

COMUNE DI SALA BOLOGNESE

Provincia di Bologna

Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di
collasso cinematico della Sede Operativa del COC
sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese
LOTTO 1

COMMITTENTE

Comune di Sala Bolognese
Piazza Marconi, 1
40010 Sala Bolognese (Bo)

PROGETTO STRUTTURALE

mg^e Ingegneria Strutturale
ing. Marcello Giovagnoni
via Iacopo Barozzi 2, 40126 Bologna
tel e fax 051-246356
e-mail info@architetturastrutturale.it
collaboratori: ing. Serena Mengoli, ing. Miriam Camorani, ing. Giulia Bortot

COD. PROGETTO

1421b

DATA EMISSIONE

15/07/2015

REVISIONE

00

N. ELABORATO

STR-01

OGGETTO

RELAZIONE TECNICA

Progetto interventi di rinforzo strutturale

REDATTO

M.C.

VERIFICATO

S.M.

APPROVATO

M.G.

REVISIONE

DATA

DESCRIZIONE

APPROVATO

mg^e

MARCELLO GIOVAGNONI
INGEGNERIA STRUTTURALE

SEDE LEGALE: VIA BERTELLA, 50 - 40064 OZZANO EMILIA (BO) - ITALY

SEDE OPERATIVA: VIA IACOPO BAROZZI 2, 40126 BOLOGNA - ITALY

TEL. E FAX 0039 51 246356 - E-MAIL MARCELLO.GIOVAGNONI@ARCHITETTURASTRUTTURALE.IT

LISTA EDIZIONI

N°	DATA	MOTIVO EDIZIONE	R	V	A
0	15/07/15	Emissione	MC	SM	MG
1					
2					
3					
4					

1 INDICE

1	INDICE	3
2	PREMESSA	7
3	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	8
3.1	Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito.....	8
3.2	Descrizione generale dell’opera	8
3.3	Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati	15
3.4	Definizione dei parametri di progetto per l’azione sismica	16
3.5	Materiali	18
3.5.1	Strutture esistenti	18
3.5.2	Rinforzi in acciaio	19
3.5.3	Rinforzi in fibra di carbonio	20
3.6	Criteri di progettazione e modellazione.....	21
3.7	Combinazioni delle azioni sismiche con le altre azioni e criteri di verifica.....	21
3.8	Tipologia di intervento.....	22
4	CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA	22
4.1	Analisi dei carichi.....	22
5	MODELLO DI CALCOLO GENERALE E DATI DI PROGETTO	23
5.1	Geometria del modello di calcolo	24
5.2	Lista materiali introdotti	25
5.3	Pilastro Lista sezioni introdotte	25
5.4	Trave Lista sezioni introdotte	25
5.5	Tipo di analisi.....	26
5.6	Parametri di calcolo Analisi Dinamica	26
5.7	Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse	26
5.8	Direzioni d'ingresso del Sisma	26
6	RISULTATI DELL’ANALISI	27
6.1	Deformate dinamiche.....	27
6.2	Periodo proprio struttura e accelerazione di progetto	28
7	LOTTO UNO.....	29
8	RINFORZI CON FRP NODI SOPPALCHI	29
8.1	Analisi dei carichi per soppalco	31
8.2	Azione sismica	31

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

8.3	Rinforzo con fibre	31
8.4	Rinforzo FRP nodo interno (D3) – DETTAGLIO 1a.....	33
8.5	Rinforzo FRP nodo d’angolo (C3) – DETTAGLIO 2.....	35
8.6	Rinforzo FRP nodo d’angolo tipo (es. telaio 3 filo B)	37
8.7	Rinforzo FRP nodo soppalco (D1) – DETTAGLIO 1b	37
8.8	Rinforzo FRP nodi esterni telaio 1 (C1) – DETTAGLIO 3	39
9	RINFORZO CON MENSOLE E TASSELLI	41
9.1	Mensola nodo A2 – DETTAGLIO 5a.....	41
9.1.1	Verifica tasselli su trave Rck = 50 MPa	43
9.1.2	Verifica a rifollamento	44
9.1.3	Verifica aletta di irrigidimento	44
9.1.4	Verifica saldature	45
9.1.5	Verifica tasselli sul pilastro Rck = 40 MPa	45
9.1.6	Verifica a rifollamento	46
9.2	Mensola nodo A1 e A3 - DETTAGLIO 5b.....	47
9.2.1	Verifica tasselli su trave Rck = 50 MPa	48
9.2.2	Verifica tasselli su pilastro Rck = 40 MPa	49
9.2.3	Verifica mensola in acciaio.....	50
10	RINFORZI COPERTURA.....	54
10.1	Nodo interno telaio 5 – DETTAGLIO 6.....	54
10.1.1	Verifica fibre orizzontali	55
10.1.2	Verifica fibre inclinate 36°	57
10.2	Nodo interno telaio 3 – DETTAGLIO 7.....	59
10.2.1	Verifica fibre orizzontali	59
10.2.1	Verifica fibre inclinate 36°	61
10.3	Nodo esterno – DETTAGLIO 8a.....	63
10.3.1	Verifica fibre orizzontali	64
10.3.2	Verifica fibre inclinate 33°	66
10.4	Nodo su pilastro continuo – DETTAGLIO 8b.....	66
10.5	Nodo di bordo tipo 1 – DETTAGLIO 9b.....	68
10.5.1	Verifica fibre orizzontali	69
10.5.2	Verifica fibre inclinate 36°	71
10.6	Nodo di bordo tipo 2 – DETTAGLIO 9a.....	73
10.6.1	Verifica fibre orizzontali	73

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

10.6.2	Verifica fibre inclinate 36°	75
10.7	Nodo di bordo tipo 3 – DETTAGLIO 9c	77
10.7.1	Verifica fibre orizzontali	78
10.7.1	Verifica fibre inclinate 36°	80
11	RINFORZI ANTI RIBALTAMENTO PANNELLI INTERNI - RP1	82
11.1	Verifica profilo a L	84
11.2	Verifica collegamento tassellato.....	84
12	RINFORZO PANNELLI SHED - DETTAGLIO 12	86
12.1	Analisi dei carichi.....	86
12.2	Azione sismica	86
12.3	Rinforzo pannello: perdita di appoggio	87
12.4	Rinforzo pannello: controventamento.....	89
13	ANCORAGGIO TEGOLI DI COPERTURA DI BORDO	91
13.1	Analisi dei carichi.....	91
13.2	Azione sismica	91
14	ANCORAGGIO TEGOLI DI COPERTURA DI SPINA - DETTAGLIO 11	92
14.1	Analisi dei carichi.....	92
14.2	Azione sismica	92
14.3	Verifica collegamento tegolo-trave.....	93
15	ANCORAGGIO TEGOLI DEI SOPPALCHI - DETTAGLIO 10.....	97
15.1	Analisi dei carichi.....	97
15.2	Azione sismica	97
15.3	Verifica collegamento tegolo-trave.....	98
16	ANCORAGGIO PANNELLI ESTERNI - DETTAGLI RP2.....	101
16.1	Verifica delle barre tese.....	102
16.2	Verifica della piastra	103

ALLEGATO A – Prove di caratterizzazione del terreno tipo MASW

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**
LOTTO 1
Relazione Tecnica

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**

2 PREMESSA

La presente relazione tecnica riguarda studio e la progettazione degli interventi di rinforzo sismico da effettuare sul capannone industriale sito in via dei Bersaglieri a Sala Bolognese; gli interventi di rinforzo sismico hanno lo scopo ultimo di scongiurare l'innescò di cinematismi di collasso tra gli elementi strutturali: travi, pilastri, tegoli di copertura, pannellature interne ed esterne, qualora si verificasse un terremoto.

Nei capitoli che seguono si riportano: la normativa di riferimento utilizzata nella progettazione strutturale dell'intervento, i carichi permanenti e variabili, le caratteristiche dei materiali, le ipotesi di calcolo assunte nelle operazioni di progetto, i calcoli e le verifiche strutturali condotte. Le verifiche strutturali vengono descritte attraverso la rappresentazione degli schemi statici di calcolo e la verifica delle sezioni caratteristiche delle strutture.

La presente relazione si riferisce esclusivamente alle parti d'opera in essa contenute e non fornisce alcuna valutazione, nemmeno implicita, sulle parti d'opera o sulle prestazioni di parti d'opera non espressamente menzionate.

Fatto salvo quanto di seguito, eventualmente ed espressamente riportato, si intende che i requisiti di resistenza al fuoco delle strutture, se richiesti, dovranno essere garantiti mediante sistemi passivi di protezione, non menzionati nella presente relazione in quanto oggetto di apposite verifiche specialistiche affidate ad altro professionista.



Visualizzazione in pianta del capannone COC

3 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

3.1 Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito

Al fine di caratterizzare sismicamente il terreno su cui sorge l'opera oggetto di rinforzo è stata eseguita una prova MASW, a cura del Geol. Stefano Maggi: "*Determinazione della categoria di suolo di fondazione eseguita sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (Vs30) dei terreni costituenti l'area sita in via dei Bersaglieri n. 28*". Si propone tale relazione nell'Allegato A.

3.2 Descrizione generale dell'opera

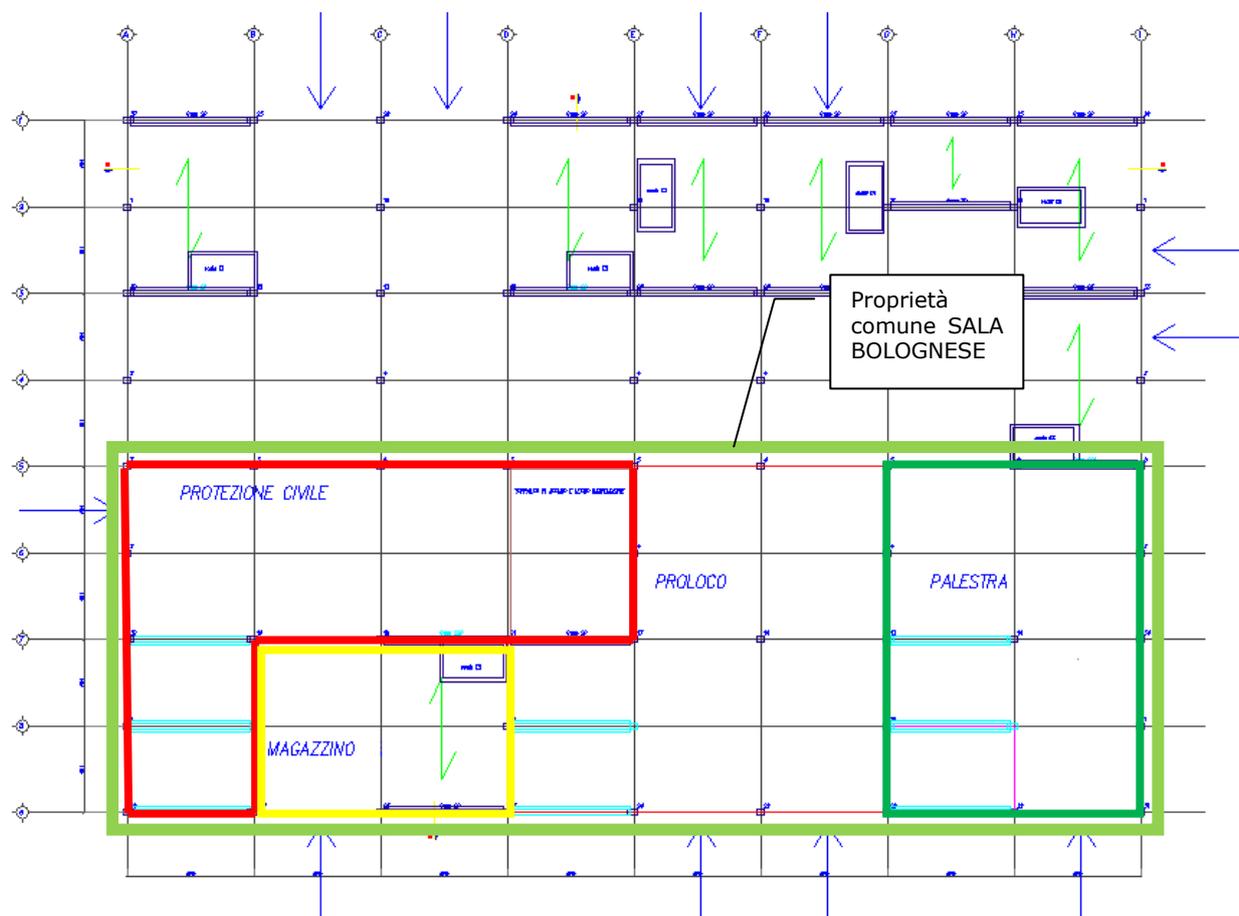
Il progetto del capannone è del 2002, con concessione edilizia n. 181 del 11/09/2002 (prot. 2433) e denuncia di inizio lavori n. 18 del 10/12/2002. Le strutture sono state ultimate nel gennaio 2003.

Si tratta di un fabbricato industriale di maglia regolare di ingombro massimo 80.90 x 55.90 m. Le fondazioni sono costituite da plinti prefabbricati su ciabatte in opera.

Il capannone è costituito da una serie di telai in c.a. composti da pilastri prefabbricati in c.a.v. di sezione 50x50 cm e da travi di copertura in c.a.p. con sezione a I (h= 80 cm). La struttura è ad un piano, fatta eccezione per le zone dei soppalchi dove sono presenti travi a L e a T rovescia, anch'esse in c.a.p., poggianti su apposite mensole predisposte sui pilastri. I soppalchi più recenti sono stati costruiti appoggiando le travi su lesene ancorate ai pilastri esistenti. La copertura e i soppalchi sono formati da tegoli TT in c.a.p. mentre la suddivisione in zone del fabbricato, riportata nella figura a seguire, viene realizzata con pannelli di tamponamento in c.a.v. di spessore 20 cm.

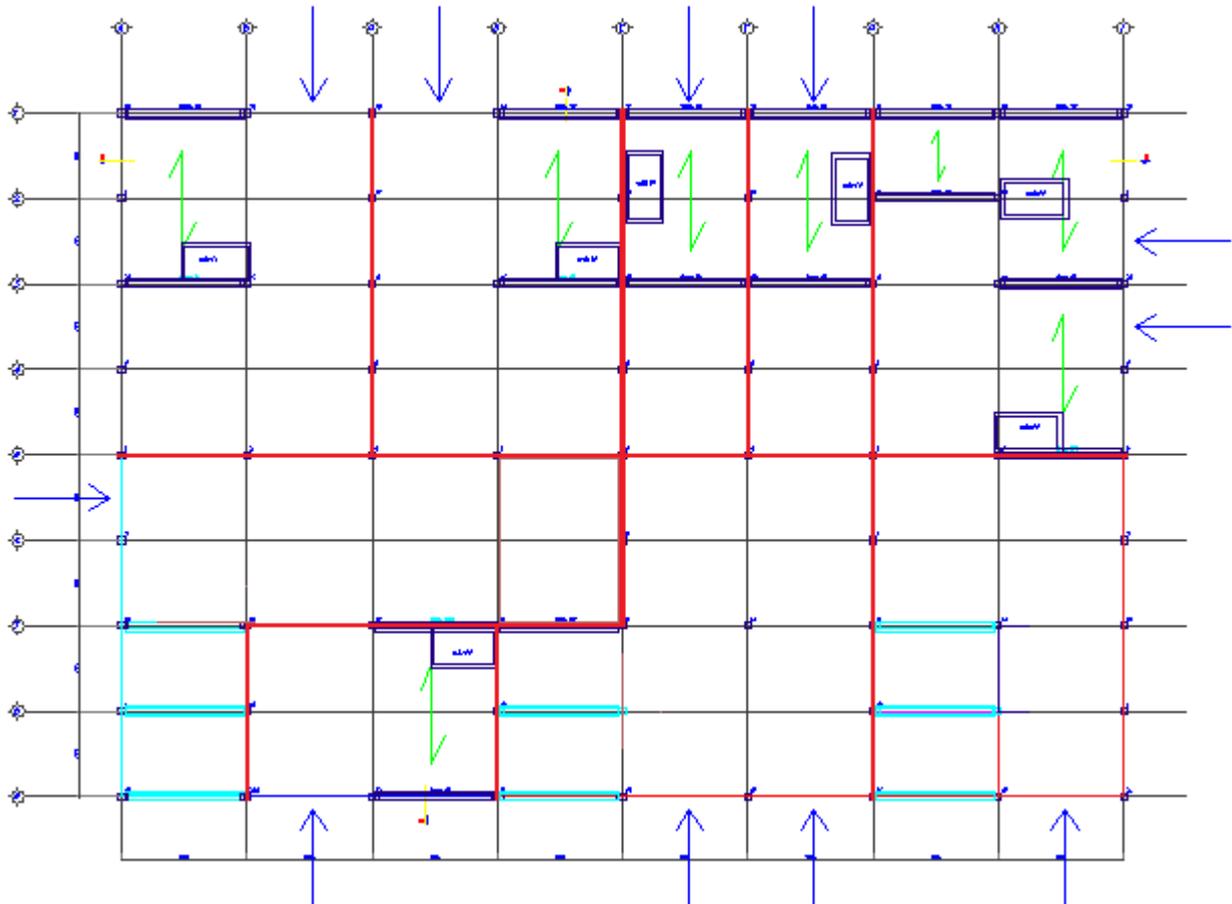
**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



Pianta capannone - suddivisione in zone

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**



Pianta capannone – disposizione tamponamenti interni

L'immobile è suddiviso in due parti, una di proprietà del comune e una di altra proprietà. La parte gestita dal comune è suddivisa in tre zone:

- sede del Volontariato Protezione civile
- sede del magazzino Comunale
- sede della Pro Loco di Sala Bolognese
- palestra

I rinforzi vengono progettati per il lotto 1, che comprende la zona della protezione civile, il magazzino e il soppalco della proloco (fino al filo E), metà della parte di capannone proprietà del Comune di Sala Bolognese; si veda il cap. 7 per maggior chiarezza.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

LOTTO 1

Relazione Tecnica



Prospetto sud – entrata Protezione civile



Prospetto est – entrata magazzino Pro Loco



**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**

Trave di copertura, tegoli a TT e copertura a Shed



Soppalco – trave a L su mensola del pilastro esistente



Soppalco – trave a T rovescia su lesena

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

LOTTO 1

Relazione Tecnica



Soppalco Protezione Civile



Pilastro fili 2-4-6-8 non collegato in copertura

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

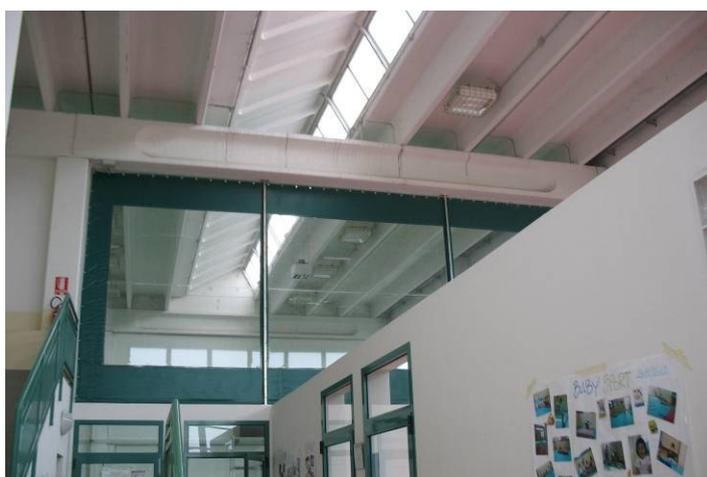
**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



Appoggio tegoli del solaio su trave a T rovescia del soppalco



Appoggio tegoli del solaio su trave a L



Trave di copertura del telaio 3, zona palestra



Lesena per appoggio trave a L del soppalco spogliatoi palestra



Collegamento lesena-pilastro

3.3 Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

- L. 5.11.1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M del 14 gennaio 2008. "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circ. del 02 febbraio 2009, n. 617. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2000.
- D.G.R. 1373 del 26 settembre 2011
- L.R. n.19 del 2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico"
- D.P.R. n.380 del 2001

Nei casi non compresi nelle precedenti normative viene fatto riferimento ai seguenti eurocodici:

- Eurocodice 1: "Basi della progettazione ed azioni sulle strutture"
- Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo"
- Eurocodice 3: "Progettazione delle strutture in acciaio"

- Progetto strutturale originale (2002).

Sono inoltre disponibili:

- Elaborati grafici e relazione illustrativa e di calcolo del progetto originale del 2002, con concessione edilizia n. 181 del 11/09/2002 (prot. 2433) e denuncia di inizio lavori n. 18 del 10/12/2002.
- Verifiche di vulnerabilità sismica (data di emissione 08/04/2013)
- Prove di caratterizzazione del terreno tipo MASW eseguite da I.G.B. Snc.

3.4 Definizione dei parametri di progetto per l'azione sismica

Si riporta di seguito la caratterizzazione dell'azione sismica di riferimento per la progettazione di nuovi edifici nella stessa zona. Tale azione rappresenta nei capitoli successivi la cosiddetta "Azione sismica al 100%". Il secondo punto di riferimento per l'azione sismica è rappresentato dal 60% dell'azione sotto definita (vedi art. 3 della legge 122/2012), valore sotto il quale è necessario eseguire interventi di miglioramento sismico finalizzati al raggiungimento almeno del 60% della sicurezza richiesta ad un edificio nuovo.

Spettro in accordo con NTC08

- Sala Bolognese Longitudine 11.2521 Latitudine 44.5870
- Tipo di Terreno C (da prove di caratterizzazione tipo MASW)
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso IV^o coefficiente C_U 2.0
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di struttura massimo q_0 per sisma orizzontale 2.50
- Fattore di duttilità K_R per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 0.80
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 2.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.50
- Smorzamento Viscoso ($0.05 = 5\%$) 0.05

Per la scelta del fattore di struttura si veda il par. 3.4.1.1 della presente relazione tecnica.

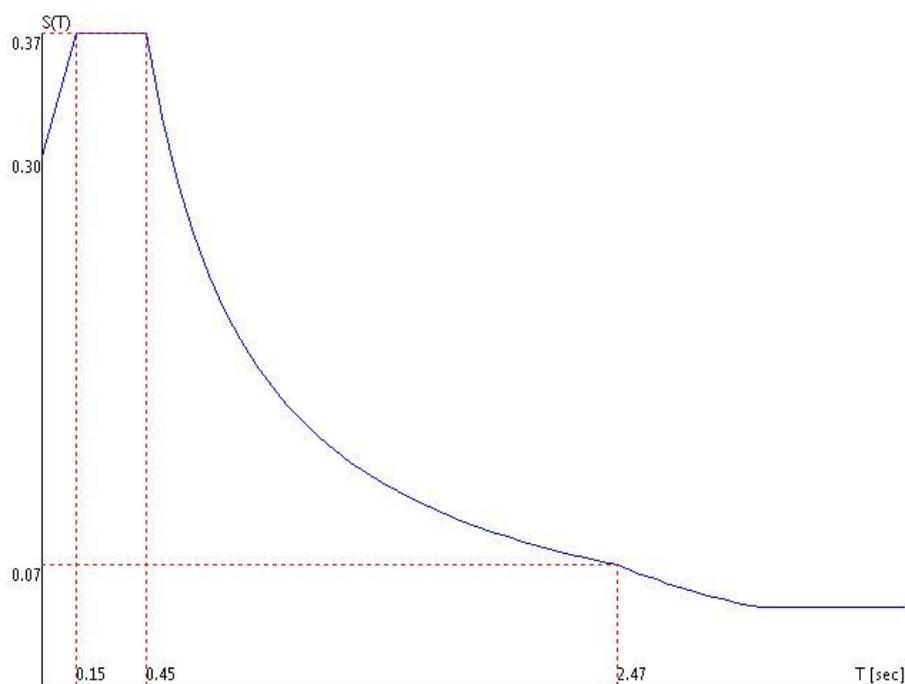
TU 2008 SLV H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 949 (anni)

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

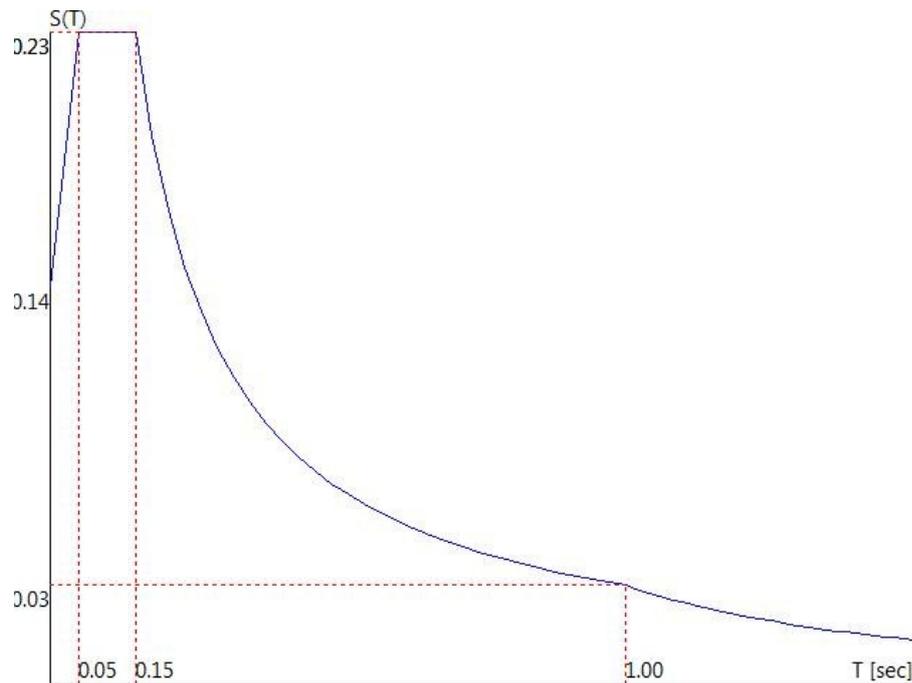
**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

- S_s 1.377
- T_B 0.15 [s]
- T_C 0.45 [s]
- T_D 2.47 [s]
- a_g/g 0.2180
- F_o 2.4685
- T_C^* 0.2853



TU 2008 SLV V

- Probabilità di superamento (PVR) 10.0 e periodo di ritorno (TR) 949 (anni)
- S_s 1.497
- T_B 0.05 [s]
- T_C 0.15 [s]
- T_D 1.00 [s]
- a_g/g 0.2180
- F_v 1.5559
- T_C^* 0.2853



3.4.1.1 Fattore di struttura

Il fattore di struttura utilizzato nella modellazione è stato calcolato considerando le prescrizioni delle NTC2008 e l'Eurocodice 8 per le strutture prefabbricate. La struttura studiata può considerarsi a pilastri isostatici, per tale tipologia di struttura viene attribuito un valore $q_0 = 2.5$ nella tabella 7.4.II delle NTC2008. Il fattore di struttura è dato dal prodotto di tale valore per un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza. Dato che nel capannone sono presenti zone soppalcate che non coprono l'intera pianta dell'edificio, si considera la struttura non regolare in altezza, e di conseguenza il valore del fattore riduttivo pari a $K_R = 0.8$.

Il fattore di struttura per l'edificio è quindi il seguente:

$$q = q_0 \cdot K_R = 2.5 \cdot 0.8 = 2.$$

3.5 Materiali

3.5.1 Strutture esistenti

I materiali che costituiscono gli elementi strutturali del capannone sono noti da progetto strutturale originale e sono i seguenti:

Calcestruzzo:

Pilastri $R_{ck} > 400$ kg/cm²

Travi e tegoli $R_{ck} > 500$ kg/cm²

Acciaio ad aderenza migliorata FeB 44k controllato $f_{yk} > 4400 \text{ kg/cm}^2$.

3.5.2 Rinforzi in acciaio

Acciaio da carpenteria

Tipo S275JR	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$	tensione di rottura
	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$	tensione di snervamento
	$E_s = 206 \text{ GPa}$	modulo di elasticità

Tipo S355JR	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$	tensione di rottura
(dettaglio 5a, 5b)	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	tensione di snervamento
	$E_s = 206 \text{ GPa}$	modulo di elasticità

Protezione dalla corrosione

Protezione dalla corrosione mediante ciclo di verniciatura per profili in ambiente interno e zincatura a caldo per profili in ambiente esterno come da specifiche tecniche.

Collegamenti bullonati ed unioni saldate:

<u>bulloni : vite classe 8.8, dado 8s</u>	$f_t = 800 \text{ MPa}$	tensione di rottura
	$f_d = 649 \text{ MPa}$	tensione di snervamento
	$f_{d,N} = 560 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a trazione
	$f_{d,V} = 396 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a taglio
rosette acciaio C50		(UNI EN 10083-2:2006)
piastrine acciaio C50		(UNI EN 10083-2:2006)
Coppie di serraggio		secondo D.M. 14/01/2008 e D.M. 09/1996

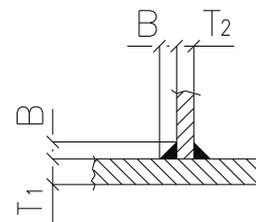
**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

Saldature in officina

saldatura manuale ad arco ad elettrodo rivestito –
tensione ammissibile 0.85 di quella del materiale di
base.

*SALDATURA A CORDONE
D'ANGOLO*
(CON $T_2 \leq T_1$)
 $0.7 \times T_2 \leq B \leq T_2$



Ancorante chimico

tasselli tipo HILTI	HIT-V	classe 5.8	M16 e M12
	HIT-Z	$f_u = 595-610$ MPa	M16
ancorante tipo HILTI	HIY-HY 200-A		

Ripristino calcestruzzo

Malta antiritiro tipo Stabilcem della Mapei o analoga

3.5.3 Rinforzi in fibra di carbonio

Nastri in fibre di carbonio tipo MAPEWRAP C UNI-AX o equivalente aventi le seguenti caratteristiche:

Grammatura: 600 g/mq

- Massa volumica 1800 kg/mc
- Spessore equivalente 0.333 mm
- Area resistente per u. di larghezza 333.3 mmq/m
- Resistenza meccanica a trazione 4830 N/mmq
- Modulo elastico a trazione 230000 N/mmq

Allungamento a rottura: 2%

Grammatura: 300 g/mq

- Massa volumica 1800 kg/mc
- Spessore equivalente 0.166 mm
- Area resistente per u. di larghezza 166.6 mmq/m
- Resistenza meccanica a trazione 4830 N/mmq
- Modulo elastico a trazione 230000 N/mmq

Allungamento a rottura: 2%

MapeWrap C Fiocco (o equivalente) Corda in filato di carbonio Ø8 e Ø10

3.6 Criteri di progettazione e modellazione

Per i criteri di progettazione e modellazione si faccia riferimento a quanto riportato nei singoli capitoli di progettazione e verifica dei rinforzi strutturali.

Saranno esplicitate le principali combinazioni di carico, le sollecitazioni, le configurazioni deformate e i criteri di verifica adottati.

Si fa notare che i rinforzi locali tra travi e pilastri sono stati progettati per evitare le perdite di appoggio solo nella direzione longitudinale delle travi e non in direzione trasversale; questo perché è stato analizzato, mediante le precedenti verifiche di vulnerabilità sismica, che lo spostamento massimo dei nodi, in direzione trasversale, è pari a $\delta = 84$ mm. Considerando un fattore di struttura $q = 2$, lo spostamento SLV risulta $\delta_{SLV} = \delta \cdot q = 84 \cdot 2 = 168$ mm. Se si ipotizzano spostamenti controfase il massimo spostamento relativo risulta $\Delta_{SLV} = 168 \times 2 = 336$ mm. Le travi hanno un appoggio di 500 mm sui pilastri, di conseguenza non è prevista la perdita di appoggio trasversale. Diversamente accade per l'appoggio in direzione longitudinale che risulta di 23 cm circa.

3.7 Combinazioni delle azioni sismiche con le altre azioni e criteri di verifica

L'azione sismica è da considerarsi evento di tipo accidentale e quindi cumulabile con le altre cause di sollecitazione. La verifica allo stato limite ultimo o di danno viene effettuata per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

$$F_{sd} = E + G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame

G_k sono i carichi permanenti al loro valore caratteristico

P_k è il valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute

ψ_{2i} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile Q_i .

Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

Coefficienti di combinazione per le azioni variabili:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Gli elementi di rinforzo verranno verificati a resistenza.

3.8 Tipologia di intervento

Gli interventi studiati sono classificati come interventi locali.

4 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA

4.1 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi si desume dal progetto strutturale originale del 2002 e viene riportata nelle tabelle a seguire. Si differenziano i carichi sulla copertura da quelli delle zone soppalcate.

<u>Carichi copertura</u>	kg/mq	
PP tegolo	370	
Pannello soffittatura	160	
Sovraccarico perm (impermeabilizz)	20	
		ψ_2
Neve	120	0
carico totale copertura	550	

Carichi soppalco kg/mq

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

PP tegolo TT	290	
Soletta collaborante 5 cm	125	
Sovraccarico permanente	200	
		ψ_2
Sovraccarico accidentale	200	0.3
carico totale soppalco	675	

I tamponamenti, sia interni che esterni, hanno spessore di 20 cm, e presentano un peso proprio di 1900 kg/mc (380 kg/mq).

<u>Vento</u>	kg/mq	cp
pv press	52	0.8
pv depress	26	0.4

Non si considera l'azione del vento in quanto, come la neve, ha un coefficiente di combinazione pari a 0 in combinazione sismica.

5 MODELLO DI CALCOLO GENERALE E DATI DI PROGETTO

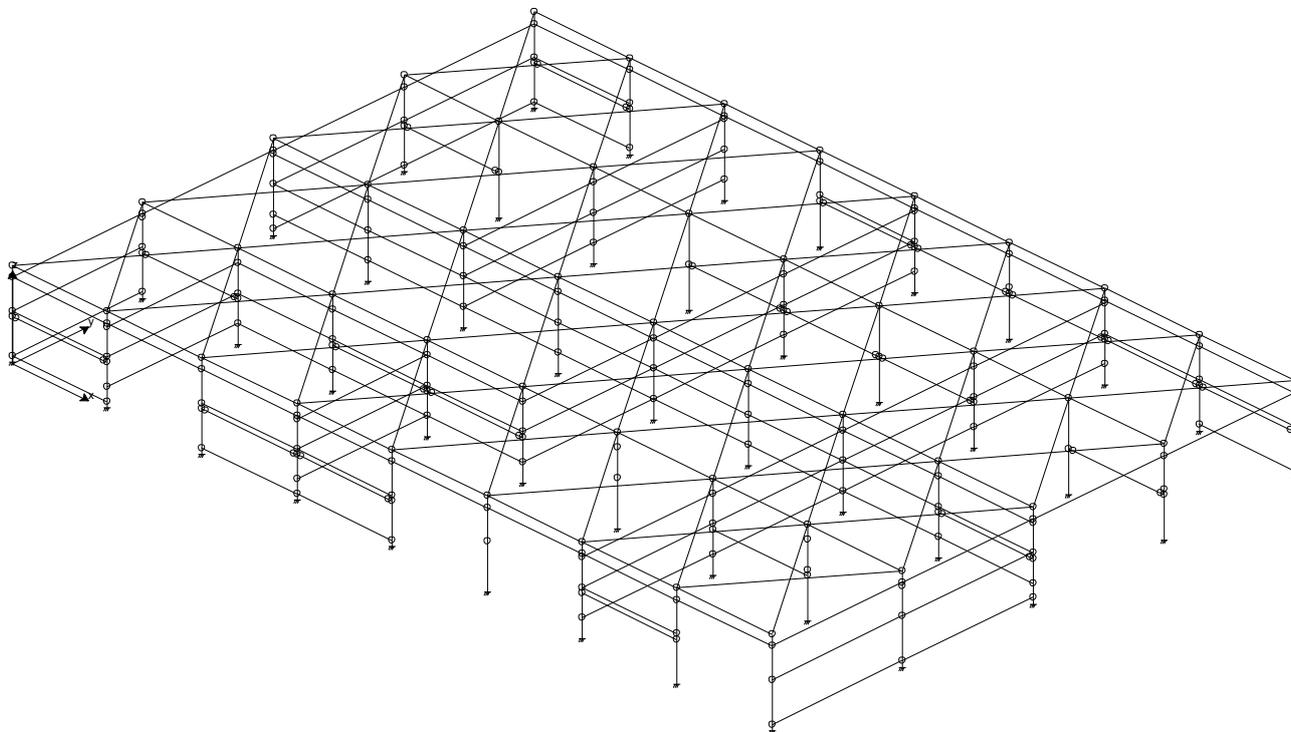
Nel presente capitolo verrà presentato il modello di calcolo generale realizzato col codice di calcolo ad elementi finiti *WINSTRAND della ENEXSYS S.R.L.*

Il modello generale dell'edificio è stato realizzato per studiare il comportamento globale del capannone sotto l'azione sismica e per determinarne il periodo fondamentale di vibrazione, al fine di determinare l'accelerazione sismica di progetto utilizzata per il dimensionamento dei rinforzi strutturali.

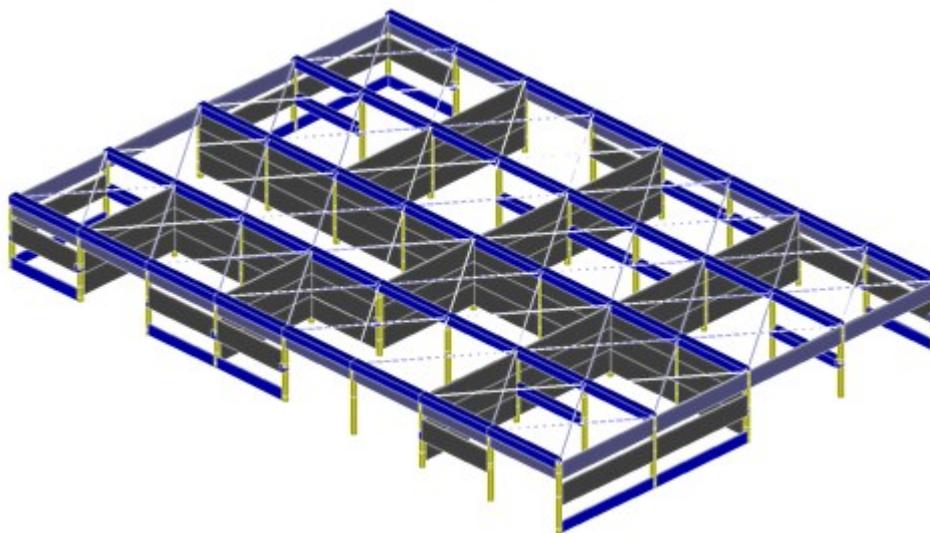
I pannelli di tamponamento in c.a. risultano rigidi per azioni che li sollecitano nel loro piano, mentre si considerano deformabili per azioni fuori dal piano: per simulare tale comportamento, i tamponamenti sono stati modellati con elementi trave in corrispondenza dei pilastri, in modo da trasferire massa sismica alle strutture.

Nei paragrafi che seguono saranno riportati anche i dati di input del modello di calcolo.

5.1 Geometria del modello di calcolo



Assonometria modello di calcolo



Assonometria modello di calcolo - sezioni solide

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

5.2 Lista materiali introdotti

Materiale Numero	Tipo	E [MPa]	ν	α 1/[1/°C]	Peso Specifico [N/m ³]
1	Calcestruzzo	3.00e+004	0.12	0.000012	25000.0
2	Cls fittizio	3.00e+004	0.12	0.000012	0.0

5.3 Pilastro Lista sezioni introdotte

Sezione	Materiale	Dimensioni [mm]	
1	1	B= 500 H= 500	Rett. tipo 1
2	1	B= 500 H= 500	Rett. tipo 2
3	1	B= 500 H= 500	Rett. tipo 3

Sezione	Area [mm ²]	Jx [mm ⁴]	Jy [mm ⁴]	Jxy [mm ⁴]	Jt [mm ⁴]	Xx	Xy
1	250000	5208333489	5208333489	0	8785987273	1.2	1.2
2	250000	5208333489	5208333489	0	8785987273	1.2	1.2
3	250000	5208333489	5208333489	0	8785987273	1.2	1.2

5.4 Trave Lista sezioni introdotte

Sezione	Materiale	Dimensioni [mm]	
1	3	B= 1000 H= 1000	Rett.
2	1	B= 100 H= 100	Rett.
10	3	B= 200 H= 2600	Rett. pannelli 260
11	3	B= 200 H= 2050	Rett. pannelli 205
12	3	B= 200 H= 1400	Rett. pannelli 140

Sezione	Area [mm ²]	Jx [mm ⁴]	Jy [mm ⁴]	Jxy [mm ⁴]	Jt [mm ⁴]	Xx	Xy
1	1000000	83333335817	83333335817	0	140575796366	1.2	1.2
2	10000	8333332	8333332	0	14057577	1.2	1.2
10	520000	292933255434	1733332989	-0	7001663558	1.2	1.2
11	410000	143585398793	1366666402	0	5511570256	1.2	1.2
12	280000	45733328909	933333184	-0	3715555649	1.2	1.2

5.5 Tipo di analisi

Il tipo di analisi condotta è un'analisi statica + analisi dinamica con condensazione di piano.

5.6 Parametri di calcolo Analisi Dinamica

Per i parametri dell'azione sismica si faccia riferimento al capitolo 3.4.

5.7 Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

Condizione	Commento	Fattore di Partecipazione
1	PP	1.000000
2	carichi	1.000000
3	carichi lesene	1.000000

5.8 Direzioni d'ingresso del Sisma

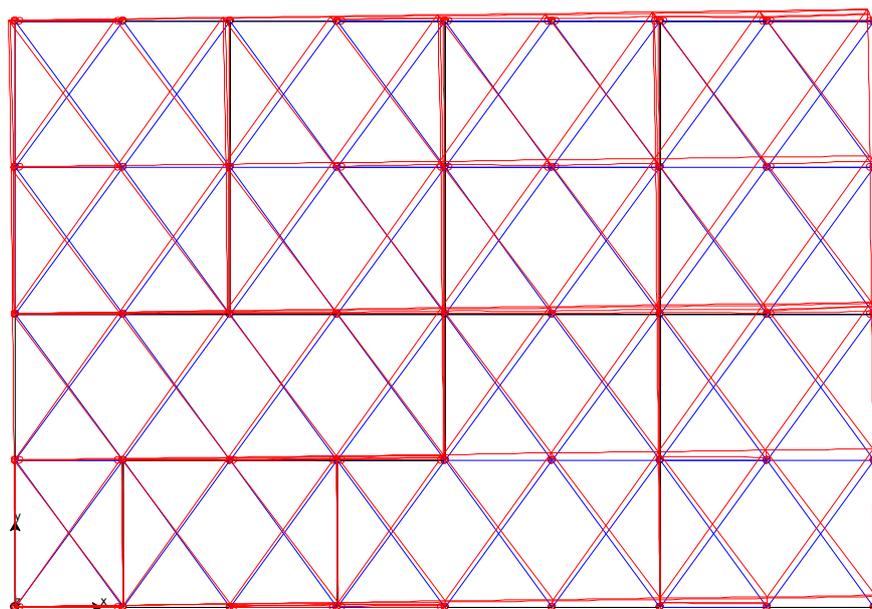
SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]

SLV Direzione 2 Angolo in pianta 90.00 [°]

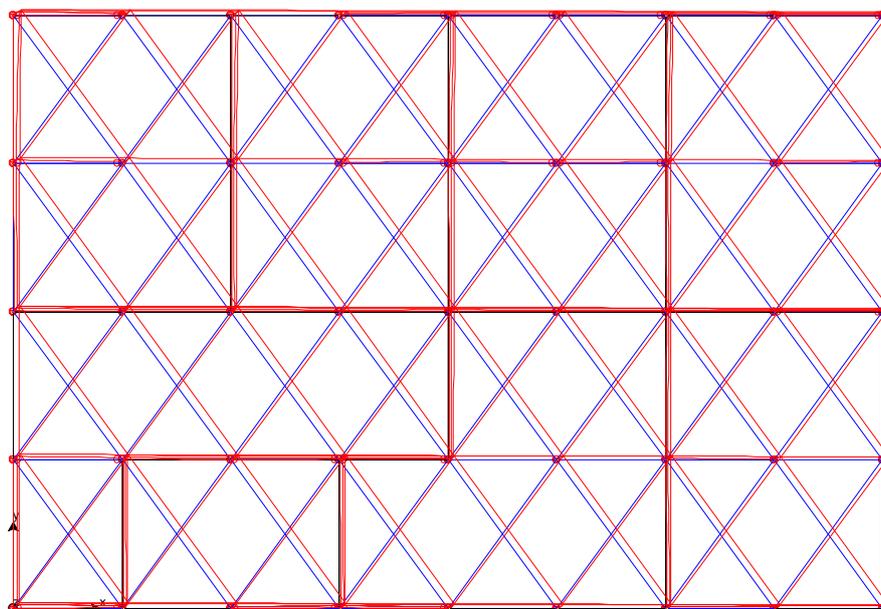
6 RISULTATI DELL'ANALISI

6.1 Deformate dinamiche

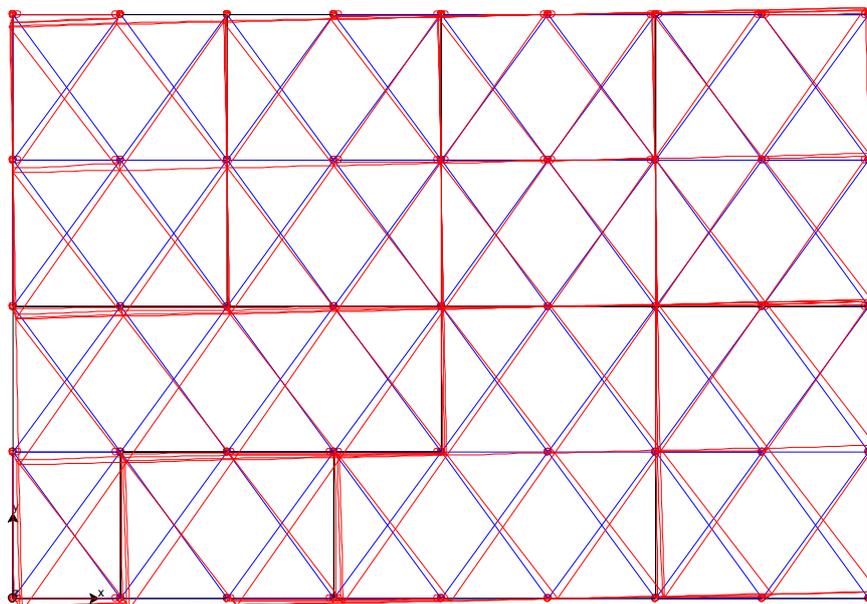
Nel seguente paragrafo si visualizzano le deformate modali associate ai primi tre modi di vibrare.



Deformata modale - primo modo di vibrare - $T = 0.43$ s



Deformata modale - secondo modo di vibrare - $T = 0.41$ s



Deformata modale - terzo modo di vibrare - $T = 0.38$ s

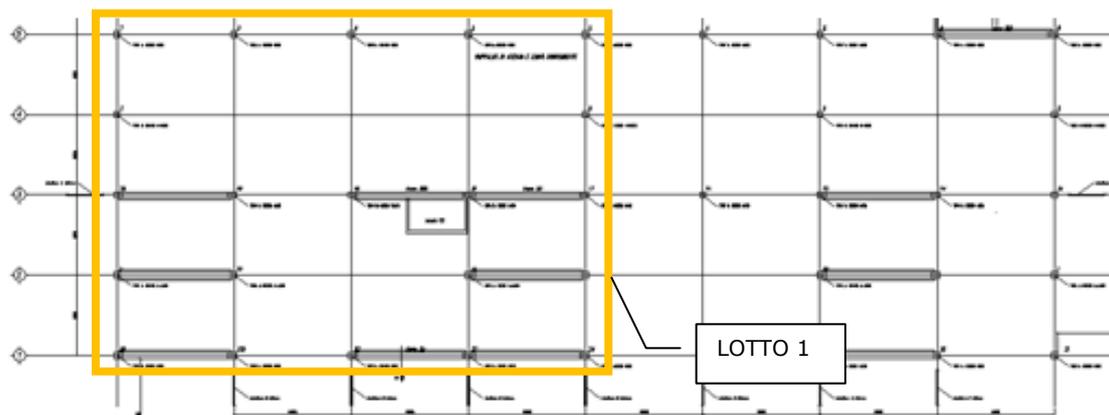
6.2 Periodo proprio struttura e accelerazione di progetto

Si considera il periodo proprio di vibrare della struttura in direzione X, pari a $T = 0.41$ s e si adotta l'accelerazione di progetto corrispondente dello spettro SLV da normativa pari all'accelerazione di plateau:

$ag = 0.37g$

7 LOTTO UNO

La progettazione dei rinforzi della presente relazione tecnica riguarda il lotto 1 del capannone di proprietà del comune di Sala Bolognese, come indicato nell'immagine a seguire.



Lotto 1, zona oggetto dei rinforzi strutturali della presente relazione tecnica

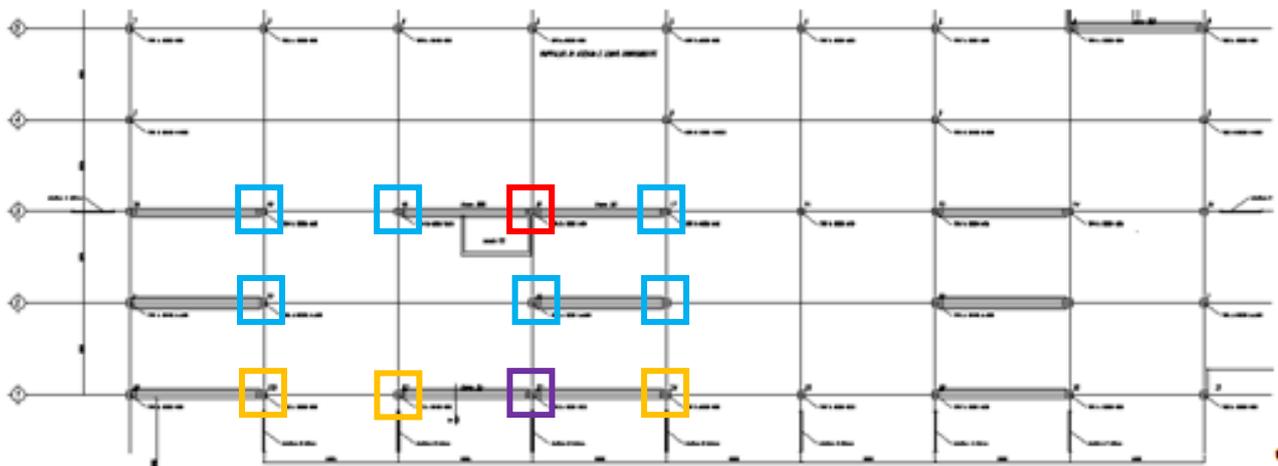
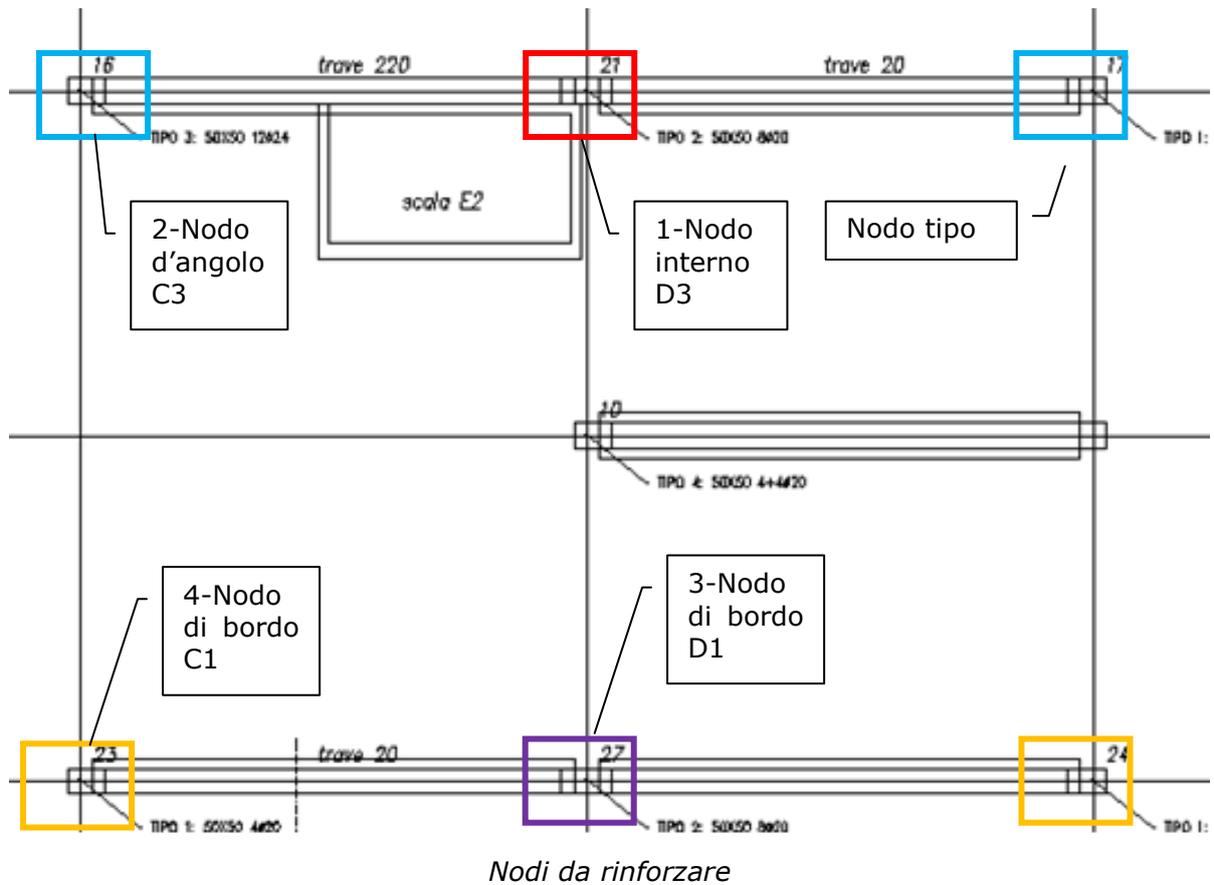
8 RINFORZI CON FRP NODI SOPPALCHI

Si evidenziano i nodi dei soppalchi da rinforzare con le fibre di carbonio:

- 1) Nodo interno (D3) – DETTAGLIO 1a;
- 2) Nodo d'angolo (C3) e nodo d'angolo tipo – DETTAGLIO 2;
- 3) Nodo di bordo (D1) – DETTAGLIO 1b;
- 4) Nodo di bordo (C1) e nodo di bordo tipo – DETTAGLIO 3.

Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese - Bologna

LOTTO 1
Relazione Tecnica



Nodi da rinforzare - dettagli 1a,1b,2,3.

8.1 Analisi dei carichi per soppalco

<u>Carichi soppalco</u>	kg/mq	
PP tegolo TT	290	
Soletta collaborante 5 cm	125	
Sovraccarico permanente	200	
		ψ ₂
Sovraccarico accidentale	200	0.3
Carico totale soppalco	675	

8.2 Azione sismica

L'accelerazione sismica che agisce sulla struttura dipende dal periodo proprio di vibrazione della struttura stessa. Il periodo proprio del capannone in direzione X è $T_1 = 0.41$ s considerando la presenza irrigidente dei tamponamenti interni ed esterni, quindi l'accelerazione da considerare per il calcolo dei rinforzi è quella del plateau e vale $a_{\text{plateau}} = 0.37g$.

Si distinguono i seguenti nodi da rinforzare:

- 1) Nodo del soppalco interno (telaio 3 filo D, nodo D3)
- 2) Nodo d'angolo del soppalco con luce maggiore (telaio 3 filo C, nodo C3).
- 3) Nodo d'angolo del soppalco tipo (es. telaio 3 filo B).

L'area di influenza massima è quella per il soppalco interno (nodo D3) e vale:

$$A_{\text{max}} = 10/2 \times 13.75/2 + 10/2 \times 13.75/4 = 51.57 \text{ mq}$$

$$F_{\text{max}} = A_{\text{max}} \times M_{\text{sopp}} \times a = 51.57 \times 675 \times 0.37g = 126.35 \text{ kN}$$

L'area di influenza del nodo d'angolo (C3) vale:

$$A_2 = 10/2 \times 13.75/2 = 34.38 \text{ mq}$$

$$F_2 = A_{\text{max}} \times M_{\text{sopp}} \times a = 34.38 \times 675 \times 0.37g = 84.23 \text{ kN}$$

L'area di influenza del nodo d'angolo tipo vale:

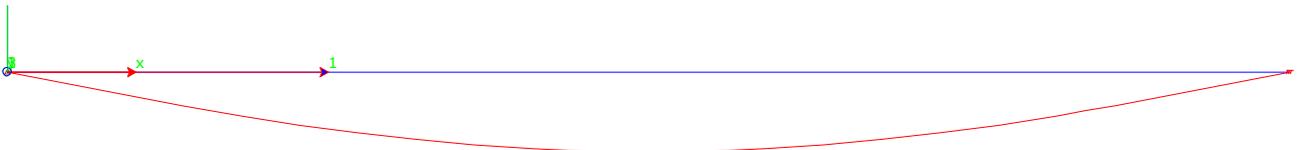
$$A_3 = 10/2 \times 13.75/4 = 17.19 \text{ mq}$$

$$F_3 = A_{\text{max}} \times M_{\text{sopp}} \times a = 17.19 \times 675 \times 0.37g = 42.12 \text{ kN}$$

8.3 Rinforzo con fibre

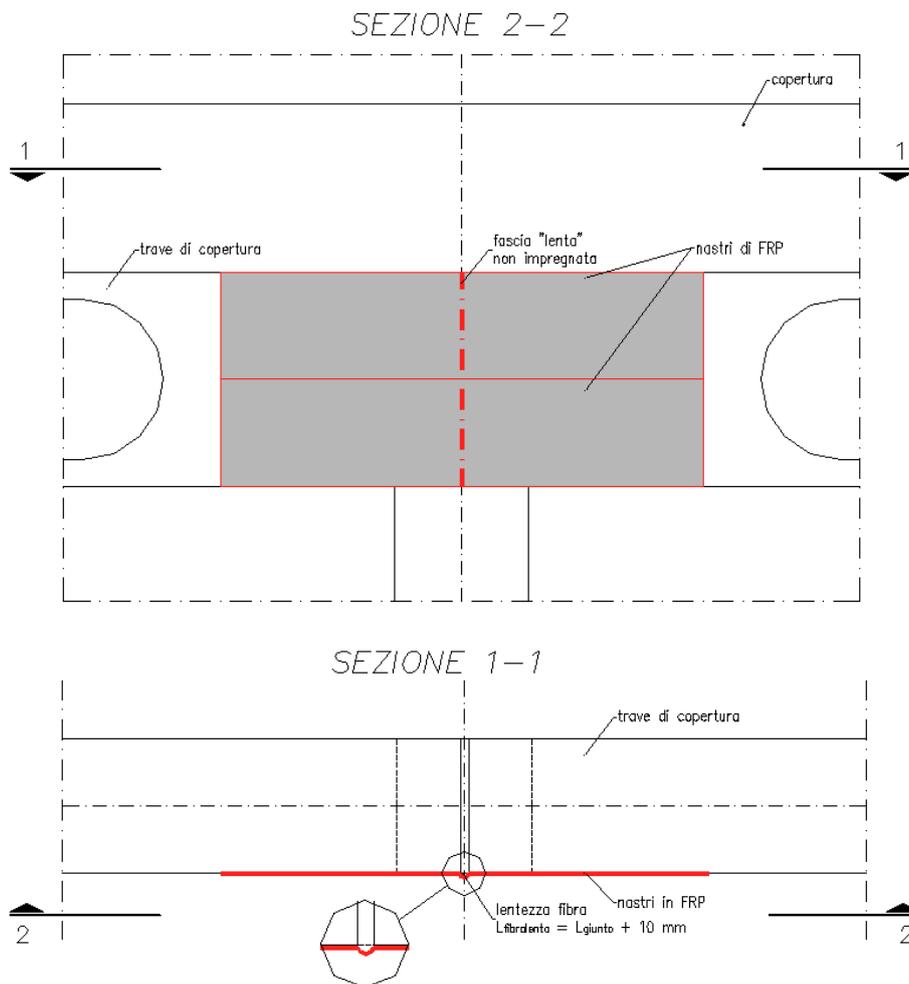
I rinforzi vengono progettati mediante l'utilizzo di nastri in fibre di carbonio. Affinché non si realizzino, con l'applicazione delle fibre, degli incastrati ai nodi che sarebbero tutti semplici appoggi, si è deciso di applicare i nastri lasciando le fibre "lente", permettendo così la rotazione delle travi soggette alla sola azione della neve.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**



Deformata trave con azione della neve

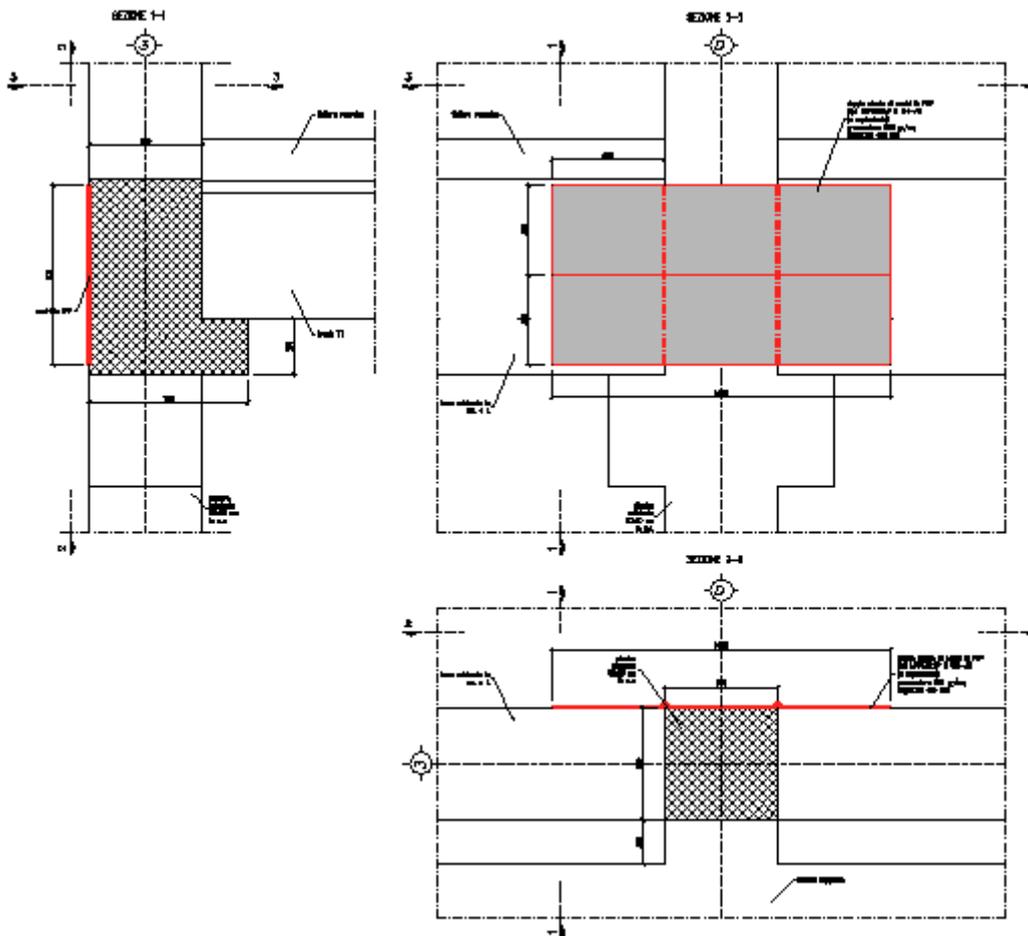
L'angolo di rotazione all'appoggio è di 0.12°. Lo spostamento in sommità della trave, alta 80 cm è di 1.7 mm. Per permettere questa rotazione si è stabilita una lentezza della fibra (non impregnata) di 10 mm.



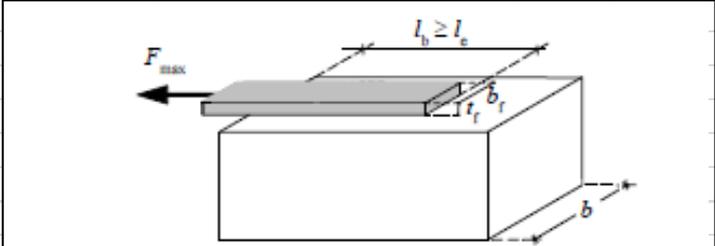
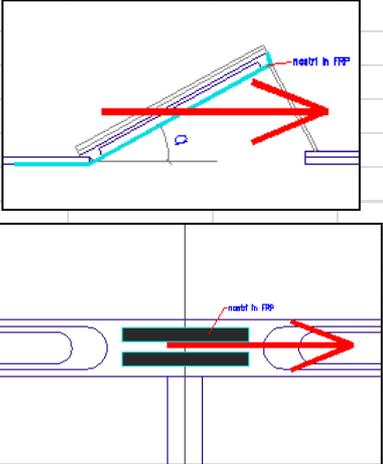
Dettaglio fibra lenta - Stralcio elaborato grafico

8.4 Rinforzo FRP nodo interno (D3) – DETTAGLIO 1a

La trave su cui viene applicato il nastro FRP è alta 80 cm e ha sezione a L. Si calcola il contributo di resistenza a trazione dato dalle fibre considerando le strisce applicate sulle due travi che sostengono il soppalco. Si applicano due strisce di FRP larghe 40 cm e di grammatura 600 gr/mq, ciascuna costituita da due strati e applicate su un lato solo della trave di soppalco. La forza sollecitante vale $F_{max} = 126.35$ kN.



DETT. 1a - Stralcio di elaborato grafico

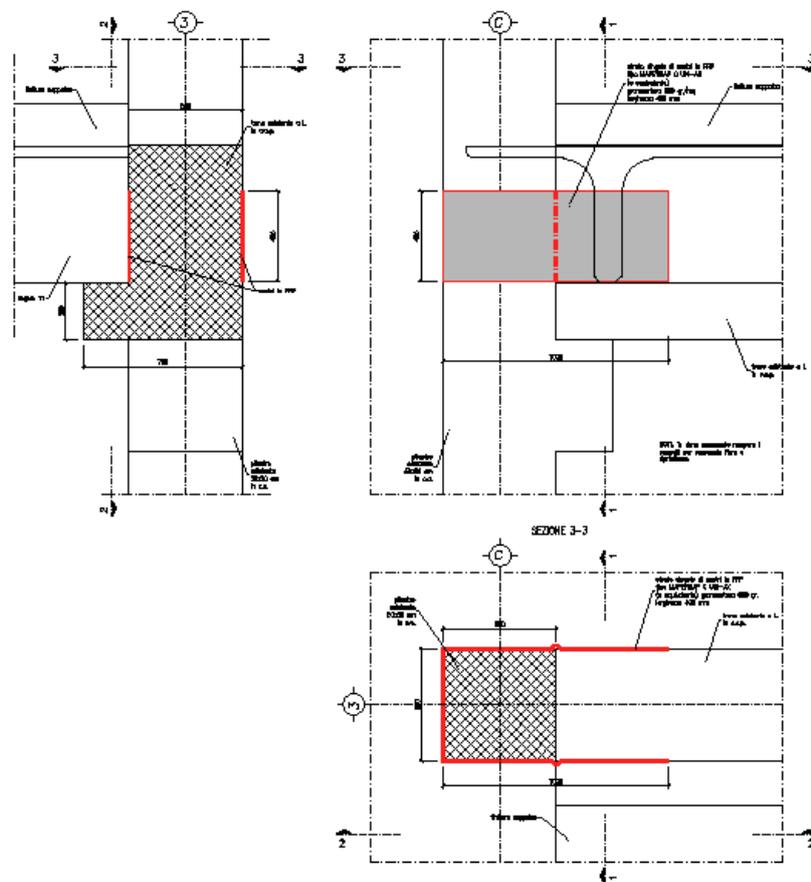
Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP			
secondo CNR-DT 200 R1/2013			
FRP	<i>Mapewrap C uni-ax 600gr</i>		C.A.
t_f	0.666	mm	R_{ck} 40 MPa
b_f	400	mm	f_{ck} 32 MPa
l_b	150	mm	f_{cm} 40 MPa
p_f	400	mm	f_{ctm} 3.02 MPa
f_{tk}	4850	MPa	γ_c 1.5
E_f	230000	MPa	FC 1.2
ϵ_{fu}	0.02		
$\gamma_{f,d}$	1.5		
γ_{Rd}	1		
Num. strisce	2		
b_f	400	mm	
b	400	mm	
Num. lati	1		
			Dimensioni elemento
			b_w 800 mm
			α 0°
			N_{Sd} 126.35 kN
			$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$ 126.35 kN
 <p>Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.</p>			
			
η_a	0.85		
l_{ed}	149.3	mm	
compositi	impregnati in situ		
k_G	0.037	mm	
k_b	1.00		
Γ_{F_d}	0.339	N/mm	
distacco	estremità (m1)		
$f_{fdd,1}$	322.64	MPa	
f_{fed}	322.64	MPa	
$\epsilon_{fdd,1}$	0.0014		
ϵ_{fd}	0.0014		
Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità			
$F_{Rd,f}$	171.9	kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	171.9	kN	Verificato
FS	0.735		

8.5 Rinforzo FRP nodo d'angolo (C3) – DETTAGLIO 2

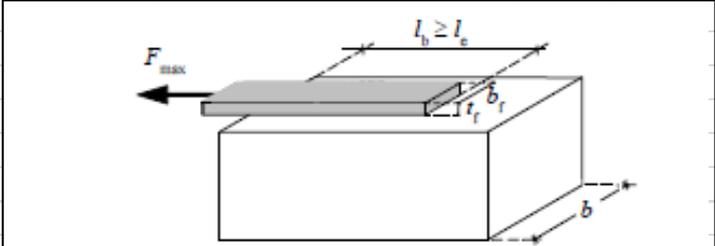
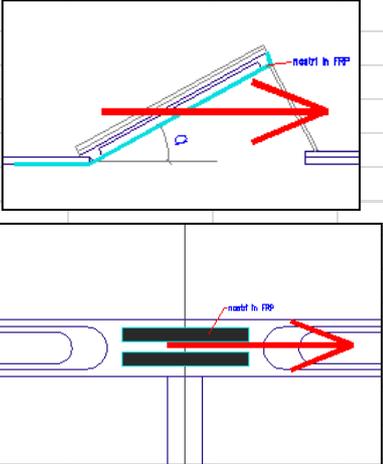
Si rinforzano i seguenti nodi, con nastri in FRP applicati a un solo lato: B3, C3, E3, G3, H3 e H5.

La trave su cui viene applicato il nastro FRP è alta 80 cm e ha sezione a L. Si calcola il contributo di resistenza a trazione dato dalla fibra considerando una striscia applicata e risvoltata sul nodo. In questo modo si ottengono due sezioni che contribuiscono alla resistenza a trazione dell'azione sismica. Si predispone una striscia risvoltata, di larghezza 40 cm e costituita da uno strato di fibre di grammatura 600 gr/mq.

La forza sollecitante vale $F_2 = 84.23$ kN.



DETT. 2 - Stralcio di elaborato grafico

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP			
secondo CNR-DT 200 R1/2013			
FRP	<i>Mapewrap C uni-ax 600 gr</i>		C.A.
t_f	0.333	mm	R_{ck} 40 MPa
b_f	400	mm	f_{ck} 32 MPa
l_b	150	mm	f_{cm} 40 MPa
p_f	800	mm	f_{ctm} 3.02 MPa
f_{tk}	4850	MPa	γ_c 1.5
E_f	230000	MPa	FC 1.35
ϵ_{fu}	0.02		
$\gamma_{f,d}$	1.5		
γ_{Rd}	1		
Num. strisce	1		
b_f	400	mm	
b	800	mm	
Num. lati	2		
			Dimensioni elemento
			b_w 800 mm
			α 0°
			N_{Sd} 84.23 kN
			$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$ 42.12 kN
 <p>Figura 4-3 - Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.</p>			
			
η_a	0.85		
l_{ed}	112.0	mm	
compositi	impregnati in situ		
k_G	0.037	mm	
k_b	1.00		
Γ_{F_d}	0.301	N/mm	
distacco	estremità (m1)		
$f_{fdd,1}$	430.18	MPa	
f_{fed}	430.18	MPa	
$\epsilon_{fdd,1}$	0.0019		
ϵ_{fd}	0.0019		
Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità			
$F_{Rd,f}$	57.3	kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	57.3	kN	Verificato
FS	0.735		

8.6 Rinforzo FRP nodo d'angolo tipo (es. telaio 3 filo B)

Il nodo d'angolo tipo, su cui grava un quarto della massa del soppalco, è il meno caricato ($F_3 = 42.12$ kN) quindi risulta verificato disponendo uno strato di nastri FRP con le caratteristiche del rinforzo calcolato nel precedente paragrafo per il nodo C3.

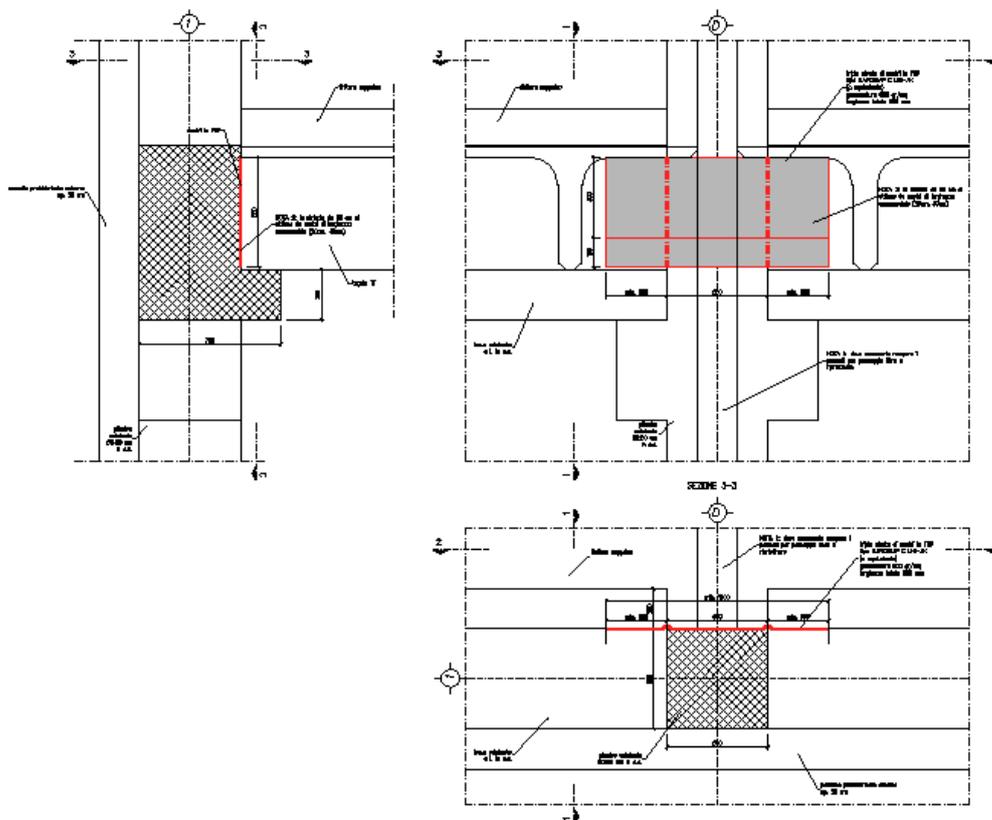
8.7 Rinforzo FRP nodo soppalco (D1) – DETTAGLIO 1b

La forza sollecitante il rinforzo è data dall'area di influenza massima, quella del soppalco interno (nodo D1) e vale:

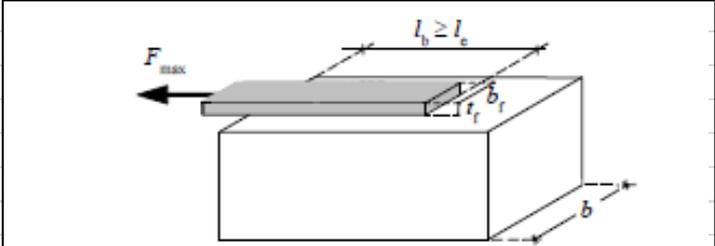
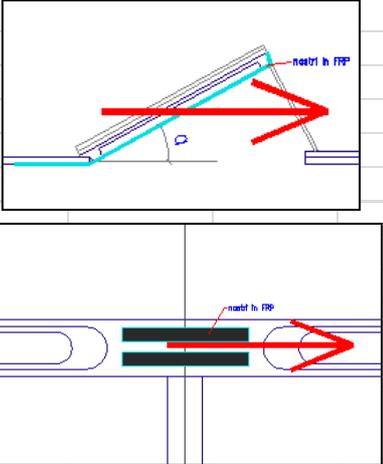
$$A_{\max} = 10/2 \times 13.75/2 + 10/2 \times 13.75/4 = 51.57 \text{ mq}$$

$$F_{\max} = A_{\max} \times M_{\text{sopp}} \times a = 51.57 \times 675 \times 0.37g = 126.35 \text{ kN}$$

Di dispongono strisce di nastri per coprire la zona della trave a L dove è possibile applicare le fibre (62 cm), si considera una larghezza utile di 55 cm ottenuta da nastri di larghezza commerciale (20, 40 cm). Utilizzando tre strati di nastri con grammatura 600 gr/mq il rinforzo risulta verificato.



DETT. 1b - Stralcio di elaborato grafico

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP			
secondo CNR-DT 200 R1/2013			
FRP	<i>Mapewrap C uni-ax 600gr</i>		C.A.
t_f	0.999	mm	R_{ck} 40 MPa
b_f	550	mm	f_{ck} 32 MPa
l_b	200	mm	f_{cm} 40 MPa
p_f	800	mm	f_{ctm} 3.02 MPa
f_{tk}	4850	MPa	γ_c 1.5
E_f	230000	MPa	FC 1.2
ϵ_{fu}	0.02		
$\gamma_{f,d}$	1.5		
γ_{Rd}	1		
Num. strisce	1		
b_f	550	mm	
b	800	mm	
Num. lati	1		
			Dimensioni elemento
			b_w 800 mm
			α 0°
			N_{Sd} 126.35 kN
			$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$ 126.35 kN
 <p>Figura 4-3 - Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.</p>			
			
η_a	0.85		
l_{ed}	182.9	mm	
compositi	impregnati in situ		
k_G	0.037	mm	
k_b	1.00		
Γ_{Fd}	0.339	N/mm	
distacco	estremità (m1)		
$f_{fdd,1}$	263.43	MPa	
f_{fed}	263.43	MPa	
$\epsilon_{fdd,1}$	0.0011		
ϵ_{fd}	0.0011		
Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità			
$F_{Rd,f}$	144.7	kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	144.7	kN	Verificato
FS	0.873		

8.8 Rinforzo FRP nodi esterni telaio 1 (C1) – DETTAGLIO 3

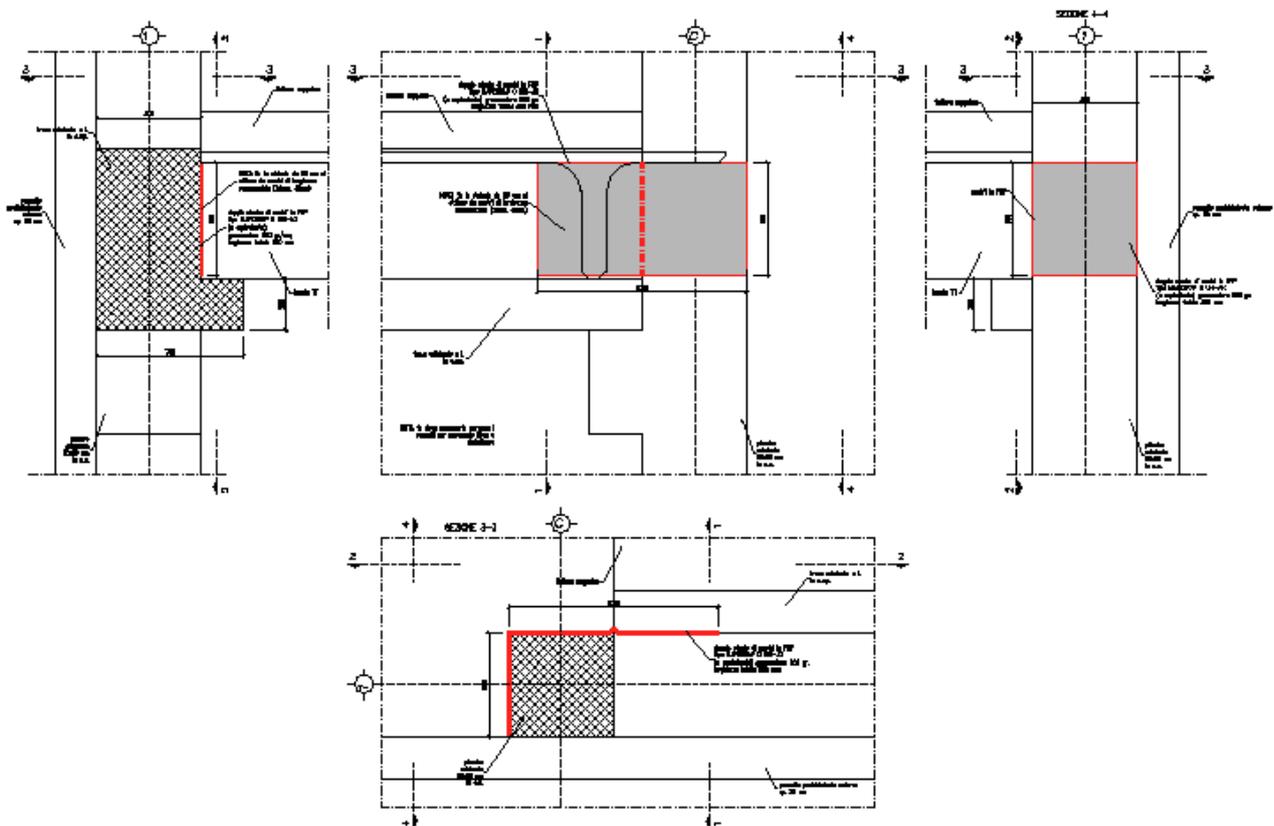
Si rinforzano i seguenti nodi, con nastri in FRP applicati a un solo lato: B1, C1, E1, G1, H1. In questi nodi non è inoltre possibile risvoltare le strisce a causa della presenza dei pannelli esterni, per maggiore chiarezza si vedano gli elaborati grafici.

Il valore massimo di forza che il rinforzo deve essere in grado di sopportare è dato dall'area massima di influenza del soppalco:

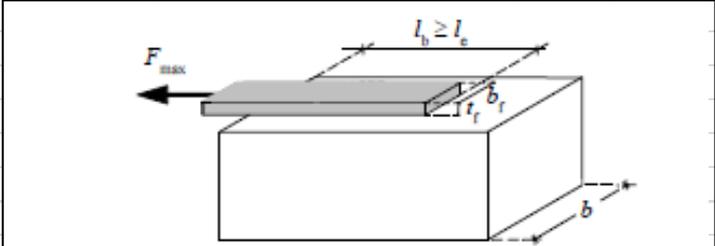
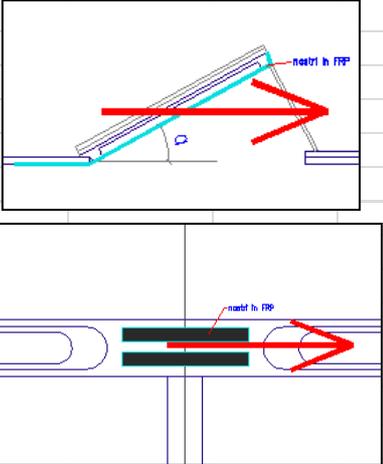
$$A_2 = 10/2 \times 13.75/2 = 34.38 \text{ mq}$$

$$F_2 = A_2 \times M_{\text{sopp}} \times a = 34.38 \times 675 \times 0.37g = 84.23 \text{ kN.}$$

Si dispongono due strisce di fibre di larghezza utile 55 cm, ottenuta da nastri di larghezza commerciale (20, 40 cm), ognuna delle quali è composta da due strati di FRP di grammatura 600 gr/mq (0.333 mm di spessore).



DETT. 3 - Stralcio di elaborato grafico

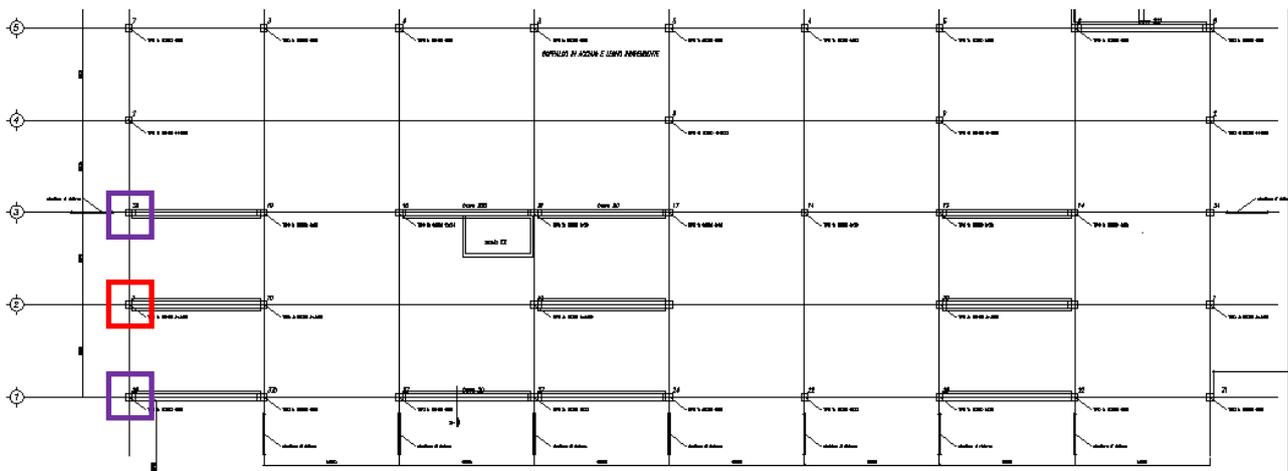
Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP			
secondo CNR-DT 200 R1/2013			
FRP	<i>Mapewrap C uni-ax 600 gr</i>		C.A.
t_f	0.666	mm	R_{ck} 40 MPa
b_f	550	mm	f_{ck} 32 MPa
l_b	200	mm	f_{cm} 40 MPa
p_f	800	mm	f_{ctm} 3.02 MPa
f_{tk}	4850	MPa	γ_c 1.5
E_f	230000	MPa	FC 1.35
ϵ_{fu}	0.02		
$\gamma_{f,d}$	1.5		
γ_{Rd}	1		
Num. strisce	1		
b_f	550	mm	
b	800	mm	
Num. lati	1		
			Dimensioni elemento
			b_w 800 mm
			α 0°
			N_{Sd} 84.23 kN
			$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$ 84.23 kN
 <p>Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.</p>			
			
η_a	0.85		
l_{ed}	158.4	mm	
compositi	impregnati in situ		
k_G	0.037	mm	
k_b	1.00		
Γ_{Fd}	0.301	N/mm	
distacco	estremità (m1)		
$f_{fdd,1}$	304.19	MPa	
f_{fed}	304.19	MPa	
$\epsilon_{fdd,1}$	0.0013		
ϵ_{fd}	0.0013		
Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità			
$F_{Rd,f}$	111.4	kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	111.4	kN	Verificato
FS	0.756		

9 RINFORZO CON MENSOLE E TASSELLI

Si predispongono delle mensole, ancorate a travi e pilastri, nei nodi dove sono presenti i pannelli di rivestimento esterno e non è possibile l'applicazione degli FRP (A1, A2, A3).

In particolare si presentano i calcoli delle seguenti tipologie di mensole con relativi tasselli:

- Mensola nodo A2 (rosso) – DETTAGLIO 5a;
- Mensola nodo A1 e A3 (viola) – DETTAGLIO 5b.



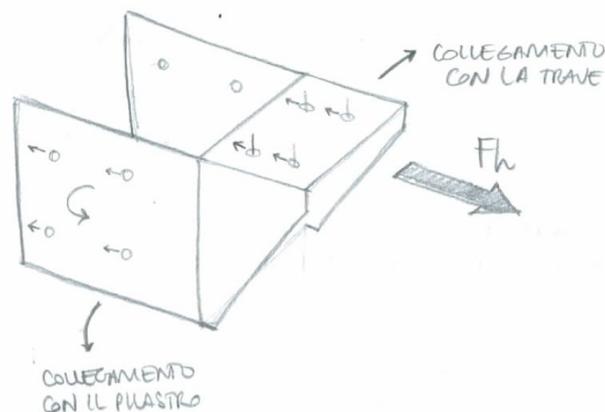
Posizionamento mensola soppalco

9.1 Mensola nodo A2 – DETTAGLIO 5a

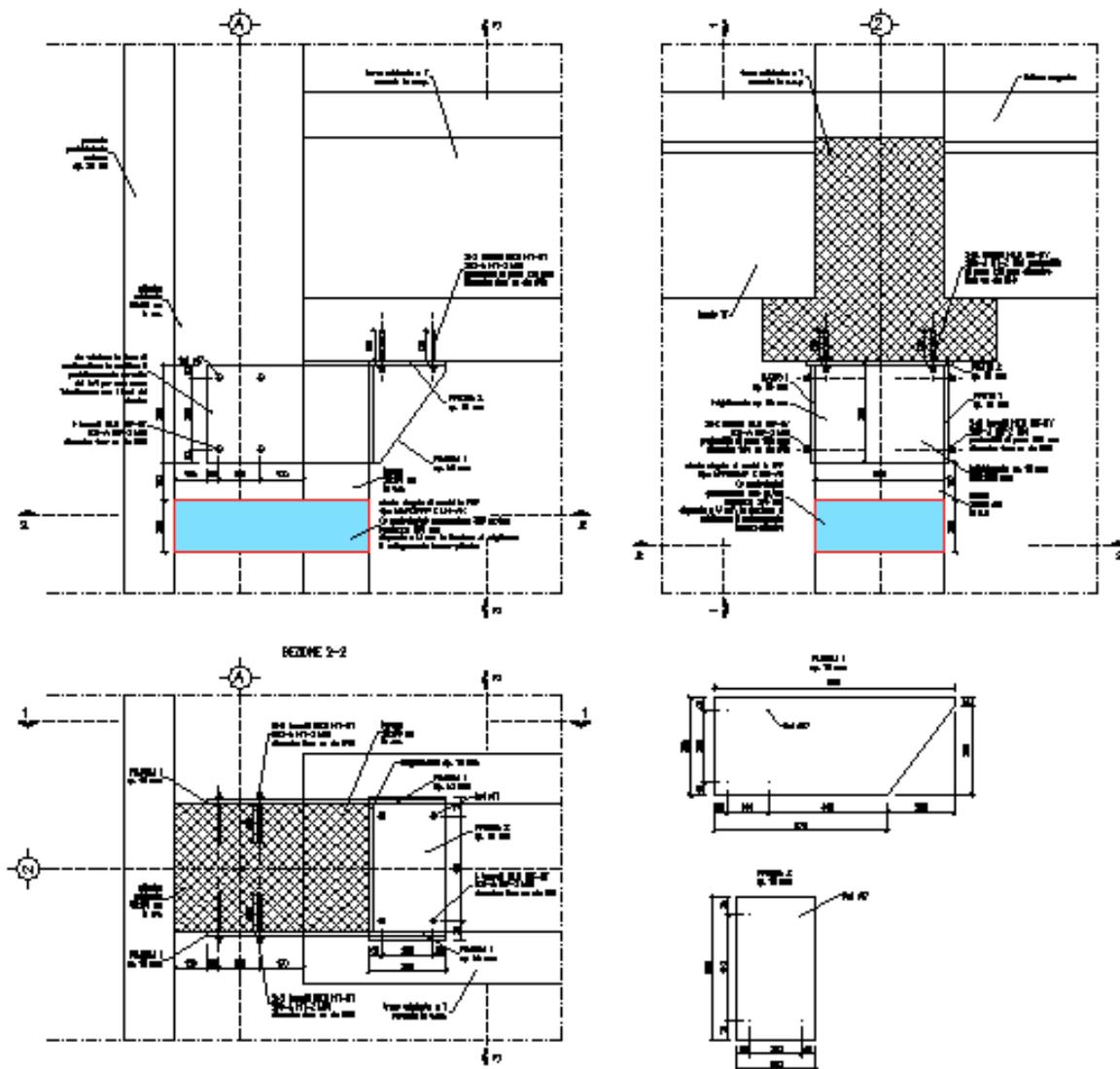
Il nodo maggiormente sollecitato è il nodo A2, dalla forza orizzontale calcolata a seguire:

$$A_2 = 10/2 \times 13.75/2 = 34.38 \text{ mq}$$

$$F_h = A_{\max} \times M_{\text{sopp}} \times a = 34.38 \times 675 \times 0.37g = 84.23 \text{ kN.}$$



Funzionamento mensola - Sollecitazioni



DETT. 5a – Stralcio elaborato grafico

L'azione verticale di sollevamento data dal sisma verticale viene calcolata considerando il 30 % dell'azione sismica verticale rispetto a quella orizzontale. L'accelerazione verticale si determina dal plateau dello spettro di progetto verticale e vale $a_{g,v} = 0.23g$.

$$F_v = m \times a_{g,v} \times 0.3 = 23206 \times 0.23g \times 0.3 = 15.71 \text{ kN}$$

La forza di attrito calcestruzzo-calcestruzzo è data dal coefficiente di attrito per il peso gravante sul nodo decurtato dell'azione di sollevamento dovuta al sisma e vale

$$F_a = \mu (P - F_v) = 0.5 \times (227.651 - 15.71) = 105.47 \text{ kN}$$

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**

Non considerando il 30% dell'attrito che agisce in direzione Y, si ottiene $F_a = 81.21$ kN

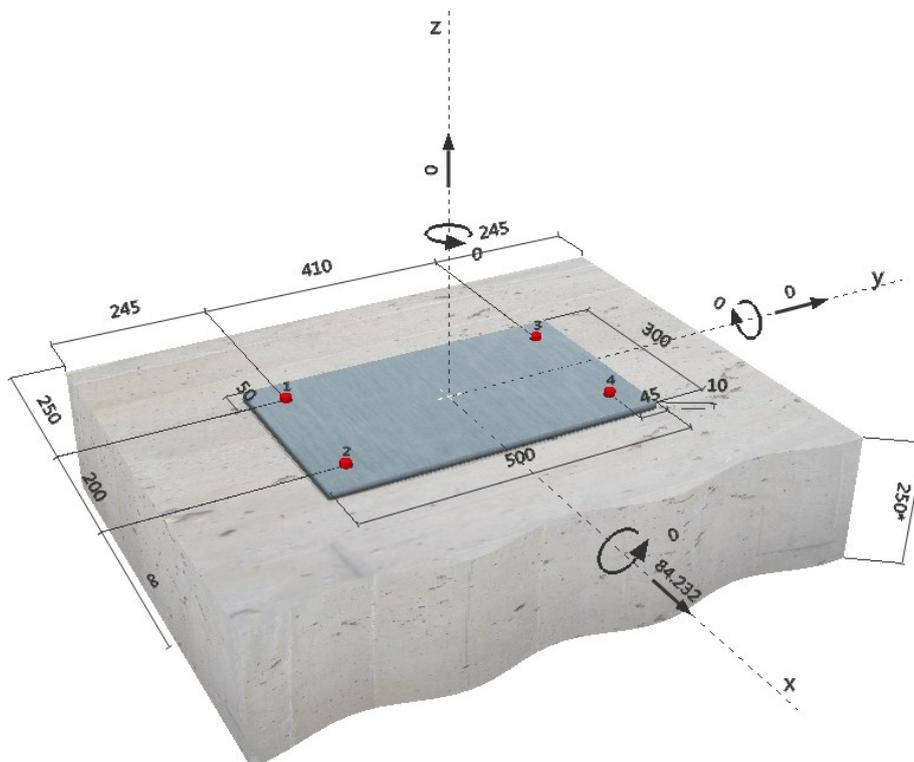
La forza sollecitante di scorrimento è maggiore della forza di attrito, quindi si dimensionano le mensole in grado di sopportare la forza sismica orizzontale $F_h = 84.23$ kN.

La mensola viene tassellata alla trave e al pilastro. Si riportano a seguire le verifiche di resistenza dei tasselli e della mensola stessa.

9.1.1 Verifica tasselli su trave $R_{ck} = 50$ MPa

Il nodo centrale è sollecitato dalle azioni più elevate, dovute alla presenza del soppalco su due campate. La mensola viene collegata alla trave a T rovescia tramite quattro tasselli tipo HILTI HIT-HY 200-A con HIT-Z M16 con profondità di posa efficace 100 mm.

La forza sollecitante è $V_h = 84.23$ kN .



**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	21.058	38.400	55	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	84.232	205.278	42	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	42.116	93.677	45	OK

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

FS = 0.55.

Il posizionamento degli ancoranti è influenzato dalla posizione dei trefoli all'interno della trave, concentrati nella zona centrale.

9.1.2 Verifica a rifollamento

La verifica a rifollamento si esegue in accordo con la tabella 3.4 UNI EN 1993-1-8 sul piatto di spessore 15 mm e acciaio S355.

$V_{sd} = 84.23/4 = 21.06$ kN.

Piatto		
Classe	355	N/mm ²
t	15	mm
f_u	490	N/mm ²
e_1	50	mm
p_1	200	mm
e_2	50	mm
p_2	410	mm

Resistenze		
$F_{v,Rd}$	49	kN
$F_{b,Rd,in}$	235	kN
$F_{b,Rd,end}$	231	kN
$F_{b,Rd,edge}$	231	kN
$F_{t,Rd}$	88	kN
$B_{p,Rd}$	266	kN

Frifollamento = 231 kN

FS = 0.09.

9.1.3 Verifica aletta di irrigidimento

Si dispongono 2 alette di irrigidimento, di spessore 15 mm e lunghezza 200 mm.

$$\tau = \frac{V_{Sd}}{A} = \frac{84230/2}{15 \cdot 200} = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} = 14 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{355}{1.05} = 338.1 \text{ N/mm}^2$$

FS = 0.04.

9.1.4 Verifica saldature

Si verifica la saldatura sulle alette di irrigidimento; si realizzano due cordoni d'angolo 5x200 mm, si verifica la saldatura di una sola aletta.

Saldatura piatto-ala

I piatti hanno spessore $t = 15 \text{ mm}$.

Altezza sezione di gola:

$$a = 0.7 \cdot t_{\min} \cdot 0.5 = 5.3 \text{ mm}$$

Lunghezza di saldatura:

$$L = 200 \text{ mm}$$

$$A = 5.3 \cdot 200 = 1060 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{84230/2}{1060} = 39.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} = 39.7 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}} = \frac{510}{0.80 \cdot 1.25} = 510 \text{ N/mm}^2$$

FS = 0.08.

9.1.5 Verifica tasselli sul pilastro $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$

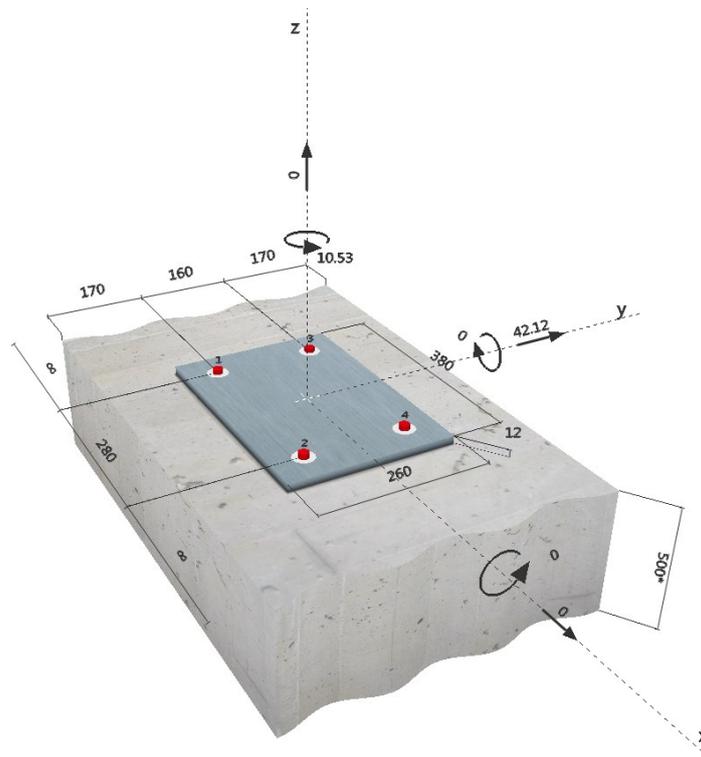
La mensola è collegata al pilastro tramite due piastre disposte sui lati opposti del pilastro e tasselli che resistono al taglio trasmesso dalla forza orizzontale e al momento torcente dato dalla forza per il braccio.

$$V = F_h / 2 = 42.12 \text{ kN}$$

$$M = V \times b = 42.12 \times 0.25 = 10.53 \text{ kNm}$$

Si dispongono su ogni lato 4 tasselli HILTI HIT-HY 200-A con HIT-Z M16 con profondità di posa effettiva 150 mm.

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



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)*	25.999	38.400	68	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	25.999	44.509	59	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	29.543	25.489	116	non ammissibile

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

FS = 1.16. Il rinforzo resiste al 85% dell'azione sismica.

9.1.6 Verifica a rifollamento

La verifica a rifollamento si esegue in accordo con la tabella 3.4 UNI EN 1993-1-8 sul piatto di spessore 15 mm e acciaio S355.

$V_{sd} = 42.12/4 = 10.53 \text{ kN.}$

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

Piatto		
Classe	355	N/mm ²
t	15	mm
f _u	490	N/mm ²
e ₁	170	mm
p ₁	160	mm
e ₂	110	mm
p ₂	280	mm

Resistenze		
F _{v,Rd}	49	kN
F _{b,Rd,in}	235	kN
F _{b,Rd,end}	235	kN
F _{b,Rd,edge}	235	kN
F _{t,Rd}	88	kN
B _{p,Rd}	266	kN

$$F_{\text{rifollamento}} = 235 \text{ kN}$$

$$FS = 0.08.$$

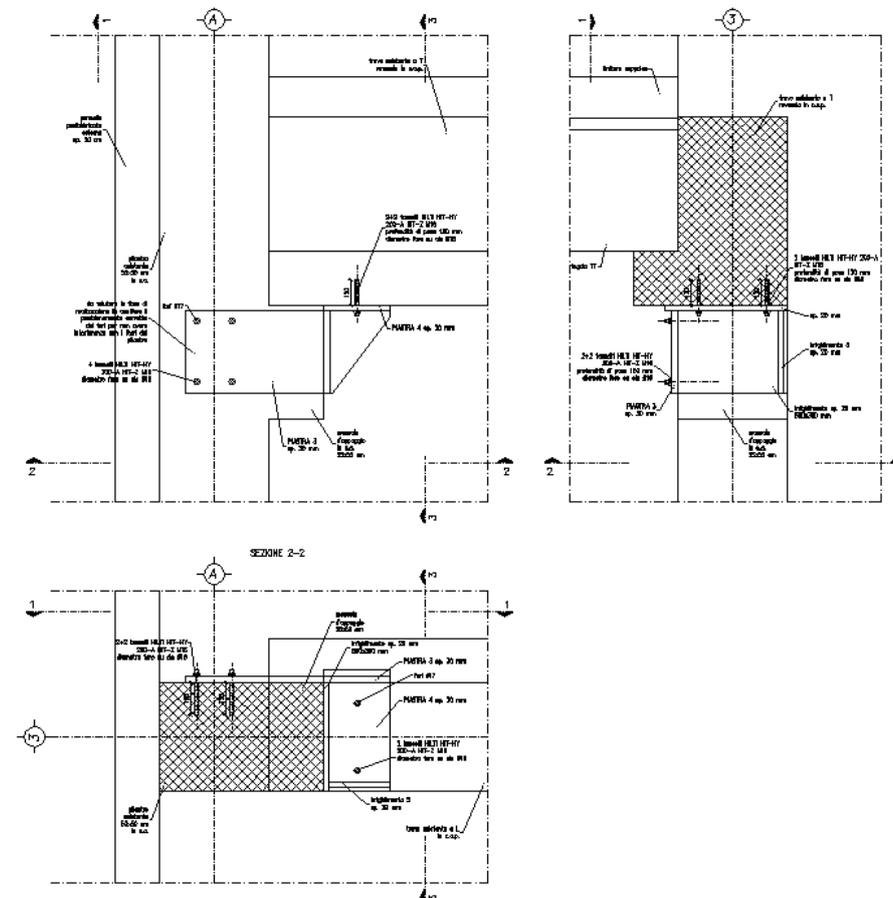
9.2 Mensola nodo A1 e A3 - DETTAGLIO 5b

Le sollecitazioni sul nodo A3 e sul nodo A1 sono molto inferiori rispetto a quelle del nodo A2:

$$A_1 = 10/2 \times 13.75/4 = 17.19 \text{ m}^2$$

$$F_h = A_1 \times M_{\text{sopp}} \times a = 17.19 \times 675 \times 0.37g = 42.12 \text{ Kn}$$

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**



DETT. 5b – Stralcio elaborato grafico

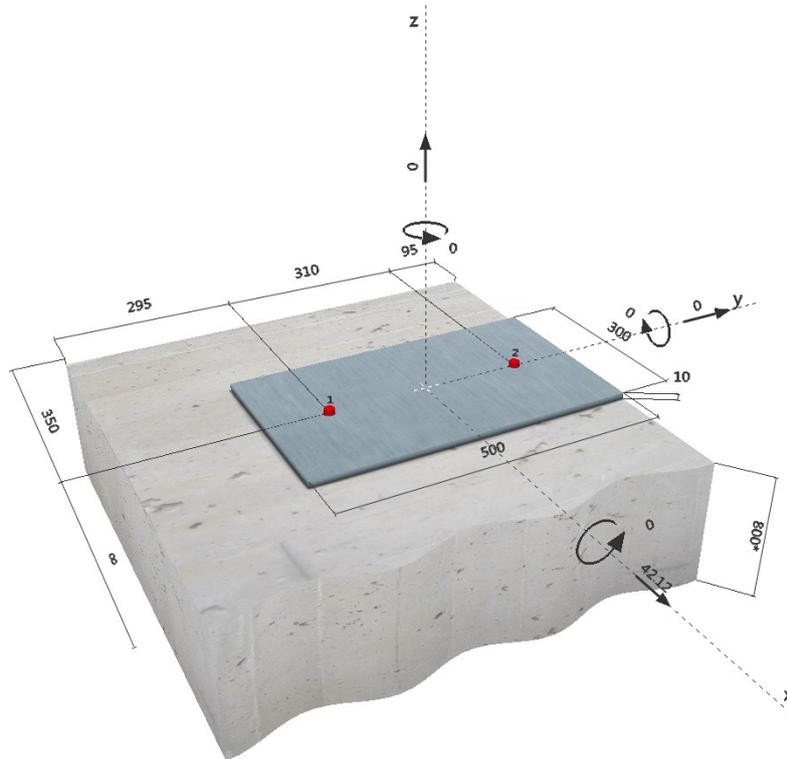
9.2.1 Verifica tasselli su trave Rck = 50 MPa

La mensola viene collegata alla trave a L tramite due tasselli tipo HILTI HIT-HY 200-A con HIT-Z M16.

La forza sollecitante è $V_h = 42.12 \text{ kN}$.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	21.060	38.400	55	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	42.120	99.526	43	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	21.060	32.015	66	OK

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

FS = 0.66.

Il posizionamento degli ancoranti è influenzato dalla posizione dei trefoli all'interno della trave, concentrati nella zona centrale. Essendo inoltre la trave non simmetrica rispetto al suo asse, lo sbalzo della L si trova esterno rispetto al pilastro, per questo la piastra viene posizionata non centrata rispetto alla trave stessa.

9.2.2 Verifica tasselli su pilastro $R_{ck} = 40$ MPa

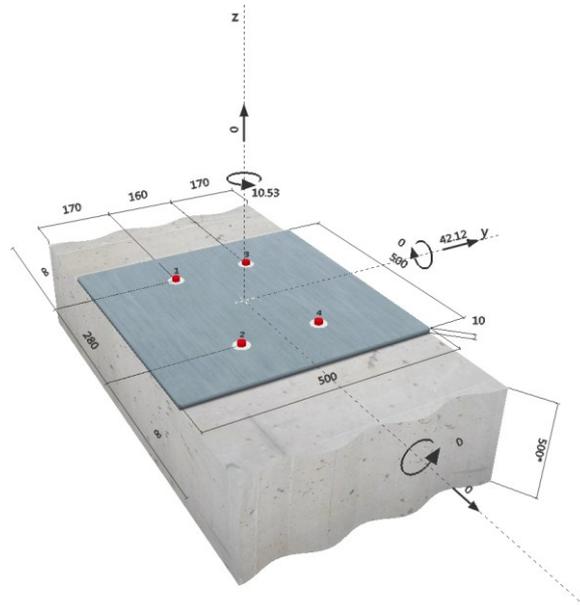
La mensola è costituita da una piastra laterale collegata al pilastro tramite tasselli che resistono al taglio trasmesso dalla forza orizzontale e al momento torcente dato dalla forza per il braccio.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**

$$V = F_h = 42.12 \text{ kN}$$

$$M = V \times b = 42.12 \times 0.25 = 10.53 \text{ kNm.}$$

Si dispongono 4 tasselli HILTI HIT-HY 200-A con HIT-Z M16 con profondità di posa effettiva 150 mm.



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)*	25.999	38.400	68	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	25.999	44.509	59	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	29.543	30.367	98	OK

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

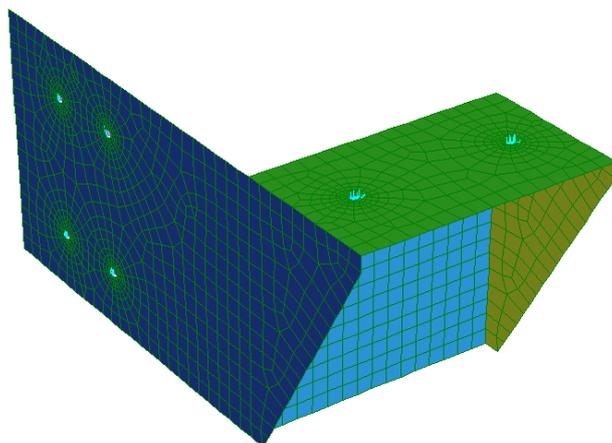
$$FS = 0.98.$$

9.2.3 Verifica mensola in acciaio

Essendo la mensola asimmetrica, quindi soggetta a sforzi flessionali fuori dal piano della piastra, si verifica con il programma *Straus7* agli elementi finiti. Le piastre si modellano con elementi plate, di spessore 20 mm e 30 mm, in particolare si progetta la piastra di ancoraggio dei tasselli sul pilastro con uno spessore di 30 mm in quanto l'azione orizzontale sollecitante è applicata sull'asse della trave e presenta un'eccentricità.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



Modello 3D mensola con elementi plate



Nelle piastre sono presenti fori $\Phi 17$ per la presenza di tasselli M16.

Si considera un comportamento elastico-perfettamente plastico del materiale (S355), come riportato nel grafico a seguire, con $f_{yd} = 338.1$ MPa.

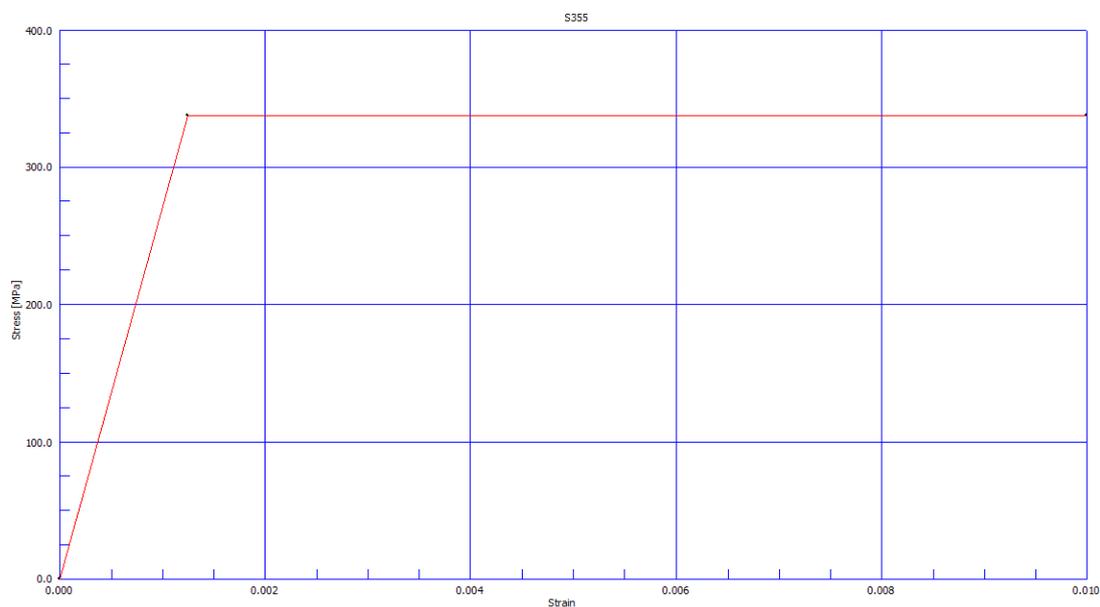
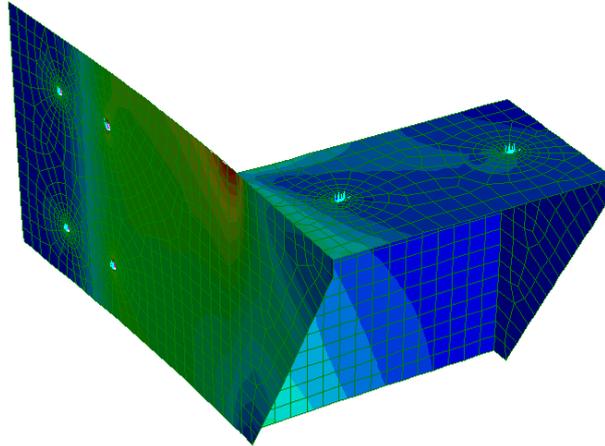
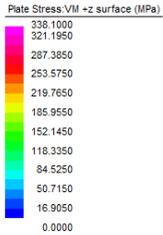


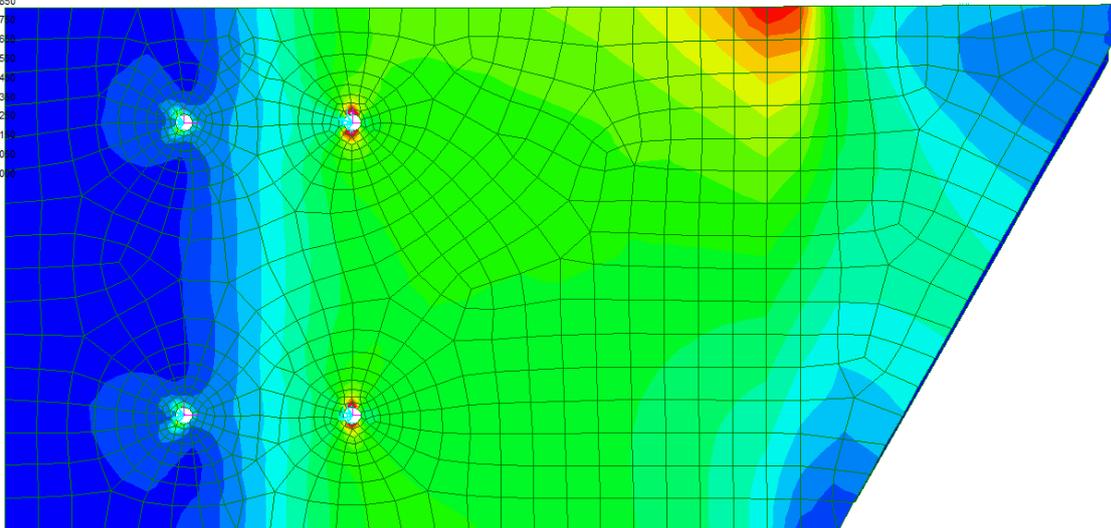
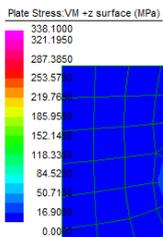
Diagramma sforzi-deformazioni S355

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**

Si applica la forza sismica $F = 42.12$ kN in corrispondenza dei fori della piastra orizzontale che si ancora alla trave, e si vincolano i quattro fori in cui sono presenti i tasselli sul pilastro. Si esegue un'analisi statica non lineare applicando l'intera sollecitazione mediante step di carico. L'analisi converge al 100% della sollecitazione applicata.



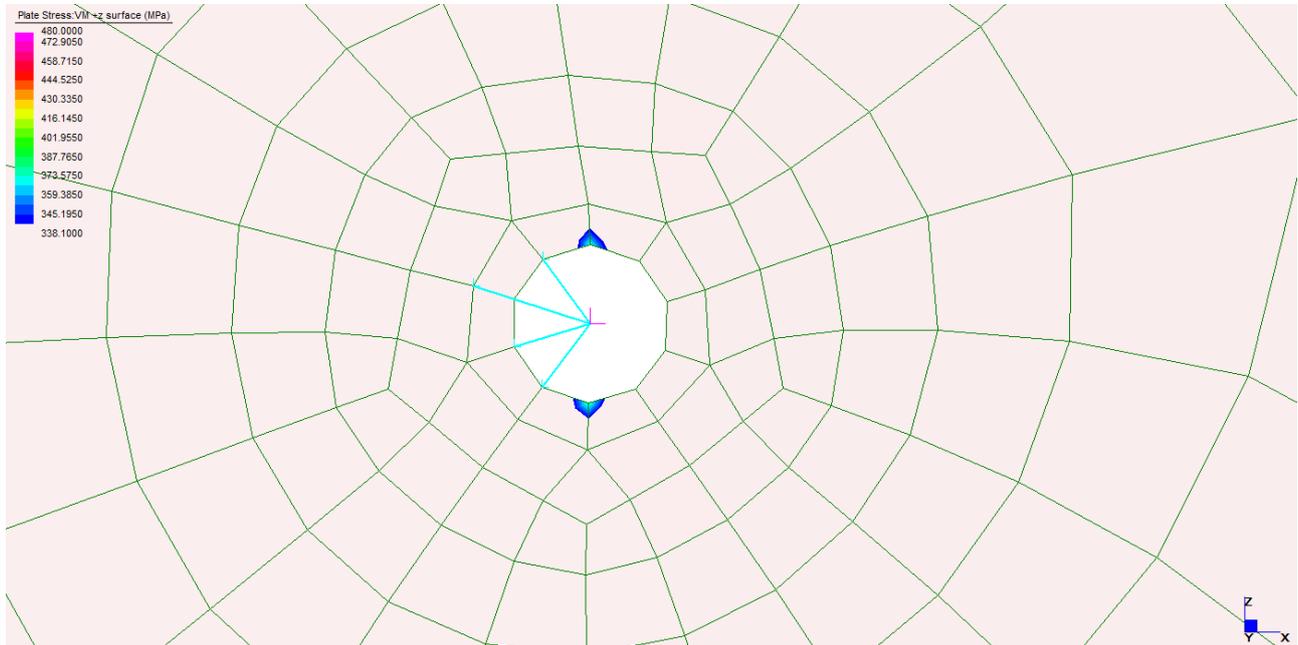
Tensioni sulle piastre al 100% della sollecitazione



Tensioni sulle piastre al 100% della sollecitazione

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**

I picchi di tensione sono molto limitati e concentrati nelle zone di interfaccia tra piastra e tassello.

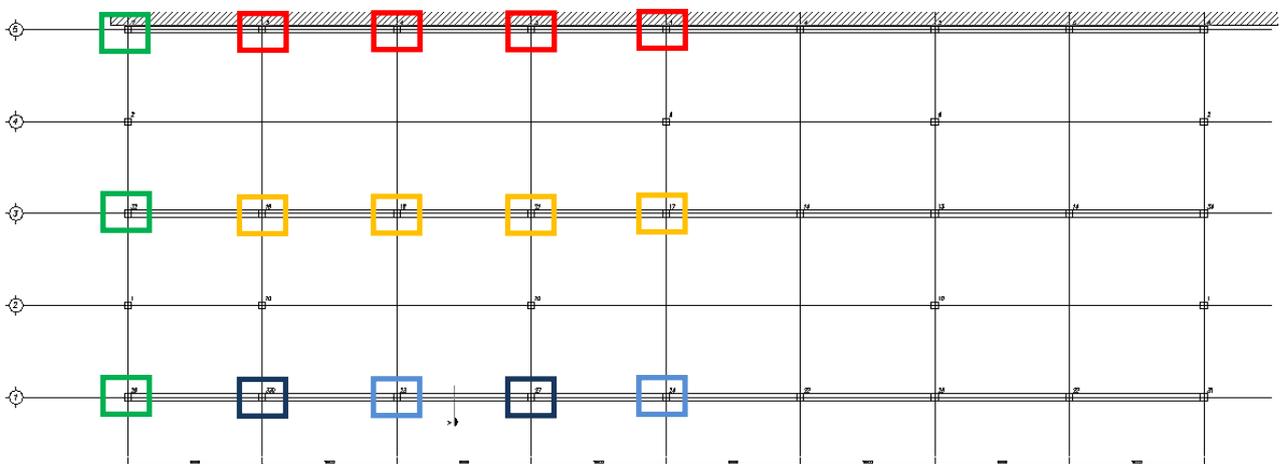


10 RINFORZI COPERTURA

I rinforzi in copertura vengono progettati con l'utilizzo di nastri in fibre di carbonio che legano le travi e non permettono il loro scorrimento al di fuori del pilastro.

Si distinguono le seguenti tipologie di rinforzi in copertura:

- Nodo interno telaio 5 – DETTAGLIO 6 (rosso);
- Nodo interno telaio 3 – DETTAGLIO 7 (arancione);
- Nodo esterno – DETTAGLIO 8a (azzurro);
- Nodo su pilastro continuo – DETTAGLIO 8b (nodo B1, blu);
- Nodo di bordo - DETTAGLIO 9 (verde) tipo 9a, 9b, 9c.



Posizionamento rinforzi di copertura - Lotto 1

10.1 Nodo interno telaio 5 – DETTAGLIO 6

I nodi di copertura sul telaio 5 sono i nodi B5, C5, D5, E5.

Il carico di copertura in combinazione sismica vale $q = 550 \text{ kg/mq}$.

L'accelerazione sismica è quella del plateau, $a = 0.37 \text{ g}$, e si calcola a seguire la sollecitazione sismica orizzontale che i rinforzi devono sopportare.

$$A_{\max} = 10 \times 13.75 = 137.5 \text{ mq}$$

$$F_{\max} = m \times a = 550 \times 137.5 \times 0.37 \text{ g} = 274496 \text{ N}$$

A questa forza viene sottratta la componente di forza di attrito che si oppone allo spostamento delle travi di copertura, calcolata considerando metà massa agente, in quanto è solo una la trave che tende a perdere l'appoggio.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

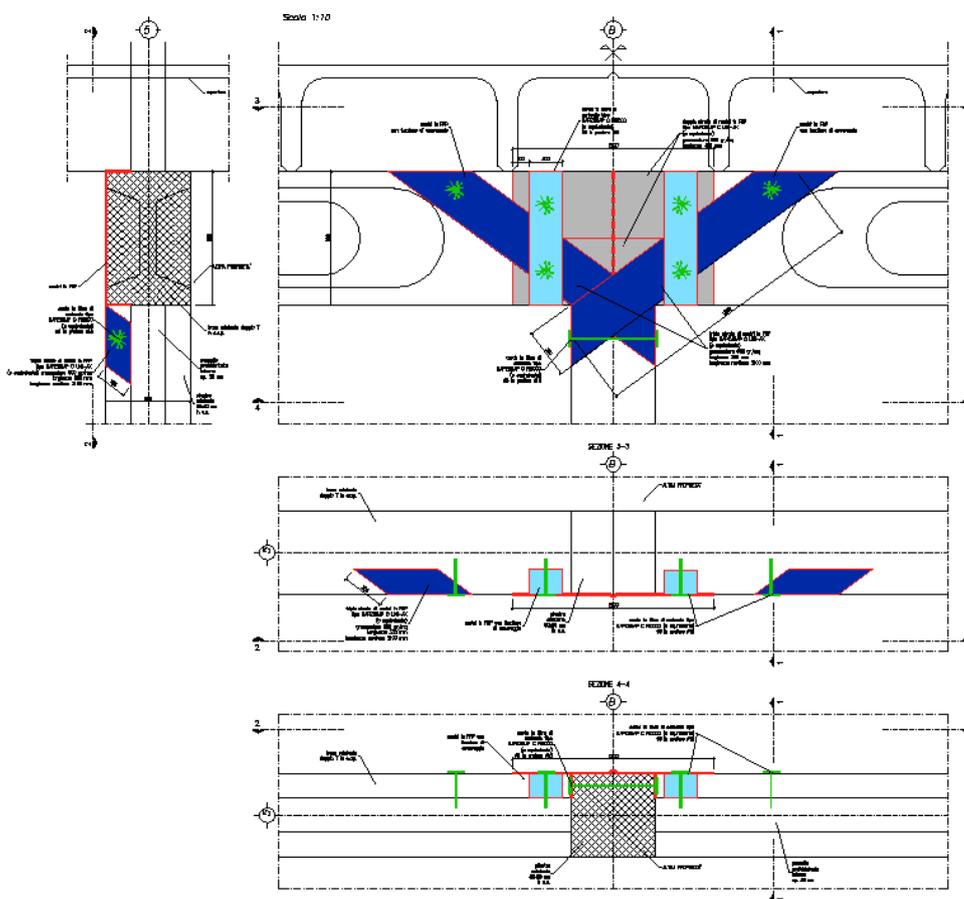
**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

L'azione verticale di sollevamento è data dall'accelerazione verticale che agisce sulla massa della copertura, considerata in combinazione con il sisma orizzontale e quindi al 30%; l'accelerazione verticale è stata precedentemente determinata e vale $a_v = 0.23 g$.

$$V_{\text{sismico}} = 0.3 \times m/2 \times a_v = 0.3 \times 550 \times 137.5/2 \times 0.23 g = 25595 \text{ N}$$

$$F_a = \mu (P/2 - V_{\text{sismico}}) = 0.5 \times (370941 - 25595) = 172673 \text{ N}$$

Si considera che l'azione sismica venga presa totalmente dalle fibre orizzontali, che devono resistere a $F_h = 274.496 \text{ kN}$ mentre le fibre incrociate sono progettate per resistere all'azione orizzontale decurtata del contributo dell'attrito $F_i = 102 \text{ kN}$ e ripartita nella direzione della fibra, con inclinazione 36° e per mantenere collegate le travi al pilastro sottostante.



DETT 6 – Stralcio elaborato grafico

10.1.1 Verifica fibre orizzontali

Si ipotizza una modalità di distacco intermedio, ancorando le estremità delle fibre con fiocchi e nastri in FRP intorno alla trave di copertura. Le fibre usate sono di grammatura 600 gr/mq e si dispongono due strisce da 40 cm, ognuna composta da due strati.

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP		Mapewrap C uni-ax 600gr		C.A.	
t_f		0.66	mm	R_{ck}	40 MPa
b_f		400	mm	f_{ck}	32 MPa
l_b		300	mm	f_{cm}	40 MPa
p_f		400	mm	f_{ctm}	3.02 MPa
f_{tk}		4830	MPa	γ_c	1.5
E_f		230000	MPa	FC	1.2
ϵ_{fu}		0.02		Dimensioni elemento	
$\gamma_{f,d}$		1.5		b_w	800 mm
γ_{Rd}		1		α	0°
Num. strisce		2		N_{Sd}	274.50 kN
b_f		400	mm	$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$	274.50 kN
b		400	mm		
Num. lati		1			

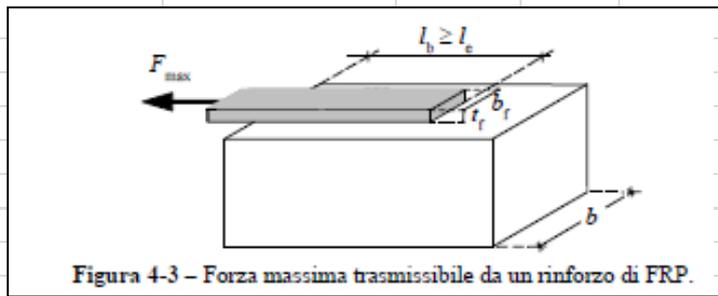
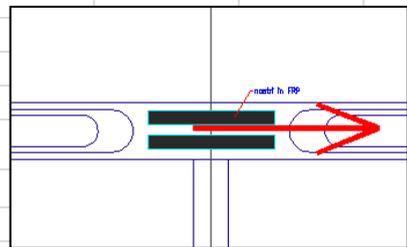
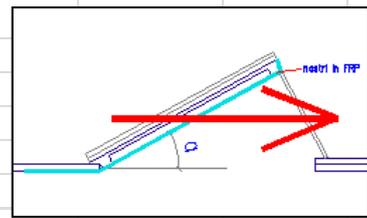


Figura 4-3 - Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.



η_a		0.85	
l_{ed}		148.6	mm
compositi		impregnati in situ	
k_G		0.037	mm
k_b		1.00	
Γ_{F_d}		0.339	N/mm
distacco		intermedio (m2)	
$f_{fdd,2}$		532.82	MPa
f_{fed}		532.82	MPa
$\epsilon_{fdd,2}$		0.0023	
ϵ_{fd}		0.0023	

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio

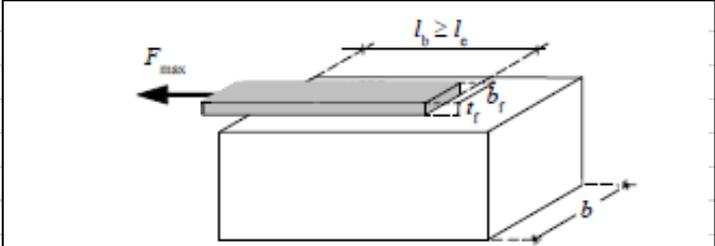
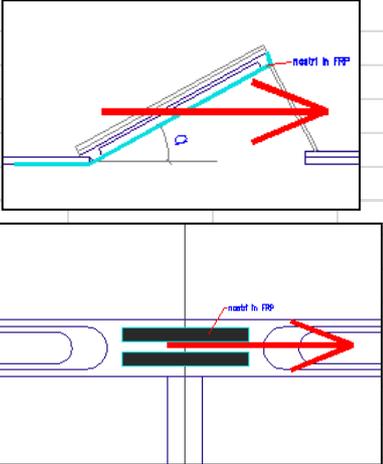
$F_{Rd,f}$	281.3	kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	281.3	kN	Verificato
FS	0.976		

10.1.2 Verifica fibre inclinate 36°

Si ipotizza una modalità di distacco intermedio, ancorando le estremità delle fibre con fiocchi e nastri in FRP intorno alla trave di copertura e intorno al pilastro. Le fibre usate sono di grammatura 600 gr/mq e si dispongono con dimensione di circa 30 cm per poter abbracciare travi e pilastro. Ogni striscia è composta da tre strati.

La forza che sollecita le fibre è stata determinata dalla forza orizzontale meno la forza di attrito scomposta lungo la direzione di applicazione della fibra.

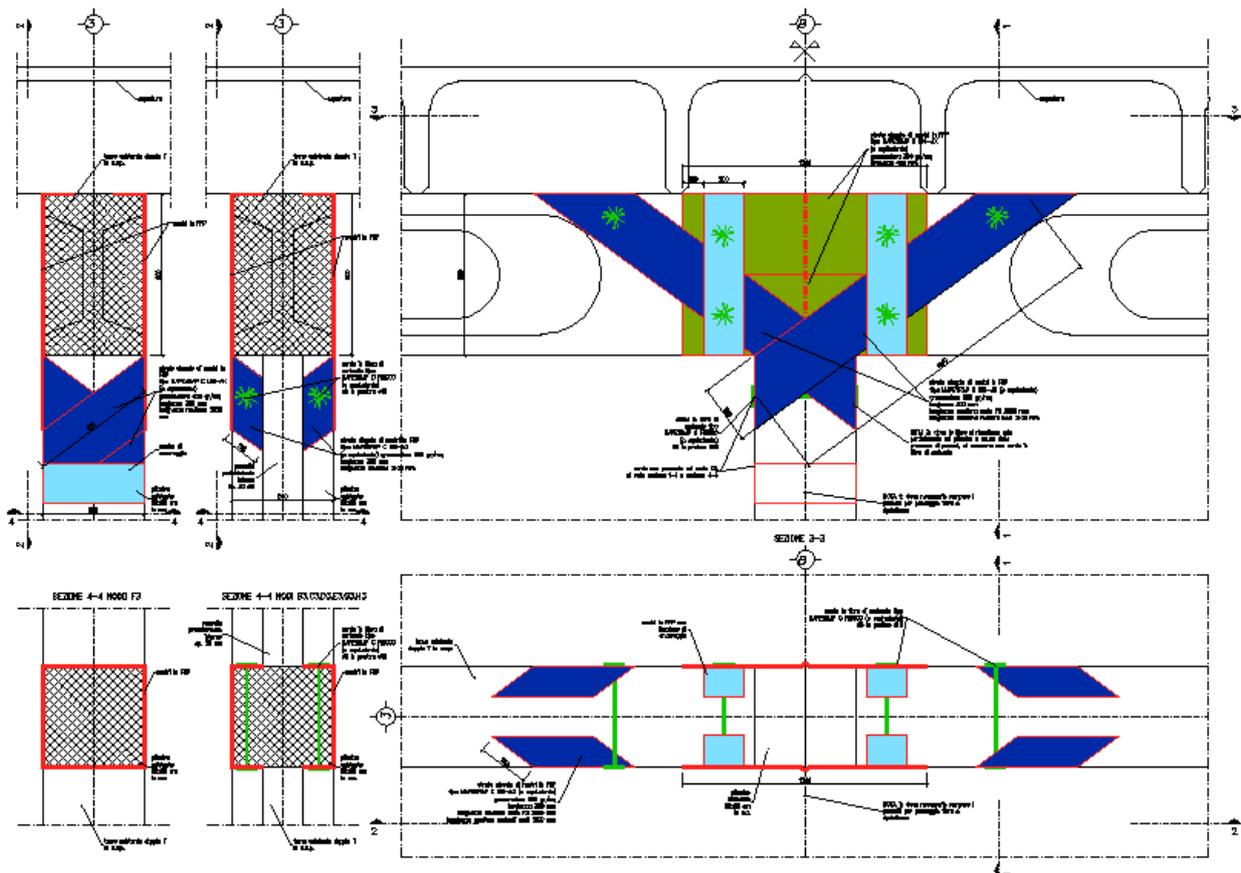
$$F_i = 102 / \cos 36 = 126.69 \text{ kN.}$$

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP			
secondo CNR-DT 200 R1/2013			
FRP	<i>Mapewrap C uni-ax 600gr</i>		C.A.
t_f	0.999	mm	R_{ck} 40 MPa
b_f	300	mm	f_{ck} 32 MPa
l_b	300	mm	f_{cm} 40 MPa
p_f	800	mm	f_{ctm} 3.02 MPa
f_{tk}	4830	MPa	γ_c 1.5
E_f	230000	MPa	FC 1.2
ϵ_{fu}	0.02		
$\gamma_{f,d}$	1.5		
γ_{Rd}	1		
Num. strisce	1		
b_f	300	mm	
b	800	mm	
Num. lati	1		
			Dimensioni elemento
			b_w 800 mm
			α 36°
			N_{Sd} 102.50 kN
			$N_{Sd}/\cos(\alpha)/N_{lat}$ 126.69 kN
 <p>Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.</p>			
			
η_a	0.85		
l_{ed}	175.4	mm	
compositi	impregnati in situ		
k_G	0.037	mm	
k_b	1.09		
$\Gamma_{F,d}$	0.369	N/mm	
distacco	intermedio (m2)		
$f_{fdd,2}$	451.55	MPa	
f_{fed}	451.55	MPa	
$\epsilon_{fdd,2}$	0.0020		
ϵ_{fd}	0.0020		
Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio			
$F_{Rd,f}$	135.3	kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	135.3	kN	Verificato
FS	0.936		

10.2 Nodo interno telaio 3 – DETTAGLIO 7

I nodi di copertura sul telaio 3 sono i nodi B3, C3, D3, E3.

I rinforzi sui nodi del telaio 3 in copertura si distinguono dai rinforzi per il telaio 5 in quanto è possibile disporre le fibre su entrambi i lati dei nodi. I carichi sollecitanti sono gli stessi indicati nel paragrafo precedente.



DETT. 7 – Stralcio dell'elaborato grafico

10.2.1 Verifica fibre orizzontali

Si ipotizza una modalità di distacco intermedio, ancorando le estremità delle fibre con fiocchi e nastri in FRP intorno alla trave di copertura. Le fibre usate sono di grammatura 300 gr/mq e si dispongono due strisce da 40 cm di spessore singolo.

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax 300gr	C.A.		
t_f	0.166 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	400 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	150 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	400 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4830 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.2	
ϵ_{fu}	0.02	Dimensioni elemento		
$\gamma_{f,d}$	1.5	b_w	800 mm	
γ_{Rd}	1	α	0°	
Num. strisce	2	N_{Sd}	274.50 kN	
b_f	400 mm	$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$	137.25 kN	
b	400 mm			
Num. lati	2			

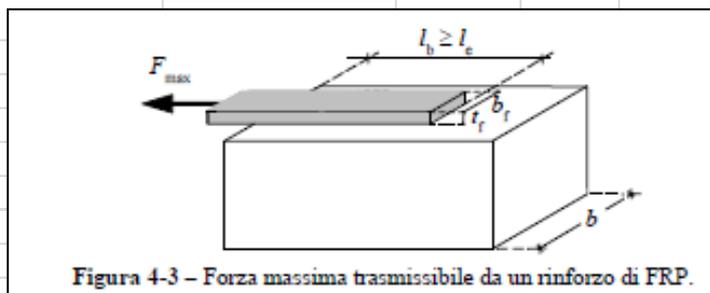
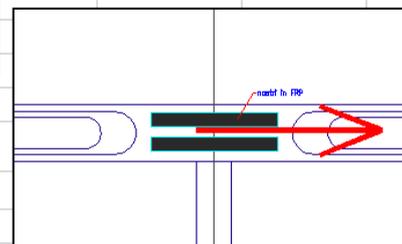
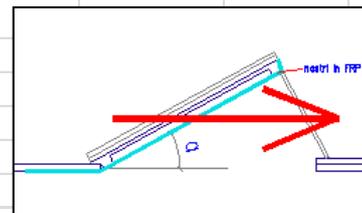


Figura 4-3 - Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.



η_a	0.85	
l_{ed}	74.5 mm	
compositi	impregnati in situ	
k_G	0.037 mm	
k_b	1.00	
$\Gamma_{F,d}$	0.339 N/mm	
distacco	intermedio (m2)	
$f_{fdd,2}$	1062.42 MPa	
f_{fed}	1062.42 MPa	
$\epsilon_{fdd,2}$	0.0046	
ϵ_{fd}	0.0046	

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio

$F_{Rd,f}$	141.1 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	141.1 kN	Verificato
FS	0.973	

10.2.1 Verifica fibre inclinate 36°

Si ipotizza una modalità di distacco intermedio, ancorando le estremità delle fibre con fiocchi e nastri in FRP intorno alla trave di copertura. Le fibre usate sono di grammatura 600 gr/mq e si dispongono con dimensione di circa 30 cm per poter abbracciare travi e pilastro. Ogni striscia è composta da uno strato singolo.

La forza che sollecita le fibre è stata determinata dalla forza orizzontale meno la forza di attrito scomposta lungo la direzione di applicazione della fibra.

$$F_i = F / \cos\alpha / N_{\text{fibre} \times \text{lato}} = 102 / \cos 33 / 2 = 63.35 \text{ kN.}$$

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax 600gr	C.A.		
t_f	0.333 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	300 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	300 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	800 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4830 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.2	
ϵ_{fu}	0.02	Dimensioni elemento		
$\gamma_{f,d}$	1.5	b_w	800 mm	
γ_{Rd}	1	α	36°	
Num. strisce	1	N_{Sd}	102.50 kN	
b_f	300 mm	$N_{Sd}/\cos(\alpha)/N_{lat}$	63.35 kN	
b	800 mm			
Num. lati	2			

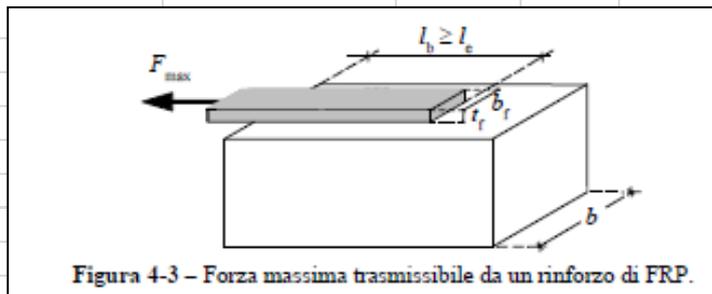
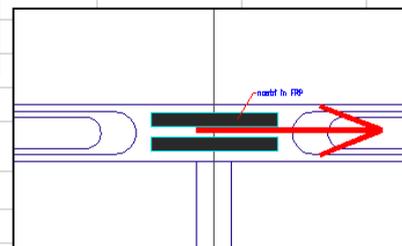
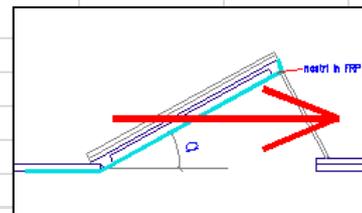


Figura 4-3 - Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.



η_a	0.85	
l_{ed}	101.3 mm	
compositi	impregnati in situ	
k_G	0.037 mm	
k_b	1.09	
$\Gamma_{F,d}$	0.369 N/mm	
distacco	intermedio (m2)	
$f_{fdd,2}$	782.11 MPa	
f_{fed}	782.11 MPa	
$\epsilon_{fdd,2}$	0.0034	
ϵ_{fd}	0.0034	

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio

$F_{Rd,f}$	78.1 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	78.1 kN	Verificato
FS	0.811	

10.3Nodo esterno – DETTAGLIO 8a

I nodi di copertura sul telaio 1 che vengono rinforzati come indicato a seguire sono i nodi C1, E1.

Il carico di copertura in combinazione sismica vale $q = 550 \text{ kg/mq}$.

L'accelerazione sismica è quella del plateau, $a = 0.37 \text{ g}$, e si calcola a seguire la sollecitazione sismica orizzontale che i rinforzi devono sopportare.

$$A_{\max} = 10 \times 13.75 / 2 = 68.75 \text{ mq}$$

$$F_{\max} = m \times a = 550 \times 68.75 \times 0.37 \text{ g} = 137248 \text{ N}$$

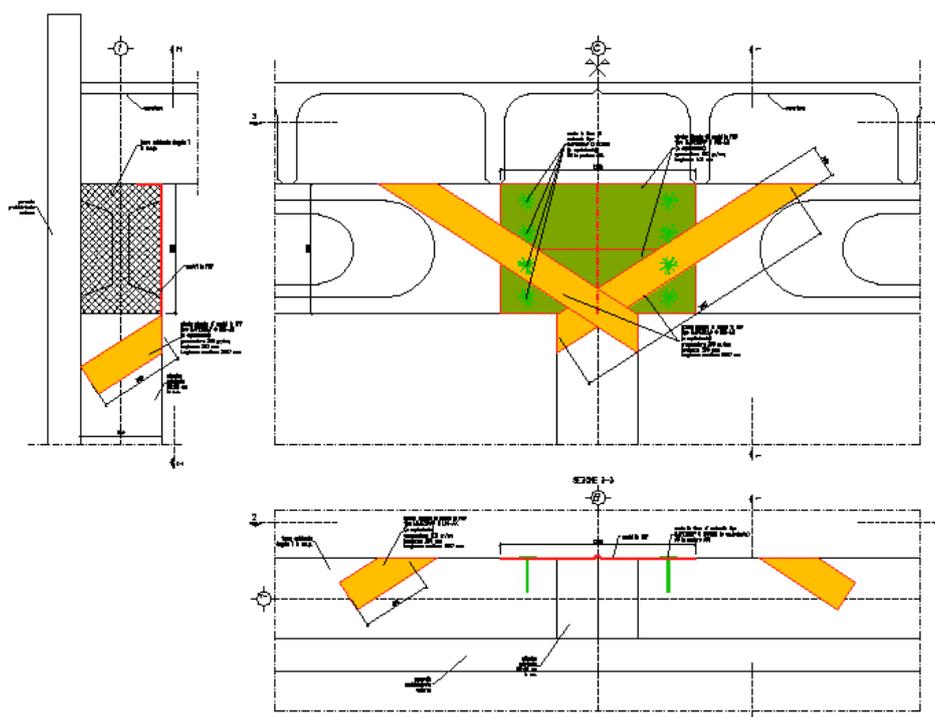
A questa forza viene sottratta la componente di forza di attrito che si oppone allo spostamento delle travi di copertura, calcolata considerando metà massa agente, in quanto è solo una la trave che tende a perdere l'appoggio.

L'azione verticale di sollevamento è data dall'accelerazione verticale che agisce sulla massa della copertura, considerata in combinazione con il sisma orizzontale e quindi al 30%; l'accelerazione verticale è stata precedentemente determinata e vale $a_v = 0.23 \text{ g}$.

$$V_{\text{sismico}} = 0.3 \times m / 2 \times a_v = 0.3 \times 550 \times 68.75 / 2 \times 0.23 \text{ g} = 12798 \text{ N}$$

$$F_a = \mu (P/2 - V_{\text{sismico}}) = 0.5 \times (185470 - 12798) = 172673 \text{ N}$$

Dato che $F_{\max} < F_a$ la trave non perde l'appoggio. Si progettano comunque delle fibre di ancoraggio.



DETT. 8a – Stralcio elaborato grafico

10.3.1 Verifica fibre orizzontali

Si ipotizza una modalità di distacco intermedio, ancorando le estremità delle fibre con fiocchi e nastri in FRP intorno alla trave di copertura. Le fibre usate sono di grammatura 300 gr/mq e si dispongono due strisce da 40 cm, ognuna composta da uno strato.

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax 300gr	C.A.		
t_f	0.166 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	400 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	300 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	400 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4830 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.2	
ϵ_{fu}	0.02	Dimensioni elemento		
$\gamma_{f,d}$	1.5	b_w	800 mm	
γ_{Rd}	1	α	0°	
Num. strisce	2	N_{Sd}	137.25 kN	
b_f	400 mm	$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$	137.25 kN	
b	400 mm			
Num. lati	1			

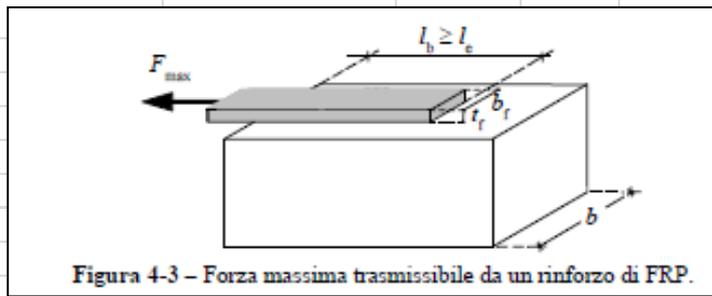
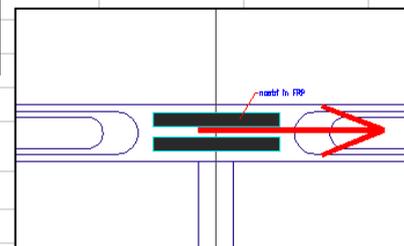
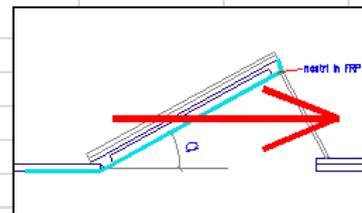


Figura 4-3 - Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.



η_a	0.85	
l_{ed}	74.5 mm	
compositi	impregnati in situ	
k_G	0.037 mm	
k_b	1.00	
$\Gamma_{F,d}$	0.339 N/mm	
distacco	intermedio (m2)	
$f_{fdd,2}$	1062.42 MPa	
f_{fed}	1062.42 MPa	
$\epsilon_{fdd,2}$	0.0046	
ϵ_{fd}	0.0046	

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio

$F_{Rd,f}$	141.1 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	141.1 kN	Verificato
FS	0.973	

10.3.2 Verifica fibre inclinate 33°

Si considera che l'azione sismica venga presa totalmente dalle fibre orizzontali, che devono resistere a $F_h = 137.248$ kN mentre le fibre incrociate sono progettate per resistere all'azione orizzontale decurtata del contributo dell'attrito e ripartita nella direzione della fibra, con inclinazione 33°. Dato che la forza di attrito è superiore alla forza sollecitante, si ipotizza che la trave non perda l'appoggio, ma a favore di sicurezza si predispone uno strato singolo di nastri inclinati di grammatura 300 gr/mq e larghe 20 cm per poter abbracciare travi e pilastro e ancorare ulteriormente le fibre orizzontali.

10.4 Nodo su pilastro continuo – DETTAGLIO 8b

I nodi di copertura con pilastro continuo sono B1, D1.

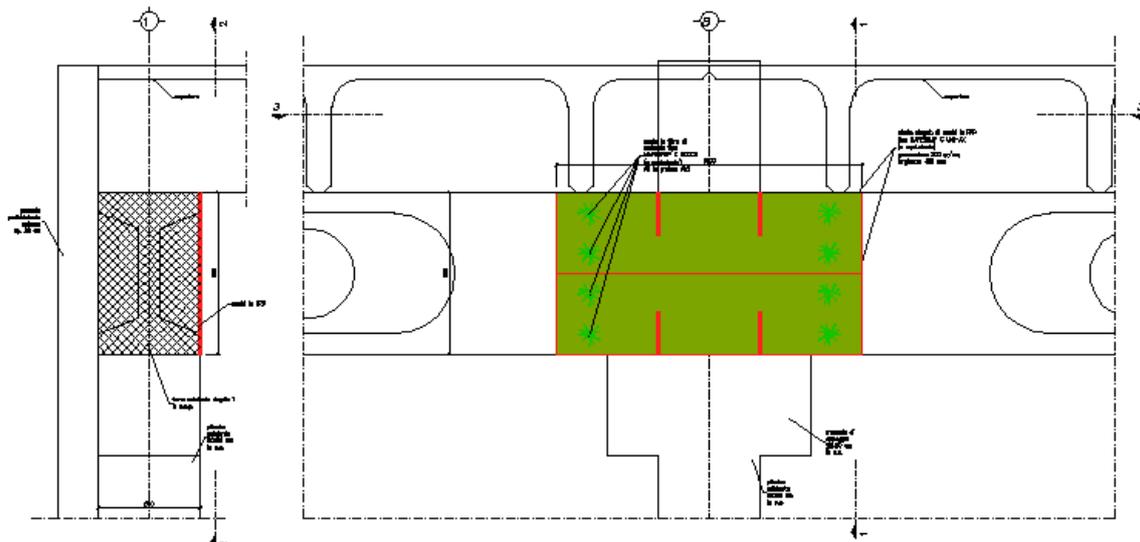
La sollecitazione di trazione orizzontale che deve essere sopportata viene calcolata a seguire.

$$A_{\max} = 10 \times 13.75 / 2 = 68.75 \text{ mq}$$

$$F_{\max} = m \times a = 550 \times 68.75 \times 0.37 \text{ g} = 137248 \text{ N}$$

Sono presenti mensole di appoggio delle travi, e il collegamento tra queste si realizza con strisce orizzontali in fibra di carbonio, di grammatura 300 gr/mq.

Considerando una modalità di distacco di intermedia, si ancorano le estremità con fiocchi in corda di fibra di carbonio. Si ottengono come rinforzi locali due strisce da 40 cm, ciascuna costituita da singolo strato di nastro.



DETT 8b – Stralcio elaborato grafico

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax 300gr	C.A.		
t_f	0.166 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	400 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	300 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	400 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4830 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.2	
ϵ_{fu}	0.02	Dimensioni elemento		
$\gamma_{f,d}$	1.5	b_w	800 mm	
γ_{Rd}	1	α	0°	
Num. strisce	2	N_{Sd}	137.25 kN	
b_f	400 mm	$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$	137.25 kN	
b	400 mm			
Num. lati	1			

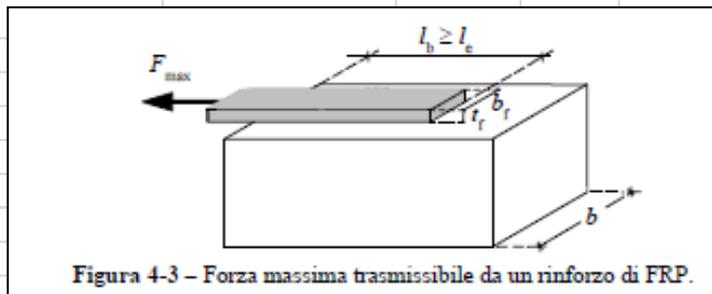
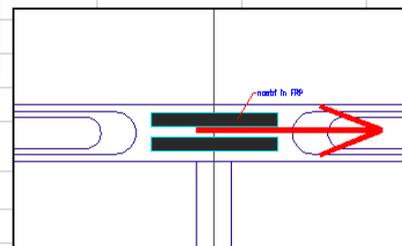
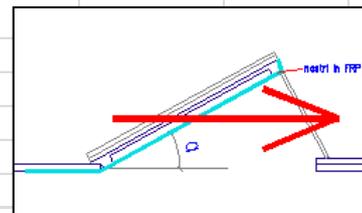


Figura 4-3 - Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.



η_a	0.85	
l_{ed}	74.5 mm	
compositi	impregnati in situ	
k_G	0.037 mm	
k_b	1.00	
$\Gamma_{F,d}$	0.339 N/mm	
distacco	intermedio (m2)	
$f_{fdd,2}$	1062.42 MPa	
f_{fed}	1062.42 MPa	
$\epsilon_{fdd,2}$	0.0046	
ϵ_{fd}	0.0046	

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio

$F_{Rd,f}$	141.1 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	141.1 kN	Verificato
FS	0.973	

10.5 Nodo di bordo tipo 1 – DETTAGLIO 9b

Si rinforza con il dettaglio 9b il nodo esterno del telaio 5 (nodo A5).

Il carico di copertura in combinazione sismica vale $q = 550 \text{ kg/mq}$.

L'accelerazione sismica è quella del plateau, $a = 0.37 \text{ g}$, e si calcola a seguire la sollecitazione sismica orizzontale che i rinforzi devono sopportare.

$$A_{\max} = 10/2 \times 13.75 = 68.75 \text{ mq}$$

$$F_{\max} = m \times a = 550 \times 68.75 \times 0.37 \text{ g} = 137248 \text{ N}$$

A questa forza viene sottratta la componente di forza di attrito che si oppone allo spostamento delle travi di copertura, calcolata considerando l'intera massa della copertura agente sul nodo oggetto di studio.

L'azione verticale di sollevamento è data dall'accelerazione verticale che agisce sulla massa della copertura, considerata in combinazione con il sisma orizzontale e quindi al 30%; l'accelerazione verticale è stata precedentemente determinata e vale $a_v = 0.23 \text{ g}$.

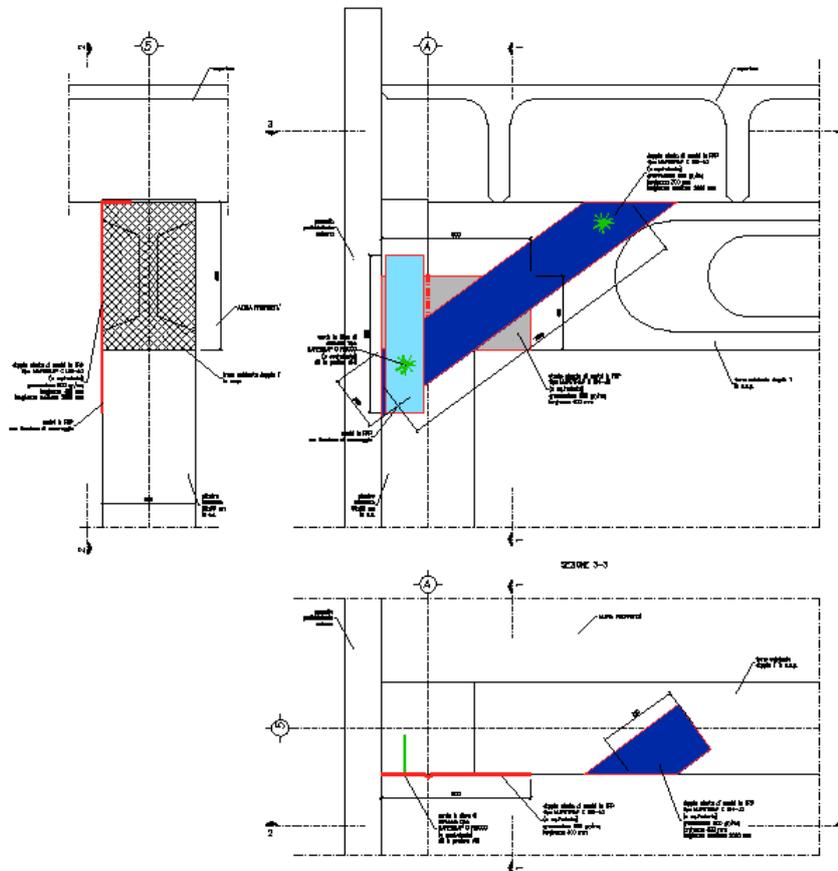
$$V_{\text{sismico}} = 0.3 \times m \times a_v = 0.3 \times 550 \times 68.75 \times 0.23 \text{ g} = 25595 \text{ N}$$

$$F_a = \mu (P/2 - V_{\text{sismico}}) = 0.5 \times (370941 - 25595) = 172673 \text{ N}$$

Avendo considerato l'intera massa agente sul nodo, si ipotizza che una parte della forza di attrito reagisca al sisma in direzione Y, quindi si diminuisce la forza di attrito

$$F_{a_dim} = 100/130 \times F_a = 132958 \text{ N}.$$

Si considera che l'azione sismica, una forza orizzontale pari a $F_h = 137.248 \text{ kN}$, venga presa in parte dalle fibre orizzontali, costituite da uno strato singolo di nastro in FRP, larghe 400 mm e grammatura 600gr/mq, e la restante parte dalle fibre incrociate, progettate per resistere a tale azione e all'azione orizzontale decurtata del contributo dell'attrito $F_i = 137.248 - 132.958 = 4.29 \text{ kN}$, ripartita nella direzione della fibra con inclinazione 36° .



DETT. 9b – Stralcio elaborato grafico

10.5.1 Verifica fibre orizzontali

Si ipotizza una modalità di distacco di estremità, ovvero non è necessario ancorare le fibre. Le fibre usate sono di grammatura 600 gr/mq e si dispone una striscia da 40 cm, ognuna composta da un singolo strato.

Questa fibra resiste $N_{Rfibratoorizz} = 60.8$ kN. La restante parte della sollecitazione deve essere sopportata dalle fibre inclinate che si ancorano al pilastro.

$$F_h - N_{Rfibratoorizz} = 76.45 \text{ kN.}$$

A questo si somma la forza data dall'azione orizzontale decurtata dell'attrito:

$$F_{tot} = 76.45 + 4.29 = 80.74 \text{ kN.}$$

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax 600gr	C.A.		
t_f	0.333 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	400 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	300 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	800 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4830 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.2	
ϵ_{fu}	0.02	Dimensioni elemento		
$\gamma_{f,d}$	1.5	b_w	800 mm	
γ_{Rd}	1	α	0°	
Num. strisce	1	N_{Sd}	137.25 kN	
b_f	400 mm	$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$	137.25 kN	
b	800 mm			
Num. lati	1			

Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.

η_a	0.85		
l_{ed}	105.6 mm		
compositi	impregnati in situ		
k_G	0.037 mm		
k_b	1.00		
Γ_{Fd}	0.339 N/mm		
distacco	estremità (m1)		
$f_{fdd,1}$	456.28 MPa		
f_{fed}	456.28 MPa		
$\epsilon_{fdd,1}$	0.0020		
ϵ_{fd}	0.0020		

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità

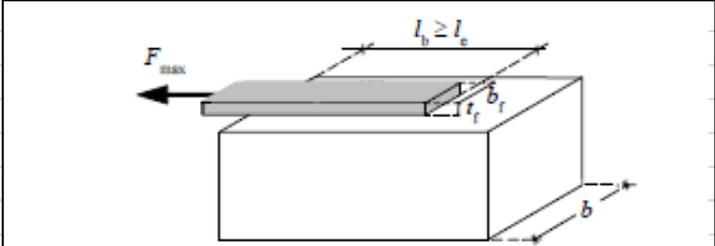
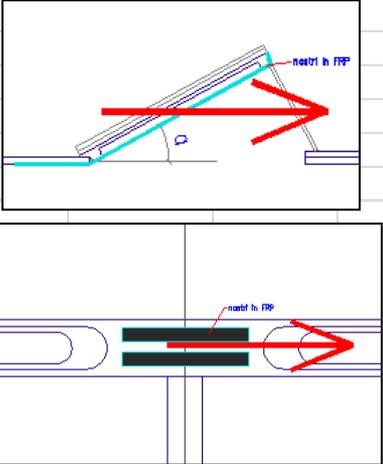
$F_{Rd,f}$	60.8 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
------------	---------	------------------------------------

10.5.2 Verifica fibre inclinate 36°

Si ipotizza una modalità di distacco intermedio, ancorando le estremità con fiocchi in FRP. Le fibre usate sono di grammatura 600 gr/mq e larghe 30 cm per poter abbracciare travi e pilastro.

La sollecitazione che agisce sulla fibra inclinata vale

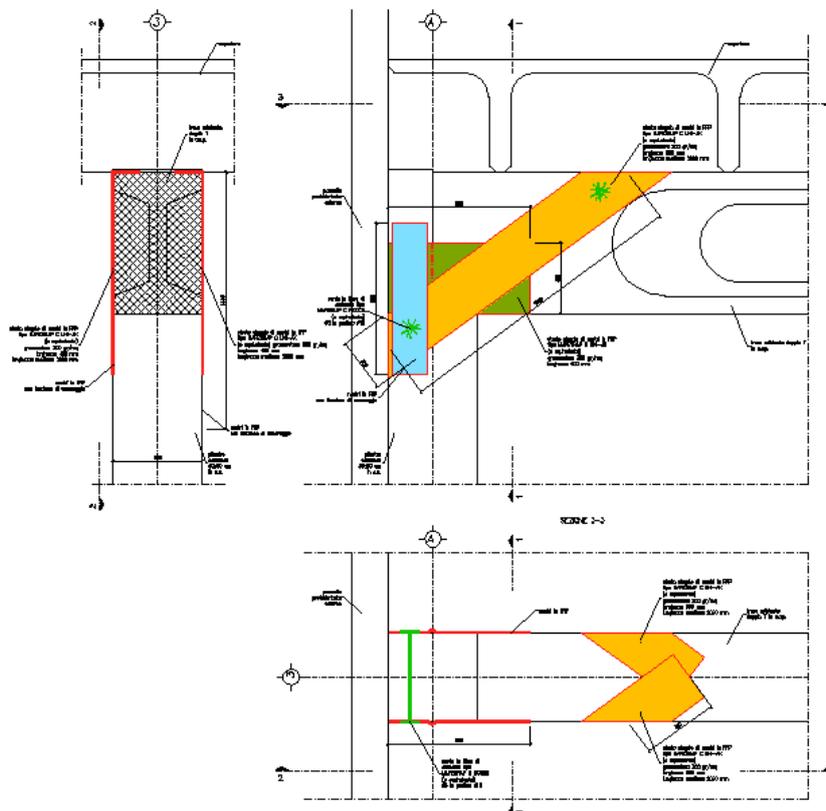
$$N_s = F_{tot}/\cos\alpha = 80.74 / \cos 36 = 99.8 \text{ kN.}$$

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP			
secondo CNR-DT 200 R1/2013			
FRP	Mapewrap C uni-ax 600gr		C.A.
t_f	0.666	mm	R_{ck} 40 MPa
b_f	300	mm	f_{ck} 32 MPa
l_b	300	mm	f_{cm} 40 MPa
p_f	800	mm	f_{ctm} 3.02 MPa
f_{tk}	4830	MPa	γ_c 1.5
E_f	230000	MPa	FC 1.2
ϵ_{fu}	0.02		
$\gamma_{f,d}$	1.5		
γ_{Rd}	1		
Num. strisce	1		
b_f	300	mm	
b	800	mm	
Num. lati	1		
			Dimensioni elemento
			b_w 800 mm
			α 36°
			N_{Sd} 80.74 kN
			$N_{Sd}/\cos(\alpha)/N_{lat}$ 99.80 kN
 <p>Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.</p>			
			
η_a	0.85		
l_{ed}	143.2	mm	
compositi	impregnati in situ		
k_G	0.037	mm	
k_b	1.09		
$\Gamma_{F,d}$	0.369	N/mm	
distacco	intermedio (m2)		
$f_{fdd,2}$	553.03	MPa	
f_{fed}	553.03	MPa	
$\epsilon_{fdd,2}$	0.0024		
ϵ_{fd}	0.0024		
Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio			
$F_{Rd,f}$	110.5	kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	110.5	kN	Verificato
FS	0.903		

10.6 Nodo di bordo tipo 2 – DETTAGLIO 9a

L'unica differenza con il nodo di bordo tipo 1 è che in questo caso è possibile applicare i rinforzi su entrambi i lati del nodo. Si dispongono una coppia di strisce orizzontali larghe 40 cm, di grammatura 300 gr/mq e composte da un solo strato di fibre che resistono ciascuna 42.9 kN, mentre la restante sollecitazione ($F_{max} = F_h - N_{RFRPorizz} = 137.248 - 42.9*2 = 51.448$ kN) viene sopportata dalle fibre inclinate a 36°.

Il nodo così rinforzato è quello esterno del telaio 3: A3.



DETT. 9a – Stralcio elaborato grafico

10.6.1 Verifica fibre orizzontali

Si ipotizza una modalità di distacco di estremità, ovvero non è necessario ancorare le fibre. Le fibre usate sono di grammatura 300 gr/mq e si dispone un nastro da 40 cm per ogni lato del nodo; ogni nastro è composto da un singolo strato di FRP.

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax 300gr	C.A.		
t_f	0.166 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	400 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	300 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	800 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4830 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.2	
ϵ_{fu}	0.02	Dimensioni elemento		
$\gamma_{f,d}$	1.5	b_w	800 mm	
γ_{Rd}	1	α	0°	
Num. strisce	1	N_{Sd}	137.25 kN	
b_f	400 mm	$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$	68.62 kN	
b	800 mm			
Num. lati	2			

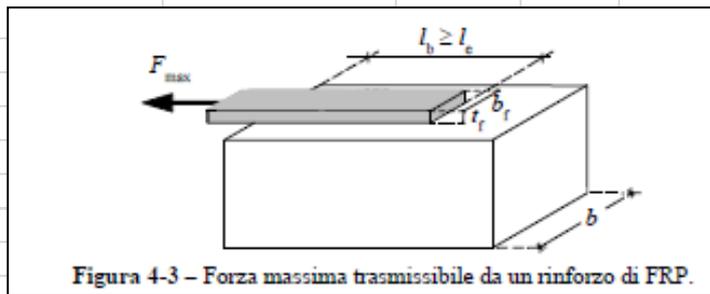
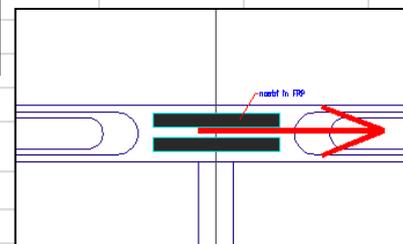
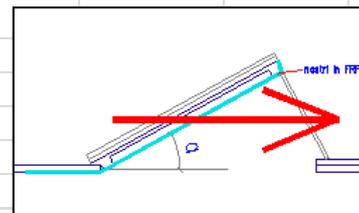


Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.



η_a	0.85
l_{ed}	74.5 mm
compositi	impregnati in situ
k_G	0.037 mm
k_b	1.00
Γ_{Fd}	0.339 N/mm
distacco	estremità (m1)
$f_{fdd,1}$	646.25 MPa
f_{fed}	646.25 MPa
$\epsilon_{fdd,1}$	0.0028
ϵ_{fd}	0.0028

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità

$F_{Rd,f}$	42.9 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
------------	---------	------------------------------------

10.6.2 Verifica fibre inclinate 36°

Si ipotizza una modalità di distacco intermedia, ancorando le fibre con fiocchi in FRP alle estremità. Le fibre usate sono di grammatura 300 gr/mq e larghezza 30 cm per poter abbracciare travi e pilastro.

La sollecitazione che agisce sulla fibra inclinata vale

$$N_s = (F_h - N_{RFRP_{orizz}} + F_i) / \cos\alpha / N_{lati} = 51.448 / \cos 36 / 2 = 34.40 \text{ kN}$$

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax 300gr	C.A.		
t_f	0.166 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	300 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	300 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	800 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4830 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.2	
ϵ_{fu}	0.02	Dimensioni elemento		
$\gamma_{f,d}$	1.5	b_w	800 mm	
γ_{Rd}	1	α	36°	
Num. strisce	1	N_{Sd}	55.66 kN	
b_f	300 mm	$N_{Sd}/\cos(\alpha)/N_{lat}$	34.40 kN	
b	800 mm			
Num. lati	2			

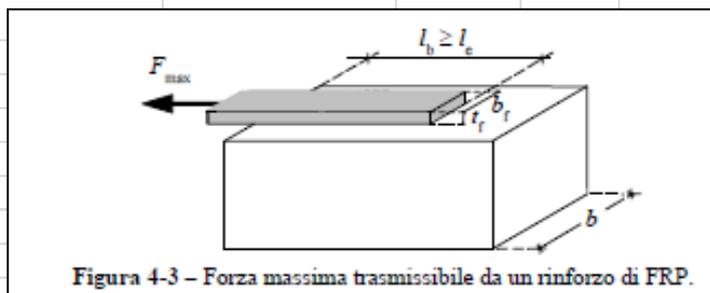
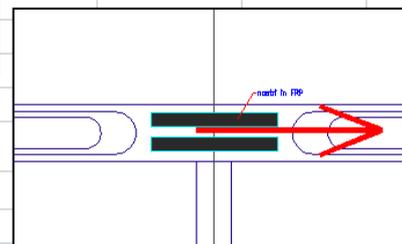
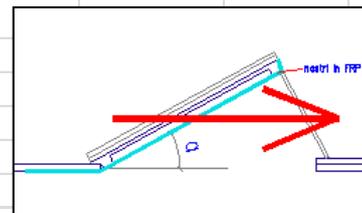


Figura 4-3 - Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.



η_a	0.85	
l_{ed}	71.5 mm	
compositi	impregnati in situ	
k_G	0.037 mm	
k_b	1.09	
$\Gamma_{F,d}$	0.369 N/mm	
distacco	intermedio (m2)	
$f_{fdd,2}$	1107.73 MPa	
f_{fed}	1107.73 MPa	
$\epsilon_{fdd,2}$	0.0048	
ϵ_{fd}	0.0048	

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio

$F_{Rd,f}$	55.2 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	55.2 kN	Verificato
FS	0.624	

10.7 Nodo di bordo tipo 3 – DETTAGLIO 9c

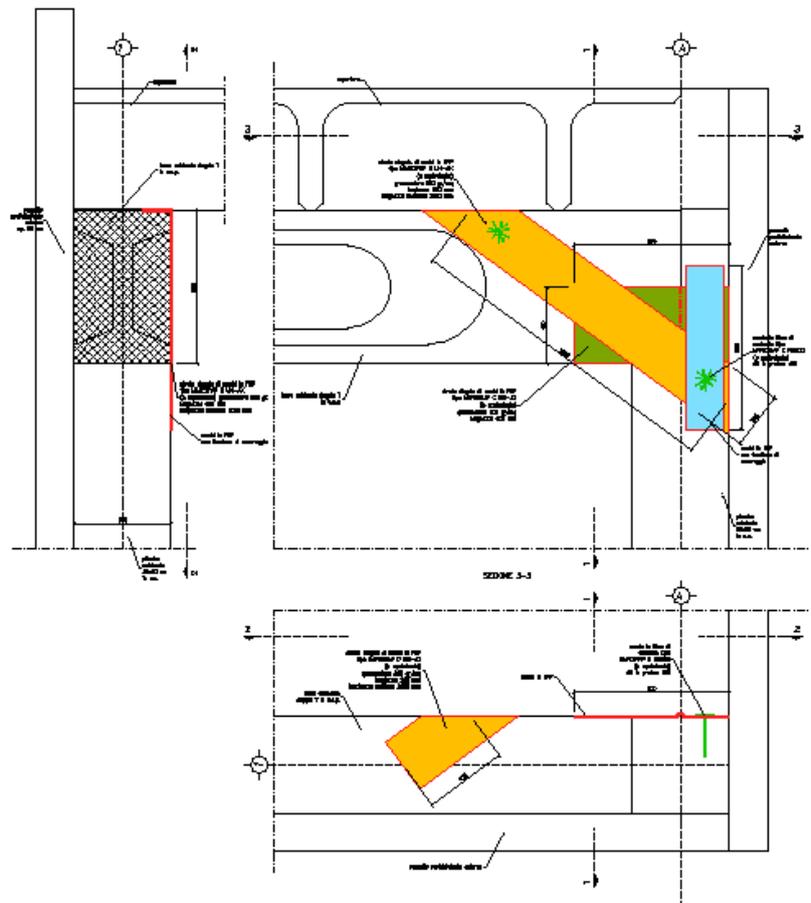
Il nodo di bordo tipo 3 si trova all'angolo della struttura (nodo A1). Essendo la sua area di influenza la metà dell'area di influenza degli altri nodi di bordo, la forza sismica da sopportare è dimezzata.

$$A_{\max} = 10/2 \times 13.75/2 = 34.38 \text{ mq}$$

$$F_{\max} = m \times a = 550 \times 34.38 \times 0.37 \text{ g} = 68634 \text{ N}$$

Si considera lo stesso rinforzo utilizzato per il nodo di bordo tipo 2, ma disponendo le fibre su un solo lato del nodo.

Una parte dell'azione sismica viene sopportata dalle fibre orizzontali, una striscia larga 40 cm di grammatura 300 gr/mq e composta da uno strato singolo di nastro, e la restante parte viene sopportata dalla fibra inclinata, di larghezza 30 cm, anch'essa grammatura 300 gr/mq e ancorata alle estremità tramite fiocchi in FRP.



DETT. 9c – Stralcio elaborato grafico

10.7.1 Verifica fibre orizzontali

Si ipotizza una modalità di distacco di estremità, ovvero non è necessario ancorare le fibre. Le fibre usate sono di grammatura 300 gr/mq e si dispone un nastro da 40 cm per ogni lato del nodo; ogni nastro è composto da un singolo strato di FRP.

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax 300gr	C.A.		
t_f	0.166 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	400 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	300 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	800 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4830 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.2	
ϵ_{fu}	0.02	Dimensioni elemento		
$\gamma_{f,d}$	1.5	b_w	800 mm	
γ_{Rd}	1	α	0°	
Num. strisce	1	N_{Sd}	68.62 kN	
b_f	400 mm	$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$	68.62 kN	
b	800 mm			
Num. lati	1			

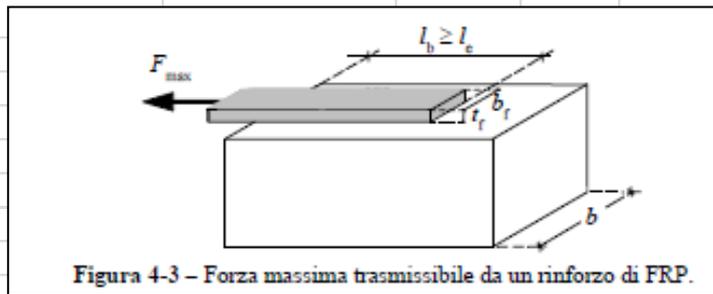
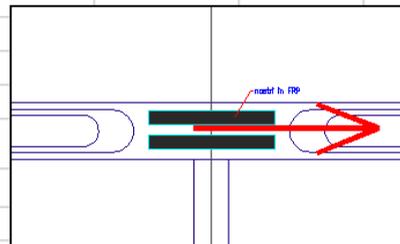
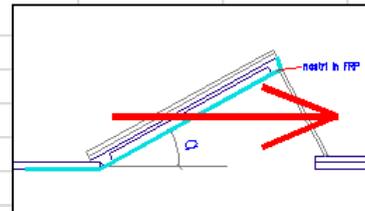


Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.



η_a	0.85
l_{ed}	74.5 mm
compositi	impregnati in situ
k_G	0.037 mm
k_b	1.00
$\Gamma_{F,d}$	0.339 N/mm
distacco	estremità (m1)
$f_{fdd,1}$	646.25 MPa
f_{fed}	646.25 MPa
$\epsilon_{fdd,1}$	0.0028
ϵ_{fd}	0.0028

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità

$F_{Rd,f}$	42.9 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
------------	---------	------------------------------------

10.7.1 Verifica fibre inclinate 36°

Si ipotizza una modalità di distacco intermedia, ancorando le fibre con fiocchi in FRP alle estremità. Le fibre usate sono di grammatura 300 gr/mq e larghezza 30 cm per poter abbracciare travi e pilastro.

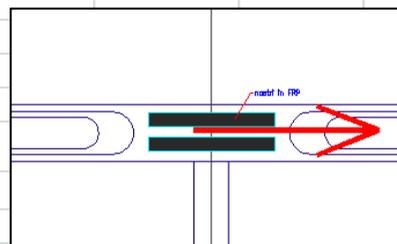
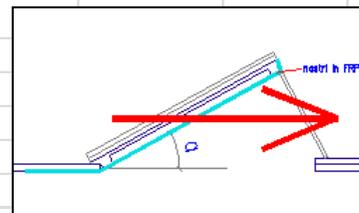
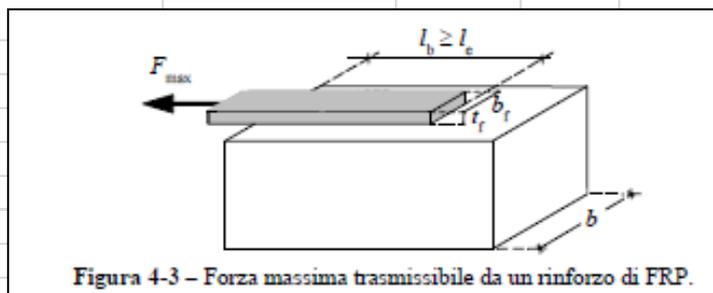
La sollecitazione che agisce sulla fibra inclinata vale

$$N_s = (F_h - N_{RFRP\text{orizz}} + F_i) / \cos\alpha / N_{\text{lati}} = 68.62 - 42.9 / \cos 36 / 1 = 31.79 \text{ kN.}$$

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax 300gr	C.A.		
t_f	0.166 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	300 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	300 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	800 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4830 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.2	
ϵ_{fu}	0.02	Dimensioni elemento		
$\gamma_{f,d}$	1.5	b_w	800 mm	
γ_{Rd}	1	α	36°	
Num. strisce	1	N_{Sd}	25.72 kN	
b_f	300 mm	$N_{Sd}/\cos(\alpha)/N_{lat}$	31.79 kN	
b	800 mm			
Num. lati	1			



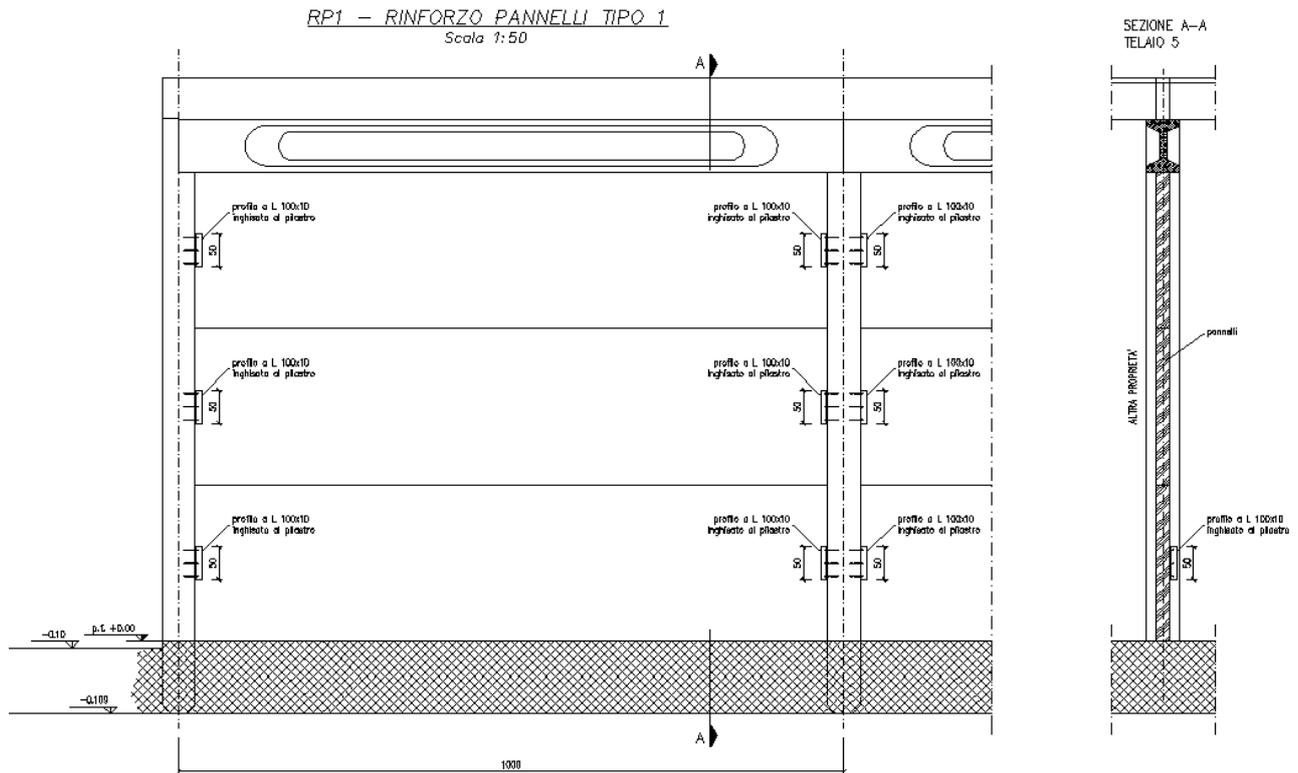
η_a	0.85
l_{ed}	71.5 mm
compositi	impregnati in situ
k_G	0.037 mm
k_b	1.09
Γ_{Fd}	0.369 N/mm
distacco	intermedio (m2)
$f_{fdd,2}$	1107.73 MPa
f_{fed}	1107.73 MPa
$\epsilon_{fdd,2}$	0.0048
ϵ_{fd}	0.0048

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio

$F_{Rd,f}$	55.2 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	55.2 kN	Verificato
FS	0.576	

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



DETT. RP1 – Stralcio elaborato grafico

Come accelerazione di calcolo si adotta l'accelerazione di plateau dello spettro di progetto corrispondente al sito in esame, con fattore di struttura pari a 2.

Si dispongono 2 profili L100x10 in acciaio S275 per ogni pannello, di lunghezza 500 mm, tassellati ciascuno con 3 tasselli chimici tipo HILTI HIT-HY 200-A con barre filettate HIT-V M12, per una profondità di posa di 120 mm.

I pannelli hanno un peso pari a 380 kg/mq e sono realizzati in $R_{ck} = 40$ MPa (da relazione di calcolo del progetto originale).

FORZANTE SISMICA

Peso del singolo pannello $m = 380 \cdot (7.10/3) \cdot 9.50 = 8543.66$ kg

$a = 0.37g$

$F_s = m \cdot a = 8543.66 \cdot 0.37 \cdot 9.81 = 31011$ N

Il carico su ciascun ritegno vale:

$V_{Sd} = 31011/2 = 15505$ N

11.1 Verifica profilo a L

Di seguito si verifica l'ala del profilo L100x10 che lavora a flessione, per il ritegno del pannello, considerando la forza sismica applicata all'estremità dell'ala:

$$M_{Sd} = V_{Sd} \cdot l = 15505 \cdot 100 = 1550500 \text{ Nmm}$$

La sezione resistente è pari a 500x10 mmq.

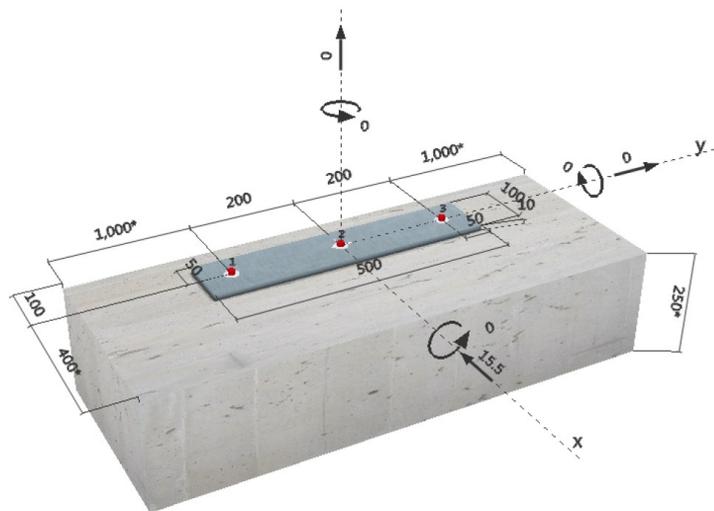
$$M_{Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} = 500 \cdot 10^2 / 4 \cdot 275 / 1.05 = 3273809 \text{ Nmm}$$

$$FS = 0.47$$

11.2 Verifica collegamento tassellato

Ogni profilo L100x10 è tassellato al pilastro esistente con 3 tasselli chimici tipo HILTI HIT-HY 200-A con barre filettate HIT-V M12, per una profondità di posa di 120 mm.

Per considerare la possibile interferenza tra i tasselli posti su lati opposti del pilastro (B = 500 mm), si considera lo spessore del supporto dimezzato (b = 250 mm), a favore di sicurezza:



	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	5.167	16.800	31	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	15.500	74.717	21	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-**	5.167	7.910	66	OK

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

Il collegamento tassellato ha un fattore di utilizzo del 66%. Risulta quindi verificato.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEL PROFILO L100X10

$V_{Sd} = 15505 \text{ N}$

Piatto			Resistenze		
Classe	275	N/mm ²	$F_{v,Rd}$	94	kN
t	10	mm	$F_{b,Rd,in}$	79	kN
t _p	0	mm	$F_{b,Rd,end}$	127	kN
f _u	410	N/mm ²	$F_{b,Rd,edge}$	127	kN
e ₁	50	mm	$F_{b,Rd,single}$	98	kN
p ₁	47	mm	$F_{t,Rd}$	141	kN
e ₂	50	mm	$B_{p,Rd}$	185	kN
p ₂	100	mm			
η _{p1}	2				
γ _{M2}	1.25				

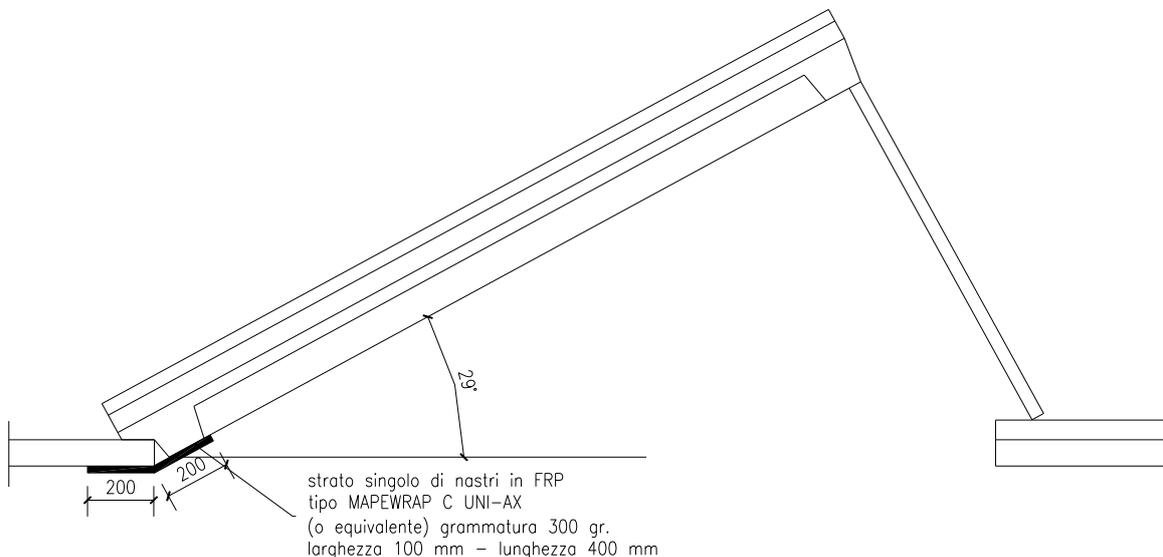
$F_{b,Rd,end} = 79 \text{ kN}$

$FS = 15.505/79 = 0.20$

12 RINFORZO PANNELLI SHED - DETTAGLIO 12

Al fine di evitare la perdita di appoggio degli elementi shed sostenuti dai tegoli di copertura, si predispongono dei nastri in fibra di carbonio che collegano le due nervature dell'elemento shed all'intradosso dei tegoli.

Le fibre di carbonio vengono progettate, inoltre, per resistere alla forza sismica trasversale che potrebbe innescare una traslazione nel piano ortogonale alle nervature; in questo modo si utilizzano le fibre per evitare la perdita di appoggio anche come controvento nel piano degli shed.



DETT. 12 – Stralcio elaborato grafico

12.1 Analisi dei carichi

Lana di vetro (sp. 6 cm)	40	kg/mq
Lastre ondulate di copertura in fibrocemento senza amianto (sp. 4 cm)	15	kg/mq
PP pannello	980	kg

12.2 Azione sismica

L'accelerazione sismica che agisce sulla struttura dipende dal periodo proprio di vibrazione della struttura stessa e dall'altezza a cui è applicata la massa sismica. L'accelerazione di progetto adottata è quella di plateau ($T = 0.38$ s):

$$a = 0.37g$$

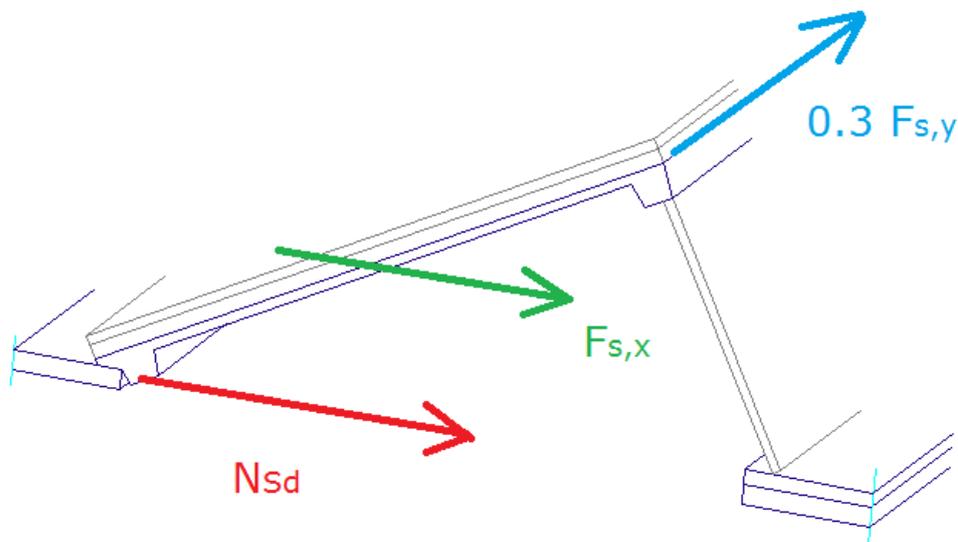
Il pannello ha dimensioni 2.50x2.50 mq:

$$m = 980 + 2.5 \times 2.5 \times (40 + 15) = 1324 \text{ kg}$$

$$F_s = m_{\text{pann}} \times a = 1324 \times 0.37 \times 9.81 = 4805.7 \text{ N}$$

12.3 Rinforzo pannello: perdita di appoggio

Per scongiurare la perdita di appoggio dell'elemento shed si considera la trazione sul singolo FRP dovuto alla forza sismica del piano delle nervature e si incrementa tale trazione considerando anche il 30% dell'azione sismica trasversale che produce un momento sui nastri.



Forze agenti sull'elementi shed

$F_{s,x} = 4805.7 \text{ N}$ - Forza orizzontale in direzione X

$F_{s,y} = 0.30 \times 4805.7 = 1441.70 \text{ N}$ - Forza orizzontale in direzione Y

Il braccio della forza è pari a 2.50 m (lunghezza del pannello), mentre la distanza tra le nervature rinforzate è pari a 1.25 m:

$$M_{s,y} = F_{s,y} \cdot L = 1441.70 \times 2.50 = 3604.25 \text{ Nm}$$

$$f_{s,y} = M_{s,y} / b = 3604.25 / 1.25 = 2883.4 \text{ N}$$

La trazione totale sul FRP più sollecitato vale:

$$N_{s,d} = F_{s,x} / 2 + f_{s,y} = 4805.7 / 2 + 2883.4 = 7689.10 \text{ N}$$

Si dispongono fibre a strato singolo con grammatura 300 g/mq (spessore 0.166 mm) con larghezza 100 mm, sulle due nervature dei pannelli di copertura.

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP *Mapewrap C uni-ax*

t_f	0.166	mm
b_f	100	mm
l_b	200	mm
p_f	1250	mm
f_{tk}	4850	MPa
E_f	230000	MPa
ϵ_{fu}	0.02	
$\gamma_{f,d}$	1.5	
γ_{Rd}	1	

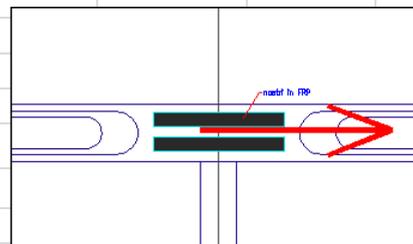
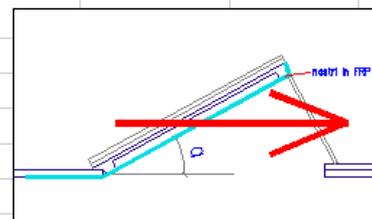
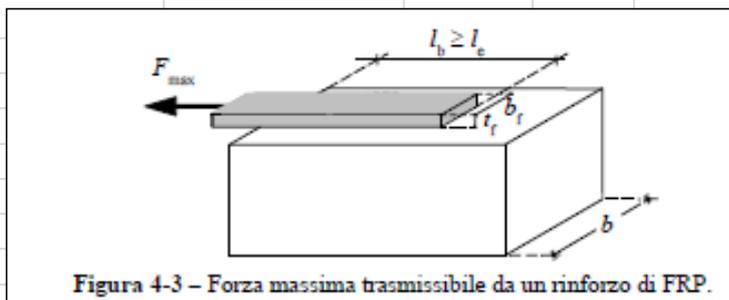
C.A.

R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	32	MPa
f_{cm}	40	MPa
f_{ctm}	3.02	MPa
γ_c	1.5	
FC	1.35	

Dimensioni elemento

b_w	1250	mm
α	0	°
N_{Sd}	7.68	kN
$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$	7.68	kN

Num. strisce	1	
b_f	100	mm
b	1250	mm
Num. lati	1	



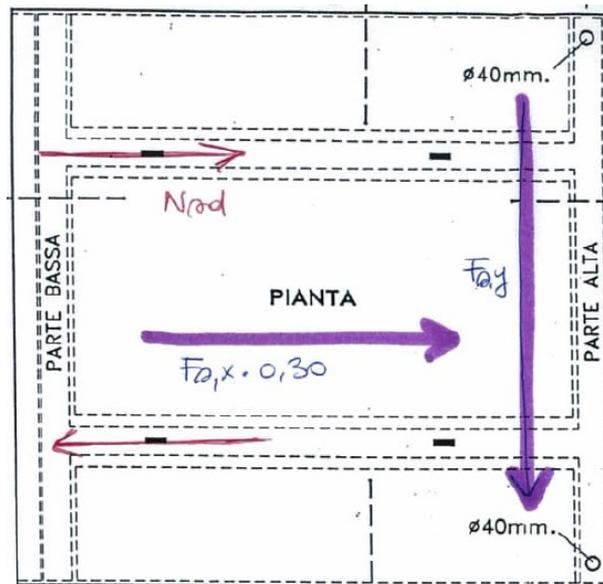
η_a	0.85	
l_{ed}	72.8	mm
compositi	mpregnati in situ	
k_G	0.037	mm
k_b	1.18	
Γ_{Fd}	0.356	N/mm
distacco	estremità (m1)	
$f_{fdd,1}$	661.85	MPa
f_{fed}	661.85	MPa
$\epsilon_{fdd,1}$	0.0029	
ϵ_{fd}	0.0029	

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità

$F_{Rd,f}$	11.0	kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	11.0	kN	Verificato
FS	0.699		

12.4 Rinforzo pannello: controventamento

Per creare un sistema controventante degli elementi shed si verificano gli stessi nastri di FRP utilizzati per scongiurare la perdita di appoggio considerando l'azione sismica trasversale che produce un momento sui nastri e incrementando la trazione sul singolo FRP dovuto alla forza sismica del piano delle nervature al 30%.



Forze agenti sull'elemento shed

$$F_{s,y} = 4805.7 \text{ N}$$

$$F_{s,x} = 0.30 \cdot 4805.7 = 1441.70 \text{ N}$$

Il braccio della forza è pari a 2.50 m (lunghezza del pannello), mentre la distanza tra le nervature rinforzate è pari a 1.25 m:

$$M_{s,y} = F_{s,y} \cdot L = 4805.7 \cdot 2.50 = 12014.25 \text{ Nm}$$

$$f_{s,y} = M_{s,y} / b = 12014.25 / 1.25 = 9611.4 \text{ N}$$

La trazione totale sul FRP più sollecitato vale:

$$N_{Sd} = F_{s,x} / 2 + f_{s,y} = 1441.70 / 2 + 9611.4 = 10332.25 \text{ N}$$

Si dispongono fibre a strato singolo con grammatura 300 g/mq (spessore 0.166 mm) con larghezza 100 mm, sulle due nervature dei pannelli di copertura.

Rinforzo a trazione elementi c.a. con FRP

secondo CNR-DT 200 R1/2013

FRP	Mapewrap C uni-ax	C.A.		
t_f	0.166 mm	R_{ck}	40 MPa	
b_f	100 mm	f_{ck}	32 MPa	
l_b	200 mm	f_{cm}	40 MPa	
p_f	1250 mm	f_{ctm}	3.02 MPa	
f_{tk}	4850 MPa	γ_c	1.5	
E_f	230000 MPa	FC	1.35	
ϵ_{fu}	0.02			
$\gamma_{f,d}$	1.5			
γ_{Rd}	1			
		Dimensioni elemento		
Num. strisce	1	b_w	1250 mm	
b_f	100 mm	α	0°	
b	1250 mm	N_{Sd}	10.33 kN	
Num. lati	1	$N_{Sd} \cos(\alpha) / N_{lati}$	10.33 kN	

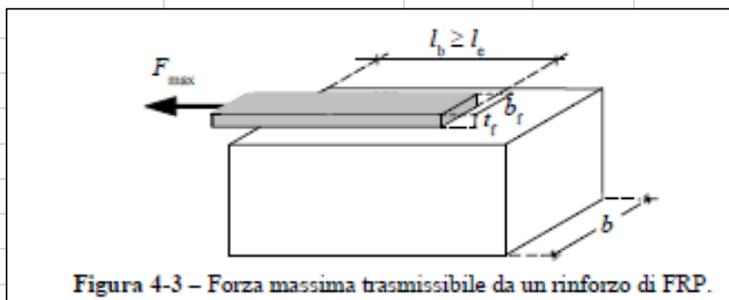
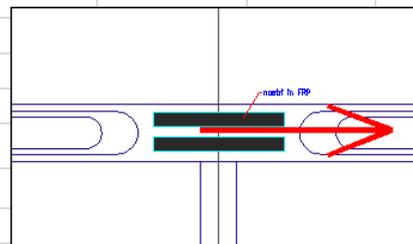
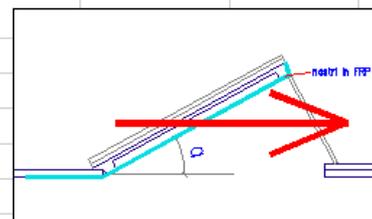


Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.



η_a	0.85	
l_{ed}	72.8 mm	
compositi	mpregnati in situ	
k_G	0.037 mm	
k_b	1.18	
Γ_{Fd}	0.356 N/mm	
distacco	estremità (m1)	
$f_{fdd,1}$	661.85 MPa	
f_{fed}	661.85 MPa	
$\epsilon_{fdd,1}$	0.0029	
ϵ_{fd}	0.0029	

Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità

$F_{Rd,f}$	11.0 kN	Resistenza a trazione del rinforzo
N_{Rd}	11.0 kN	Verificato
FS	0.940	

13 ANCORAGGIO TEGOLI DI COPERTURA DI BORDO

Al fine di evitare la perdita di appoggio dei tegoli di copertura sulle travi di bordo, si valuta la forza sismica e l'attrito agenti sull'appoggio, al fine di progettare eventuali collegamenti per scongiurare la perdita di appoggio.

13.1 Analisi dei carichi

PP tegolo	370	kg/mq
soffittatura	160	kg/mq
impermeabilizzazione	20	kg/mq

13.2 Azione sismica

L'accelerazione sismica che agisce sulla struttura dipende dal periodo proprio di vibrazione della struttura stessa e dall'altezza a cui è applicata la massa sismica. L'accelerazione di progetto adottata è quella di plateau:

$$a = 0.37g$$

Il tegolo ha larghezza di 2.54 m e lunghezza di 13.75 m (come da progetto originale).

L'area di influenza del tegolo è pari a:

$$A = 13.75/2 * 2.54 = 17.46 \text{ mq}$$

$$m = (370+160+20) * 17.46 = 9603 \text{ kg}$$

$$F_s = m \times a = 9603 * 0.37 * 9.81 = 34856 \text{ N}$$

La forza di attrito si calcola al netto della forza verticale dovuta all'eventuale sisma verticale combinato al 30%:

$$F_v = m \times a_v = 9603 * 0.23 * 9.81 * 0.3 = 6500 \text{ N}$$

$$F_a = (m - F_v) * \mu = (9603 - 6500) * 0.5 = 44765 \text{ N}$$

$$F_a = 44765 \text{ N} > F_s = 34856 \text{ N}$$

Considerando che la forza di attrito è maggiore della forza sismica che indurrebbe la perdita di appoggio e considerando che i tegoli di copertura sulle travi di bordo appoggiano per 50 cm, si opta per non predisporre nessun collegamento tra tegoli e travi di bordo.

14 ANCORAGGIO TEGOLI DI COPERTURA DI SPINA - DETTAGLIO 11

Al fine di evitare la perdita di appoggio dei tegoli di copertura appoggiati alle travi di spina, si valuta la forza sismica e l'attrito agenti sull'appoggio, al fine di progettare eventuali collegamenti per scongiurare la perdita di appoggio.

14.1 Analisi dei carichi

PP tegolo	370	kg/mq
soffittatura	160	kg/mq
impermeabilizzazione	20	kg/mq

14.2 Azione sismica

L'accelerazione sismica che agisce sulla struttura dipende dal periodo proprio di vibrazione della struttura stessa e dall'altezza a cui è applicata la massa sismica. L'accelerazione di progetto adottata è quella di plateau ($T_1 = 0.38$ s):

$$a = 0.37g$$

Il tegolo ha larghezza di 2.54 m e lunghezza di 13.75 m (come da progetto originale).

L'area di influenza del tegolo è pari a:

$$A = 13.75/2 * 2.54 = 17.46 \text{ mq}$$

$$m = (370+160+20) * 17.46 = 9603 \text{ kg}$$

$$F_s = m * a = 9603 * 0.37 * 9.81 = 34856 \text{ N}$$

La forza di attrito si calcolata al netto della forza verticale dovuta all'eventuale sisma verticale combinato al 30%:

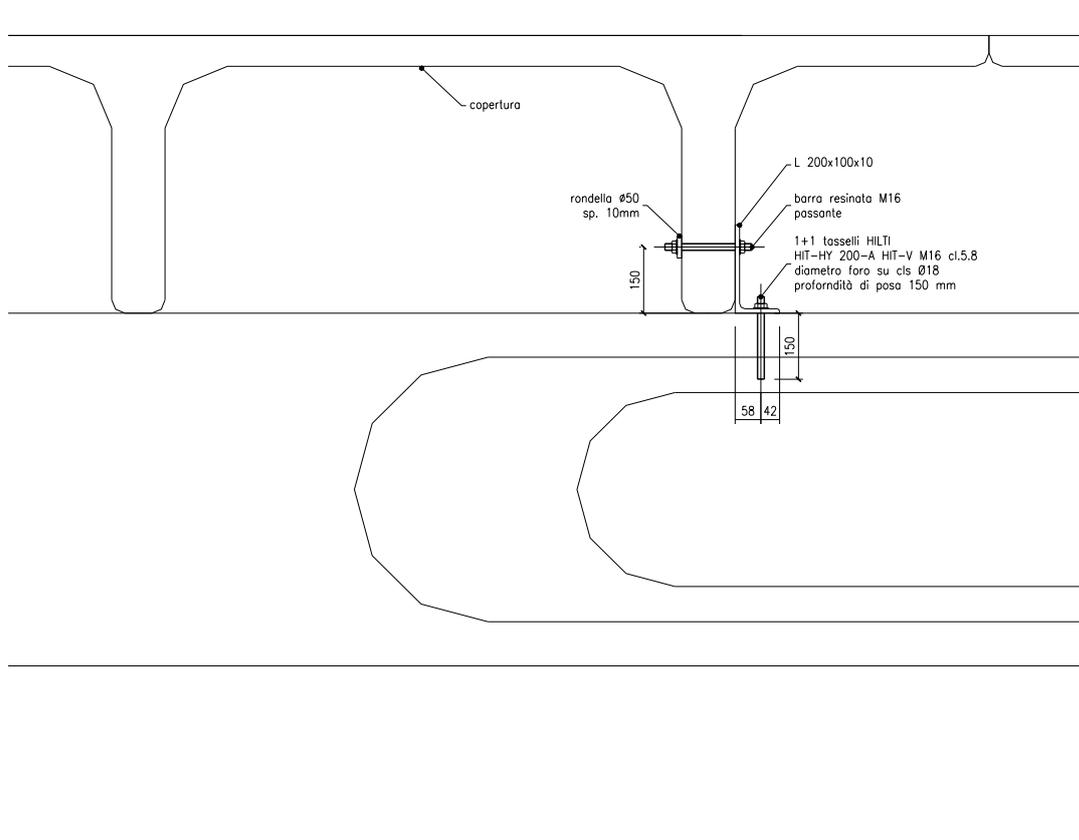
$$F_v = m * a_v = 9603 * 0.23 * 9.81 * 0.3 = 6500 \text{ N}$$

$$F_a = (m - F_v) * \mu = (9603 - 6500) * 0.5 = 44765 \text{ N}$$

$$F_a = 44765 \text{ N} > F_s = 34856 \text{ N}$$

La forza di attrito è maggiore della forza sismica che indurrebbe la perdita di appoggio, ma poiché sulle travi di spina, per la presenza della tamponatura centrale, i tegoli appoggiano solo per 15 cm, si opta per il calcolo e la predisposizione di collegamenti tra tegoli e travi di spina.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna
LOTTO 1
Relazione Tecnica**



DETT. 11 - Stralcio elaborato grafico

14.3 Verifica collegamento tegolo-trave di spina

Per ogni tegolo, su una sola nervatura, si predispone in profilo a L200x100x10 tassellato alla nervatura del tegolo e all'intradosso della trave di spina.

La dimensione del profilo a L e la posizione dei tasselli è fortemente influenzata dalla posizione delle armature negli elementi esistenti.

VERIFICA TASSELLO SU TRAVE

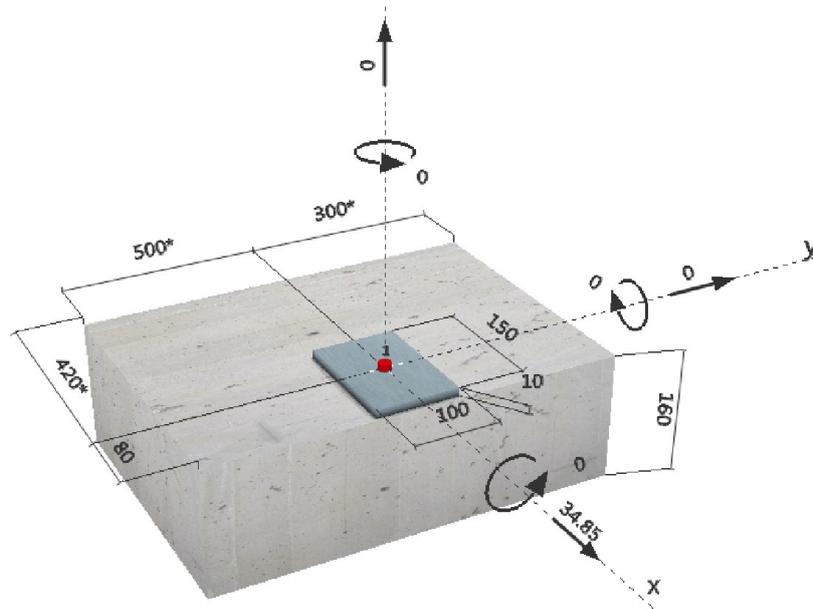
La forza sismica che agisce sul tassello, considerando la presenza di 1 ritegno per tegolo, è pari a:

$$V_{Sd} = F_s = 34856 \text{ N}$$

Si adotta un tassello tipo HILTI HIT-HY 200-A con barra HIT-V M16, classe 5.8 con profondità di posa 120 mm.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	34.850	31.200	112	non ammissibile
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	34.850	38.723	90	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x***	34.850	11.393	306	non ammissibile

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

La resistenza dell'ancorante a taglio è fortemente influenzata dalla vicinanza del bordo della trave, infatti l'ancoraggio lavora al 306% per rottura del bordo del calcestruzzo, senza considerare l'effetto coadiuvante della forza di attrito.

L'ancoraggio sulla trave non resiste quindi al 100% dell'azione sismica, ma al 33% di essa.

VERIFICA TASSELLO SU NERVATURA TEGOLO

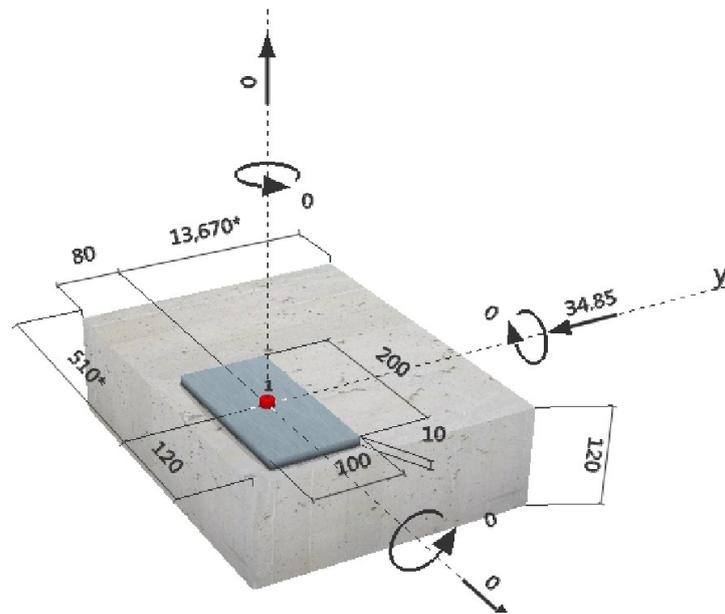
La forza sismica che agisce sul tassello, considerando la presenza di 1 ritegno per tegolo, è pari a:

$$V_{Sd} = F_s/2 = 34856/2 = 17.42 \text{ kN}$$

Si adotta un tassello tipo HILTI HIT-HY 200-A con barra HIT-V M16, classe 5.8.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	34.850	31.200	112	non ammissibile
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	34.850	32.170	109	non ammissibile
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-**	34.850	10.395	336	non ammissibile

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

La resistenza dell'ancorante a taglio è fortemente influenzata dalla vicinanza del bordo della nervatura, infatti l'ancoraggio lavora al 336% per rottura del bordo del calcestruzzo, senza considerare l'effetto coadiuvante della forza di attrito.

L'ancoraggio sulla trave non resiste quindi al 100% dell'azione sismica, ma al 30% di essa.

Il collegamento tassellato resiste quindi complessivamente al 30% dell'azione sismica di progetto, non considerando l'azione benefica dell'attrito.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEL PROFILO L200X100X10

La forza sismica che agisce sul PROFILO, considerando la presenza di 1 ritegno per tegolo, è pari a:

$$V_{Sd} = F_s = 34856 = 34.85 \text{ kN}$$

Piatto	
Classe	275 N/mm ²
t	10 mm
t _p	0 mm
f _u	410 N/mm ²
e ₁	70 mm
p ₁	47 mm
e ₂	45 mm
p ₂	52 mm
n _{p1}	1
γ _{M2}	1.25

Resistenze		
F _{v,Rd}	60	kN
F _{b,Rd,in}	88	kN
F _{b,Rd,end}	131	kN
F _{b,Rd,edge}	131	kN
F _{b,Rd,single}	79	kN
F _{t,Rd}	90	kN
B _{p,Rd}	148	kN

$$F_{b,Rd,end} = 131 \text{ kN}$$

$$FS = 34.85/131 = 0.16$$

15 ANCORAGGIO TEGOLI DEI SOPPALCHI - DETTAGLIO 10

Al fine di evitare la perdita di appoggio dei tegoli dei soppalchi sulle travi di spina, si valuta la forza sismica e l'attrito agenti sull'appoggio, al fine di progettare eventuali collegamenti per scongiurare tale tipologia di collasso.

15.1 Analisi dei carichi

PP tegolo	290	kg/mq
soletta collaborante (sp. 5 cm)	125	kg/mq
permanenti portati	200	kg/mq
variabili ($\psi_2 = 0.3$)	$200 \cdot 0.3 =$	60 kg/mq

15.2 Azione sismica

L'accelerazione sismica che agisce sulla struttura dipende dal periodo proprio di vibrazione della struttura stessa e dall'altezza a cui è applicata la massa sismica. L'accelerazione di progetto adottata è quella di plateau ($T_1 = 0.38$ s):

$$a = 0.37g$$

Il tegolo ha larghezza di 2.54 m e lunghezza di 6.375 m (come da progetto originale).

L'area di influenza del tegolo è pari a:

$$A = 6.375/2 \cdot 2.54 = 8.10 \text{ mq}$$

$$m = (290 + 125 + 200 + 60) \cdot 8.10 = 5467.5 \text{ kg}$$

$$F_s = m \cdot a = 5467.5 \cdot 0.37 \cdot 9.81 = 19845 \text{ N}$$

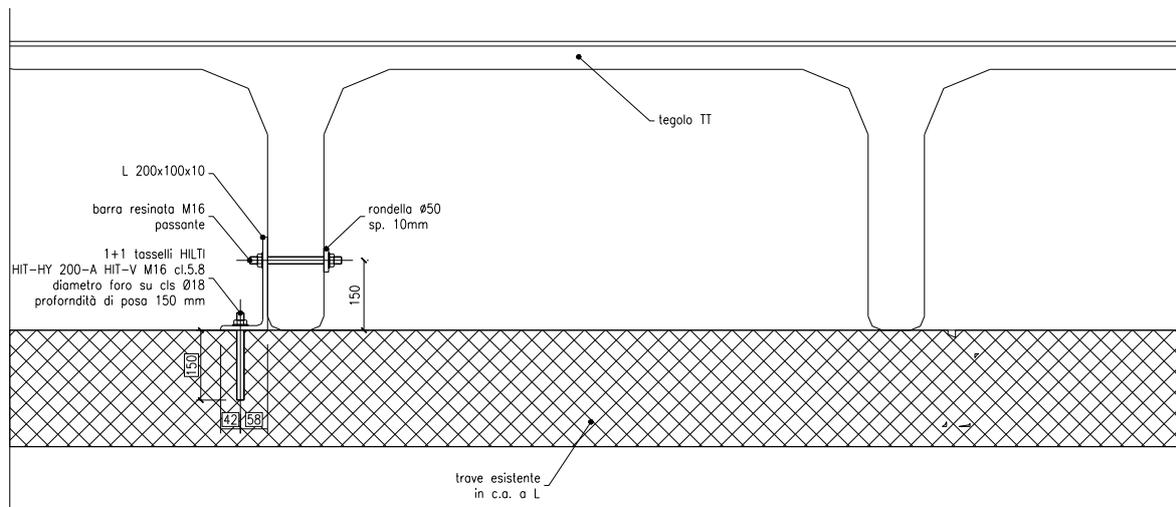
La forza di attrito si calcolata al netto della forza verticale dovuta all'eventuale sisma verticale combinato al 30%:

$$F_v = m \cdot a_v = 5467.5 \cdot 0.23 \cdot 9.81 \cdot 0.3 = 3700.90 \text{ N}$$

$$F_a = (m - F_v) \cdot \mu = (5467.5 - 3700.90) \cdot 0.5 = 25487.05 \text{ N}$$

$$F_a = 25487.05 \text{ N} > F_s = 19845 \text{ N}$$

La forza di attrito è maggiore della forza sismica che indurrebbe la perdita di appoggio, ma poiché sulle travi i tegoli appoggiano solo per 20 cm, si opta per il calcolo e la predisposizione di collegamenti tra tegoli e travi.



DETT. 10 – Stralcio elaborato grafico

15.3 Verifica collegamento tegolo-trave

Per ogni tegolo, su una nervatura, si predispone in profilo a L200x100x10 tassellato alla nervatura del tegolo e all'intradosso della trave.

La dimensione del profilo a L e la posizione dei tasselli è fortemente influenzata dalla posizione delle armature negli elementi esistenti.

VERIFICA TASSELLO SU TRAVE

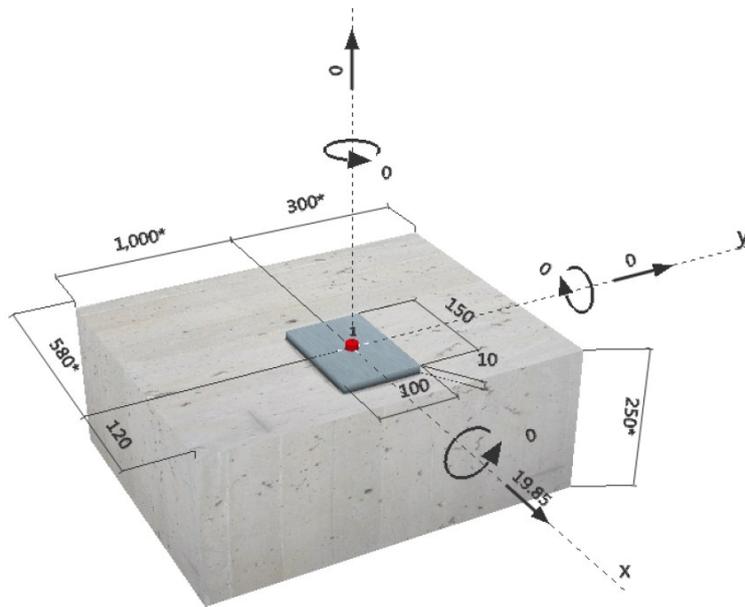
La forza sismica che agisce sul tassello, considerando la presenza di 1 ritegno per tegolo, è pari a:

$$V_{Sd} = F_s = 19845 = 19.85 \text{ kN}$$

Si adotta un tassello tipo HILTI HIT-HY 200-A con barra HIT-V M16, classe 5.8 con profondità di posa 150 mm.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	19.850	31.200	64	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	19.850	53.027	38	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	19.850	20.076	99	OK

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

La resistenza dell'ancorante a taglio è fortemente influenzata dalla vicinanza del bordo della trave; l'ancoraggio lavora con una percentuale di utilizzo del 99%, senza considerare l'effetto coadiuvante della forza di attrito.

L'ancoraggio sulla trave resiste quindi al 100% dell'azione sismica.

VERIFICA TASSELLO SU NERVATURA TEGOLO

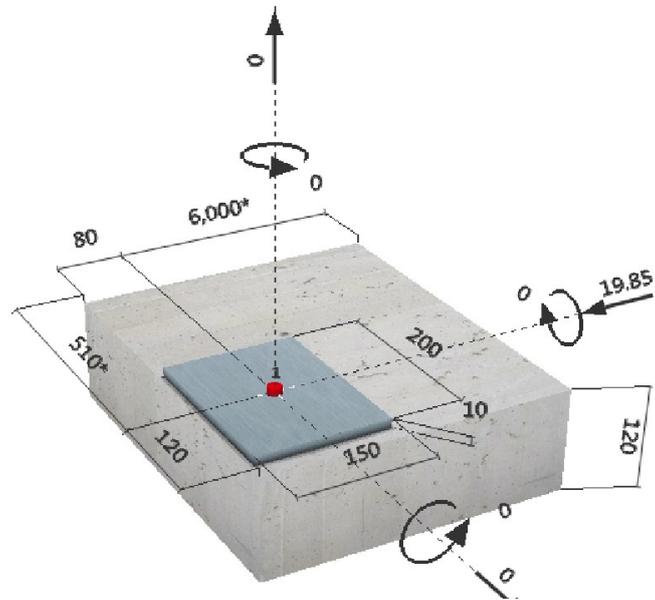
La forza sismica che agisce sul tassello, considerando la presenza di 1 ritegno per tegolo, è pari a:

$$V_{Sd} = F_s/2 = 19845 = 19.85 \text{ kN}$$

Si adotta un tassello tipo HILTI HIT-HY 200-A con barra HIT-V M16, classe 5.8.

**Progettazione dei rinforzi locali contro i meccanismi di collasso cinematico
della Sede Operativa del COC sita in via dei Bersaglieri 28, Sala Bolognese – Bologna**

**LOTTO 1
Relazione Tecnica**



	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	19.850	31.200	64	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	19.850	32.004	63	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-**	19.850	10.503	189	non ammissibile

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

La resistenza dell'ancorante a taglio è fortemente influenzata dalla vicinanza del bordo della nervatura, infatti l'ancoraggio lavora al 189% per rottura del bordo del calcestruzzo, senza considerare l'effetto coadiuvante della forza di attrito.

L'ancoraggio sulla trave non resiste quindi al 100% dell'azione sismica, ma al 53% di essa.

Il collegamento tassellato resiste quindi complessivamente al 53% dell'azione sismica di progetto, non considerando l'azione benefica dell'attrito.

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DEL PROFILO L200X100X10

La forza sismica che agisce sul PROFILO, considerando la presenza di 1 ritegno per tegolo, è pari a:

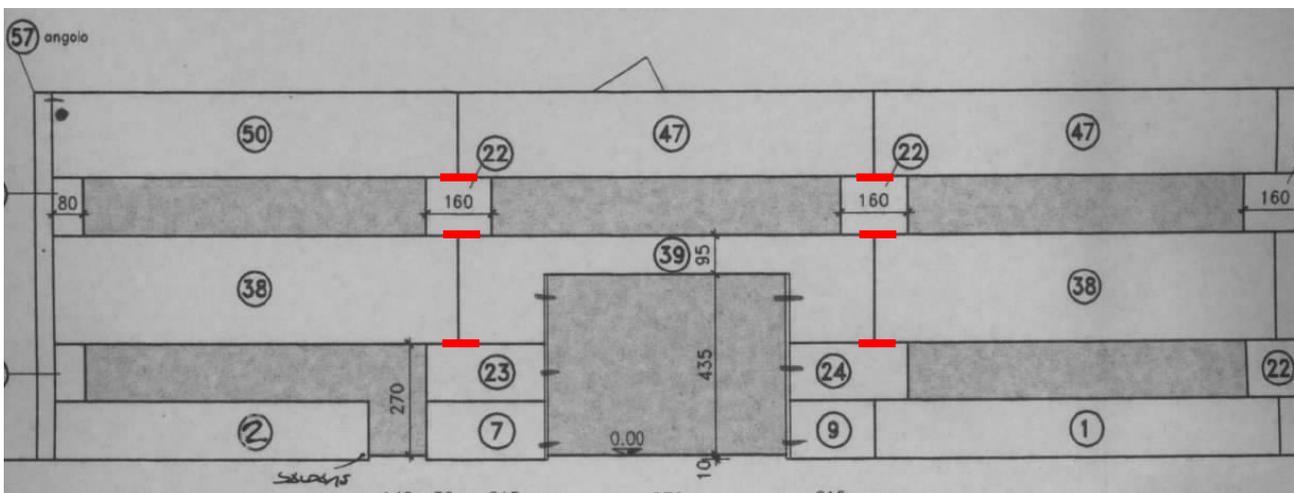
$$V_{sd} = F_s = 19845 = 19.85 \text{ kN}$$

Come già calcolato nel precedente paragrafo:

$$F_{b,Rd,end} = 131 \text{ kN}$$

$$FS = 19.85/131 = 0.14$$

16 ANCORAGGIO PANNELLI ESTERNI - DETTAGLI RP2

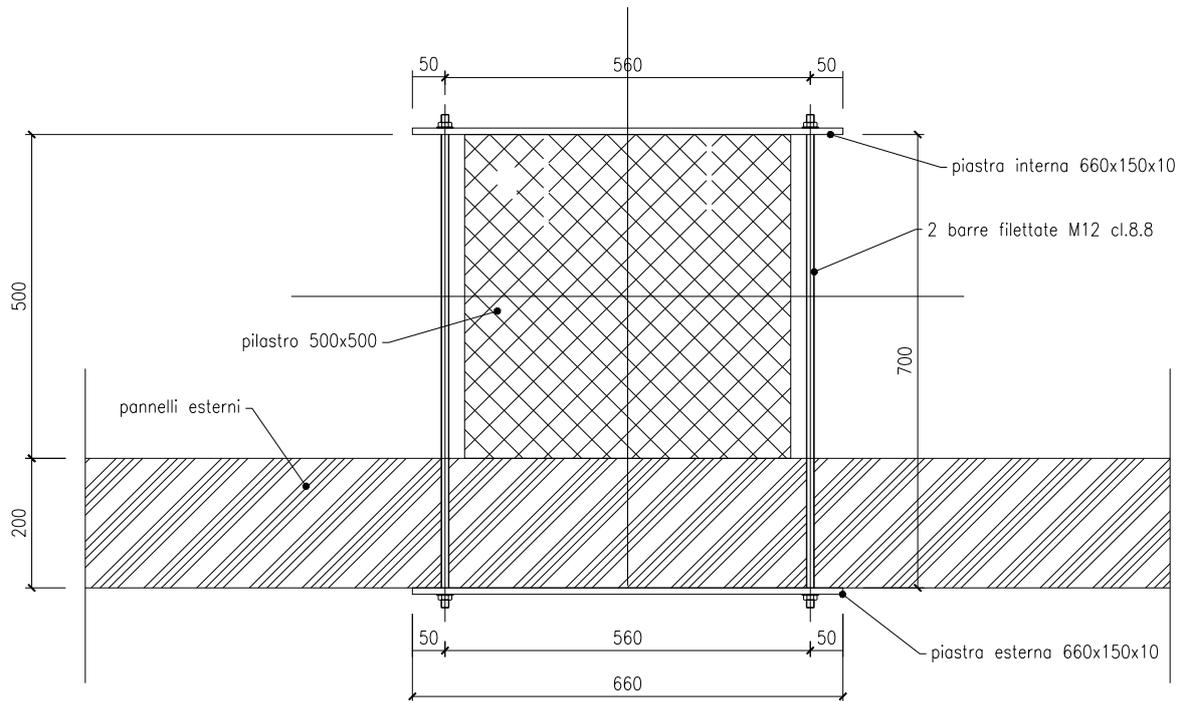


Stralcio della tavola della pannellatura esterna - ancoraggi

Al fine di evitare il ribaltamento dei pannelli esterni verso il fronte strada si predispongono degli ancoraggi sulla seconda, terza e quarta interfaccia dei pannelli come evidenziato in figura.

Gli ancoraggi saranno realizzati mediante due piastre in acciaio, poste sul pilastro interno e sulla parte esterna dei pannelli, e collegate tra loro con barre filettate.

In analogia si dispongono ritegni anche sui pannelli di spigolo.



DETT. RP2 – Stralcio elaborato grafico

FORZANTE SISMICA

L'area di influenza per l'ancoraggio maggiormente sollecitato risulta:

$$A_i = 10 \cdot 1.30 + 1.60 \cdot 3 = 17.8 \text{ mq}$$

$$m = 380 \cdot 17.8 = 6764 \text{ kg}$$

$$a = 0.37g$$

$$F_s = m \cdot a = 6764 \cdot 0.37 \cdot 9.81 = 24551 \text{ N}$$

16.1 Verifica delle barre tese

Si adottano due barre filettate M12 classe 8.8, sollecitate da una trazione di:

$$N_{Sd} = 24551/2 = 12270 \text{ N}$$

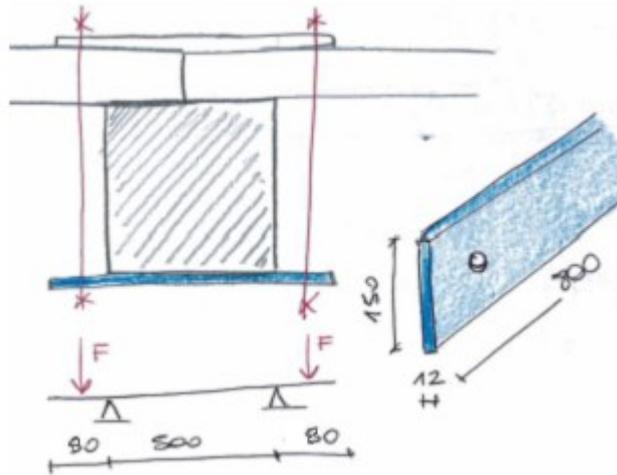
La resistenza a trazione della singola barra vale:

$$F_{tRd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25 = 0.9 \cdot 800 \cdot 84 / 1.25 = 48384 \text{ N}$$

$$FS = 12270 / 48384 = 0.25$$

16.2 Verifica della piastra

Si adotta una piastra interna di sezione 150x12 mm e lunghezza 80 cm, in acciaio S275.
La piastra si verifica con schema statico di semplice appoggio in corrispondenza della colonna e con carichi concentrati (trazione nelle barre) sugli sbalzi, come da figura:



Il momento sollecitante e il taglio sono pari a:

$$M_{Sd} = 920.3 \text{ Nm}$$

$$V_{Sd} = 12270 \text{ N}$$

Il momento resistente e il taglio resistente risultano:

$$M_{Rd} = 150 \cdot 12^2 / 4 \cdot 275 / 1.05 = 1414285.7 \text{ Nmm} = 1414.25 \text{ Nm} \quad \text{FS} = 0.65$$

$$V_{Rd} = 150 \cdot 12 \cdot 275 / 1.05 / 1.73 = 272179 \text{ N} \quad \text{FS} = 0.05$$

Si trascura l'influenza del taglio sulla flessione poichè $V_{Sd} < 0.5 V_{Rd}$.

**Allegato A - Caratterizzazione sismica con
prova MASW**

COMUNE DI SALA BOLOGNESE

REGIONE EMILIA-ROMAGNA
PROVINCIA DI BOLOGNA

Determinazione della categoria di suolo di fondazione eseguita sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (V_{s30}) dei terreni costituenti l'area sita in via dei Bersaglieri n. 28



I.G.B. Snc
Via della Tecnica 57/A4
40068 San Lazzaro di Savena (BO)
Tel 0516255377 – Cell 349 7846581
Fax 0514998378
E-mail igbsnc@gmail.com
P.I. e C.F.: 02689571202



Committente: **ING. MARCELLO GIOVAGNONI**

Dott. Geol. Stefano Maggi

Febbraio 2013
Commessa 001.2013



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

SOMMARIO.....	
2 IDENTIFICAZIONE DEL DOCUMENTO _____	3
3 PREMESSE _____	4
4 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI _____	5
4.1 Introduzione generale _____	5
4.2 Tecnica MASW : procedura e strumentazione utilizzata _____	6
4.3 Misura a stazione singola H/V: procedura e strumentazione utilizzata _____	7
5 ACQUISIZIONE DATI _____	9
6 RISULTATI: MODELLO DI SOTTOSUOLO PROPOSTO _____	10



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

2 IDENTIFICAZIONE DEL DOCUMENTO

- ❑ Il presente documento viene identificato con il numero **001.2013** rev. n°1;
- ❑ Le indagini ed il lavoro svolto sono stati coordinati dal Dott. Geol. **Stefano Maggi**;
- ❑ Il presente documento è stato redatto dal Dott. Geol. **Stefano Maggi** in data **01/02/2013**;
- ❑ Il documento si compone di n°11 fogli e da n°7 pagine di allegati.



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

3 PREMESSE

Presso l'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 (sede Protezione Civile) nel comune di Sala Bolognese (BO), in data 29/01/2013, è stata effettuata un'indagine geofisica mediante prova in array con tecnica *MASW* (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) e misura a stazione singola con tecnica *HVSR* (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) al fine di ottenere la classificazione del tipo di suolo presente nel sito, sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio verticali (*Vs*) entro i primi 30 m di profondità, in ottemperanza a quanto riportato nel decreto del Ministero delle Infrastrutture, 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" (pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento ordinario n. 30).

La presente indagine geofisica è consistita nell'esecuzione di

- N. 1 profilo sismico in array con tecnica MASW;
- N. 1 misura stazione singola con tecnica H/V (HVSR).

Per quanto riguarda la prova in array l'acquisizione è stata effettuata mediante sismografo digitale modello Dolang 24 canali 24 bit. La misura a stazione singola è stata eseguita con tromografo digitale modello Tromino® Engy.

Il software utilizzato per l'elaborazione dei dati è "GRILLA"© Release 2010 ver. 6.0 beta (All rights reserved).



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

4 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI

4.1 Introduzione generale

La tecnica *MASW* venne introdotta per la prima volta nell'ambito della comunità geofisica e geotecnica agli inizi del 1999. La *Multichannel Analysis of Surface Waves* è un metodo sismico mediante il quale è possibile costruire un profilo di velocità delle onde di taglio (V_s) in relazione alla profondità (V_s versus *profondità*), attraverso l'analisi delle onde superficiali tipo Rayleigh (onde R). Tale tecnica permette quindi di ottemperare a quanto previsto nel decreto del Ministero delle Infrastrutture, 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", secondo il quale i terreni, su cui devono essere eseguite opere edili di una certa rilevanza, devono essere classificati sulla base del parametro V_{s30} . La classificazione prevista per i terreni comprende cinque categorie definite da una simbologia alfanumerica da A ad E e successive integrazioni $S1$ e $S2$. A ciascuna di queste categorie corrisponde una valutazione quantitativa della risposta sismica dei terreni sottoposti ad una accelerazione sismica attesa, predefinita per ciascuna classe. Il parametro V_{s30} rappresenta la media ponderata dei valori di velocità delle onde di taglio S nei primi 30 metri di sottosuolo indagato e viene espressa matematicamente dalla seguente equazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \quad \text{dove } \begin{array}{ll} V_{s30} & : \text{velocità media ponderata delle onde di taglio "S"}; \\ h_i & : \text{spessore dello strato esimo}; \\ v_i & : \text{velocità delle onde di taglio "S" nello strato esimo}. \end{array}$$

Esistono diversi tipi di onde superficiali, oltre alle già citate onde di *Rayleigh* ($P+S_v$), si conoscono le onde di *Love* (Sh) e le onde di *Lamb*. Le onde di *Rayleigh* rappresentano la componente principale delle onde superficiali e sono generate dall'interazione tra onde di compressione (o di volume) P e onde di taglio verticali S_v ogniqualevolta si è in presenza di una superficie libera in un mezzo omogeneo ed isotropo. Le onde R si propagano alla superficie libera (vedi Fig. 1) con un moto ellittico retrogrado (moto antiorario) che si inverte alla profondità di $\lambda/2\pi$ (dove λ è la lunghezza d'onda). L'ampiezza di tale spostamento decresce secondo una legge esponenziale, pertanto diviene rapidamente trascurabile con la profondità.

L'utilizzo delle onde superficiali di tipo *Rayleigh* per la costruzione di un profilo di velocità delle onde di taglio V_s è giustificato da una serie di fattori:

- La percentuale di energia convertita in onde R è nettamente predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione di onde P (7%) e onde S (26%);

Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

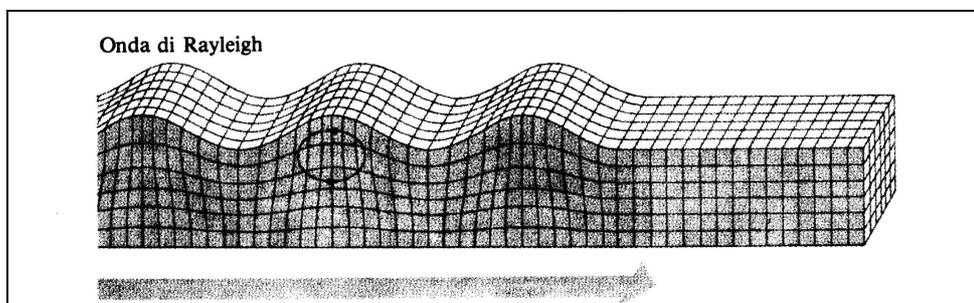


Figura 1 - Modalità di propagazione delle onde R

- ❑ il metodo d'analisi basato sulle onde *R* non è limitato, al contrario del metodo basato sulla rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità;
- ❑ buona risoluzione, a differenza della tecnica a riflessione;
- ❑ la propagazione delle onde di *Rayleigh*, anche se influenzata dalla V_p (velocità delle onde di compressione *P*) e dalla densità del mezzo, è funzione innanzitutto della V_s che rappresenta appunto il parametro fondamentale per la caratterizzazione geotecnica di un sito;
- ❑ la tecnica in questione è inoltre particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti ed ambienti rumorosi.

Tenuto conto dei fattori sopraelencati, l'elemento fondamentale che permette l'impiego di tecniche basate sulle onde superficiali, in questo caso la tecnica *MASW* e le onde *Rayleigh*, è una caratteristica chiamata *dispersione*. La dispersione è una proprietà delle onde superficiali che consiste nella deformazione di un treno d'onde dovuta alla variazione di velocità di propagazione al variare della frequenza. Per le onde *R* questa variazione si manifesta solo all'interno di un mezzo stratificato. In altre parole, ipotizzando una variazione di densità del terreno in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale si propaga con una differente velocità (velocità di fase), e quindi con una diversa lunghezza d'onda; questa proprietà si chiama appunto dispersione.

La velocità di propagazione per una certa lunghezza d'onda λ (e quindi per una certa frequenza ν) è influenzata dalle proprietà che il mezzo possiede fino ad una profondità di $\lambda/2$ (anche se recenti studi hanno posto questo limite a $\lambda/2.5$). Inoltre, la velocità delle onde *R* (V_r) è pari a circa il 90% della velocità delle onde di taglio (V_s).

Secondo quanto detto appare chiaro come la costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio V_s , ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di *Rayleigh*, sia una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

4.2 Tecnica MASW : procedura e strumentazione utilizzata

La procedura *MASW* si può sintetizzare in tre stadi successivi e distinti:

- ❑ acquisizione delle onde superficiali (*ground roll*);

Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSr per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

- ❑ costruzione della curva di dispersione : grafico velocità di fase V_r – frequenza ν ,
- ❑ inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale della V_s .

La prima fase viene effettuata direttamente in campagna generando un treno di onde superficiali mediante l'utilizzo di una sorgente sismica attiva, quale generalmente una mazza battente, e uno stendimento lineare di geofoni ricevitori (vedi Fig. 2). L'indagine svolta nel presente lavoro è stata condotta utilizzando la strumentazione DOLANG JEA 24 descritta nelle premesse.

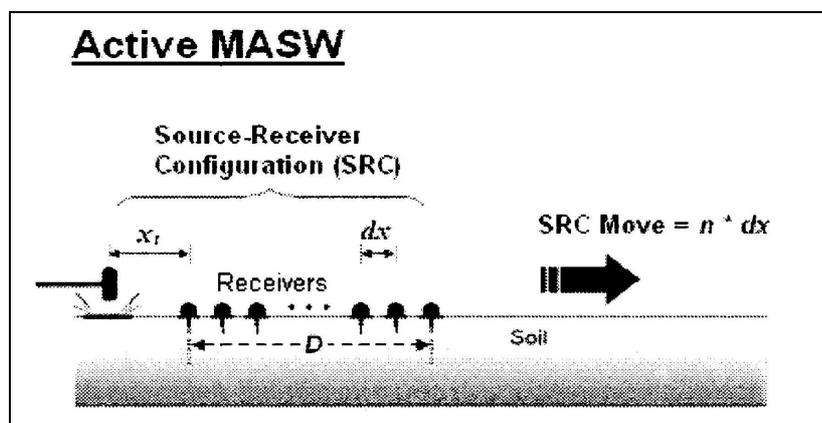


Figura 2 - MASW : stendimento lineare e sorgente attiva

Mediante il software si procede alla lettura dei dati acquisiti (*common-shot gather*) e al calcolo dello spettro nel dominio frequenza – numero d'onda (spettro f-k). Quindi, dallo spettro f-k è possibile estrarre la curva di dispersione apparente sperimentale (si veda fig. 2 nel rapporto in allegato) mediante una doppia trasformata di Fourier applicata al campo di moto misurato nel dominio spazio - tempo.

L'ultimo passo da affrontare è l'inversione della curva di dispersione precedentemente costruita. Questa operazione viene effettuata grazie all'utilizzo di una potente tecnica di ottimizzazione basata su algoritmi genetici. Il risultato finale è quello di ottenere il profilo verticale della velocità delle onde di taglio V_s . L'elaborazione dei dati acquisiti, avvenuta mediante software Grilla, è riportata in dettaglio nel rapporto d'indagine allegato alla presente relazione

4.3 Misura a stazione singola H/V: procedura e strumentazione utilizzata

Il metodo *HVSR* (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) proposto da Nogoshi e Igarashi (1970) e successivamente modificato da Nakamura (1989), si basa sull'analisi del rapporto spettrale tra le componenti orizzontale (H) e verticale (V) del rumore sismico registrato in un sito. Il rumore sismico è presente ovunque ed è generato sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica. Il rumore sismico è indicato spesso come microtremore poiché è caratterizzato da oscillazioni molto deboli (dell'ordine dei $\mu\text{m/s}$). I microtremori sono in parte costituiti da onde di volume, P o S, ma soprattutto da onde superficiali, la cui velocità è comunque prossima a quella delle onde S (Mulargia et al., 2007). La tecnica di misura del rumore sismico richiede tempi di registrazione pari a 15-20 minuti e necessita di sensori tridirezionali da sismologia con messa in bolla, digitalizzatore 24 bit con elevata



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSr per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

dinamica, elevato guadagno ed elevata frequenza di campionamento nativo, con minimizzazione del rumore elettro/meccanico.

L'acquisizione è stata eseguita utilizzando un tromografo digitale, "TROMINO ENGY" (*Micromed S.p.A.*) dotato di 3 canali velocimetrici (N-S, E-W, Up-Down) ad alto guadagno per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale (fino a ~1.5 mm/s); il sistema opera nell'intervallo di frequenze 0.1–1024 Hz. E' stata acquisita una misura di rumore sismico per un tempo di registrazione pari a 16 minuti. L'elaborazione dei dati di rumore sismico acquisiti è avvenuta mediante software *Grilla*.



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

5 ACQUISIZIONE DATI

I parametri di campionamento utilizzati nella presente indagine e la geometria del profilo sono riportati di seguito.

Identificazione	Modello sismografo	Apertura stendimento	n° geofoni verticali (4.5 Hz)	sorgente	Distanza intergeofonica	Frequenza di campionamento
Profilo masw in array	Digitale Dolang 24 bit	33.00 m	12	Mazza 10 Kg	3.00 m	4000 Hz

Tabella 1 - Caratteristiche tecniche della strumentazione utilizzata e parametri di acquisizione (metodo in array MASW).

Identificazione	Modello tromografo	Canali velocimetrici	sorgente	Frequenza di campionamento	Lunghezza registrazione	Ampiezza finestra di analisi
HVSR	Tromino® Engy	N-S;E-W UP-DOWN	Rumore ambientale	128 Hz	14 min	20 sec

Tabella 2 - Caratteristiche tecniche della strumentazione utilizzata e parametri di acquisizione (metodo a stazione singola HV)



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

6 RISULTATI: MODELLO DI SOTTOSUOLO PROPOSTO

Nella sottostante tabella è riportato il modello di sottosuolo proposto per il sito investigato:

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
1.00	1.00	100
2.00	1.00	130
3.00	1.00	160
5.00	2.00	185
20.00	15.00	210
40.00	20.00	310
80.00	40.00	420
inf.	inf.	520

Tabella 3 – Profilo verticale delle onde di taglio S

Sulla base di quanto riportato in tabella, la Categoria di suolo determinata unicamente sulla base dei risultati delle prove geofisiche descritte (media ponderata della velocità equivalente di propagazione delle onde S entro i primi 30 m di profondità) secondo approccio semplificato da NTC 2008 è risultata:

- **da quota p.c. su cui è stato eseguito il profilo: "C" ($V_{s30} = 217$ m/s)**

L'incertezza sul valore calcolato di V_{s30} è dell'ordine del 20% (cfr. Mulargia e Castellaro, 2009, Seism. Res. Lett., 80, 985-989).

La categoria di suolo così determinata dovrà essere comunque valutata e verificata dal tecnico progettista sulla base dei dati e delle informazioni di carattere litostratigrafico ottenute mediante indagini geognostiche eventualmente eseguite (in particolare in merito all'eventuale presenza di terreni potenzialmente liquefacibili).

I valori di velocità delle onde di taglio S nei primi 30 m di profondità, secondo il modello di sottosuolo proposto dallo scrivente, sono caratteristici di materiali di rigidezza da bassa a media.

La curva HVSR (fig. 2 in alto e fig. 4 nel report allegato) è caratterizzata da modeste irregolarità e deviazioni dalla planarità legate ad amplificazioni locali del moto del suolo causate da stratificazioni a basso contrasto di impedenza. Il massimo del rapporto H/V è stato registrato a circa 1.4 Hz (frequenza fondamentale di vibrazione del sito).

La normativa applicata nel presente lavoro è il DM 14 gennaio 2008.



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

San Lazzaro di Savena (BO), 24/01/2013



ALLEGATI

- Rapporto indagine geofisica (n°7)



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione, sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (V_{s30}), dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

Rapporto indagine geofisica eseguita per la determinazione del parametro V_{s30} mediante tecnica MASW e misura a stazione singola HVSR

Autore: I.G.B. SNC

Committente: ING. MARCELLO GIOVAGNONI

Sito: VIA DEI BERSAGLIERI N. 28 – SALA BOLOGNESE (BO)

Data di effettuazione: 29/01/2013

Software utilizzato: Grilla® (Release 2010 – ver. 6.0 beta) all rights reserved.

IGB Snc via della Tecnica 57/A4 - 40068 San Lazzaro di Savena (BO)

Tel 051 6255377 - Fax 051 4998378 - Cell 349 7846581 - E-mail igsnc@gmail.com



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione, sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (V_{s30}), dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

1 – Dati sperimentali tecnica MASW e risultati ottenuti

Strumentazione utilizzata.....Sismografo digitale 24 canali – 24 bit modello Dolang
Numero di geofoni verticali (freq. Propria 4.5 Hz).....12
Spaziatura tra i geofoni.....3.00 m
Frequenza di campionamento.....4000 Hz
Lunghezza traccia acquisita.....1 sec
Sorgente.....mazza (10 Kg)

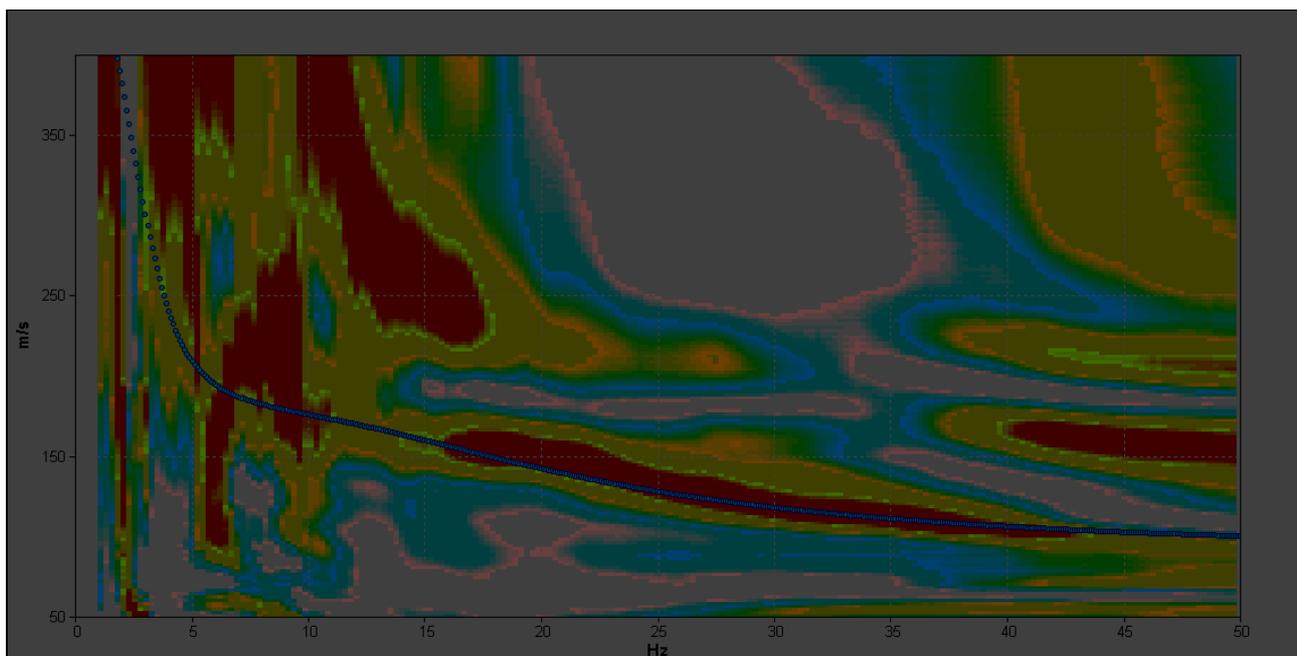


Figura 1 - Spettro di velocità di fase dell'onda di Rayleigh per il profilo sismico eseguito in array con tecnica MASW mediante sismografo digitale Dolang (energizzazione ottenuta mediante mazza battente del peso di 10Kg). In blu il modo fondamentale della curva di dispersione teorica per il modello di sottosuolo proposto per il sito.



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione, sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (V_{s30}), dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

2 –Dati sperimentali misura HVSR e risultati

Strumento: TROMINO MODELLO ENGY

Inizio registrazione: 29/01/13 13:06:32 Fine registrazione: 29/01/13 13:20:33

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h14'00".

Analizzato 88% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

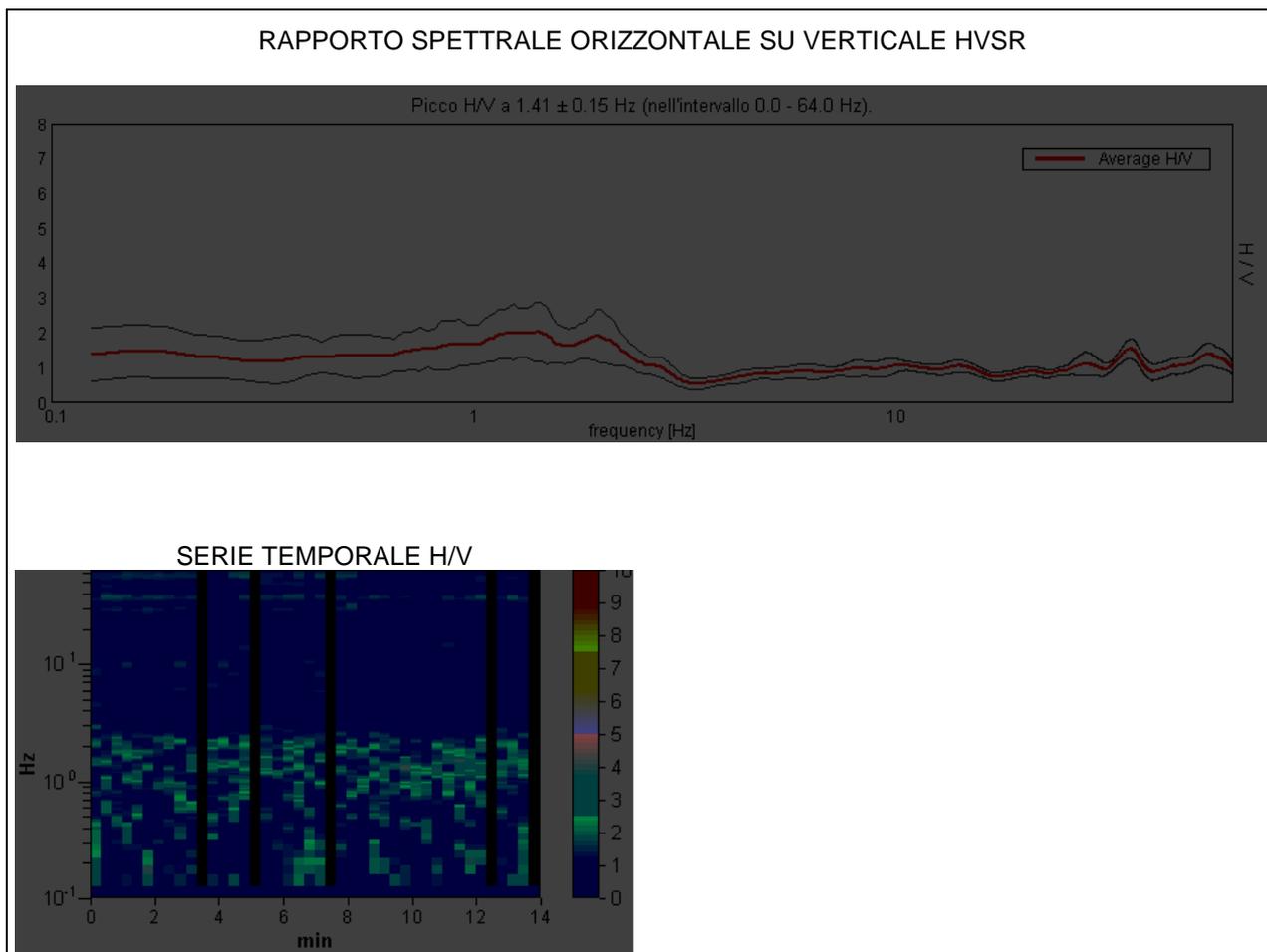


Figura 2 – Curva H/V (HVSR) registrata nel sito in esame e serie temporale considerata nell'analisi.

Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione, sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (V_{s30}), dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI HVSR

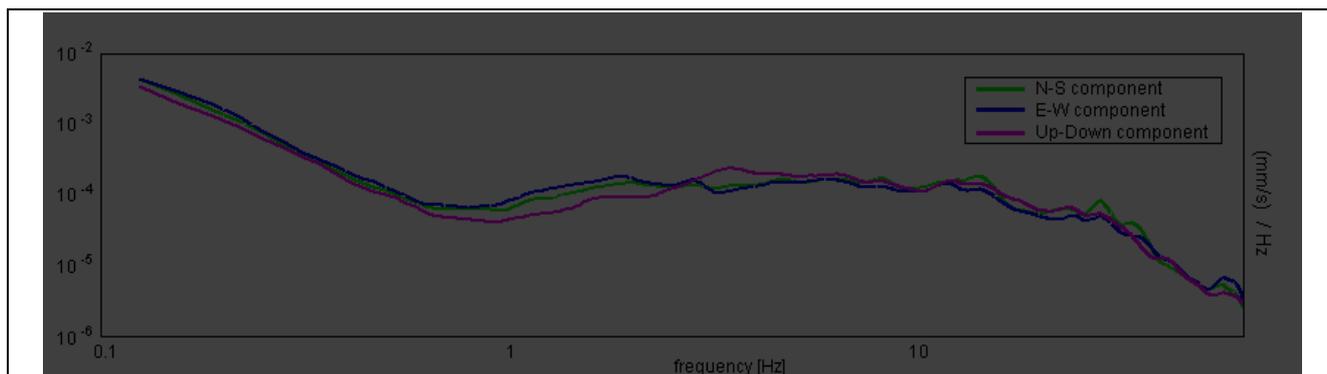


Figura 3 – spettri delle 3 componenti del moto in velocità registrate nel sito (HVSR)

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

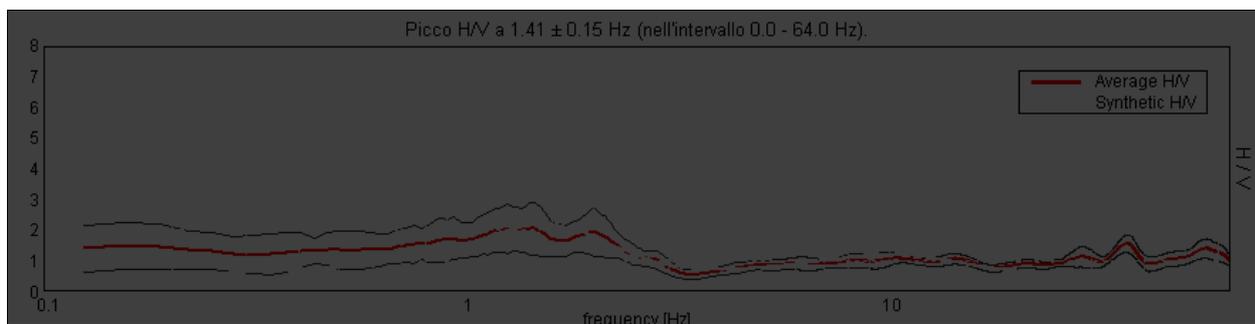


Figura 4 – confronto tra curva HVSR sperimentale registrata nel sito e curva teorica (blu) relativa al modello di sottosuolo proposto per il sito.



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione, sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (V_{s30}), dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

3 – Modello di sottosuolo proposto

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
1.00	1.00	100
2.00	1.00	130
3.00	1.00	160
5.00	2.00	185
20.00	15.00	210
40.00	20.00	310
80.00	40.00	420
inf.	inf.	520

$V_s(0.0-30.0)=217$ m/s (misurata da p.c. su cui è stato eseguito lo stendimento sismico)

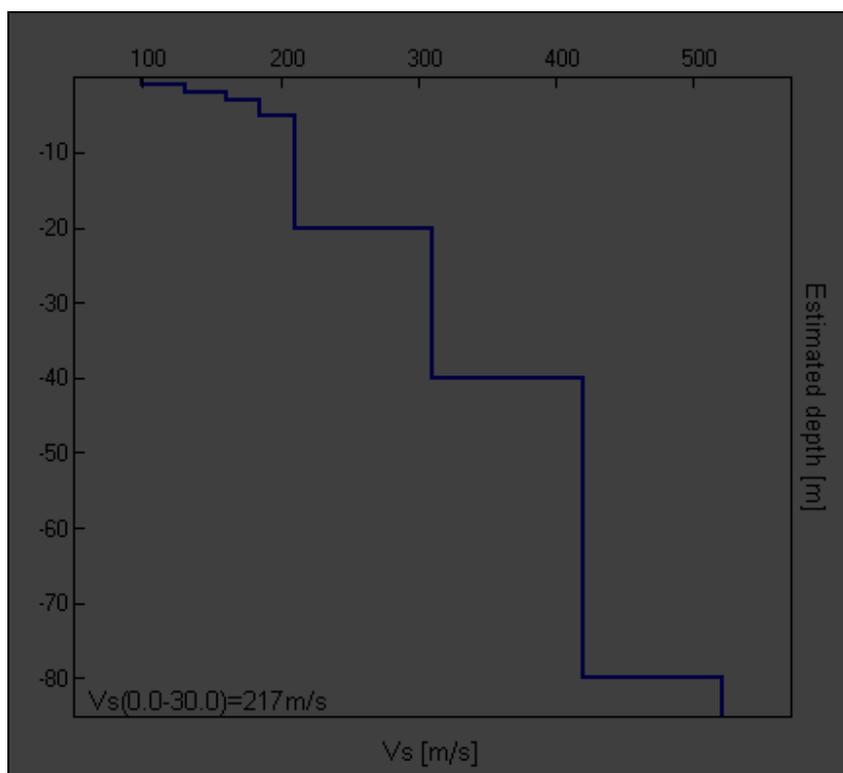


Figura 5 - Modello di velocità delle onde di taglio S (modello medio sotto il profilo effettuato) derivato da fit congiunto tecnica masw e tecnica H/V



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione, sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (V_{s30}), dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

4 – Risultati finali

L'analisi congiunta MASW-HVSR ha permesso sia di ricostruire il profilo verticale di velocità delle onde S nel sito in esame, sia di individuare la presenza di contrasti di impedenza-rigidezza nel sottosuolo medesimo.

V_{s30} [m/s] da quota piano campagna su cui è stato eseguito il profilo.....217

L'incertezza sul valore calcolato di V_{s30} è dell'ordine del 20% (cfr. Mulargia e Castellaro, 2009, Seism. Res. Lett., 80, 985-989).

Categoria di suolo determinata unicamente sulla base dei risultati delle prove geofisiche descritte (media ponderata della velocità equivalente di propagazione delle onde S entro i primi 30 m di profondità) secondo approccio semplificato da NTC 2008:

- **da quota p.c. su cui è stato eseguito il profilo: C**

La categoria di suolo così determinata dovrà essere comunque valutata e verificata dal tecnico progettista sulla base dei dati e delle informazioni di carattere litostratigrafico ottenute mediante indagini geognostiche eventualmente eseguite (in particolare in merito all'eventuale presenza di terreni potenzialmente liquefacibili).

I valori di velocità delle onde di taglio S nei primi 30 m di profondità, secondo il modello di sottosuolo proposto dallo scrivente, sono caratteristici di materiali di rigidezza da bassa a media.

La curva HVSR (fig. 2 in alto e fig. 4) è caratterizzata da modeste irregolarità e deviazioni dalla planarità legate ad amplificazioni locali del moto del suolo causate da stratificazioni a basso contrasto di impedenza. Il massimo del rapporto H/V è stato registrato a circa 1.4 Hz (frequenza fondamentale di vibrazione del sito).

La normativa applicata nel presente lavoro è il DM 14 gennaio 2008.



Indagine geofisica effettuata mediante tecnica MASW e HVSR per la determinazione della categoria di suolo di fondazione, sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio S entro 30 m di profondità (V_{s30}), dell'area sita in via dei Bersaglieri n. 28 nel comune di Sala Bolognese (BO).

Appendice

Categorie di suolo

Tipo A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

Tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Tipo C: Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Tipo D: Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

Tipo E: Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tipo S1: Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < cu_{,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

Tipo S2: Depositati di terreno liquefacibile o argille sensitive o altri profili di terreno non inclusi nei tipi A, B, C, D, E o S1. Attenzione: la nuova norma classifica come S2 una serie di siti che prima erano classificati come B, C, D, E.