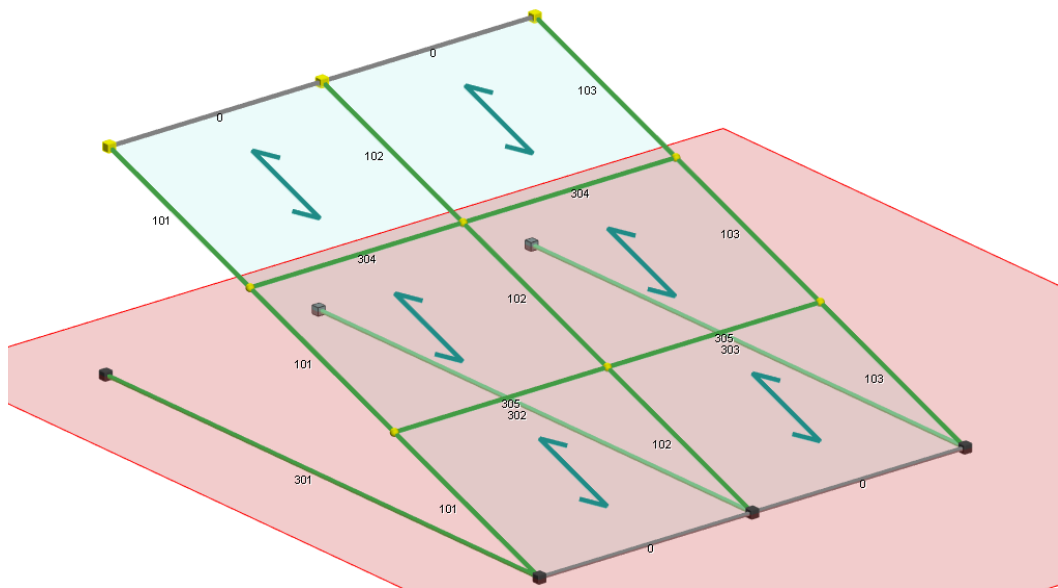
FASE 7: ripristino della muratura demolita per l'esecuzione della cerchiatura;

FASE 8: posa in opera delle barre in acciaio B450C Ø12 mm per il collegamento dei montanti alla muratura.

Si rimanda all'*Allegato n. 1_particolare costruttivo cerchiature* per l'approfondimento dei particolari costruttivi dell'intervento.

S4) *Relativamente all'intervento di rinforzo della copertura, si chiede:*

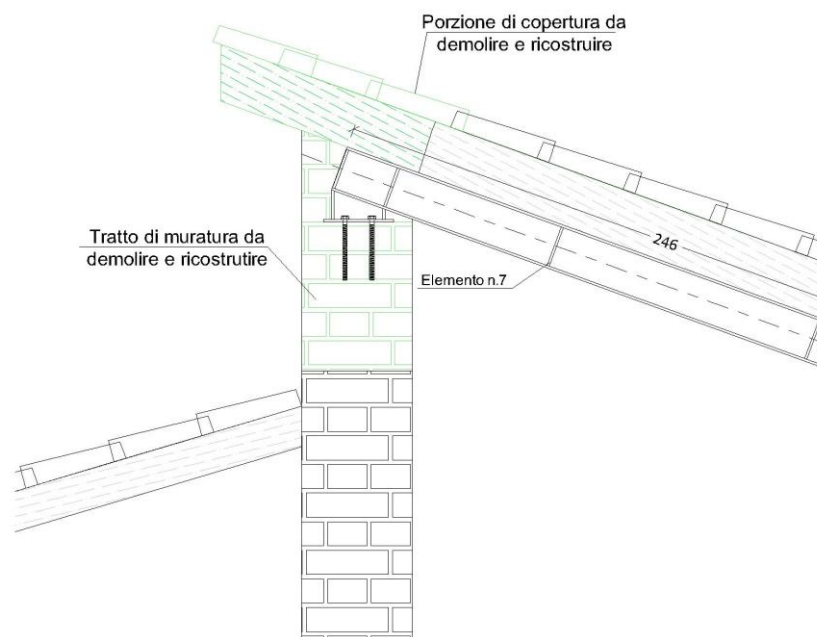
S4.1) Fornire rappresentazione grafica del modello impiegato, al fine di comprendere meglio il modello stesso.



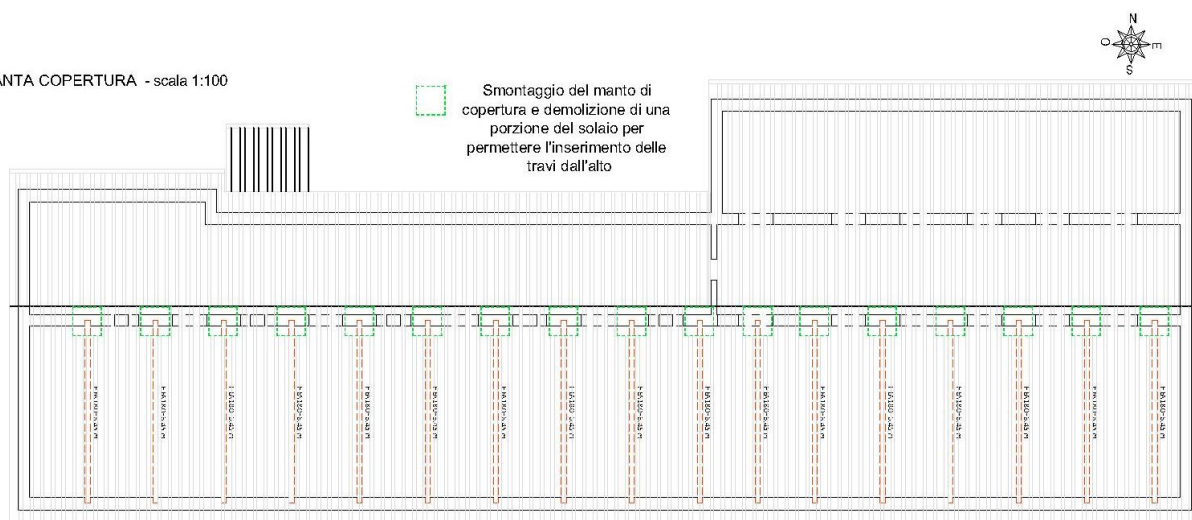
S4.2) Chiarire le modalità esecutive dell'intervento, che in alcuni casi pare di difficile attuazione.

L'inserimento del telaio in acciaio nella porzione Sud della copertura avverrà secondo le seguenti fasi:

- consolidamento del solaio di sottotetto;
- puntellamento del solaio di copertura;
- smontaggio di una porzione del manto di copertura; demolizione di porzione di solaio per alloggiamento telaio; demolizione del tratto sommitale della muratura per permettere l'inserimento della trave HEA180, come rappresentato di seguito:



PIANTA COPERTURA - scala 1:100



- inserimento dall'alto delle travi HEA180 per localizzazione dei perfori da eseguirsi in corrispondenza del cordolo;
- esecuzione dei perfori, inserimento delle barre filettate e iniezione con resina epossidica (Pos.5);
- ricostruzione della muratura sommitale;
- ri-posizionamento delle travi HEA180 che andranno quindi puntellate;
- esecuzione dei perfori, in corrispondenza del colmo, per ancoraggio alla muratura;
- ricostruzione della porzione di solaio demolita mediante pannelli autoportanti da fissare alle travi stesse;
- posizionamento in opera del tirante previa perforazione delle murature;
- pretensione del tirante ancorato con piastra alla muratura;
- posa in opera delle travi IPE tra le HEA180;
- rimontaggio manto di copertura.

S4.3) Completare le verifiche degli elementi strutturali, con particolare riguardo ai collegamenti acciaio-acciaio, acciaio-muratura, alla stabilità della parete in muratura sottostante il colmo, alla geometria dei capochiave e a quanto altro necessario.

Criteri di progetto utilizzati

Aste in acciaio

Generali	
Verifica aste in acciaio	
Numero punti di verifica	10.00
Numero CC da considerare di tipo I	99.00
Stati limite D.M. 08	
Verifiche con EC3	No
Coeff. amplificativo sollecitazioni per effetti del secondo ordine	1.00
Stampe	
Verifiche da riportare in relazione	Tutte

Specifici	1	2
------------------	---	---

Materiali		
CNR 10011		
Tipo di acciaio	FE360	FE360
D.M. 08		
Tipo di acciaio per profilati a sezione aperta	S275	S275
	UNI EN	UNI EN
	10025-2	10025-2
Tipo di acciaio per profilati a sezione cava	S275H	S275H
	UNI EN	UNI EN
	10210-1	10210-1
EC3		
Tipo di acciaio	S275	S275
-Fy <daN/cm²>	2750.00	2750.00
-Fu <daN/cm²>	4300.00	4300.00
γ M0	1.00	1.00
γ M1	1.00	1.00
γ M2	1.25	1.25
γ Rd	1.30	1.30
γ Ov	1.25	1.25
-Considera come elemento esistente (S.L. D.M. 08/EC3)	No	No
-Livello di conoscenza	LC1	LC1
-Fattore di confidenza	1.35	1.35
Verifiche di resistenza		
Rapporto fra area effettiva e area nominale	1.00	1.00
Rapporto fra area netta e area nominale	1.00	1.00
Coeff. di forma intorno all'asse Y	1.00	1.00
Coeff. di forma intorno all'asse Z	1.00	1.00
Verifica le bielle solo con sollecitazioni di trazione moltiplicate per	Si	Si
Valutare la τ per torsione nei punti di spigolo (CNR 10011)	No	No
-Pari a		
Stati limite D.M. 08/EC3		
-Fai sempre verifiche in campo elastico	Si	Si
-Effettua le verifiche della gerarchia delle resistenze per strutture intelaiate	No	No
-Usa classe 1 in pressoflessione deviata se non presente in archivio	No	No
Stati limite D.M. 08		
-Usa prescrizioni EC3 quando più dettagliate	Si	Si
-Considera prescrizioni relative ai ponti	No	No
Verifiche di deformabilità		
Max valore del rapporto tra la luce e la freccia (totale)	250.00	250.00
Max valore del rapporto tra la luce e la freccia (solo accidentali)	300.00	300.00
Max valore del rapporto tra altezza e spostamento orizz. (aste)	300.00	300.00
Max valore del rapporto tra altezza e spostamento orizz. (membrature)	500.00	500.00
Considerare anche spostamento relativo nodi per calcolo freccia	No	No
Considerare solo la verifica di deformabilità delle membrature	Si	Si
Trascura deformazione dovuta al sisma (T.A.)	No	No
Verifiche di stabilità asta		
Riduzione lunghezza libera d'inflessione		
-Distanza fra i nodi dell'asta	x	x
-Distanza ridotta delle zone rigide moltiplicate per il valore		
Tipo di accoppiamento aste composte		
-Separate		
-Calastrellate		

-Imbottite		
-Automatico	x	x
Calcolo momento medio usando valori assoluti	Si	Si
Interasse calastrelli o imbottiture		
-Distanza pari a <m>		
-Interasse da normativa moltiplicato per il valore	0.80	0.80
-Aste rigidamente collegate		
Curva di stabilità (D.M. 08/EC3)	Automatica	Automatica
Aste laminate	Si	Si
Sigma max amm. senza verifiche di stabilità (CNR 10011) <%>	2.00	2.00
Verifiche di stabilità globale in dir. Y locale	Si	Si
-Coeff. β intorno all'asse Y	1.00	1.00
Verifiche di stabilità globale in dir. Z locale	Si	Si
-Coeff. β intorno all'asse Z	1.00	1.00
Verifiche di stabilità flessione - torsionale	Si	Si
-Coeff. per calcolo interasse ritegni torsionali	1.00	1.00
Aste inflesse (D.M. 08/EC3)		
-Coeff. Ψ per calcolo momento critico		
-Valuta in base ai momenti dell'asta	x	x
-Utilizza valore imposto		
-Fattore correttivo di distribuzione K_c	0.94	0.94
-Snellezza di riferimento $\lambda_{LT,0}$	0.40	0.40
-Coeff. β	0.75	0.75
Aste pressoinflesse (D.M. 08/EC3)		
-Considera come molto deformabile a torsione	No	No
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mY}/C_{mY}	0.95	0.95
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mZ}/C_{mZ}	0.95	0.95
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mLT}/C_{mLT}	0.95	0.95
Eseguire anche le verifiche al punto 7.3.2 (CNR 10011)	Si	Si
Carichi sull'estradosso (CNR 10011)	Si	Si
Verifiche di stabilità all'imbozzamento (CNR 10011)		
-Numero irrigidimenti orizzontali anima	0.00	0.00
-Interasse irrigidimenti verticali anima		
-Numero di suddivisioni		
-Distanza non inferiore a <cm>		
-Pari alla lunghezza dell'asta	x	x
-Modalità di calcolo $\sigma_{cr,id}$		
-Normativa		
-Massonet	x	x
-Ballio		
Verifiche di stabilità membratura		
Massimo numero aste costituenti unica membratura	1.00	1.00
Sforzo normale di verifica		
-Massimo valore fra tutte le aste	x	x
-Media aritmetica dei valori di tutte le aste		
-Media pesata di tutte le aste		
Contributo eventuali sforzi di trazione	No	No
Verifica nei piani principali	Si	Si
Incremento snellezza	Si	Si
Verifiche di stabilità globale in dir. Y locale	Si	Si
-Coeff. β calcolato in funzione dello sforzo normale		
-Coeff. β	1.00	1.00
Verifiche di stabilità globale in dir. Z locale	Si	Si
-Coeff. β calcolato in funzione dello sforzo normale		

-Coeff. β	1.00	1.00
-----------------	------	------

Nodi in acciaio

Generali	
Parametri di disegno reticolari	
Scala disegno esecutivo reticolare	10.00
Disegna a parte particolari collegamenti	Si
Scala disegno particolari collegamenti	5.00
Crea solo disegno schematico	No
Scala disegno schematico	25.00
Parametri di disegno collegamenti	
Scala disegno collegamenti	5.00
Scala disegno telai	10.00
Stampe	
Tipo di relazione	Sintetica

Specifici	4	5
Progettazione bullonature		
Elenco diametri bulloni utilizzabili 1 <mm>	12	12
Elenco diametri bulloni utilizzabili 2 <mm>	14	14
Elenco diametri bulloni utilizzabili 3 <mm>	16	16
Elenco diametri bulloni utilizzabili 4 <mm>	18	18
Elenco diametri bulloni utilizzabili 5 <mm>	20	20
Elenco diametri bulloni utilizzabili 6 <mm>	22	22
Elenco diametri bulloni utilizzabili 7 <mm>	24	24
Elenco diametri bulloni utilizzabili 8 <mm>		
Elenco diametri bulloni utilizzabili 9 <mm>		
Numero minimo bulloni	2.00	2.00
Classe bulloni	6.8	8.8
Zona filettata	No	Si
Progettazione saldature		
Arretra piastra nelle saldature di bordo	Si	Si
Saldature con dimensioni bilanciate	No	No
Classe saldature a completa penetrazione	SECONDA	SECONDA
Arrotondamento lunghezza cordoni di saldatura	5.00	5.00
Rapporto minimo fra lunghezza e spessore cordone	15.00	15.00
Altezza della saldatura		
-Uguale allo spessore del profilato		
-Valore minimo tra profilato e la piastra	x	x
Progettazione reticolari		
Rendi continue aste allineate	Si	Si
Modalità di calcolo sforzo normale per giunti su aste continue		
-Considera per ogni semigiunto le sollecitazioni di calcolo delle aste	x	x
-Considera per ogni semigiunto la differenza fra le sollecitazioni delle aste		
-Considera per ogni semigiunto la differenza fra le sollecitazioni delle aste divisa per due		
-Considera per ogni semigiunto il massimo fra le sollecitazioni delle aste diviso per due		
Finali equidistanti per aste incrociate	Si	Si
Forma della piastra		
-Rettangolare		
-Poligonale	x	x
Massimo ingombro collegamento lungo il profilo	33.00	33.00
Allargamento piastra ai lati del profilo	10.00	10.00
Minimo spazio libero tra i profili	10.00	10.00
Spessore piastra se non imposto dal profilo	10.00	10.00

Progettazione collegamenti		
Trascura sollecitazioni teoricamente nulle	Si	Si
Componenti sollecitazioni da trascurare		
-Sforzo normale	No	No
-Taglio in dir. Y	No	Si
-Taglio in dir. Z	No	No
-Momento torcente intorno all'asse X	Si	Si
-Momento flettente intorno all'asse Y	No	No
-Momento flettente intorno all'asse Z	No	Si
Considera solo bulloni per verifiche a flessione	No	No
Angolo massimo di incidenza <grad>	15.00	15.00
Piastre di fondazione		
-Elenco diametri tirafondi utilizzabili 1 <mm>	12	12
-Elenco diametri tirafondi utilizzabili 2 <mm>	16	16
-Elenco diametri tirafondi utilizzabili 3 <mm>	20	20
-Elenco diametri tirafondi utilizzabili 4 <mm>	30	30
-Elenco diametri tirafondi utilizzabili 5 <mm>		
-Elenco diametri tirafondi utilizzabili 6 <mm>		
-Elenco diametri tirafondi utilizzabili 7 <mm>		
-Elenco diametri tirafondi utilizzabili 8 <mm>		
-Elenco diametri tirafondi utilizzabili 9 <mm>		
Lunghezza minima d'infissione <mm>	0.40	0.40
-Verifica piastra e tirafondi con reazioni vincolari	No	No
-Trascura tirafondi compressi	No	No
-Tirafondi con barre filettate	No	No
-Tipo di tirafondi	UNCINI	UNCINI
-Fattore di riduzione per ancoraggio tirafondi	0.70	0.70
Piastra circolare per sezioni circolari cave	No	Si
Numero minimo bulloni per piastra circolare	6.00	6.00
Verifiche ai sensi D.M. 08		
Esposizione a fenomeni corrosivi		
Unione non esposta alla corrosione	x	x
Unione esposta alla corrosione		
Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione		

Verifiche collegamenti strutture intelaiate

Simbologia

T_z	<daN>	= Taglio in direzione Z agente sul collegamento
T_{y_l}	<daN>	= Taglio in direzione Y locale
M_{z_l}	<daNm>	= Momento torcente intorno all'asse Z
F_v, E_d	<daN>	= Taglio nei bulloni
F_v, R_d	<daN>	= Resistenza a taglio del bullone
F_b, E_d, a	<daN>	= Azione di rifollamento di progetto lato asta
F_b, R_d, a	<daN>	= Rifollamento lato asta
F_b, E_d, p	<daN>	= Rifollamento lato piastra
F_b, R_d, p	<daN>	= Resistenza a rifollamento lato piastra
B_{netta}	<mm>	= Larghezza sezione al netto di eventuali fori
H_{netta}	<mm>	= Altezza sezione al netto di eventuali fori
σ	<daN/cm ² >	= Tensione normale
τ	<daN/cm ² >	= Tensione tangenziale

Collegamento SQUADRETTA HEA180-IPE180

Squadretta L70x5

Bullonatura lato collegamento: 2 Bulloni ϕ 18

2 colonne ad interasse 70.00

Bullonatura lato profilo collegato: 2 Bulloni ϕ 18

2 colonne ad interasse 70.00

Bullonatura sull'anima

CC 1 SLU (Collegamento -007_-009)

Azioni sul collegamento: $T_z=-1691.62$

Sollecitazioni agenti localmente: $T_y=-1691.62$ $M_z=71.05$

Taglio nei bulloni: $F_v,Ed=660.60$ $F_v,Rd=7372.80$

Azione di rifollamento di progetto lato asta: $F_b,Ed,a=1321.20$ $F_b,Rd,a=6557.73$

Rifollamento lato piastra: $F_b,Ed,p=660.60$ $F_b,Rd,p=4949.23$

Verifica a taglio anima forata

$B_{netta}=5.30$ $H_{netta}=103.97$

CC 1 SLU (Collegamento -007_-009)

Azioni sul collegamento: $T_z=-1691.62$

Sollecitazioni agenti localmente: $T_y=-1691.62$

Tensioni nella sezione: $\sigma=0.00$ $\tau=306.98$

Anima delle squadrette

$B_{netta}=10.00$ $H_{netta}=121.00$

CC 1 SLU (Collegamento -007_-009)

Azioni sul collegamento: $T_z=-1691.62$

Sollecitazioni agenti localmente: $T_y=-1691.62$ $M_z=71.05$

Tensioni nella sezione: $\sigma=291.16$ $\tau=139.80$

Bullonatura frontale

CC 1 SLU (Collegamento -007_-009)

Azioni sul collegamento: $T_z=-1691.62$

Sollecitazioni agenti localmente: $T_y=-845.81$ $M_z=-38.61$

Taglio nei bulloni: $F_v,Ed=695.05$ $F_v,Rd=7372.80$

Azione di rifollamento di progetto lato asta: $F_b,Ed,a=695.05$ $F_b,Rd,a=9288.00$

Rifollamento lato piastra: $F_b,Ed,p=695.05$ $F_b,Rd,p=4619.90$

COLLEGAMENTO BULLONATO TIRANTE – HEA180

$$F_{ed}=A_s(\emptyset 20) \cdot f_{yk}/(n_b \cdot P_t)=314.16 \cdot 275/2=43197 \text{ N} = 43,2 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio del bullone M18 cl. 8.8, e la resistenza a rifollamento della piastra $s=8$ mm in acciaio S275 sono di seguito riportate:

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 18 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

☒ Sezione filettata ☐ Sezione lorda

Area: 192.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): $F_{v,Rd}$: 73.73 kN

Resistenza a trazione: $F_{t,Rd}$: 110.6 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 0 $F_{t,Sd}$: 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0 + 0 = 0$ OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u : 430 N/mm²

spessore t: 8 mm

diametro foro d_o : 19 mm

distanze bordo e_1 : 50 e_2 : 30

passo p_1 : 75 p_2 : 60

α : 0.877

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 108.6 kN Osservazioni

Poiché la forza resistente del bullone M18 cl. 8.8, e la resistenza a rifollamento della piastra $s=8$ mm in acciaio S275 sono maggiori della forza massima agente, **la verifica risulta soddisfatta.**

La verifica della parete sottostante il colmo è stata condotta all'interno del programma PCM andando ad applicare il carico puntuale del telaio in acciaio in testa ai maschi murari, dove andranno a scaricare le travi HEA180.

Verifiche particolare 3



www.hilti.it

Profis Anchor 2.5.3

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 1
Progetto:
Contratto N°:
Data: 25/11/2016

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 270 + HIT-V (8.8) M16

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,eff} = 50 \text{ mm}$ ($h_{ef,lim} = 199 \text{ mm}$)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA-13/1036

Emesso / Valido: 28/04/2015 | 28/04/2020

Prova: metodo di calcolo ETAG 029, Annex C

Fissaggio distanziato: $e_s = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$

Plastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 300 \text{ mm} \times 260 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: IPB/HEA; (L x W x T x FT) = 171 mm x 180 mm x 10 mm x 10 mm

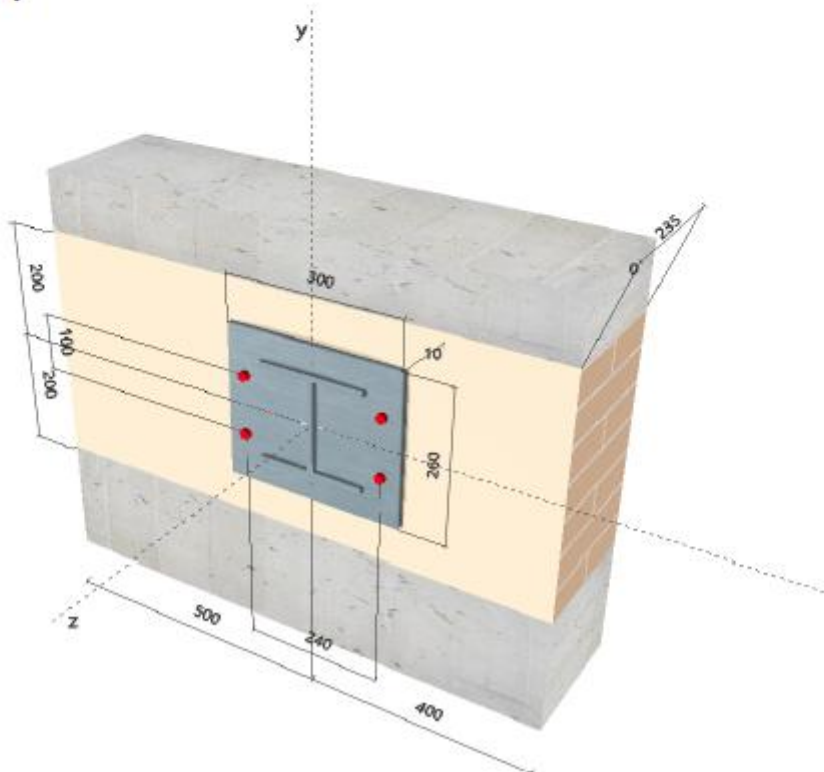
Materiale base: Disposizione dei mattoni: Doppia cortina; Mattone: MZ, 1DF, f=12 (mattoni pieni), Argilla, L x W x H: 240 mm x 115 mm x 52 mm;
 $f_{b,v} = 12.00 \text{ N/mm}^2$; $E_{mod} = 3131.77 \text{ N/mm}^2$

Intonaco: Resina: M2,5 - M9; Giunti verticali riempiti: SI; verticale: 5 mm; orizzontale: 5 mm
 $E_{plaster} = 1000.00 \text{ N/mm}^2$

Installazione/Usa: Condizioni di installazione: asciutto; Condizioni d'uso: assoluto;
Pulizia: aria compressa
Temp. Breve/Lungo: 80/50 °C

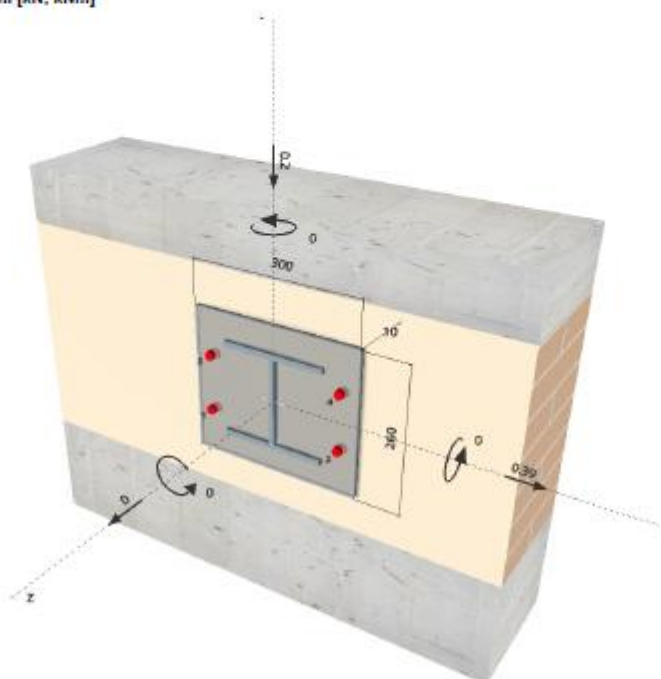


Geometria [mm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	0.110	0.098	-0.050
2	0.000	0.110	0.098	-0.050
3	0.000	0.110	0.098	-0.050
4	0.000	0.110	0.098	-0.050

max. deformazione di compressione:

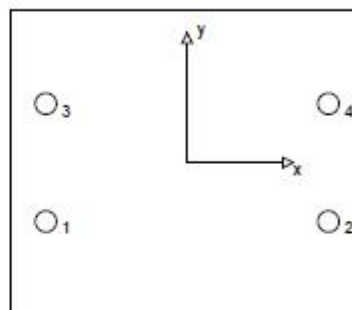
- [%]

max. sforzo di compressione:

- [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carico di trazione (ETAG 029 Annex C C.5.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_n [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del mattone**	N/A	N/A	N/A	N/A
Sfilamento a trazione di un mattone**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (ETAG 029 Annex C C.5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0.110	50.400	1	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura locale di un mattone**	0.438	0.720	61	OK
Rottura del bordo di un mattone x+**	0.403	18.392	3	OK
Sfilamento a taglio di un mattone x+**	0.390	6.624	6	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$V_{Ed,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
63.000	1.250	50.400	0.110

4.2 Rottura locale di un mattone

s_i [mm]	s_k [mm]	$s_{cr,i}$ [mm]	$s_{cr,k}$ [mm]	c [mm]	c_{cr} [mm]
240	100	240	115	280	115
$\alpha_{p,v}$	α_l	$V_{Rk,b}$ [kN]	$\gamma_{M,m}$	$V_{Ed,b}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
2.000	0.750	1.200	2.500	0.720	0.438

4.3 Rottura del bordo di un mattone x+

k	d_{nom} [mm]	h_w [mm]	$f_{b,v}$ [N/mm ²]	c_1 [mm]
0.28	16	50	12.00	280
$V_{Rk,e}$ [kN]	$\alpha_{p,v}$	$\gamma_{M,m}$	$V_{Ed,e}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
22.990	2.000	2.500	18.392	0.403

4.4 Sfilamento a taglio di un mattone x+

A_{wet}^H [mm ²]	$f_{t,sto}$ [N/mm ²]	σ_d [N/mm ²]	
165600	0.20	0.00	
$V_{Rk,sh}$ [kN]	$\gamma_{M,m}$	$V_{Ed,sh}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
16.560	2.500	6.624	0.390

5 Attenzione

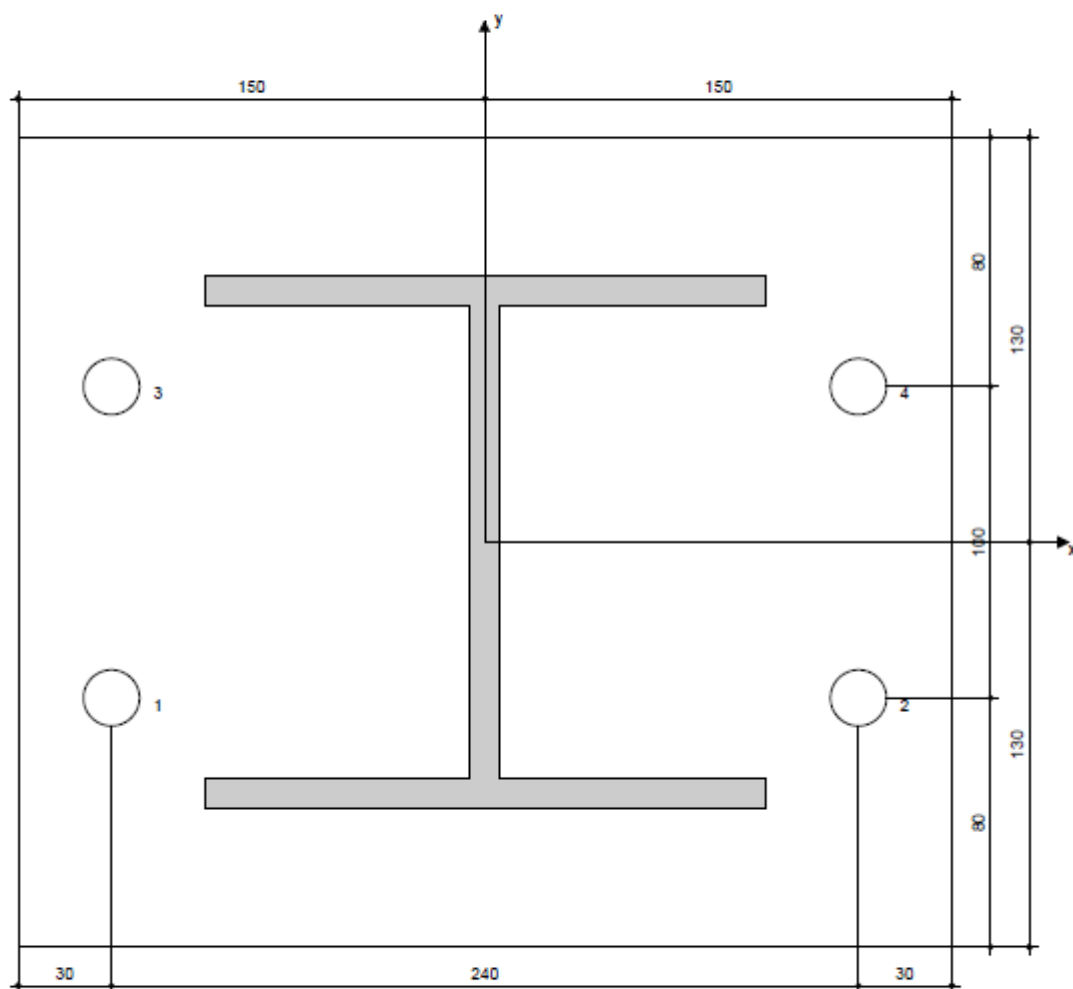
- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- PROFIS considera solamente il carico locale trasferito dagli ancoranti alla parete. Ulteriori carichi non sono contemplati da PROFIS!
- Si assume una parete perfettamente verticale – effettuare un controllo(!): in caso contrario la distribuzione delle forze può essere molto diversa e gli sforzi più elevati rispetto a quelli calcolati da PROFIS.
- L'effetto dei giunti nella distribuzione dei sforzi di compressione nella piastra / mattone non è stata considerata.
- Se, durante la foratura non si percepisce alcuna resistenza del materiale (p.e. giunto non riempito) l'ancorante non dovrebbe essere installato in quella posizione a meno di un ripristino e rinforzo dell'area.
- Le note ed i commenti d'installazione in questo report servono ad informare solamente l'utente. Si raccomanda di seguire scrupolosamente le operazioni di posa illustrate nella scheda tecnica di prodotto.
- La verifica della conformità con gli standard attuali (p.e. ETAG 029) è responsabilità dell'utente.
- Il Modulo di Young della parete $E_{(Wall)}$ (senza intonaco!) è determinato in accordo a EN 1996-1-1:2012
- Il metodo di perforazione (rotopercolazione o sola rotazione) deve essere in accordo con quanto specificato nella ETA!
- La muratura deve essere costruita in modo regolare in accordo alle regole del stato dell'arte!
- NB: nell'ETA la resistenza ed i parametri sono validi solo per alcuni mattoni (forati/pieni) o per mattoni dello stesso materiale con dimensioni e resistenza alla compressione maggiori (solo per mattoni pieni), in accordo con ETAG 029.
- Un valore standard di $E_{(intonaco)} \approx 1000.00$ è stato assunto.

L'ancoraggio risulta verificato!

6 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
 Profilo: IPB/HEA; 171 x 180 x 10 x 10 mm
 Diametro del foro nella piastra: $d_p = 18$ mm
 Spessore della piastra (input): 10 mm
 Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
 Pulizia: aria compressa

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 270 + HIT-V (8.8) M16
 Coppia di serraggio: 0.010 kNm
 Diametro del foro nel materiale base: 18 mm
 Profondità del foro nel materiale base: 50 mm
 Spessore minimo del materiale base: 86 mm



Coordinate dell'ancorante mm

Ancorante	x	y	c_{xs}	c_{ys}	c_{xs}	c_{ys}
1	-120	-50	380	520	150	250
2	120	-50	620	280	150	250
3	-120	50	380	520	250	150
4	120	50	620	280	250	150

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità.
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9404 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

Verifica particolare 4



www.hilti.it

Profis Anchor 2.5.3

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono / Fax:

E-mail:

Pagina:

1

Progetto:

Contratto N°:

Data:

25/11/2016

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500-SD + HIS-N + 8.8 M16

Set Dinamico o qualunque soluzione idonea per il riempimento degli spazi anulari

Profondità di posa effettiva: $h_{eff,act} = 170 \text{ mm}$, $h_{nom} = 170 \text{ mm}$

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA 07/0260

Emesso / Valido: 26/06/2013 / 16/05/2018

Prova: metodo di calcolo Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_s = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$

Plastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 320 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della plastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: IPB/HEA; (L x W x T x FT) = 171 mm x 180 mm x 10 mm x 10 mm

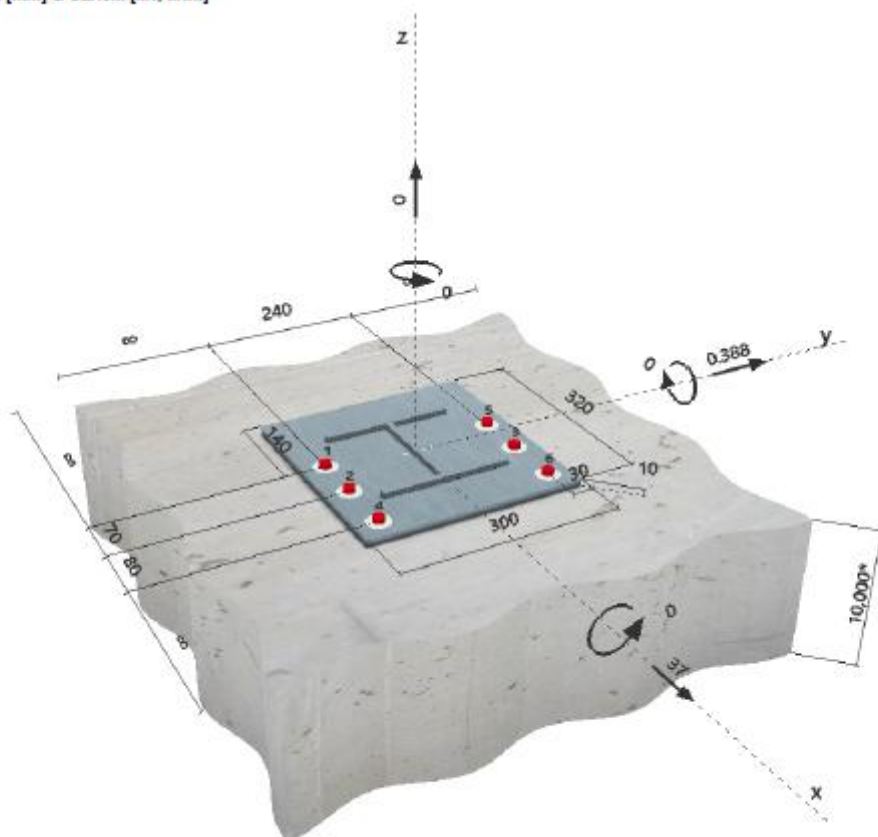
Materiale base: fessurato calcestruzzo, C20/25, $f_c = 20.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-0494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

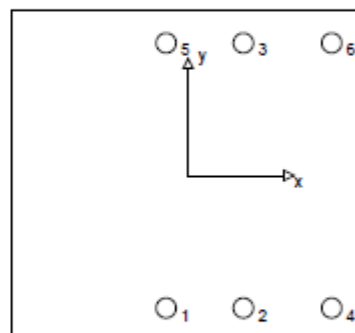
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	6.144	6.144	0.079
2	0.000	6.144	6.144	0.065
3	0.000	6.190	6.189	0.065
4	0.000	6.144	6.144	0.050
5	0.000	6.190	6.189	0.079
6	0.000	6.190	6.189	0.050

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_n [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfiliamento**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 25/11/2016

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	6.190	39.333	16	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	37.002	193.251	20	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
59.000	1.500	39.333	6.190

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\gamma_{A,N}$	$C_{pr,N}$ [mm]	$\delta_{pr,N}$ [mm]	k_4
495000	260100	1.903	255	510	2.000
$e_{pr,V}$ [mm]	$\gamma_{pr,V}$	$e_{pr,V}$ [mm]	$\gamma_{pr,V}$	$\gamma_{pr,V}$	$\gamma_{pr,V}$
0	1.000	1	0.998	1.000	1.000
$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s,p}$	$V_{Rd,pr}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
76.327	1.500	193.251	37.002		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk}	= 0.000 [kN]	δ_N	= 0.000 [mm]
V_{sk}	= 4.585 [kN]	δ_V	= 0.183 [mm]
		δ_{NV}	= 0.183 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk}	= 0.000 [kN]	δ_N	= 0.000 [mm]
V_{sk}	= 4.585 [kN]	δ_V	= 0.275 [mm]
		δ_{NV}	= 0.275 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- Il metodo di calcolo ETAG (fori riempiti) presuppone che non ci sia spazio anulare libero tra ancorante e foro nella piastra. Questa condizione può essere ottenuta riempiendo tale spazio con una malta avente sufficiente resistenza a compressione (per es. utilizzando il Set Dinamico Hilti) o ricorrendo ad altre soluzioni idonee.
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Il metodo di progettazione fib (07/2011) assume che non ci sia spazio anulare tra foro nella piastra e ancorante. Questa condizione può essere ottenuta riempiendo tale spazio con malta avente una sufficiente resistenza alla compressione (per esempio utilizzando il Set Dinamico) o con altri mezzi idonei allo scopo.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3).
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo a fib (07/2011)!

L'ancoraggio risulta verificato!

7 Dati relativi all'installazione

Plastra d'ancoraggio, acciaio: -

Profilo: IPB/HEA; 171 x 180 x 10 x 10 mm

Diametro del foro nella piastra: $d_f = 18$ mm

Spessore della piastra (Input): 10 mm

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500-SD + HIS-N + 8.8 M16

Coppia di serraggio: 0.080 kNm

Diametro del foro nel materiale base: 28 mm

Profondità del foro nel materiale base: 170 mm

Spessore minimo del materiale base: 230 mm

7.1 Accessori richiesti

Perforazione

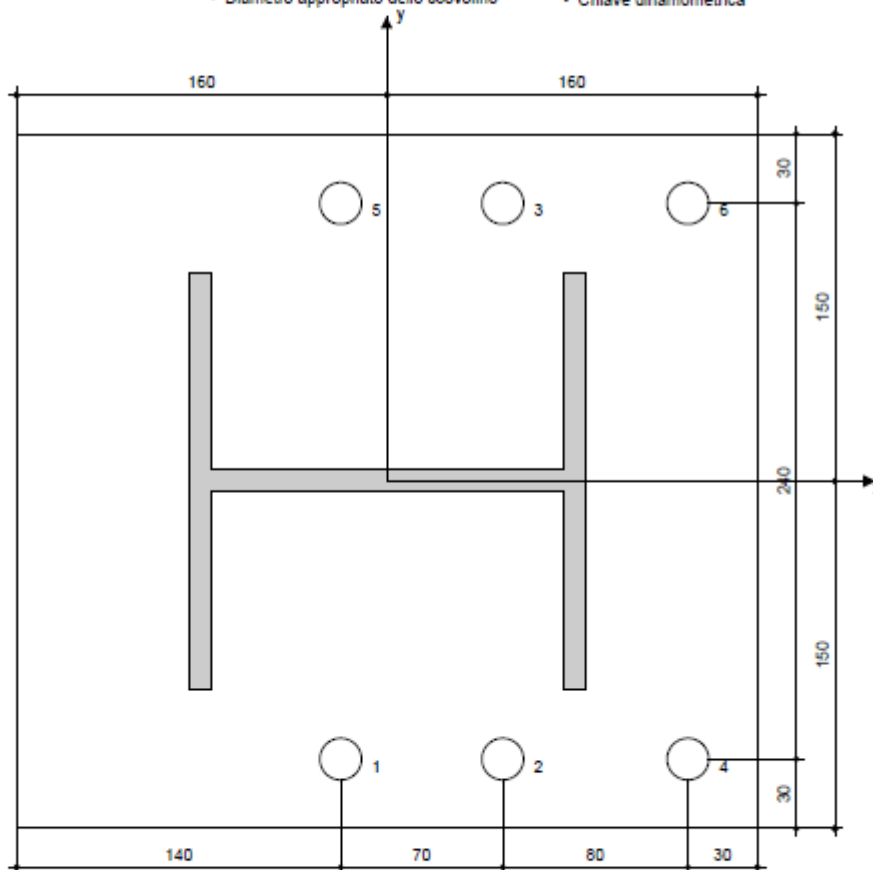
- Idoneo per rotoperforazione
- Dimensione appropriata della punta del trapano

Pulizia

- Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro.
- Diametro appropriato dello scovolino

Posa

- Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore
- Set Dinamico
- Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

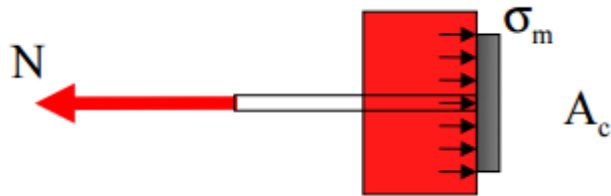
Ancorante	x	y	c _x	c _{yx}	c _y	c _{xy}	Ancorante	x	y	c _x	c _{yx}	c _y	c _{xy}
1	-20	-120	-	-	-	-	4	130	-120	-	-	-	-
2	50	-120	-	-	-	-	5	-20	120	-	-	-	-
3	50	120	-	-	-	-	6	130	120	-	-	-	-

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

8 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.

Verifiche particolare 5 – capochiave

Verifica a compressione della muratura

$$N = 2N$$

$$\sigma_m = N/A_c < \sigma_r = f_m/FC/\gamma_s$$

$$A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$f_m = 320 \text{ N/cm}^2$$

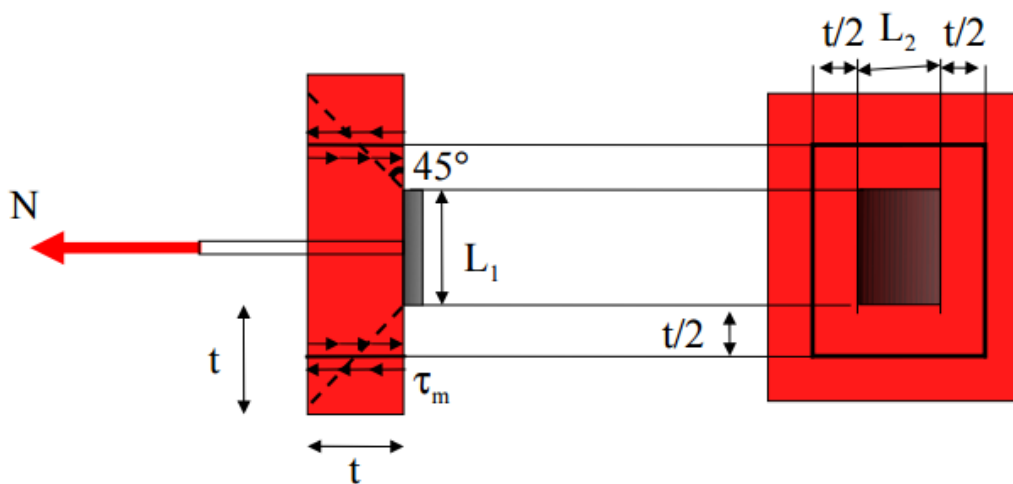
$$F_c = 1,2$$

$\gamma_s=2$

$$2/900=0.002 < 133,3=320/1,2/2=133.3$$

VERIFICATO

Verifica a punzonamento della muratura



$$\tau_m = T/2(L_1 + L_2 + 2t)t < fv$$

$$N = 2N$$

$L_1 = 30 \text{ cm}$

$L_2 = 30 \text{ cm}$

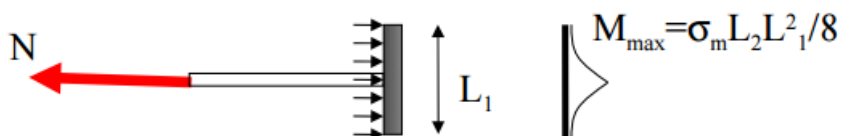
t= 40 cm

$$\tau_m = 119,1 / (2 \cdot (30 + 30 + 2 \cdot 40) \cdot 40) = 0,01 \text{ N/cm}^2$$

$$f_v = (\tau_0 + 0,4 \cdot \sigma) / FC / \gamma_s = (7,6 + 0,4 \cdot 0.002) / 1.2 / 2 = 3,167 \text{ N/cm}^2$$

VERIFICATO

Verifica a flessione del capo chiave



$$\sigma_m = 0.002 \text{ N/cm}^2$$

$$M_{\max}=0.002\cdot 300\cdot 300^2/8= 6.750 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_a=6M/L_2s^2<f_y$$

$$6\cdot 6.750/(300\cdot 10^2)=1.35 \text{ N/mm}^2 < 255 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICATO

S5) Relativamente al modello globale dell'edificio e alle conseguenti verifiche, si chiede di:

S5.1) Approfondire la descrizione delle tecniche impiegate per modellare (all'interno del programma PCM) e dimensionare (con applicativi specifici) gli elementi di rinforzo mediante fibre metalliche, sia nel caso di pressoflessione che taglio, esemplificando almeno in un caso il processo.

L'intervento di rinforzo dei paramenti murari a pressoflessione e taglio mediante fasce in acciaio e connessioni trasversali è stato modellato a livello globale (all'interno del programma PCM) assimilandolo ad un intervento di rinforzo con intonaco armato, come suggerito anche dai tecnici del software di calcolo PCM2015. In questo modo si è potuto tenere conto sia della presenza di elementi di collegamento trasversali tra i paramenti, che vanno ad influire sui soli parametri di resistenza, sia dell'incremento di rigidità dovuto alla presenza delle fasce in acciaio. I parametri meccanici di partenza della muratura (pietra spacco con buona tessitura e malta buona) sono stati quindi incrementati di un coefficiente pari a 1,5 sia per quanto riguarda le resistenze (f_m e T_0) sia per quanto riguarda i moduli elastici (E e G).

Il dimensionamento dell'intervento è stato invece effettuato attraverso un software di calcolo specifico, andando a considerare, per ciascun prospetto, le sollecitazioni di taglio e momento dei setti risultati maggiormente sollecitati all'interno della modellazione globale, PCM.

Il software è sviluppato in linea con le "Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)", D.M. 14 gennaio 2008, e le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie", CNR-DT 200 R1 /2013 e sfrutta i risultati sperimentali a disposizione.

Il programma effettua le verifiche nel piano degli elementi murari, rinforzati con compositi, nei confronti dei soli Stati Limite Ultimi e riguardano:

- pressoflessione nel piano;
- taglio.

La verifica a pressoflessione consiste nel valutare:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Il momento sollecitante M_{sd} è calcolato, considerando le combinazioni dei carichi SLU indicate nel Capitolo 2 delle NTC08.

Il momento resistente M_{Rd} viene valutato risolvendo l'equilibrio alla traslazione (integrando le tensioni sul dominio della sezione in muratura e valutando le tensioni del composito fibrorinforzato), considerando le possibili modalità di rottura:

- rottura per raggiungimento della deformazione massima a compressione della muratura ε_{mu} ;
- raggiungimento della massima deformazione del rinforzo in fibra di acciaio. Quest'ultima è definita come il minimo tra la deformazione caratteristica a rottura del rinforzo modificata, attraverso l'applicazione dei coefficienti γ_f e η_a (definiti nel paragrafo 2.3.1, come previsto dalle CNR-DT 200 R1/2013), e la deformazione massima per distacco di estremità.

Nel risolvere l'equazione di equilibrio alla traslazione il programma tiene conto anche dell'eventuale stato di deformazione della sezione preesistente all'applicazione del rinforzo.

Trovata in questo modo la posizione dell'asse neutro, il momento resistente è calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno alla direzione parallela all'asse di sollecitazione e dividendolo per il coefficiente parziale γ_{Rd} , definito nella Tabella 2 in accordo con le CNR-DT 200 R1/2013.

La resistenza a taglio di un pannello murario rinforzato a pressoflessione con compositi in fibra di acciaio ad altissima resistenza, disposti simmetricamente sui due paramenti, può essere incrementata con l'applicazione di ulteriori fibre in materiale composito disposte preferibilmente

nella direzione dello sforzo di taglio, anch'essi disposti simmetricamente sui due paramenti del pannello.

In tal modo, al classico meccanismo di resistenza a taglio per attrito della muratura, viene affiancarsi un ulteriore meccanismo resistente per la formazione di un traliccio in grado di trasmettere taglio per equilibrio interno.

Qualora sia garantita la formazione del traliccio resistente, la resistenza a taglio di progetto della sezione rinforzata è determinata come indicato nelle CNR-DT 200 R1/2013:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rm,d} + V_{Rd,f}; V_{Rd,max}\}$$

Nel caso in cui il rinforzo a taglio sia disposto lungo i ricorsi di malta si ha:

- $V_{Rm,d}$ è il contributo resistente del maschio murario, previsto nelle NTC08;

$$V_{Rm,d} = x \cdot t \cdot f_{vd}$$

- $V_{Rd,f}$ è il contributo resistente del composito, previsto nelle CNR-DT 200 R1/2013,

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0.6 d (E_f \varepsilon_{fd}) 2 t_f \frac{b_f}{p_f}$$

- $V_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio del pannello murario, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio:

$$V_{Rd,max} = 0.3 d t f_{hd}$$

Con:

- x , è la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso;
- t , spessore della parete;
- f_{vd} , resistenza di progetto a taglio della muratura valutata in accordo con le [[1]] in funzione della resistenza a taglio in assenza di carichi verticali e della tensione normale media pari al rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area, $x \cdot t$;
- E_f , modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;
- ε_{fd} , deformazione di progetto del rinforzo di fibra di acciaio;
- t_f , spessore del rinforzo di fibra di acciaio,
- b_f e p_f , rispettivamente, larghezza e passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre (nel caso di strisce poste in adiacenza si assume $b_f/p_f = 1.0$).

Il valore del coefficiente parziale relativo al modello di resistenza, γ_{Rd} , deve essere assunto pari a 1.20.

Il progetto del rinforzo viene effettuato secondo i seguenti passi:

- definizione delle proprietà dei materiali;
- definizione della geometria e del rinforzo;
- definizione delle sollecitazioni;
- il programma definisce a questo punto la deformazione massima per il composito;

$$\varepsilon_{fd} = \min\left\{\eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd}\right\} = \varepsilon_{fdd}$$

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} = \frac{k_q}{E_f \gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{E_f 2 k_b k_{G,2}}{t_f F C} \sqrt{f_{bm} f_{btm}}}$$

- imponendo l'equilibrio alla traslazione si ottiene la posizione dell'asse neutro e con l'equilibrio alla rotazione si ottiene il momento resistente;
- definizione del rinforzo a taglio

Geometria

GeoSteel a Flessione

☒ Analisi a flessione

☐ N. Strati: 1 Larghezza: 0,0 mm Offset: 0,0 mm bf/b: 1,0 N. Fasce: 1 pf: 0,0 mm ☐ Specchiato

☐ N. Strati: 1 Larghezza: 0,0 mm Offset: 0,0 mm bf/b: 1,0 N. Fasce: 1 pf: 0,0 mm ☐ Specchiato

☒ N. Strati: 1 Larghezza: 150 mm Offset: 900 mm bf/b: 0,5 N. Fasce: 1 pf: 0 mm ☒ Specchiato

☒ N. Strati: 1 Larghezza: 150 mm Offset: 900 mm bf/b: 0,5 N. Fasce: 1 pf: 0 mm ☒ Specchiato

Materiale: []

a Taglio e Confinamento

☒ Analisi a taglio

☐ Analisi per il confinamento

☐ Analisi per la torsione

Materiale: []

N. Strati: 1 Larghezza: 100 mm Passo: 300 mm

Tipo di avvolgimento: Completo Tipo di fasciatura: Discontinua

Inclinazione delle fibre del rinforzo rispetto all'asse dell'elemento [°]: 90

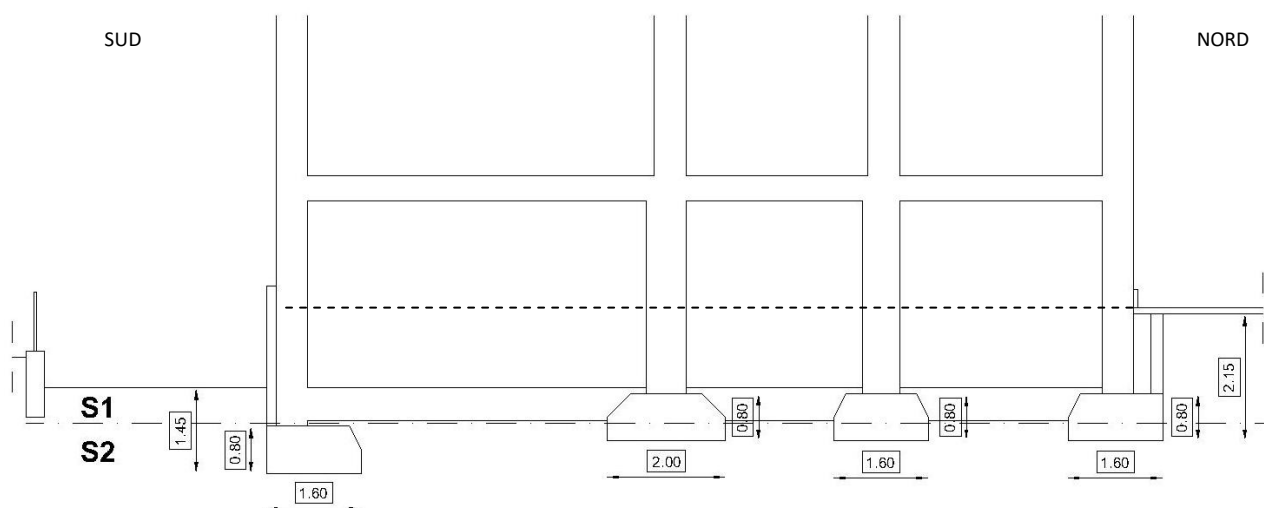
Inclinazione delle fibre del rinforzo rispetto al piano della sezione [°]: 0

Ok Cancell

- con le formule sopra citate il programma calcola il taglio resistente.

S6) Fornire sezioni delle fondazioni al fine di determinare la correttezza dei parametri geometrici impiegati nel calcolo della capacità portante.

La geometria delle fondazioni presenta sezioni di forma poligonale generica, come da schema di seguito allegato; non potendo modellare tali sezioni all'interno del programma di calcolo, sono state modellate travi di forma rettangolare con caratteristiche geometriche equivalenti ai fini del calcolo della capacità portante (lato impronta (B) e affondamento piano di posa).



SEZIONE TRASVERSALE

S1- terreno di riporto

$\phi=18^\circ$

$\gamma=1890 \text{ N/m}^3$

$E=153.000 \text{ N/m}^3$

$C_u=0 \text{ kg/cm}^2$

S2- limi argillosi

$\phi=25^\circ$

$\gamma=1980 \text{ N/m}^3$

$E=74.000 \text{ N/m}^3$

$C_u=0,2 \text{ kg/cm}^2$

Si fa notare che la condizione di regolarità in pianta dell'edificio non appare soddisfatta, contrariamente a quanto indicato in relazione.

In merito alla regolarità in pianta dell'edificio, secondo i dettami del §7.2.2 delle NTC08, la struttura risulta non regolare, in quanto non tutti i solai possono essere considerati infinitamente rigidi (solaio di copertura).

Nella "Relazione di calcolo" consegnata si era indicata la regolarità per un mero errore di trascrizione.

Dal punto di vista Geotecnico.

Rivedere il valore dell'incastro della fondazione considerato, in relazione all'eventuale presenza di un solaio areato.

Dalla indagini effettuate non è stata rilevata la presenza del solaio areato e pertanto l'incastro delle fondazione è stato posto in corrispondenza del piano di posa misurato in situ.

Si allegano alla Relazione integrativa i seguenti elaborati, ad integrazione e sostituzione di quelli precedentemente consegnati:

Allegato 1 – Particolare costruttivo cerchiature;

Allegato 2 – I) Interventi sui solai: carpenterie;

II) Interventi sui solai: particolari costruttivi;

Allegato 3 – Interventi sulle murature: particolari costruttivi;

Allegato 4 – Relazione geotecnica e sulle fondazioni,

Allegato 5 – Relazione di calcolo;

Allegato 6 – Relazione di calcolo: allegati di calcolo;

Allegato 7 – Relazione di calcolo: verifiche locali;

Allegato 8 – Valutazione della sicurezza;

Allegato 9 – Relazione sui materiali impiegati.

Spoletto lì , Dicembre 2016