

PIANTA DEL PONTEGGIO DI FACCIATA  
scala 1:200

**DISEGNO ESECUTIVO DEL PONTEGGIO**  
Art. 133 DLgs 81/2008

Ponteggio metallico a telai prefabbricati  
Marchio: Messersì  
Tipo: portale 105 PM a boccole

Elementi di completamento in tubi e giunti  
EN 74-1 Classe B e BB

Usò: costruzione

Cantiere:  
Ristrutturazione di un edificio

Montaggio:

Firma del Preposto: .....

**PRESCRIZIONI:**

1. Utilizzare esclusivamente materiale provvisto delle Autorizzazioni Ministeriali citate nella Relazione di Calcolo
2. Verificare lo stato di efficienza dei componenti installati
3. In corrispondenza dei piani di impalcato praticabili e dei sottoponti di sicurezza deve sempre essere presente un parapetto a due correnti e un fermapiè verso l'esterno e verso l'interno per distanze maggiori di 20 cm dall'opera servita
4. Carichi consentiti su impalcati e mensole: 1.5 kN/mq
5. Resistenza ad estrazione degli ancoraggi >10.0 kN
6. In caso di neve rimuovere gli accumuli da impalcati e parasassi prima di riprendere le attività lavorative

**LEGENDA:**

- Ponteggi a telai prefabbricati
- Elementi in tubi e giunti
- Giunti ortogonali
- Giunti girevoli
- ★ Ancoraggi
- Recinzione di interdizione del perimetro del ponteggio

Disegno: Ing. Paolo Garbin

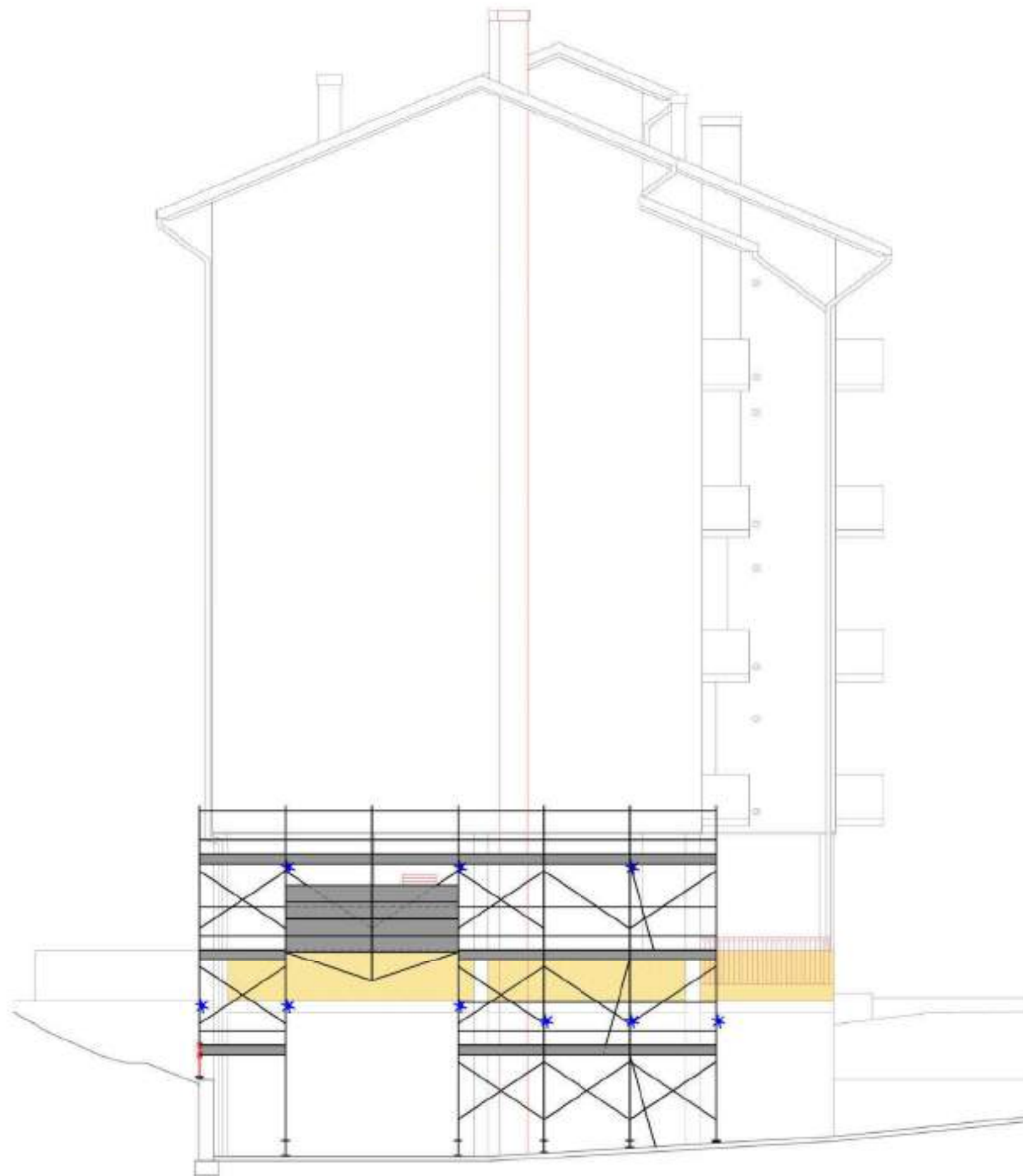
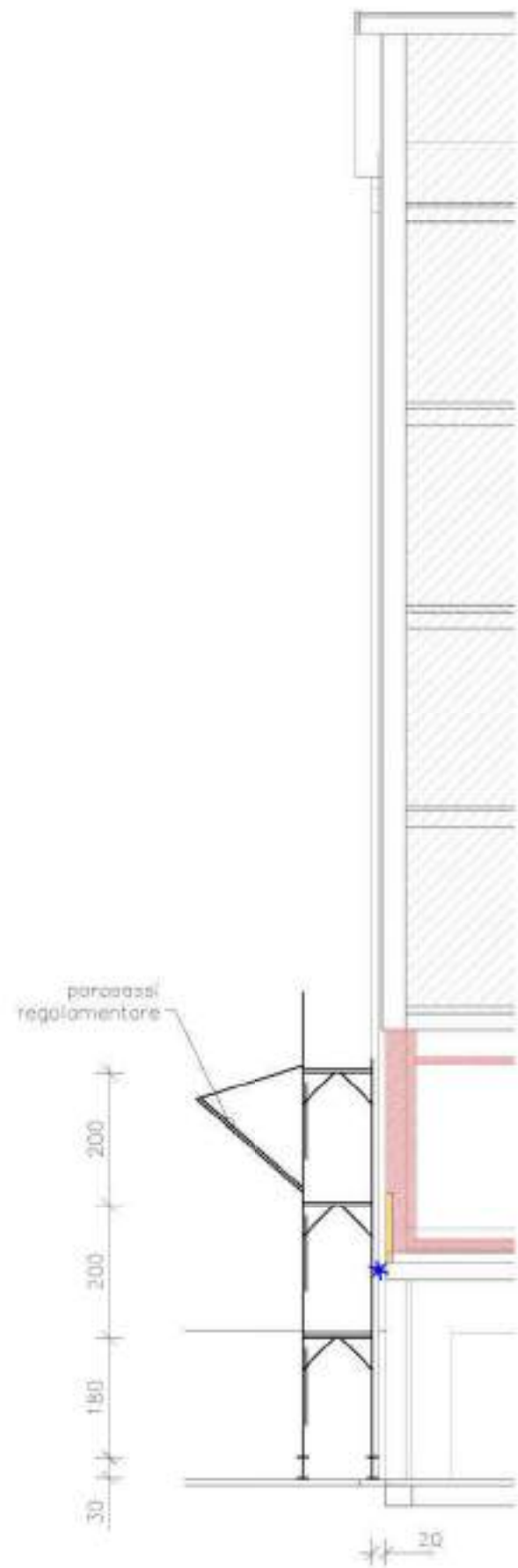
Progetto di montaggio: Ing. Paolo Garbin



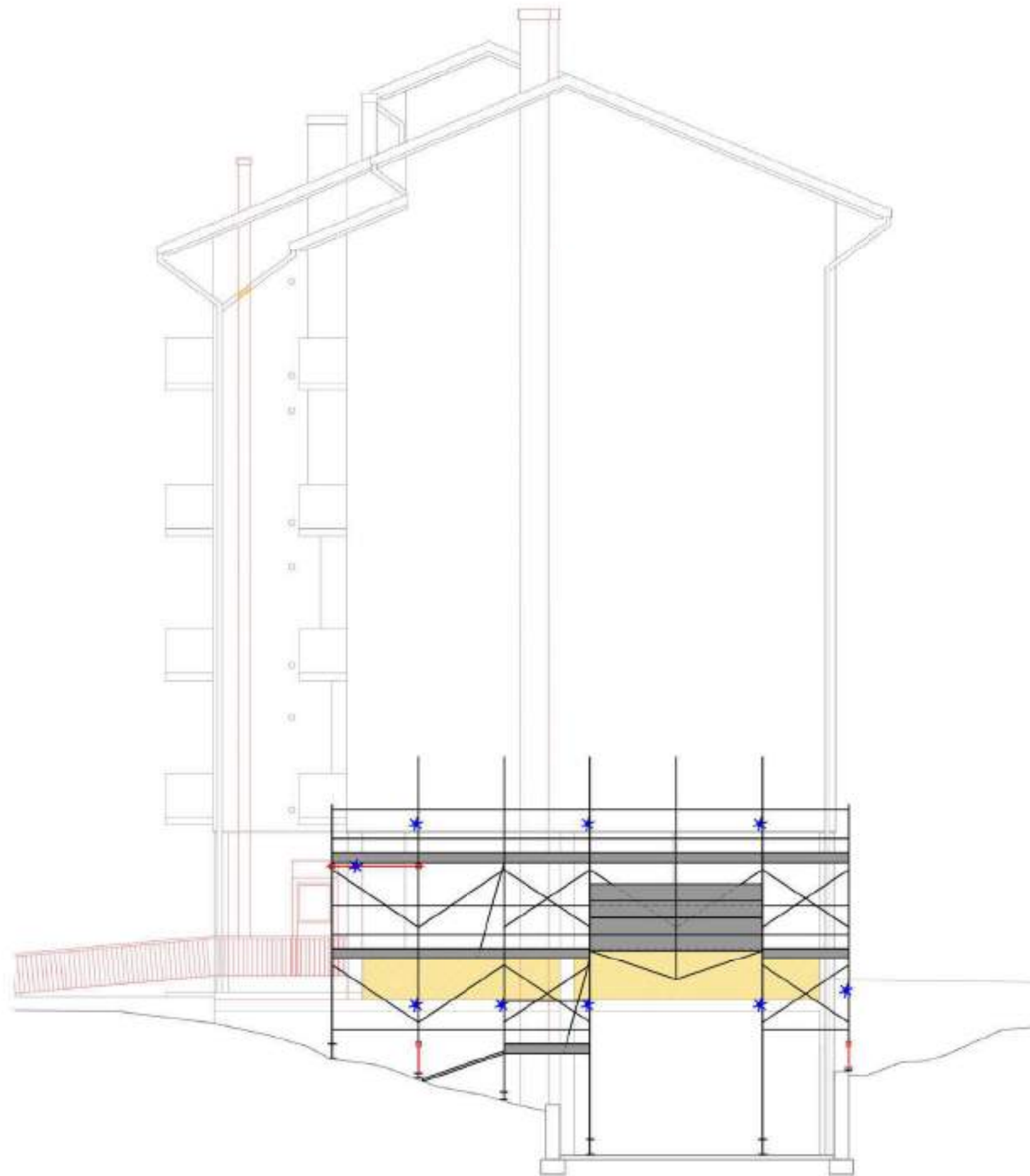
Disegno 2017-01-DP-R0  
Formato A3

Scala 1:200

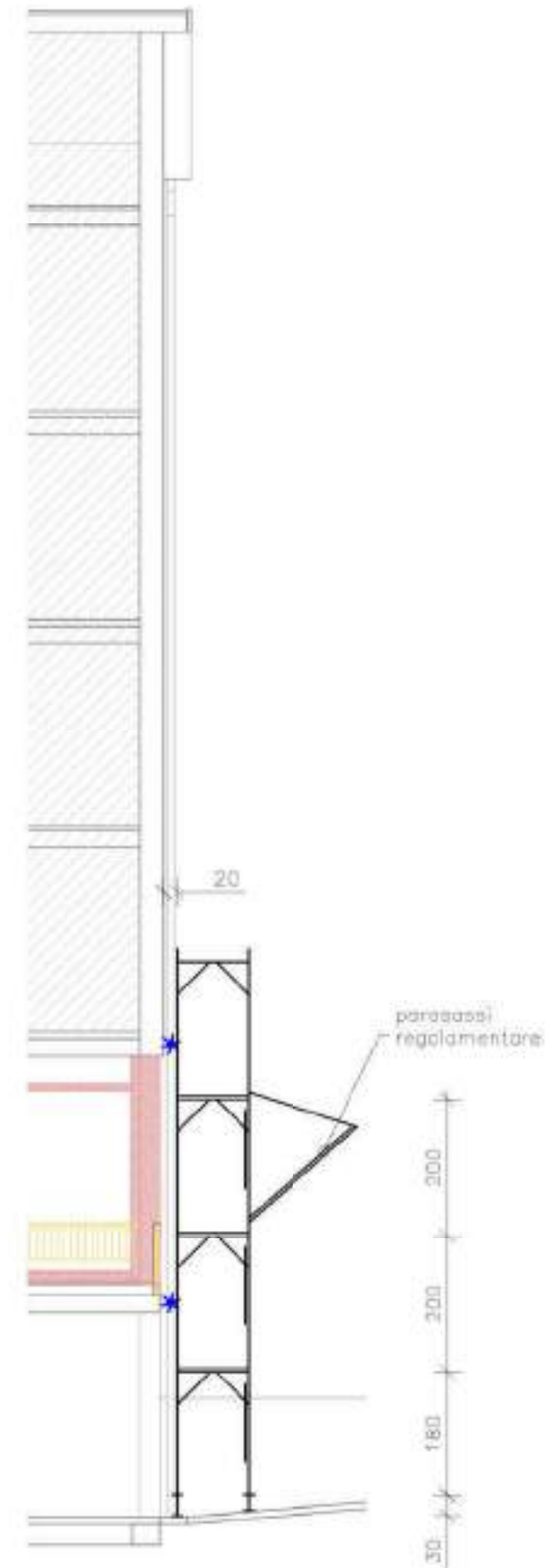
Data 20/02/2017  
Foglio 1 di 9

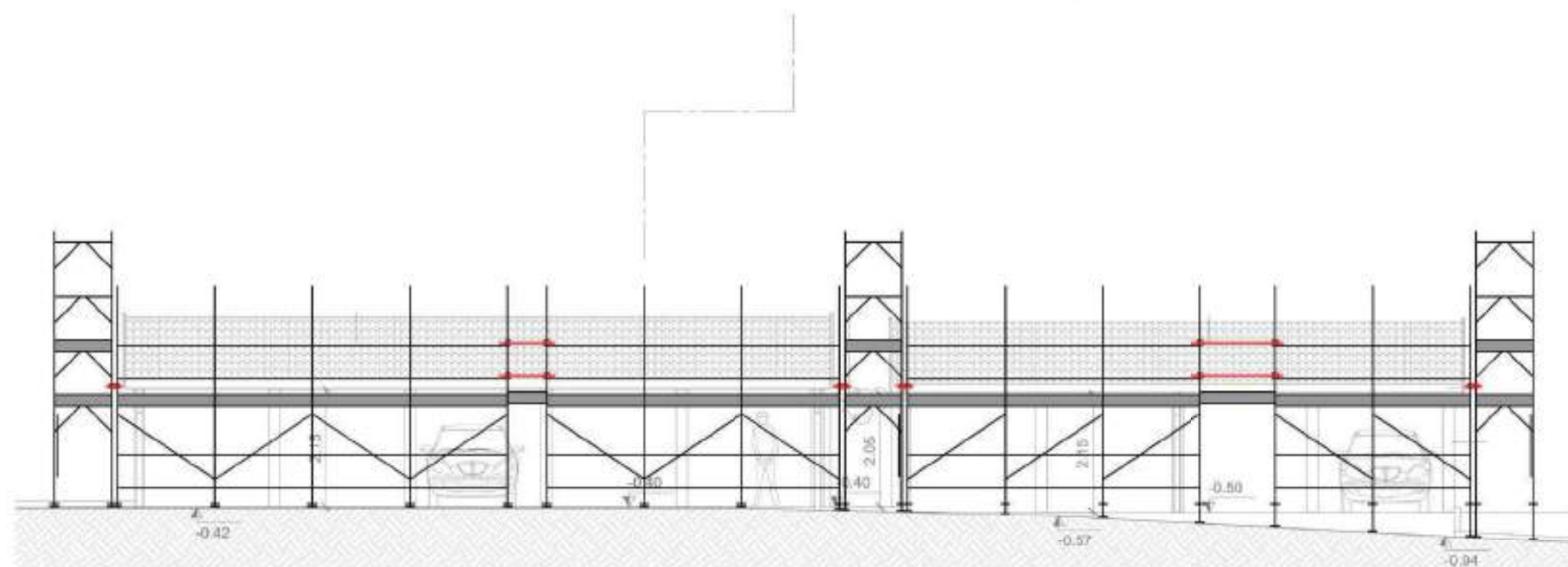
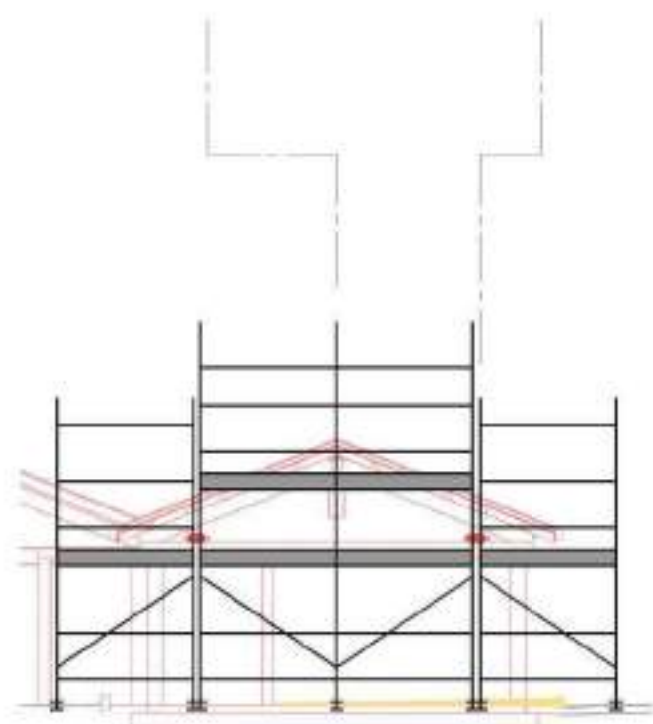
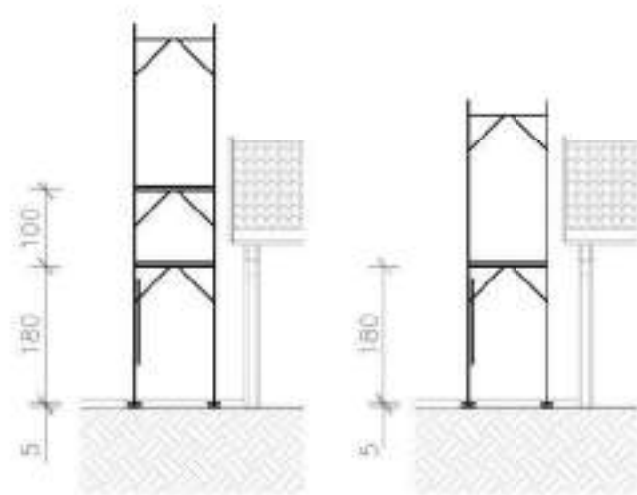


PROSPETTO NORD-OVEST  
scala 1:100

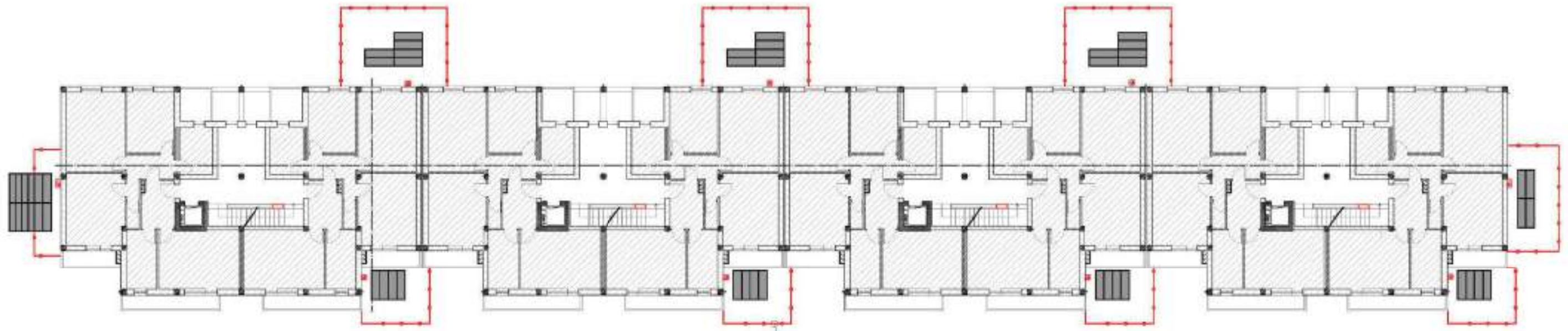
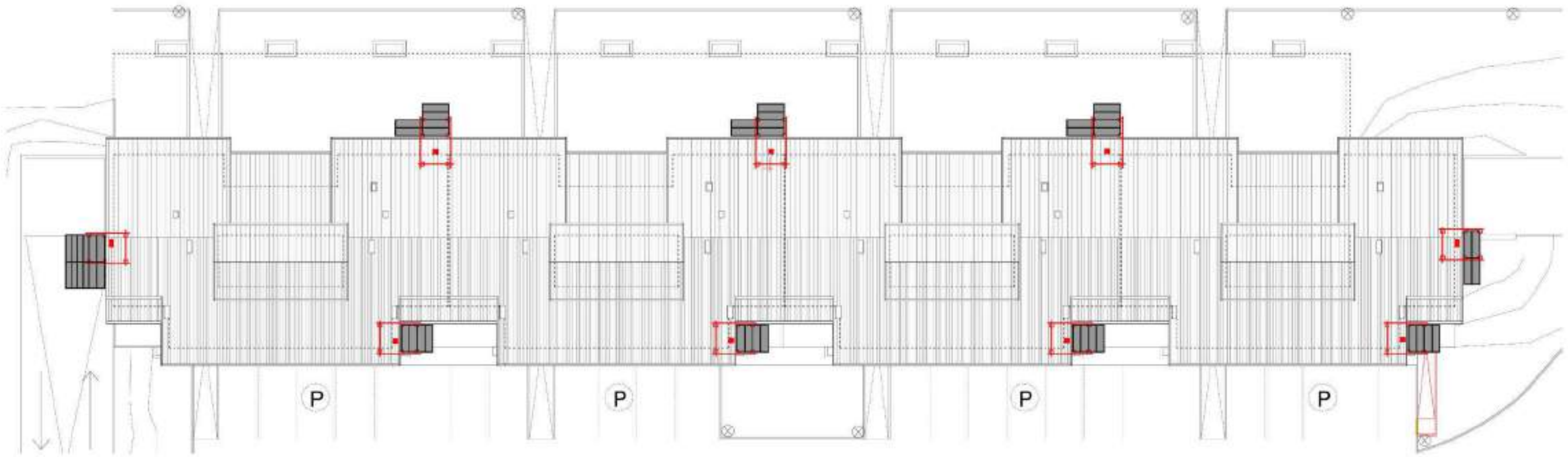


PROSPETTO SUD-EST  
scala 1:100



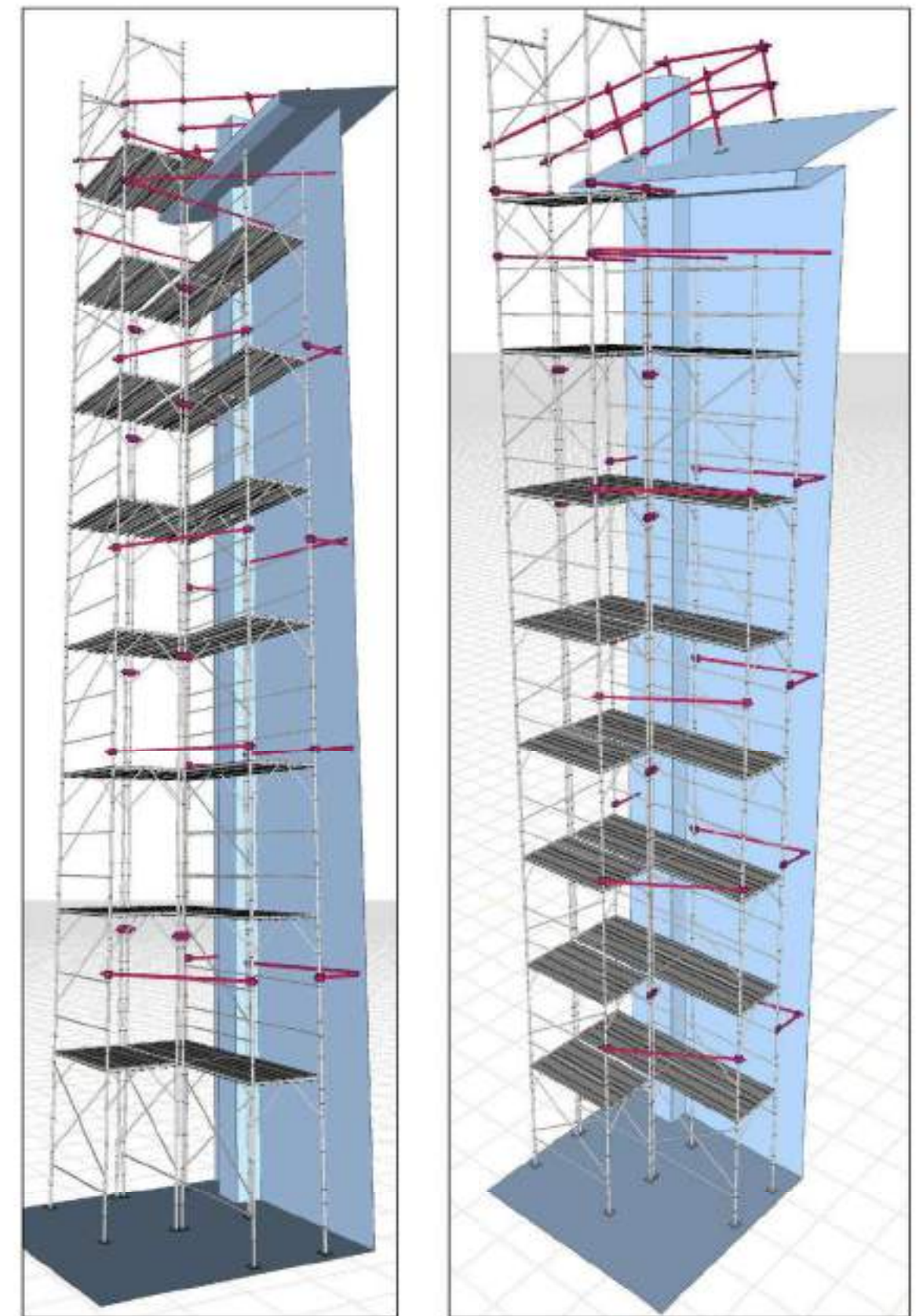
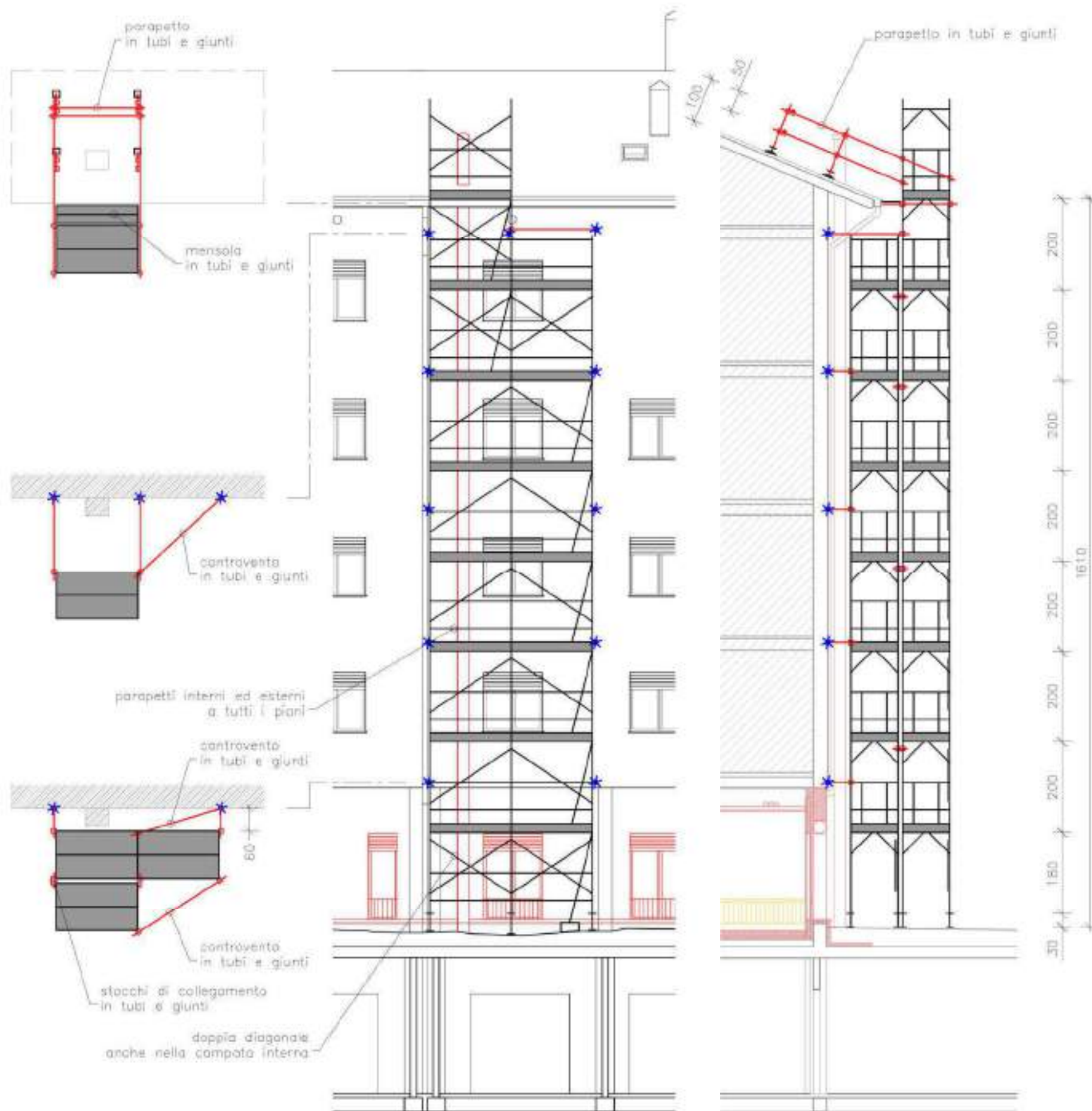


**PERGOLATO**  
scala 1:100



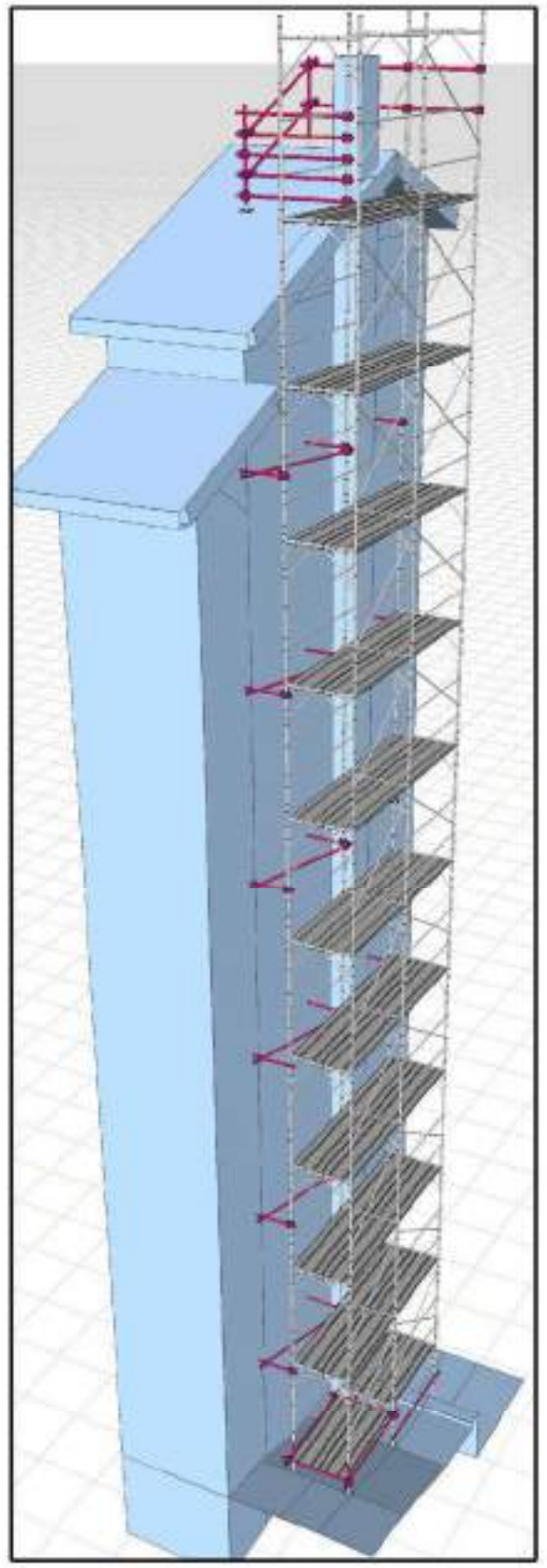
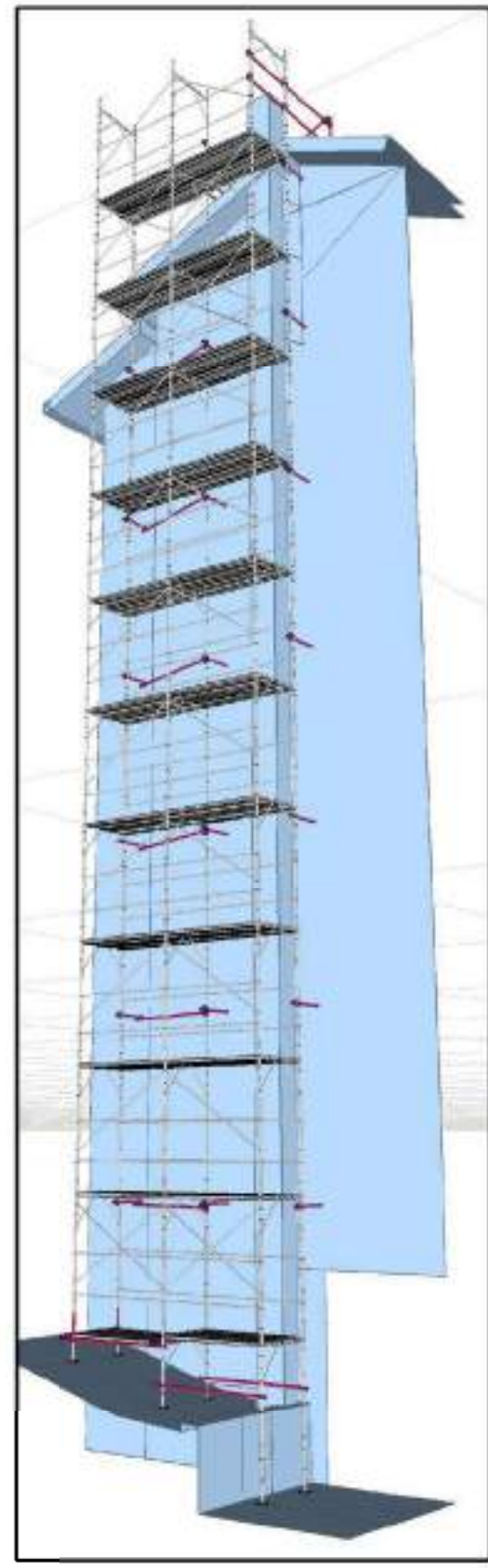
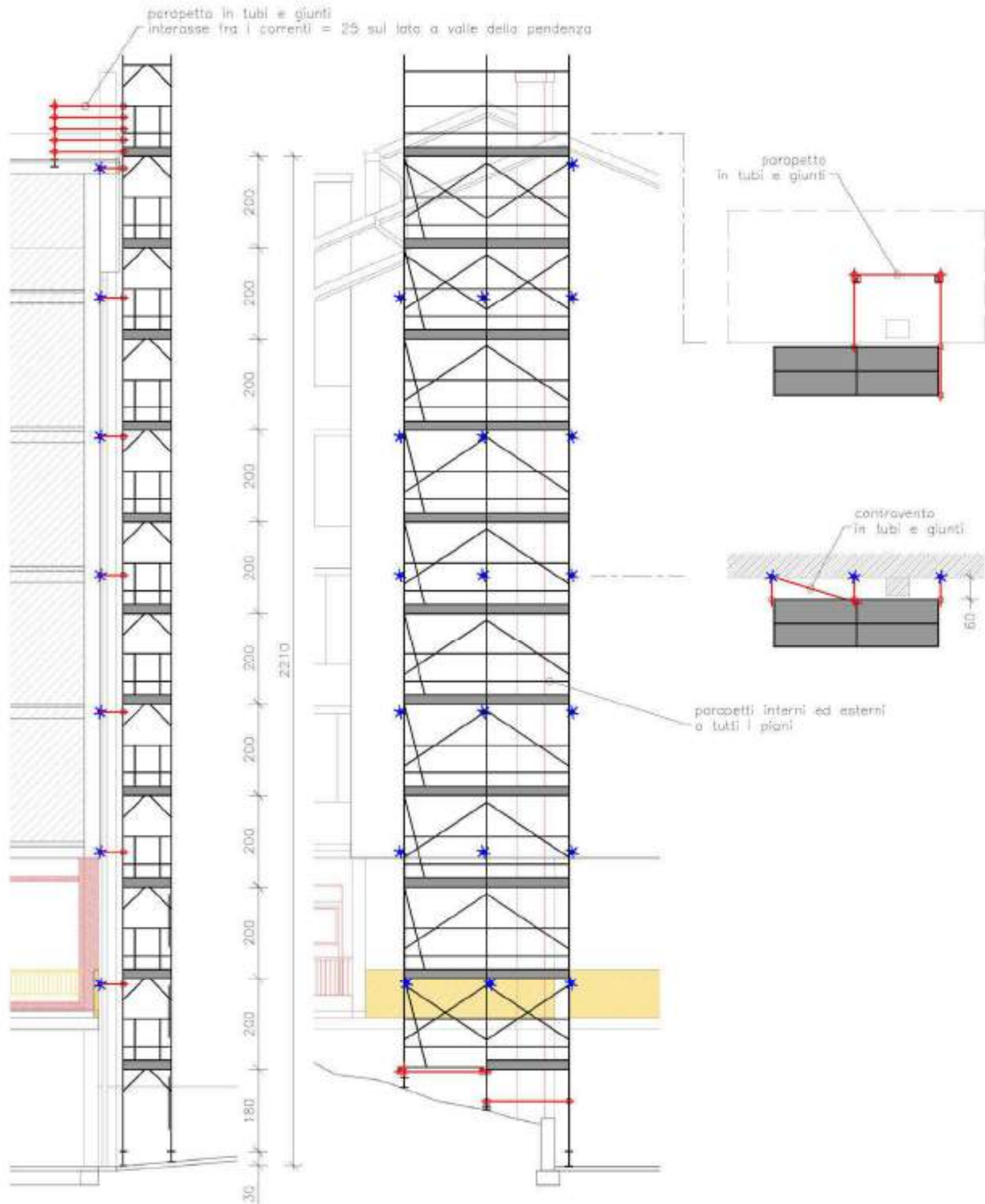
recinzione di interdizione a una distanza non inferiore a 150 dal perimetro del ponteggio

**PIANTA PONTEGGIO PER LA COSTRUZIONE DELLE CANNE FUMARIE  
scala adattata**



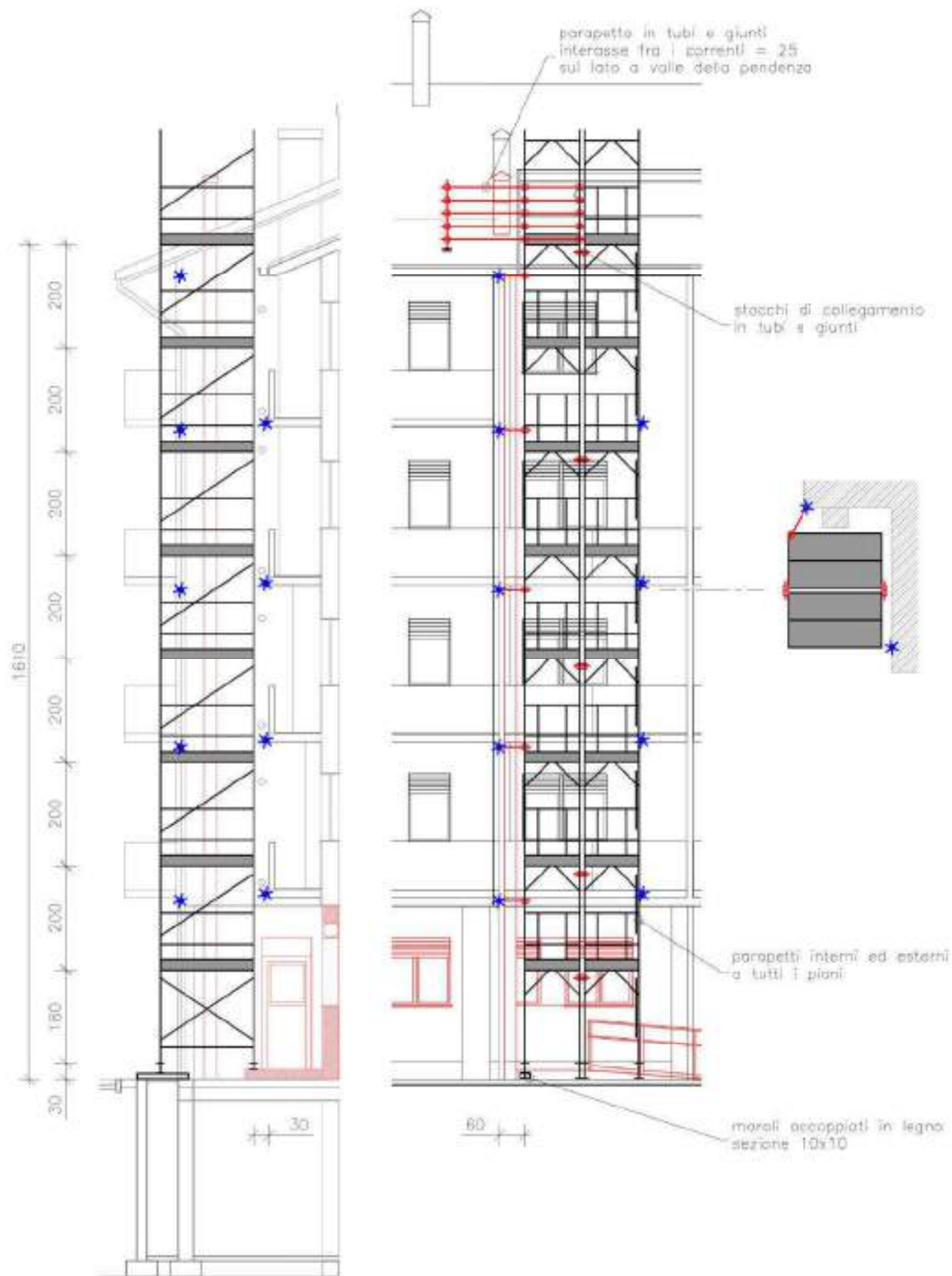
viste prospettive della struttura del ponteggio  
fermapiedi e parapetti di testa non mostrate per chiarezza

FACCIATA NORD-EST - TORRETTA TIPO  
scala 1:100

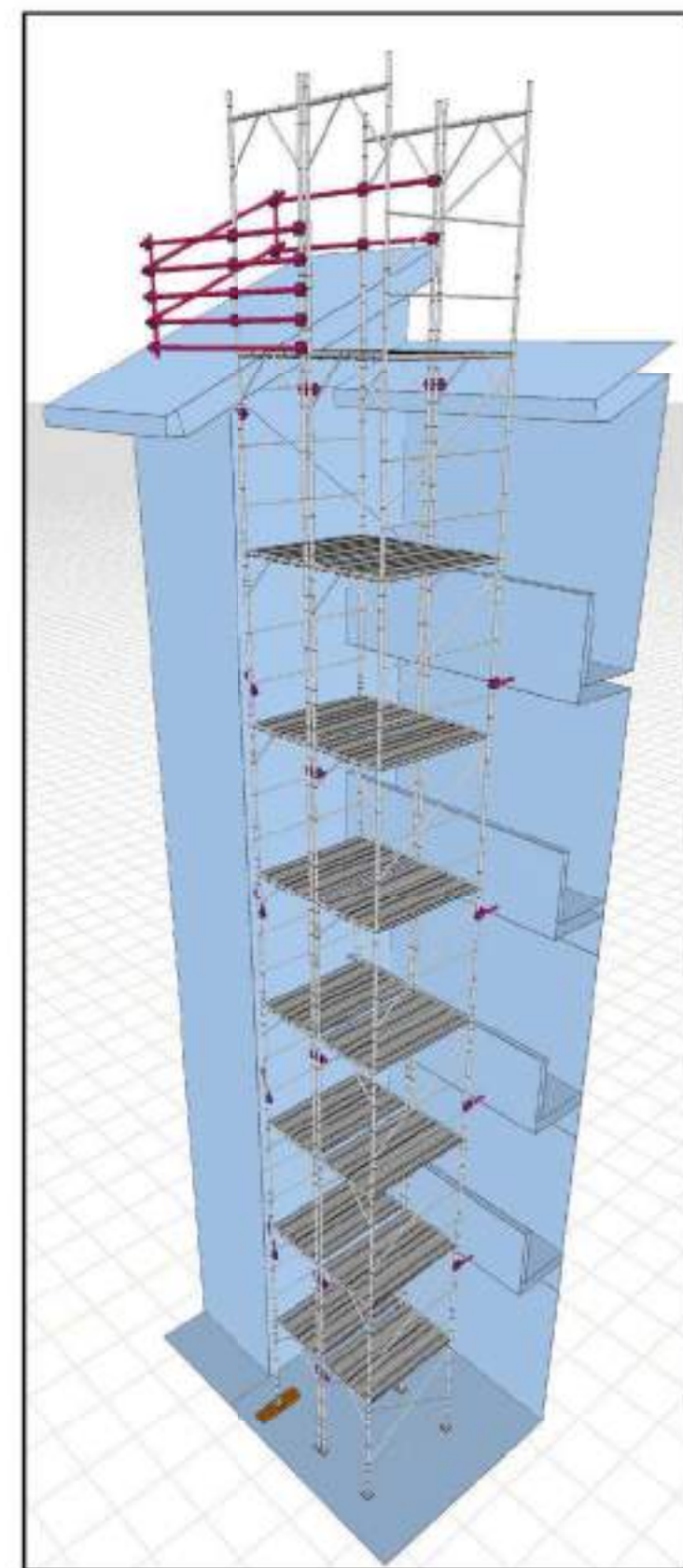
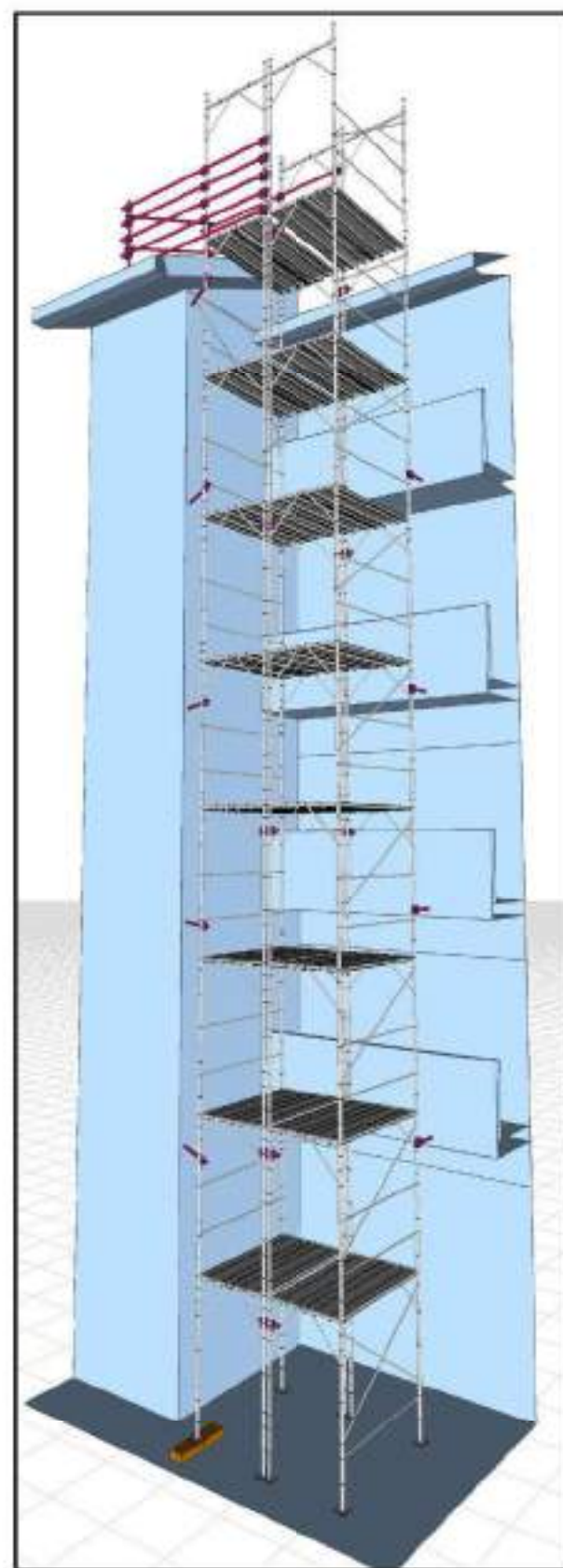


viste prospettive della struttura del ponteggio  
fermapiedi e parapetti di testa non mostrate per chiarezza

FACCIATA SUD-EST - TORRETTA  
scala 1:100

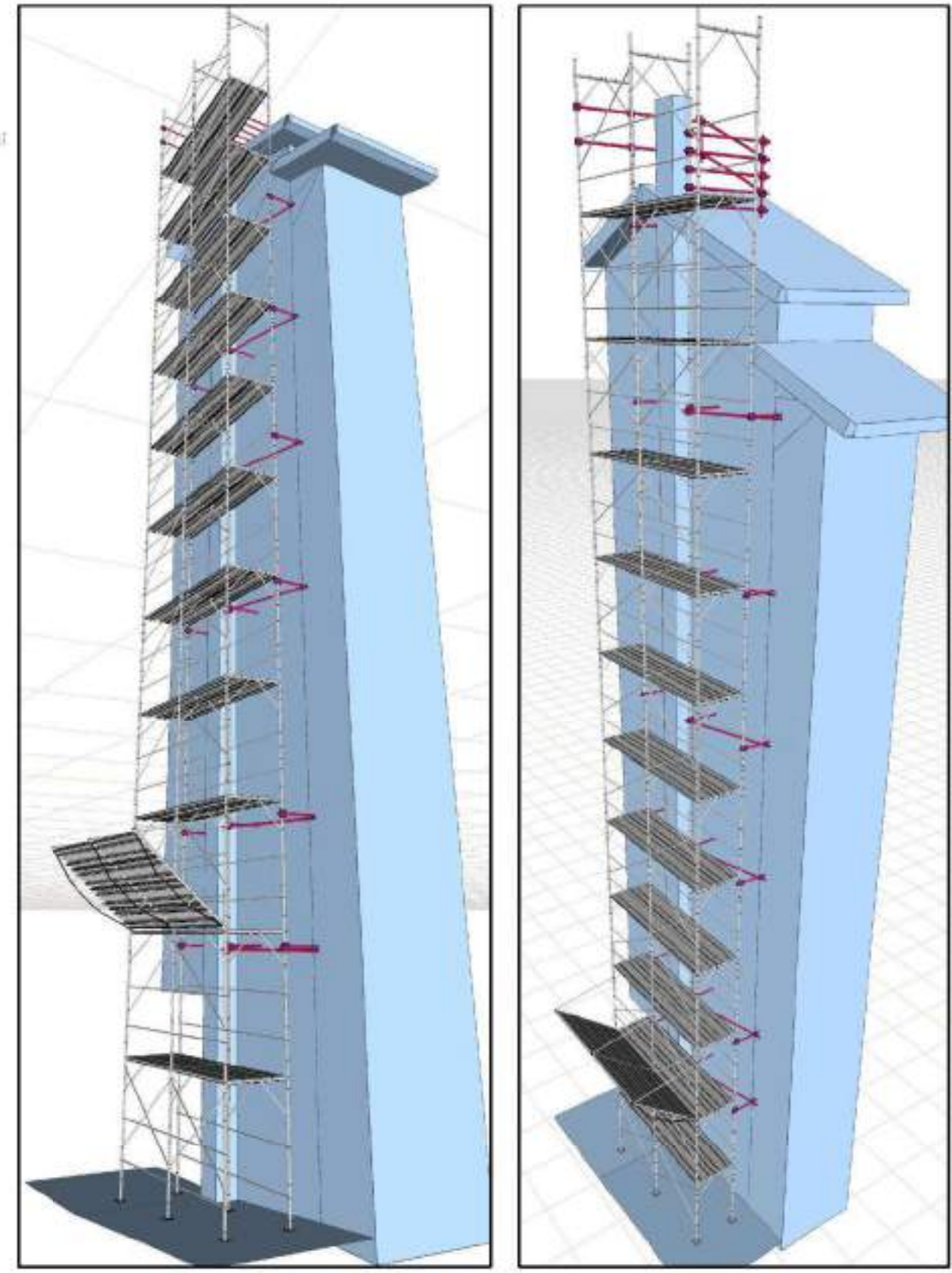
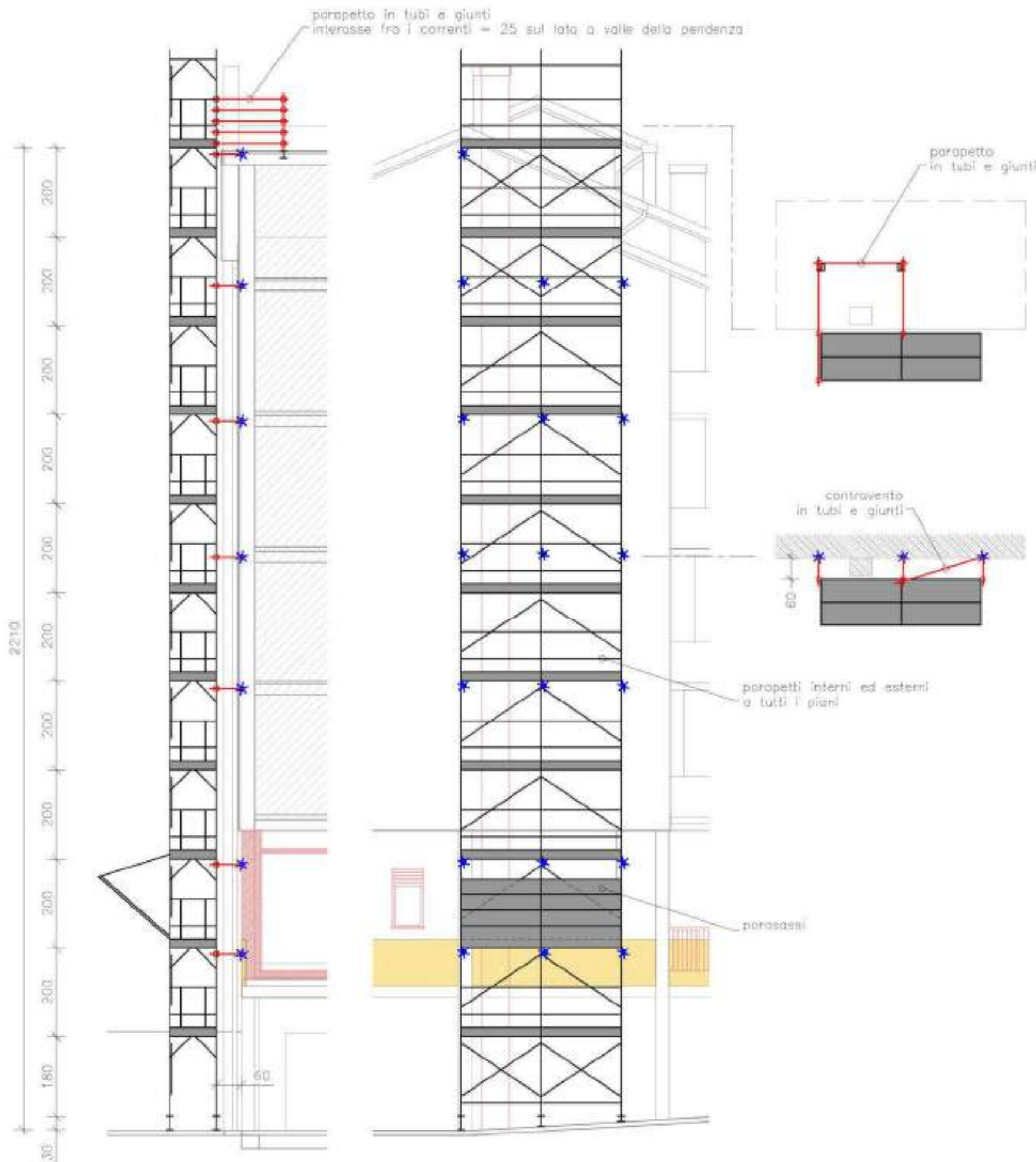


FACCIATA SUD-OVEST - TORRETTA TIPO  
scala 1:100



viste prospettive della struttura del ponteggio  
fermapiedi e parapetti di testa non mostrate per chiarezza





viste prospettive della struttura del ponteggio  
fermapiedi e parapetti di testa non mostrate per chiarezza

FACCIATA NORD-OVEST - TORRETTA TIPO  
scala 1:100

## Relazione di Calcolo di Resistenza e Stabilità 2017-01-RP-R0

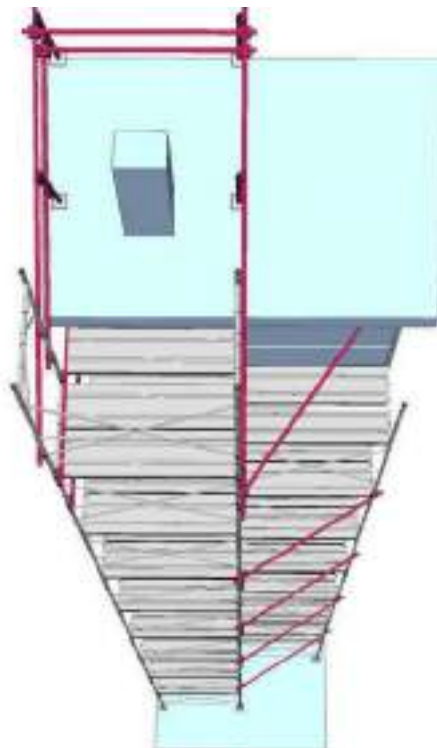
20/02/2017

in conformità all'Art. 133 del Titolo IV del Dlgs 9 Aprile 2008 n. 81 e s.m.i.

Ponteggio metallico fisso:	a telai prefabbricati Marchio Messersì tipo Portale 105 BIS a boccole a tubi e giunti rispondenti alle Norme EN 39 e EN 74
Tipo d'uso:	costruzione
Montaggio:	XXXXXX XXX XXXXX XXX (XX)
Cantiere:	Ristrutturazione di un edificio XXXX XXXXX (XX)

La presente Relazione di Calcolo è corredata dal:

Disegno Esecutivo 2017-01-DP-R0



Progettista:

Ing. Paolo Garbin  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Venezia  
Iscrizione n. 3122

## Indice

1. Premessa	Pag.	3
2. Riferimenti legislativi e normativi	Pag.	3
3. Descrizione	Pag.	6
4. Caratteristiche strutturali degli elementi	Pag.	8
5. Carichi	Pag.	9
6. Verifiche	Pag.	12
7. Conclusioni	Pag.	29

## 1. Premessa

La presente Relazione di Calcolo di Resistenza e Stabilità corredata da Disegno Esecutivo va a costituire il Progetto del ponteggio metallico fisso ai sensi del Dlgs 9 Aprile 2008 n. 81 (e successive modifiche e integrazioni) art. 133.

## 2. Riferimenti legislativi e normativi

Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14/01/2008  
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)

Decreto Legislativo 09/04/ 2008 n. 81  
Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007 n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro

Decreto Legislativo 03/08/2009 n. 106  
Disposizioni integrative e correttive del Decreto Legislativo 9 Aprile 2008 n. 81, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro

Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale n. 149 del 22/11/85  
Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi

Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale n. 20 del 23/05/2003  
Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo di ponteggi metallici fissi

Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 02/02/2009 n. 617  
Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14/01/2008

Circolare del Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali n. 29 del 27/08/2010

Capo II, titolo IV, del D.Lgs. n. 81/2008 e s.m.i. - Quesiti concernenti le norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni e nei lavori in quota.

CNR – Consiglio Nazionale delle Ricerche  
Norma CNR 10011/97 – Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione

Norma CNR 10012/85 – Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni

Norma CNR 10027/85 – Strutture in acciaio per opere provvisorie: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione

UNI – Ente Nazionale Italiano di Unificazione

Norma UNI EN 39:2004 – Tubi in acciaio sciolti per ponteggi a tubi e raccordi – Condizioni tecniche di fornitura

Norma UNI EN 74-1:2007 – Giunti, spinotti e basette per l'utilizzo in strutture di sostegno per opere permanenti e ponteggi  
Parte 1: Giunti per tubi – Requisiti e procedimenti di prova

Norma UNI EN 12810-1: 2004 – Ponteggi di facciata realizzati con componenti prefabbricati  
Parte 1: Specifiche di prodotto

Norma UNI EN 12810-2: 2004 – Ponteggi di facciata realizzati con componenti prefabbricati  
Parte 2: Metodi particolari di progettazione strutturale

Norma UNI EN 12811-1:2004 – Attrezzature provvisorie da lavoro  
Parte 1: Ponteggi – Requisiti prestazionali e progettazione generale

Norma UNI EN 12811-2:2004 – Attrezzature provvisorie da lavoro  
Parte 2: Informazioni sui materiali

Norma UNI EN 12811-3:2005 – Attrezzature provvisorie da lavoro  
Parte 3: Prove di carico

Norma UNI EN 13374:2013 – Sistemi temporanei di protezione dei bordi  
Specifiche di prodotto, metodi di prova

ISPESL – Istituto Superiore per la Sicurezza e la Prevenzione sul Lavoro

Ricerca B4/2000 condotta dal Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università degli Studi di Trento – Validazione di un sistema di calcolo per ponteggi prefabbricati di facciata basato sul metodo dell'amplificazione dei momenti dell'Eurocodice 3 – Relazione finale del 10/08/2004.

Ricerca B1-5/DTS/05 condotta dal Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università degli Studi di Trento – I ponteggi metallici di facciata nei cantieri temporanei o mobili. Le nuove norme di prodotto: aspetti tecnici e legislativi – Relazione finale del 10/02/2009.

INAIL (Istituto Nazionale per l'Assicurazione contro gli Infortuni sul Lavoro)

Dipartimento innovazioni tecnologiche e sicurezza degli impianti, prodotti e insediamenti antropici

I ponteggi metallici fissi di facciata – Determinazione del valore nominale della resistenza caratteristica secondo la UNI EN 12811-3:2005 dei dispositivi di collegamento montante-traverso realizzati con sistemi modulari – Aprile 2015

Messersì spa

Ponteggio a telai prefabbricati - Tipo Portale 105 BIS a boccole

Relazioni Tecniche allegate alle Autorizzazioni ministeriali:

20409/OM.4 del 21/02/1994

Estensione 5660/PROP/PONT/E del 07/07/2004

Estensione 15/VI/0006858/14.03.01.02 del 05/04/2006

Estensione 15/VI/0003784/14.03.01.02 del 02/08/2006

200559/OM.4 del 14/07/1994

20720/OM.4 del 13/04/1995

Estensione 22278/PR/OP/PONT/E del 06/11/2003

20876/PR/OP/PONT/A del 07/06/2004

Estensione 15/0010619/14.03.01.02 del 10/06/2005

Estensione 15/VI/17343/14.03.01.02 del 13/10/2009

Estensione 32/0005332/MA001.A005 del 15/11/2011

### 3. Descrizione

Il ponteggio metallico fisso oggetto della presente Relazione di Calcolo ha lo scopo di servire le operazioni di ristrutturazione di un edificio XXXX ad uso residenziale di 5 piani fuori terra.

Il ponteggio sarà realizzato con telai prefabbricati marchio Messersì, tipo Portale 105 BIS a boccole e con tubi e giunti conformi alle Norme EN 39 ed EN 74.

Il ponteggio verrà montato:

- lungo le facciate Nord-Ovest e Sud-Est dal livello del piano interrato fino al piano primo, con ponte carraio per transito del veicolo da e verso l'autorimessa interrata
- in torrette da terra alla copertura per la costruzione di canne fumarie esterne su tutti i lati dell'edificio
- a servizio della costruzione di pensiline in legno per il ricovero di autoveicoli.

L'edificio continuerà ad essere usato durante i lavori.

Si procede quindi ad una verifica di resistenza e stabilità delle torrette di costruzione delle canne fumarie in quanto:

- di altezza superiore a 20 m (facciate Nord-Ovest e Sud-Est)
- di configurazione non conforme agli schemi approvati nelle Autorizzazioni Ministeriali per accostamento di campate lungo il piano di campata
- con piazzole di sbarco sulla copertura realizzate in tubi e giunti

Essendo l'ultimo impalcato del ponteggio affiancato alla copertura inclinata, il parapetto di sommità rimane di esclusiva pertinenza dell'ultimo impalcato come prescritto dalle Autorizzazioni Ministeriali. Non sono quindi necessarie ulteriori verifiche del parapetto di sommità del ponteggio.

Come ammesso dalle NTC 2008 par 2.7. per costruzioni di tipo 1 (opere provvisorie) con Classe d'uso I, il metodo di calcolo adottato è quello delle tensioni ammissibili per omogeneità con il metodo di sviluppo delle relazioni di calcolo delle relative Autorizzazioni Ministeriali.

Il montaggio dovrà essere eseguito secondo lo schema illustrato nel Disegno Esecutivo allegato e secondo quanto disposto nelle Autorizzazioni Ministeriali relative al ponteggio utilizzato.

#### 3.1. Modello di calcolo

Il comportamento strutturale del ponteggio metallico fisso oggetto della presente relazione è stato studiato mediante un modello tridimensionale ad elementi finiti sviluppato mediante il software di calcolo AxisVM10 (prodotto da Inter-CAD Kft. e distribuito da S.T.A. DATA srl - C.so Raffaello 12 - 10126 Torino).

L'analisi strutturale è stata condotta separatamente su modelli tridimensionali di una parte rappresentativa della struttura del ponteggio.

Gli elementi strutturali lineari del ponteggio sono stati schematizzati da elementi monodimensionali di tipo "beam" con sezioni identiche a quelle nominali descritte nell'Autorizzazione Ministeriale.

Per gli elementi in tubo e giunto, i collegamenti realizzati con giunti ortogonali sono stati schematizzati con una rigidezza di rotazione e cruciforme di 6.00 kNm/rad corrispondente al minimo dei valori specificati nel Prospetto 8 della Norma UNI-EN 74-1.

Gli elementi superficiali come gli impalcati sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali di tipo "beam" con sezioni identiche a quelle nominali descritte nell'Autorizzazione Ministeriale, in particolare gli agganci delle tavole metalliche ai traversi sono stati schematizzati come cerniere sferiche aventi rigidezza angolare nel piano dell'impalcato di 3.00 KNm/rad corrispondente al minimo dei valori desunti da prove sperimentali della ricerca ISPESL B4/2000.

Gli appoggi a terra sono stati schematizzati come cerniere non lineari con sola resistenza a compressione.

Gli ancoraggi all'opera servita sono stati schematizzati come carrelli con grado di libertà nei confronti dello spostamento verticale.

Le ipotesi di modellazione utilizzate sono state validate mediante lo studio di un modello analogo a quello soggetto alle prove di collasso statico e il confronto con i relativi risultati sperimentali nella Relazione Tecnica allegata all'Autorizzazione Ministeriale.

Il comportamento della struttura nei confronti dell'instabilità elastica viene studiato mediante un'analisi di buckling in grado di calcolare i primi modi di instabilità e i relativi moltiplicatori critici. Tutti gli elementi strutturali sottoposti a compressione sono stati schematizzati con un numero di elementi finiti sufficiente a descrivere i fenomeni di instabilità.

La determinazione dell'azione interna di compressione corrispondente al primo moltiplicatore critico viene condotta mediante un'analisi elastica lineare.

Lo studio delle deformazioni, delle azioni interne e delle sollecitazioni viene condotto mediante un'analisi elastica non lineare geometrica (sistema strutturale a nodi spostabili) in modo da tenere conto della variazione dell'effetto delle azioni esterne al progredire della deformazione della struttura.



#### 4. Caratteristiche strutturali degli elementi

##### Telai prefabbricati marchio Messersì tipo Portale 105 BIS a boccole

$A_m$	sezione del montante	414 mm <sup>2</sup>
$W_m$	modulo di resistenza alla flessione del montante	4430 mm <sup>3</sup>
$J_m$	momento d'inerzia della sezione del montante	107000 mm <sup>4</sup>
$i_m$	raggio d'inerzia della sezione del montante = $(J / A)^{1/2}$	16 mm
$\sigma_{adm}$	tensione ammissibile (acciaio Fe 360 – S235JR)	
	Condizione di Carico I (CNR 10011-97 3.3.1)	160 N/mm <sup>2</sup>
	Condizione di Carico II (CNR 10011-97 3.3.1)	180 N/mm <sup>2</sup>

##### Tubo e giunto secondo UNI-EN 74-1 Classe B e BB

$A_t$	sezione del tubo	453 mm <sup>2</sup>
$W_t$	modulo di resistenza alla flessione del tubo	4800 mm <sup>3</sup>
$J_t$	momento d'inerzia della sezione del tubo	115562 mm <sup>4</sup>
$i_t$	raggio d'inerzia della sezione del tubo = $(J / A)^{1/2}$	16 mm
$P_{1,adm}$	frattile 5% del carico ammissibile per un giunto ortogonale	15000 N
$P_{2,adm}$	frattile 5% del carico ammissibile per un giunto ortogonale accoppiato	25000 N
$\sigma_{adm}$	tensione ammissibile (acciaio Fe 360 – S235JR)	
	Condizione di Carico I (CNR 10011-97 3.3.1)	160 N/mm <sup>2</sup>
	Condizione di Carico II (CNR 10011-97 3.3.1)	180 N/mm <sup>2</sup>

##### Elementi in legno di Classe C16 secondo UNI EN 338

$F_{uk,leg}$	tensione rottura del legno	16 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{adm,leg}$	tensione ammissibile del legno	10 N/mm <sup>2</sup>

##### Ancoraggi

Per gli ancoraggi a tassello si fa riferimento al sistema Fischer composto da occhio GS su tassello in nylon S14 ROE, per il quali viene dichiarata una resistenza di estrazione di 15.0 kN su calcestruzzo.

$R_{a,adm,m}$	tensione ammissibile su cls (cordoli e pilastri)	15000 N
---------------	--	---------

## 5. Carichi

I carichi agenti sugli elementi e sulla struttura del ponteggio si distinguono in:

- carichi fissi
- carichi variabili

essi sono desunti dalla Relazione Tecnica allegata alle Autorizzazioni Ministeriali e dalle norme CNR 10012-85 e CNR 10027-85 per le condizioni non previste dalle Autorizzazioni.

Il ponteggio in oggetto è classificato come struttura di Categoria 2 secondo la CNR 10027-85 par. 2.1., non sono pertanto da considerare le forze d'inerzia derivanti dai sismi (rif. CNR 10027-85 par. 3.2.2.), così come specificato anche nella NTC 2008 par. 2.4.1. per le costruzioni di Tipo 1 (opere provvisoriale) con vita nominale minore di 2 anni.

### 5.1. Condizioni di carico

**Condizione di Carico I** (cumula nel modo più sfavorevole le azioni permanenti e accidentali **ad eccezione degli effetti del vento** – CNR 10011-97 3.3.1.)

Qualora le caratteristiche di stabilità della struttura non fossero riconducibili a quelle verificate dalle prove di carico dell'Autorizzazione Ministeriale, come richiesto all'Allegato n. 2 dell'Autorizzazione stessa le verifiche di stabilità globale verranno condotte secondo la CNR 10011-97 par. 7.5.2. con un **coefficiente di sicurezza di 2.5** riferito ai carichi della Condizione di Carico I.

**Condizione di Carico II** (cumula nel modo più sfavorevole le azioni permanenti e accidentali, **vento incluso** – CNR 10011-97 3.3.1)

In particolare per le strutture di categoria 2 si prendono in considerazione (CNR 10027-85 par. 5.2.1.2):

*Condizione di Carico IIa* (cumula nel modo più sfavorevole tutte le azioni previste durante l'esercizio dell'opera provvisoriale)

*Condizione di Carico IIb* (cumula nel modo più sfavorevole tutte le azioni previste quando l'opera provvisoriale è inattiva)

Le verifiche di stabilità e resistenza verranno condotte nei confronti della Condizione di Carico II, con **coefficiente di sicurezza di 1.33** secondo l'Allegato n. 2 dell'Autorizzazione Ministeriale e la CNR 10011-97 3.3.2. e 7.1.

### 5.2. Carichi fissi

Per il ponteggio in esame i carichi fissi sono costituiti dal peso proprio della struttura metallica del ponteggio. Nell'ambito dello schema di calcolo ad elementi finiti, si è attribuito a ciascun elemento il peso proprio a partire dalla lunghezza, dalla sezione e dalla densità del materiale. Per tenere conto delle strutture aggiuntive come i giunti e tavole ferma-piede, tale valore è stato maggiorato del 10%.

### 5.3. Carichi variabili

Carichi di servizio:

$P_1$	carico sugli impalcati da manutenzione	3000 N/m <sup>2</sup>
$P_1$	carico di servizio lineare sulle tavole metalliche da 50 cm = 0.5 $p_1$	1500 N/m
$p_2$	carico sugli impalcati del sottoponte = $p_1 / 2$	1500 N/m <sup>2</sup>
$P_2$	carico di servizio lineare sulle tavole metalliche da 50 cm = 0.5 $p_2$	750 N/m

Carichi da neve:

La quota della casa comunale di Feltre è di 325 m slm. Via Colombo 3 dista circa 1500 m in linea d'aria verso Nord. Si assume cautelativamente una quota di riferimento del sito in oggetto di 500 m slm.

$p_n$	carico da neve = $a_r \cdot a_m \cdot a_z \cdot (900 + 2.4 \cdot h_0)$	1680 N/m <sup>2</sup>
con:		
$a_r$	coefficiente di ritorno (< 2 anni)	1
$a_m$	coefficiente di esposizione	0.8
$a_z$	coefficiente di zona	1
$h_0$	altezza slm (centro abitato di Feltre)	500 m

Nel caso di presenza di più impalcati sulla stessa verticale, l'azione della neve verrà prevista per intero sull'impalcato più elevato e per il 30% su uno degli impalcati sottostanti.

$p_{n1}$	carico da neve sull'ultimo impalcato = $p_n$	1680 N/m <sup>2</sup>
$p_{n,s}$	carico da neve sugli impalcati sottostanti = $p_{n1} \cdot .3$	504 N/m <sup>2</sup>

Azione del vento

Azione del vento sul ponteggio a telai prefabbricati a varie quote nella **condizione di fuori servizio** (*Condizione di Carico IIb*) assunta distribuita lungo i montanti (da considerare una volta per i montanti esterni e due volte per i montanti interni) viene ricavata dai valori riportati all'allegato IV.7 e IV.8 (26/04/2004) dell'Autorizzazione Ministeriale 20876/PR/OP/PONT/A del 07/06/2004:

altezza fra 0 e 10 m	normale	166 N/m	parallela	131 N/m
altezza fra 10 e 20 m	normale	215 N/m	parallela	169 N/m
parasassi	normale	572 N/m		

L'azione del vento nella **condizione di esercizio** verrà ottenuta moltiplicando il corrispondente valore di fuori servizio per il quadrato del rapporto delle rispettive velocità di riferimento  $(16 / 30)^2 = .284$

L'effetto schermo dell'opera servita nei riguardi dell'azione del vento perpendicolare all'opera stessa verrà valutato mediante il coefficiente di permeabilità (della facciata dell'opera servita):

$\mu_{f,N}$	coefficiente di permeabilità = $.3 + A_a / A_{t,N}$	0.3
-------------	---	-----

con:

$A_a$	superficie relativa delle aperture nelle facciate dell'opera servita in direzione perpendicolare alla velocità del vento	0.0 m <sup>2</sup>
$A_{t,N}$	superficie relativa della facciata dell'opera servita (unitaria)	1.0 m <sup>2</sup>

### Azioni orizzontali dovute alle imperfezioni di montaggio

Per tenere conto delle imperfezioni di montaggio si assumono delle azioni esterne orizzontali pari a 1/100 della somma della azioni verticali sui montanti interni ed esterni.

Tali azioni sono state incluse nel modello mediante una corrispondente deviazione dalla verticale di 0.6° dell'intera struttura intorno agli assi x e y giacenti sul piano di appoggio.

## 6. Verifiche

**Facciata Nord-Est:** vengono montate 3 torrette per la costruzione di altrettante canne fumarie fin sopra la copertura, composte da 2 campate interne alle quali è accostata 1 campata esterna collegata mediante stocchi in tubi e giunti con ultimo impalcato a 16.20 m.  
Si procede alla verifica di resistenza e stabilità per le Condizioni di Carico I e II

**Facciata Sud-Est:** viene montata 1 torretta per la costruzione di una canna fumaria fin sopra la copertura, composta da 2 campate con partenza inclinata e ultimo impalcato a 22.10 m.  
Si procede alla verifica di resistenza e stabilità per le Condizioni di Carico I e II

**Facciata Sud-Ovest:** vengono montate 4 torrette per la costruzione di altrettante canne fumarie fin sopra la copertura, composte da 1 campata interna alla quale è accostata 1 campata esterna collegata mediante stocchi in tubi e giunti con ultimo impalcato a 16.10 m.  
Si procede alla verifica di resistenza e stabilità per le Condizioni di Carico I e II

**Facciata Nord-Ovest:** viene montata 1 torretta per la costruzione di una canna fumaria fin sopra la copertura, composta da 2 campate interne con parasassi e ultimo impalcato a 22.10 m.  
Si procede alla verifica di resistenza e stabilità per le Condizioni di Carico I e II

## 6.1. Torretta – Facciata Nord-Est Verifica di stabilità

Da un'analisi di buckling della Condizione di Carico I, si è determinato il primo moltiplicatore critico. La stabilità dovrà essere verificata a meno di un coefficiente di sicurezza di 2.50. Per definizione tale coefficiente di sicurezza è direttamente confrontabile con il primo moltiplicatore critico.

$n_{cr(1)}$	Condizione di Carico I - primo moltiplicatore critico	7.08 > 2.50
-------------	---	-------------

Il primo modo di instabilità coinvolge le stilate centrali nel piano di stilata.

Da un'analisi elastica lineare si ottiene il corrispondente carico assiale massimo insistente sui montanti:

$N_{cr}$	carico critico teorico	45312 N
$\sigma_{cr}$	sforzo critico teorico = $N_{cr} / A$	109 N/mm <sup>2</sup>

Dalla formula di Eulero si ottiene:

$\lambda$	snellezza equivalente del montante = $\pi \cdot (E/\sigma_{cr})^{1/2}$	138
$L_c$	lunghezza libera di inflessione equivalente = $\lambda \cdot i_m / 1000$	2.21 m

Dalla CNR 10011-97 Prospetto 7-IIa si ottiene:

$\omega$	coefficiente di amplificazione dei carichi	2.58
----------	--	------

Da un'analisi elastica non lineare delle varie Condizioni di Carico I e II, si è verificato che la combinazione di carico più gravosa per i montanti esterni della stilata centrale nella condizione di fuori esercizio con vento parallelo a 30 m/s e neve. Si sono ottenuti i seguenti valori per il montante esterno più caricato:

### montante esterno della stilata centrale:

$N$	azione assiale massima (compressione)	5432 N
$M_{y,min}$	momento flettente asse locale y – valore minimo sull'asta	0 Nm
$M_{y,max}$	momento flettente asse locale y – valore massimo sull'asta	453 Nm
$M_{y,m}$	momento flettente asse locale y – valore medio sull'asta	227 Nm
$M_{z,min}$	momento flettente asse locale z – valore minimo sull'asta	0 Nm
$M_{z,max}$	momento flettente asse locale z – valore massimo sull'asta	91 Nm
$M_{z,m}$	momento flettente asse locale z – valore medio sull'asta	45.5 Nm
$M_{max}$	momento flettente – valore massimo sull'asta = $(M_{y,max}^2 + M_{z,max}^2)^{1/2}$	462 Nm
$M_m$	momento flettente – valore medio sull'asta = $(M_{y,m}^2 + M_{z,m}^2)^{1/2}$	231 Nm
$M_{eq}$	momento equivalente (CNR 10011-97 7.4.1.1) = $1.3 \cdot M_m$	300 Nm
$M_{eq,lim}$	limite inferiore di $M_{eq}$ (CNR 10011-97 7.4.1.1) = $.75 \cdot M_{max}$	347 Nm

Dalla verifica di sicurezza di aste presso inflesse secondo la CNR 10011-97 7.4.1. si ottiene per le due porzioni di montante maggiormente sollecitate:

$\sigma_s = \omega \cdot N / A + M_{eq} / (\psi \cdot W \cdot (1 - v \cdot N / N_{cr})) < \sigma_{adm}$		
con: $\psi$	coefficiente di adattamento plastico	1
$v$	coefficiente di sicurezza (condizione di carico II)	1.33

montante esterno della stilata centrale:

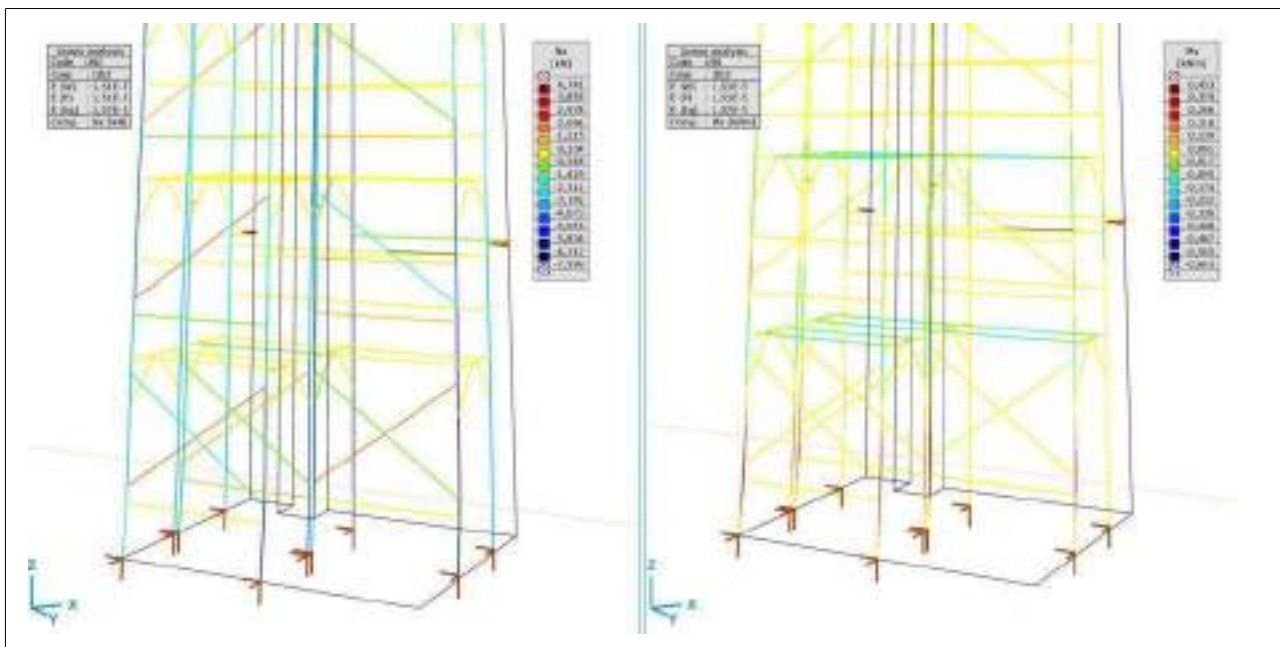
$$\sigma_s = 34 + 93 = 127 < 180 = \sigma_{adm}$$

N/mm<sup>2</sup>



Condizione di Carico I

Analisi di instabilità – Primo modo di instabilità reale



Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento parallelo e neve

Analisi elastica non lineare – Azioni assiali e momenti flettenti

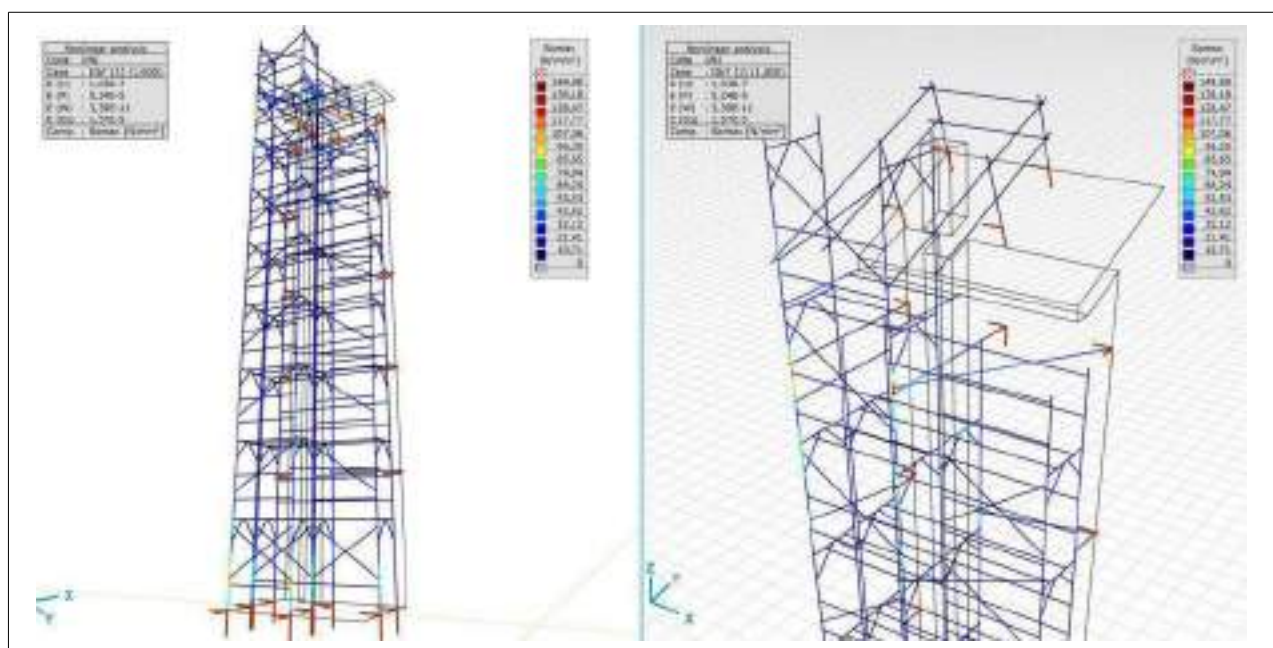
## 6.2. Torretta – Facciata Nord-Est Verifica di resistenza

Si procede a una verifica generale della struttura mediante il calcolo della tensione di Von Mises in tutti gli elementi strutturali del ponteggio.

Da un'analisi elastica non lineare si è rilevato che la combinazione di carico più gravosa corrisponde alla condizione di fuori servizio con vento parallelo e neve.

Il valore massimo di Von Mises sui montanti esterni in corrispondenza degli ancoraggi superiori viene confrontato con la tensione ammissibile per la Condizione di Carico II.

$$\sigma_f = 150 < 180 = \sigma_{adm}$$

N/mm<sup>2</sup>

Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento parallelo a 30 m/s e neve  
Analisi elastica non lineare – Tensione di Von Mises



### 6.3. Torretta – Facciata Nord-Est Verifica degli ancoraggi

Da un'analisi elastica non lineare si è rilevato che la combinazione di carico più gravosa per gli ancoraggi alla facciata dell'opera servita si verifica per quelli superiori, nella condizione di fuori servizio con vento a 30 m/s in direzione parallela e neve:

$$F_{a, \text{nor}} \quad \text{forza sull'ancoraggio – normale alla parete} \quad 4432 \quad [\text{N}]$$

Il massimo valore ad estrazione dei tasselli di ancoraggio corrisponde al carico sull'ancoraggio:

$$F_{a, \text{est}} \quad \text{forza di estrazione sull'ancoraggio} = F_{a, \text{nor}} \quad 4432 \quad [\text{N}]$$

Il massimo carico sull'ancoraggio deve essere confrontato con la resistenza a scorrimento dei giunti ortogonali di collegamento al ponteggio e con la resistenza ad estrazione dei tasselli di fissaggio all'opera servita.

La verifica a scorrimento dei giunti deve garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 1,5 rispetto al frattile 5% delle prove di scorrimento:

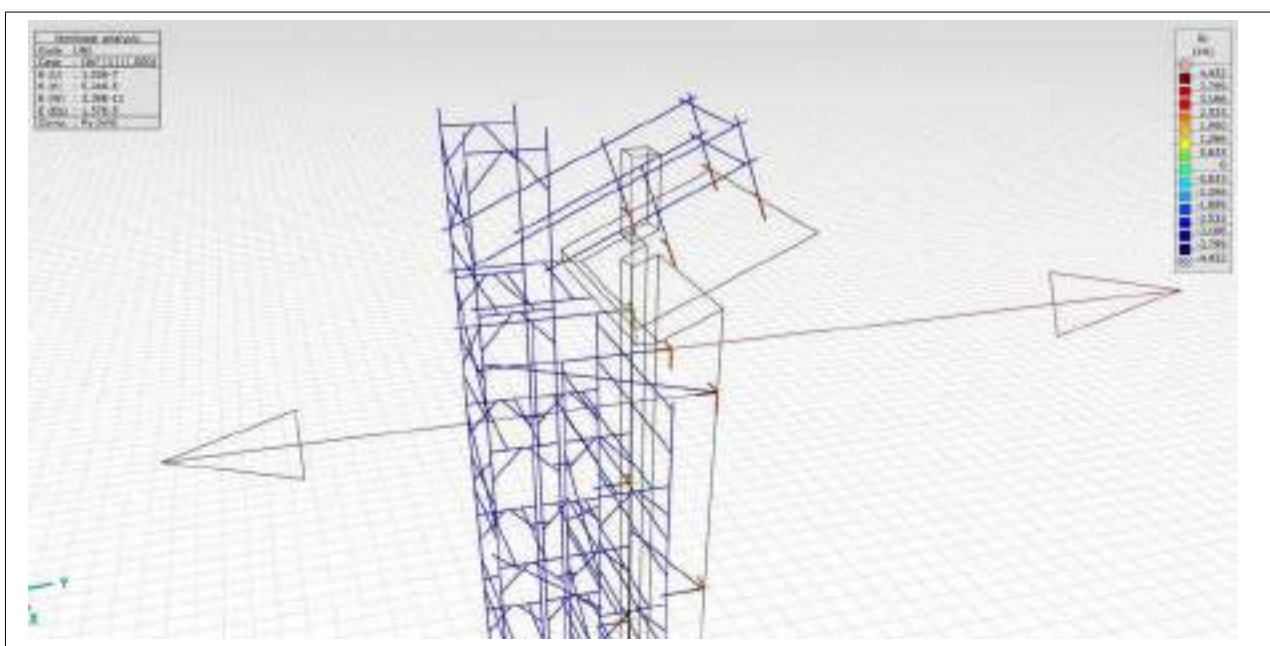
$$P_g \quad \text{azione massima di scorrimento dei giunti} = F_{a, \text{nor}} \quad 4432 \quad [\text{N}]$$

$$P_{1, \text{adm}} / P_g = 15000 / 4432 = 3.38 > 1.5$$

La verifica a estrazione dei tasselli deve garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 2.5 rispetto alle prestazioni dichiarate dal costruttore:

$$P_{\text{est}} \quad \text{azione massima di estrazione dei tasselli} = F_{a, \text{est}} \quad 4432 \quad [\text{N}]$$

$$R_a / P_{\text{est}} = 15000 / 4432 = 3.38 > 2.5$$



Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento parallelo a 30 m/s e neve  
Analisi elastica non lineare – Azioni sugli ancoraggi

## 6.4. Torretta – Facciata Sud-Est Verifica di stabilità

Da un'analisi di buckling della Condizione di Carico I, si è determinato il primo moltiplicatore critico. La stabilità dovrà essere verificata a meno di un coefficiente di sicurezza di 2.50. Per definizione tale coefficiente di sicurezza è direttamente confrontabile con il primo moltiplicatore critico.

$n_{cr(1)}$	Condizione di Carico I - primo moltiplicatore critico	7.87 > 2.50
-------------	---	-------------

Il primo modo di instabilità coinvolge la stilata esterna più lunga della torre di sostegno per carico di servizio applicato agli ultimi due impalcati.

Da un'analisi elastica lineare si ottiene il corrispondente carico assiale massimo insistente sui montanti:

$N_{cr}$	carico critico teorico	42781 N
$\sigma_{cr}$	sforzo critico teorico = $N_{cr} / A$	103 N/mm <sup>2</sup>

Dalla formula di Eulero si ottiene:

$\lambda$	snellezza equivalente del montante = $\pi \cdot (E/\sigma_{cr})^{1/2}$	142
$L_c$	lunghezza libera di inflessione equivalente = $\lambda \cdot i_m / 1000$	2.28 m

Dalla CNR 10011-97 Prospetto 7-IIa si ottiene:

$\omega$	coefficiente di amplificazione dei carichi	2.71
----------	--	------

Da un'analisi elastica non lineare delle varie Condizioni di Carico I e II, si è verificato che la combinazione di carico più gravosa per i montanti corrisponde alla condizione di fuori servizio con vento parallelo a 30 m/s e neve. Si sono ottenuti i seguenti valori per il montante esterno più caricato:

### montante esterno della stilata esterna più corta:

$N$	azione assiale massima (compressione)	9079 N
$M_{y,min}$	momento flettente asse locale y – valore minimo sull'asta	0 Nm
$M_{y,max}$	momento flettente asse locale y – valore massimo sull'asta	179 Nm
$M_{y,m}$	momento flettente asse locale y – valore medio sull'asta	90 Nm
$M_{z,min}$	momento flettente asse locale z – valore minimo sull'asta	0 Nm
$M_{z,max}$	momento flettente asse locale z – valore massimo sull'asta	15 Nm
$M_{z,m}$	momento flettente asse locale z – valore medio sull'asta	7.5 Nm
$M_{max}$	momento flettente – valore massimo sull'asta = $(M_{y,max}^2 + M_{z,max}^2)^{1/2}$	180 Nm
$M_m$	momento flettente – valore medio sull'asta = $(M_{y,m}^2 + M_{z,m}^2)^{1/2}$	90 Nm
$M_{eq}$	momento equivalente (CNR 10011-97 7.4.1.1) = $1.3 \cdot M_m$	117 Nm
$M_{eq,lim}$	limite inferiore di $M_{eq}$ (CNR 10011-97 7.4.1.1) = $.75 \cdot M_{max}$	135 Nm

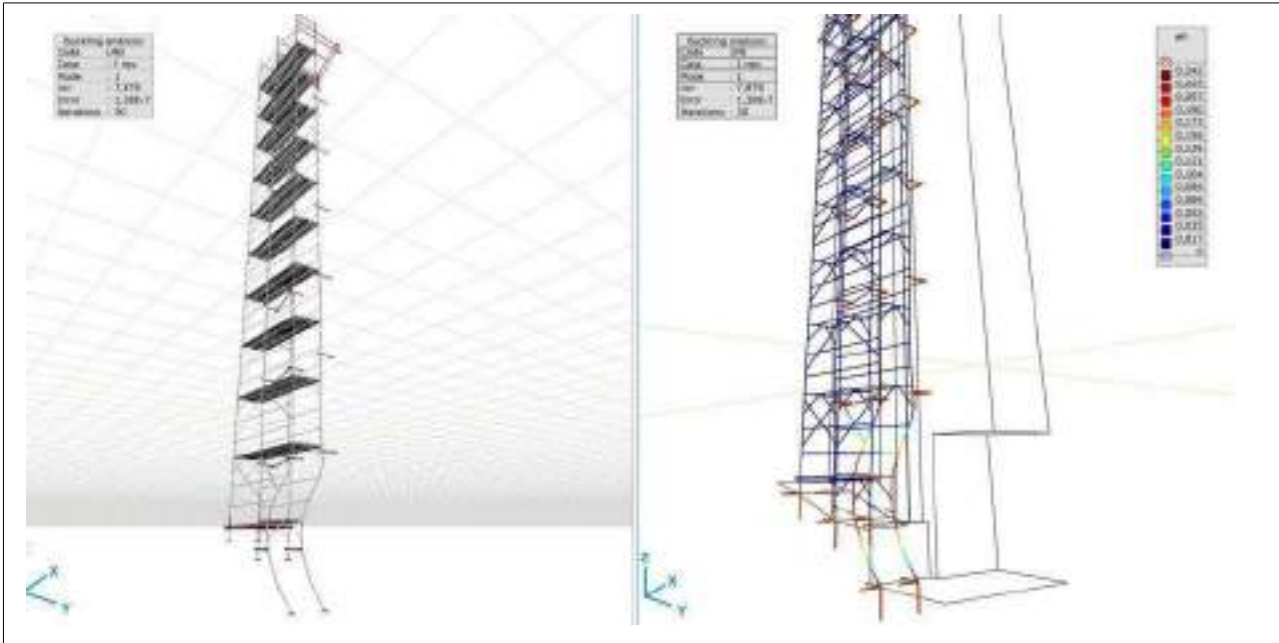
Dalla verifica di sicurezza di aste presso inflesse secondo la CNR 10011-97 7.4.1. si ottiene per le due porzioni di montante maggiormente sollecitate:

$\sigma_s = \omega \cdot N / A + M_{eq} / (\psi \cdot W \cdot (1 - v \cdot N / N_{cr})) < \sigma_{adm}$		
con: $\psi$	coefficiente di adattamento plastico	1
$v$	coefficiente di sicurezza (condizione di carico II)	1.33

montante esterno della stilata esterna più corta:

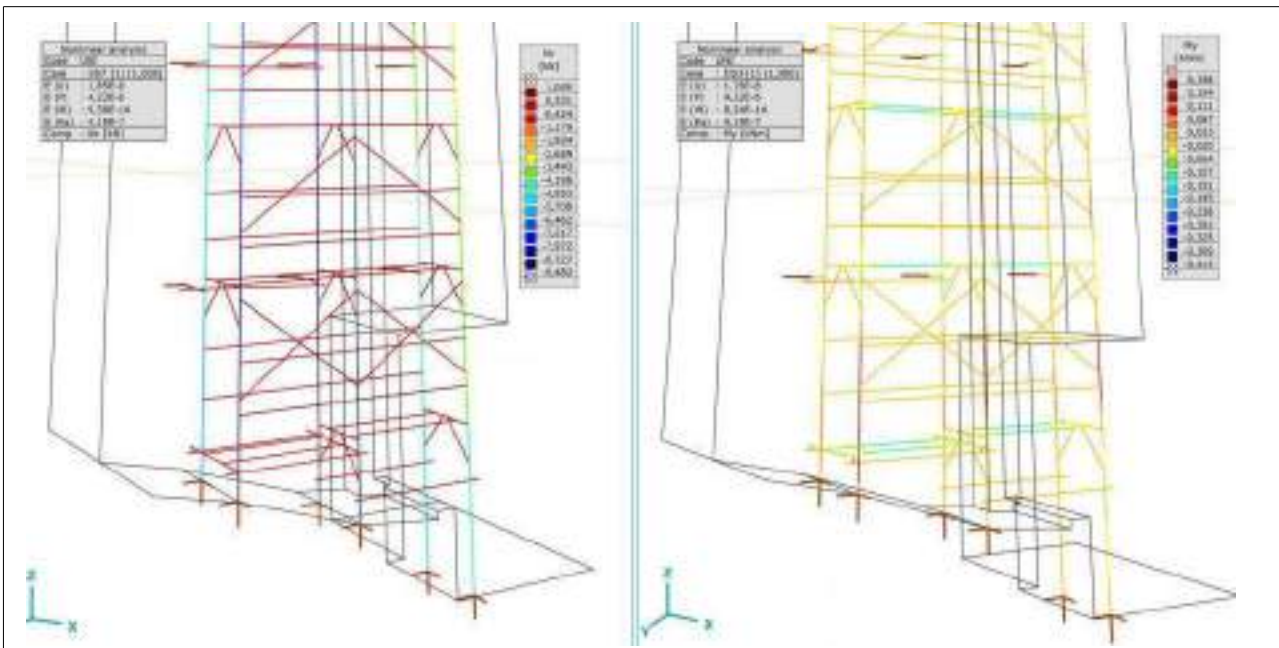
$$\sigma_s = 59 + 42 = 102 < 180 = \sigma_{adm}$$

N/mm<sup>2</sup>



Condizione di Carico I

Analisi di instabilità – Primo modo di instabilità



Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento parallelo e neve

Analisi elastica non lineare – Azioni assiali e momenti flettenti

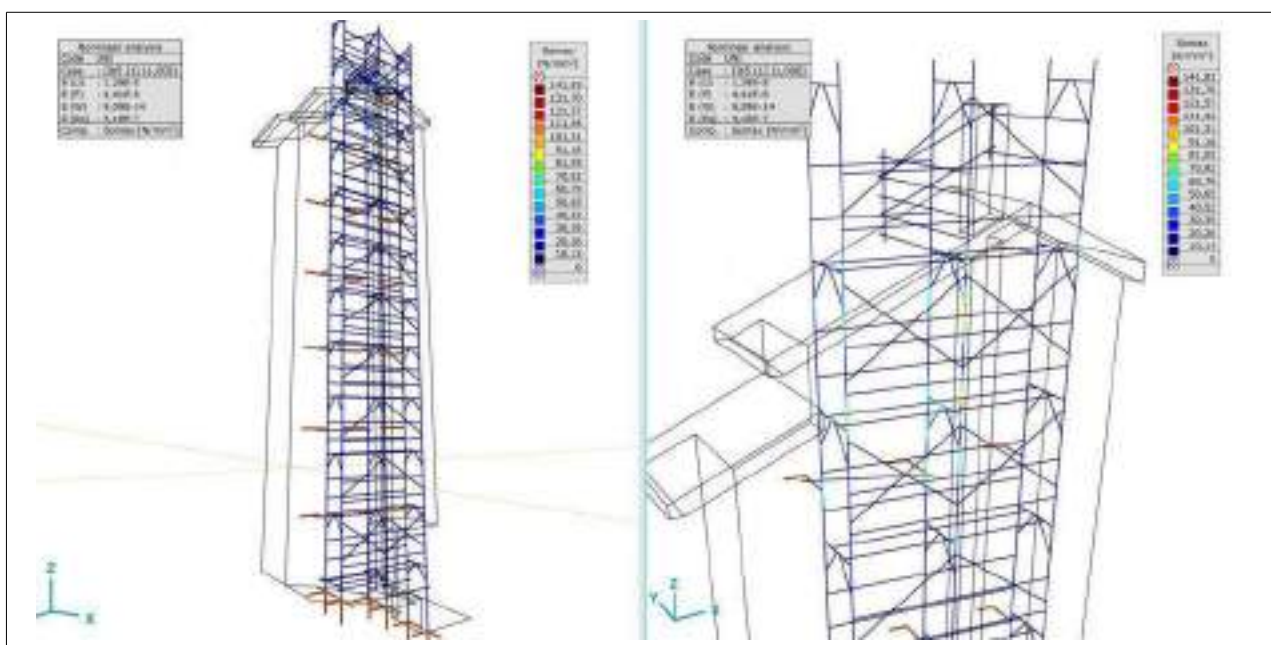
## 6.5. Torretta – Facciata Sud-Est Verifica di resistenza

Si procede a una verifica generale della struttura mediante il calcolo della tensione massima di Von Mises.

Da un'analisi elastica non lineare si è rilevato che la combinazione di carico più gravosa corrisponde alla condizione di fuori servizio con vento ortogonale a 30 m/s e neve.

Il valore massimo della tensione di Von Mises nei montanti della stilata interna alla sommità del ponteggio (alla base della parte non schermata dall'edificio) viene confrontato con la tensione ammissibile per la Condizione di Carico II.

$$\sigma_f = 142 < 180 = \sigma_{adm}$$

N/mm<sup>2</sup>

Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento ortogonale a 30 m/s e neve  
Analisi elastica non lineare – Tensione di Von Mises

## 6.6. Torretta – Facciata Sud-Est Verifica degli ancoraggi

Da un'analisi elastica non lineare si è rilevato che la combinazione di carico più gravosa per gli ancoraggi alla facciata dell'opera servita si verifica per quelli superiori, nella condizione di fuori servizio con vento a 30 m/s in direzione ortogonale e neve:

$$F_{a, \text{nor}} \quad \text{forza sull'ancoraggio – normale alla parete} \quad 1859 \quad [\text{N}]$$

Il massimo valore ad estrazione dei tasselli di ancoraggio corrisponde al carico sull'ancoraggio:

$$F_{a, \text{est}} \quad \text{forza di estrazione sull'ancoraggio} = F_{a, \text{nor}} \quad 1859 \quad [\text{N}]$$

Il massimo carico sull'ancoraggio deve essere confrontato con la resistenza a scorrimento dei giunti ortogonali di collegamento al ponteggio e con la resistenza ad estrazione dei tasselli di fissaggio all'opera servita.

La verifica a scorrimento dei giunti deve garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 1,5 rispetto al frattile 5% delle prove di scorrimento:

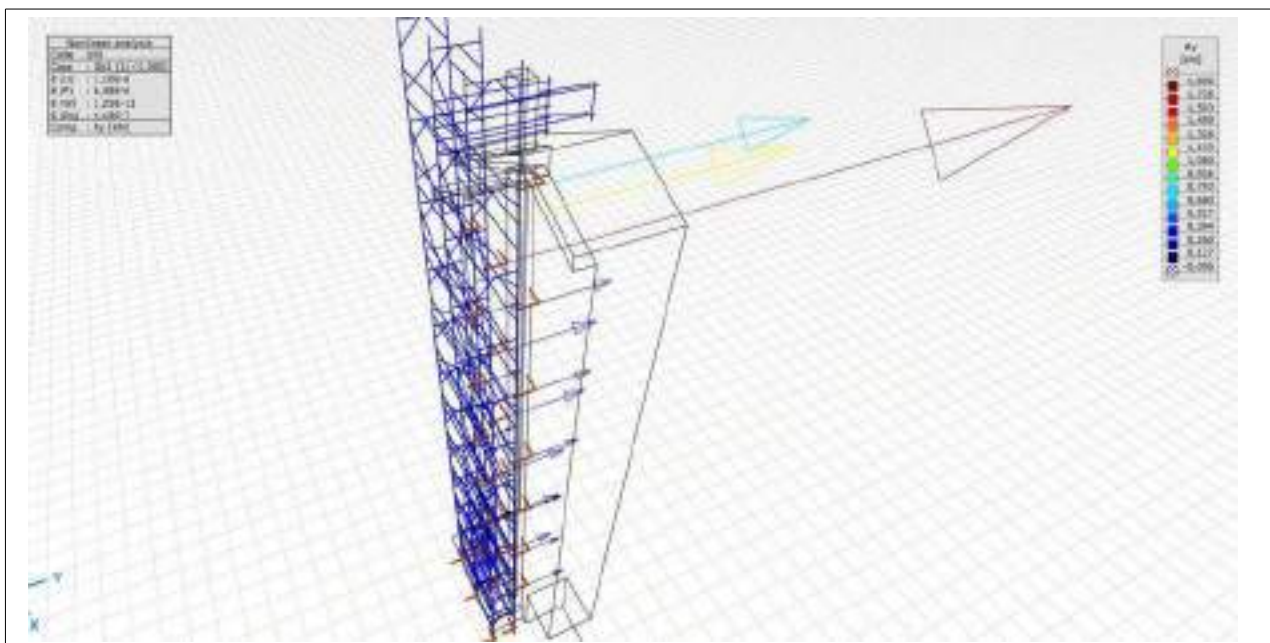
$$P_g \quad \text{azione massima di scorrimento dei giunti} = F_{a, \text{nor}} \quad 1859 \quad [\text{N}]$$

$$P_{1, \text{adm}} / P_g = 15000 / 1859 = 8.07 > 1.5$$

La verifica a estrazione dei tasselli deve garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 2.5 rispetto alle prestazioni dichiarate dal costruttore:

$$P_{\text{est}} \quad \text{azione massima di estrazione dei tasselli} = F_{a, \text{est}} \quad 1859 \quad [\text{N}]$$

$$R_a / P_{\text{est}} = 15000 / 1859 = 8.07 > 2.5$$



Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento ortogonale a 30 m/s e neve  
Analisi elastica non lineare – Azioni sugli ancoraggi

## 6.7. Torretta – Facciata Sud-Ovest Verifica di stabilità

Da un'analisi di buckling della Condizione di Carico I, si è determinato il primo moltiplicatore critico. La stabilità dovrà essere verificata a meno di un coefficiente di sicurezza di 2.50. Per definizione tale coefficiente di sicurezza è direttamente confrontabile con il primo moltiplicatore critico.

$n_{cr(1)}$	Condizione di Carico I - primo moltiplicatore critico	6.46 > 2.50
-------------	---	-------------

Il primo modo di instabilità coinvolge la stilata esterna più vicina alla facciata del camino per carico di servizio applicato agli ultimi due impalcati.

Da un'analisi elastica lineare si ottiene il corrispondente carico assiale massimo insistente sui montanti:

$N_{cr}$	carico critico teorico	27545 N
$\sigma_{cr}$	sforzo critico teorico = $N_{cr} / A$	67 N/mm <sup>2</sup>

Dalla formula di Eulero si ottiene:

$\lambda$	snellezza equivalente del montante = $\pi \cdot (E/\sigma_{cr})^{1/2}$	176
$L_c$	lunghezza libera di inflessione equivalente = $\lambda \cdot i_m / 1000$	2.84 m

Dalla CNR 10011-97 Prospetto 7-IIa si ottiene:

$\omega$	coefficiente di amplificazione dei carichi	3.96
----------	--	------

Da un'analisi elastica non lineare delle varie Condizioni di Carico I e II, si è verificato che la combinazione di carico più gravosa per i montanti corrisponde alla condizione di fuori servizio con vento ortogonale e parallelo a 30 m/s e neve. Si sono ottenuti i seguenti valori per il montante esterno più caricato:

### montante esterno, lato terrazze, più lontano dal camino:

$N$	azione assiale massima (compressione)	7726 N
$M_{y,min}$	momento flettente asse locale y – valore minimo sull'asta	0 Nm
$M_{y,max}$	momento flettente asse locale y – valore massimo sull'asta	6 Nm
$M_{y,m}$	momento flettente asse locale y – valore medio sull'asta	3 Nm
$M_{z,min}$	momento flettente asse locale z – valore minimo sull'asta	0 Nm
$M_{z,max}$	momento flettente asse locale z – valore massimo sull'asta	56 Nm
$M_{z,m}$	momento flettente asse locale z – valore medio sull'asta	28 Nm
$M_{max}$	momento flettente – valore massimo sull'asta = $(M_{y,max}^2 + M_{z,max}^2)^{1/2}$	56 Nm
$M_m$	momento flettente – valore medio sull'asta = $(M_{y,m}^2 + M_{z,m}^2)^{1/2}$	28 Nm
$M_{eq}$	momento equivalente (CNR 10011-97 7.4.1.1) = $1.3 \cdot M_m$	37 Nm
$M_{eq,lim}$	limite inferiore di $M_{eq}$ (CNR 10011-97 7.4.1.1) = $.75 \cdot M_{max}$	42 Nm

Dalla verifica di sicurezza di aste presso inflesse secondo la CNR 10011-97 7.4.1. si ottiene per le due porzioni di montante maggiormente sollecitate:

$\sigma_s = \omega \cdot N / A + M_{eq} / (\psi \cdot W \cdot (1 - v \cdot N / N_{cr})) < \sigma_{adm}$		
con: $\psi$	coefficiente di adattamento plastico	1
$v$	coefficiente di sicurezza (condizione di carico II)	1.33

montante esterno, lato terrazze, più lontano dal camino:

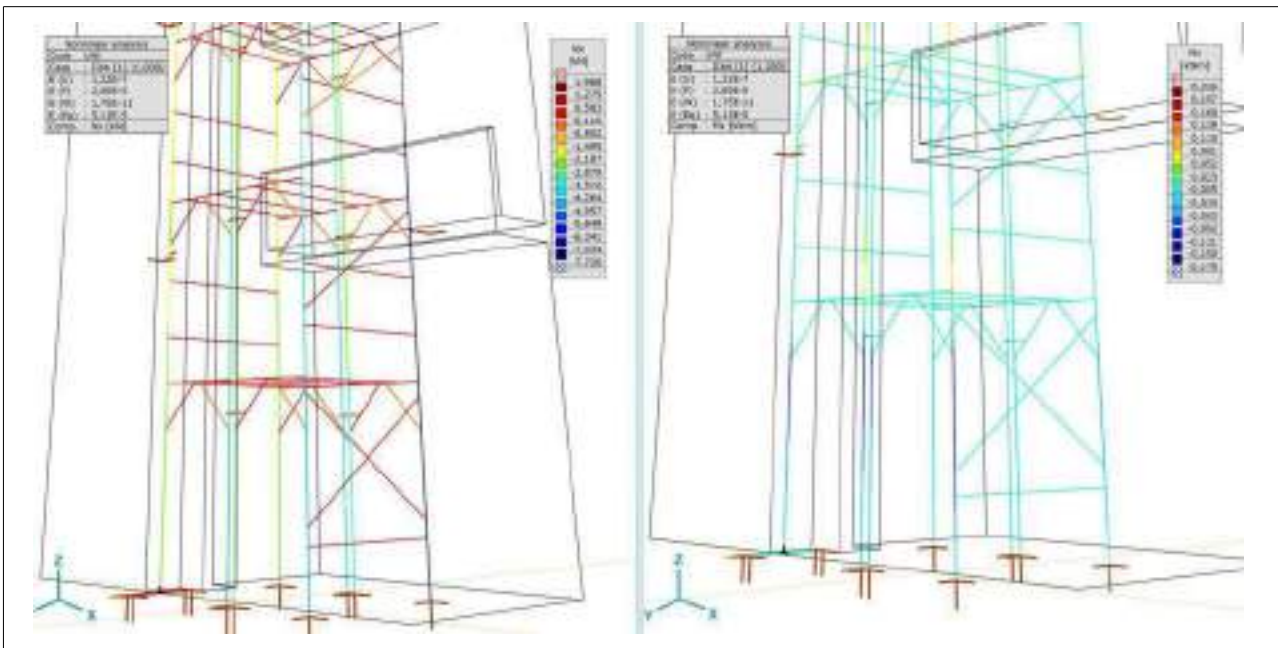
$$\sigma_s = 74 + 15 = 89 < 180 = \sigma_{adm}$$

N/mm<sup>2</sup>



Condizione di Carico I

Analisi di instabilità – Primo modo di instabilità



Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento ortogonale a parallelo a 30 m/s e neve

Analisi elastica non lineare – Azioni assiali e momenti flettenti

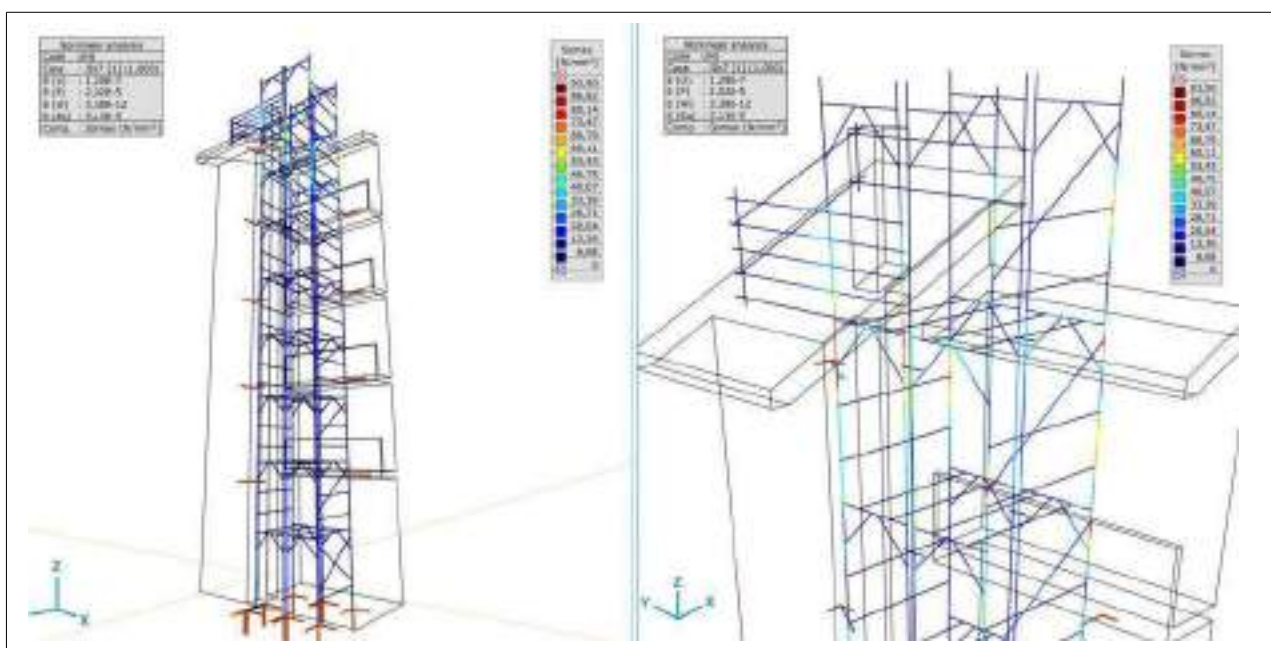
## 6.8. Torretta – Facciata Sud-Ovest Verifica di resistenza

Si procede a una verifica generale della struttura mediante il calcolo della tensione massima di Von Mises.

Da un'analisi elastica non lineare si è rilevato che la combinazione di carico più gravosa corrisponde alla condizione di fuori servizio con vento parallelo a 30 m/s e neve.

Il valore massimo della tensione di Von Mises nei montanti della stilata interna alla sommità del ponteggio (alla base della parte non schermata dall'edificio) viene confrontato con la tensione ammissibile per la Condizione di Carico II.

$$\sigma_f = 142 < 180 = \sigma_{adm} \quad \text{N/mm}^2$$



Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento parallelo a 30 m/s e neve  
Analisi elastica non lineare – Tensione di Von Mises

Il montante esterno più vicino al camino poggia su una coppia di morali in legno 10x10 cm a protezione di una griglia di areazione dell'interrato.

Si verifica la resistenza dei morali in legno per la massima azione assiale sul montante.

Da un'analisi elastica non lineare si è rilevato che la massima azione assiale sul montante di interesse si verifica nella condizione di fuori servizio con vento ortogonale e parallelo a 30 m/s e neve con un valore di 5864 N.

La corrispondente tensione flessionale sui morali in legno viene confrontata con il valore ammissibile per il legno di categoria C16:

$$\sigma_{leg} = 3.6 < 10 = \sigma_{adm,leg} \quad \text{N/mm}^2$$



## 6.9. Torretta – Facciata Sud-Ovest Verifica degli ancoraggi

Da un'analisi elastica non lineare si è rilevato che la combinazione di carico più gravosa per gli ancoraggi alla facciata dell'opera servita si verifica per quelli superiori, nella condizione di fuori servizio con vento a 30 m/s e neve:

$$F_{a, \text{nor}} \quad \text{forza sull'ancoraggio – normale alla parete} \quad 1674 \quad [\text{N}]$$

Il massimo valore ad estrazione dei tasselli di ancoraggio corrisponde al carico sull'ancoraggio:

$$F_{a, \text{est}} \quad \text{forza di estrazione sull'ancoraggio} = F_{a, \text{nor}} \quad 1674 \quad [\text{N}]$$

Il massimo carico sull'ancoraggio deve essere confrontato con la resistenza a scorrimento dei giunti ortogonali di collegamento al ponteggio e con la resistenza ad estrazione dei tasselli di fissaggio all'opera servita.

La verifica a scorrimento dei giunti deve garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 1,5 rispetto al frattile 5% delle prove di scorrimento:

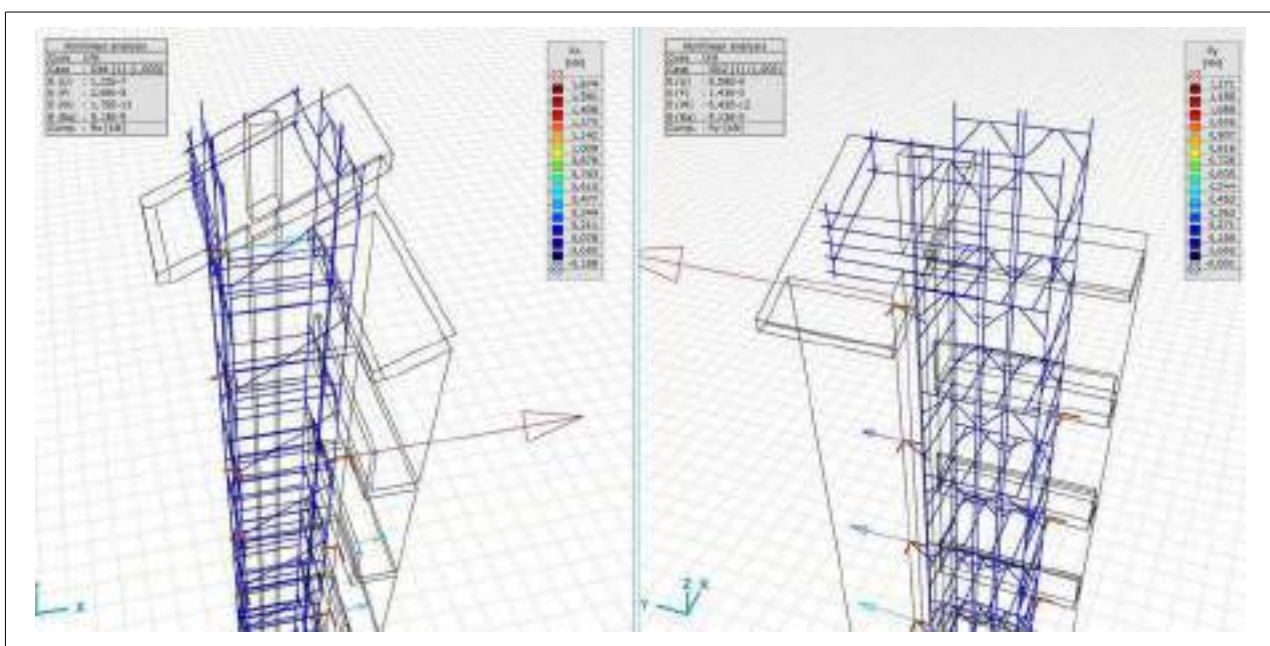
$$P_g \quad \text{azione massima di scorrimento dei giunti} = F_{a, \text{nor}} \quad 1674 \quad [\text{N}]$$

$$P_{1, \text{adm}} / P_g = 15000 / 1674 = 8.96 > 1.5$$

La verifica a estrazione dei tasselli deve garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 2.5 rispetto alle prestazioni dichiarate dal costruttore:

$$P_{\text{est}} \quad \text{azione massima di estrazione dei tasselli} = F_{a, \text{est}} \quad 1674 \quad [\text{N}]$$

$$R_a / P_{\text{est}} = 15000 / 1674 = 8.96 > 2.5$$



Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento a 30 m/s e neve  
Analisi elastica non lineare – Azioni sugli ancoraggi

## 6.10. Torretta – Facciata Nord-Ovest Verifica di stabilità

Da un'analisi di buckling della Condizione di Carico I, si è determinato il primo moltiplicatore critico. La stabilità dovrà essere verificata a meno di un coefficiente di sicurezza di 2.50. Per definizione tale coefficiente di sicurezza è direttamente confrontabile con il primo moltiplicatore critico.

$n_{cr(1)}$	Condizione di Carico I - primo moltiplicatore critico	6.71 > 2.50
-------------	---	-------------

Il primo modo di instabilità reale coinvolge i montanti interni nel piano di facciata.

Da un'analisi elastica lineare si ottiene il corrispondente carico assiale massimo insistente sui montanti:

$N_{cr}$	carico critico teorico	52392 N
$\sigma_{cr}$	sforzo critico teorico = $N_{cr} / A$	127 N/mm <sup>2</sup>

Dalla formula di Eulero si ottiene:

$\lambda$	snellezza equivalente del montante = $\pi \cdot (E/\sigma_{cr})^{1/2}$	128
$L_c$	lunghezza libera di inflessione equivalente = $\lambda \cdot i_m / 1000$	2.06 m

Dalla CNR 10011-97 Prospetto 7-IIa si ottiene:

$\omega$	coefficiente di amplificazione dei carichi	2.28
----------	--	------

Da un'analisi elastica non lineare delle varie Condizioni di Carico I e II, si è verificato che la combinazione di carico più gravosa per i montanti esterni della stilata centrale nella condizione di fuori esercizio con vento parallelo a 30 m/s e neve. Si sono ottenuti i seguenti valori per il montante esterno più caricato:

### montante esterno della stilata esterna più corta:

$N$	azione assiale massima (compressione)	13161 N
$M_{y,min}$	momento flettente asse locale y – valore minimo sull'asta	0 Nm
$M_{y,max}$	momento flettente asse locale y – valore massimo sull'asta	332 Nm
$M_{y,m}$	momento flettente asse locale y – valore medio sull'asta	166 Nm
$M_{z,min}$	momento flettente asse locale z – valore minimo sull'asta	0 Nm
$M_{z,max}$	momento flettente asse locale z – valore massimo sull'asta	8 Nm
$M_{z,m}$	momento flettente asse locale z – valore medio sull'asta	4 Nm
$M_{max}$	momento flettente – valore massimo sull'asta = $(M_{y,max}^2 + M_{z,max}^2)^{1/2}$	332 Nm
$M_m$	momento flettente – valore medio sull'asta = $(M_{y,m}^2 + M_{z,m}^2)^{1/2}$	166 Nm
$M_{eq}$	momento equivalente (CNR 10011-97 7.4.1.1) = $1.3 \cdot M_m$	216 Nm
$M_{eq,lim}$	limite inferiore di $M_{eq}$ (CNR 10011-97 7.4.1.1) = $.75 \cdot M_{max}$	249 Nm

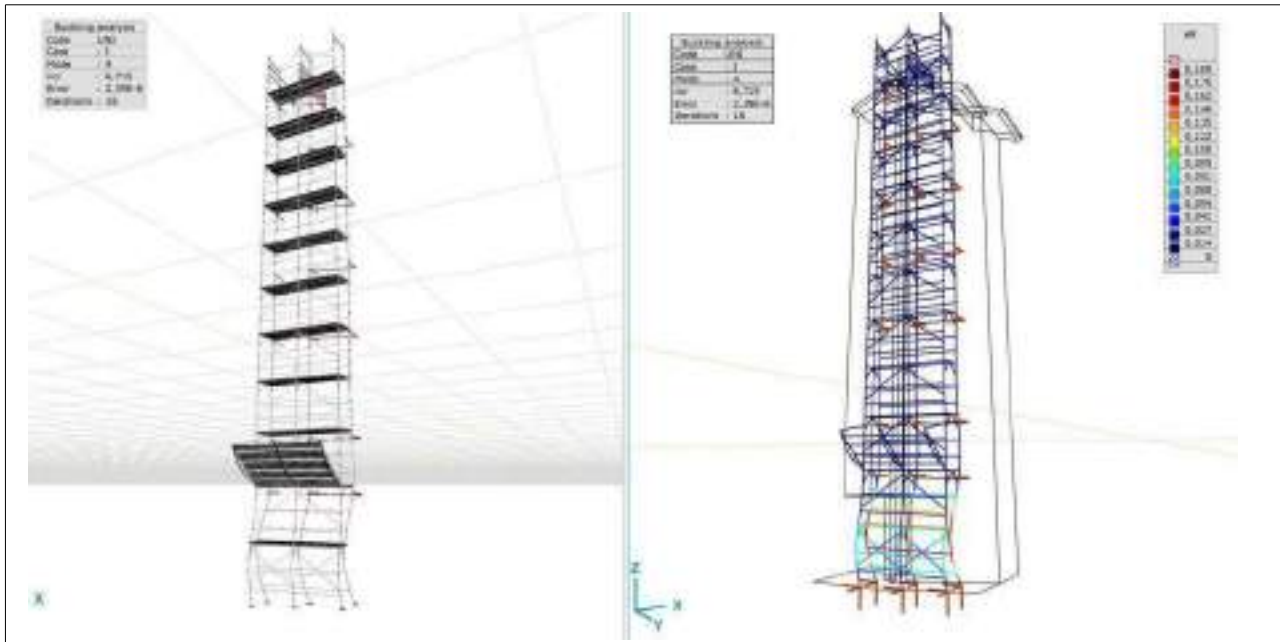
Dalla verifica di sicurezza di aste presso inflesse secondo la CNR 10011-97 7.4.1. si ottiene per le due porzioni di montante maggiormente sollecitate:

$\sigma_s = \omega \cdot N / A + M_{eq} / (\psi \cdot W \cdot (1 - v \cdot N / N_{cr})) < \sigma_{adm}$		
con: $\psi$	coefficiente di adattamento plastico	1
$v$	coefficiente di sicurezza (condizione di carico II)	1.33

montante esterno della stilata esterna più corta:

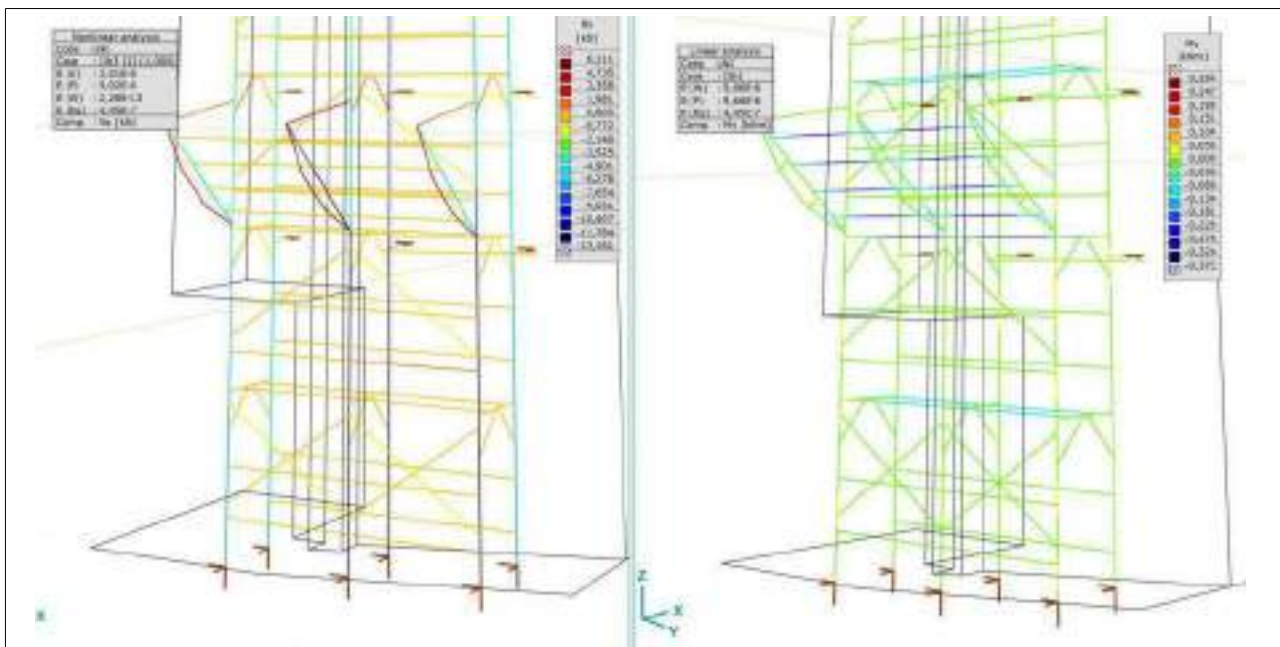
$$\sigma_s = 72 + 84 = 157 < 180 = \sigma_{adm}$$

N/mm<sup>2</sup>



Condizione di Carico I

Analisi di instabilità – Primo modo di instabilità reale



Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento parallelo a 30 m/s e neve

Analisi elastica non lineare – Azioni assiali e momenti flettenti

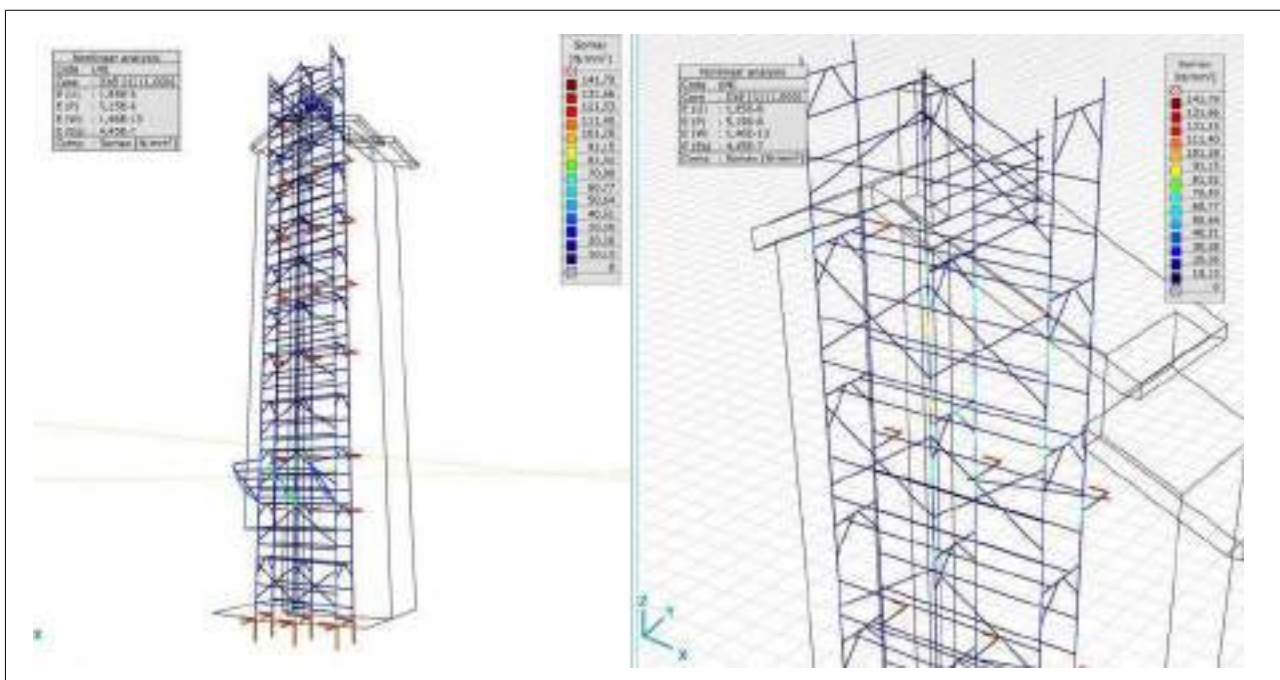
## 6.11. Torretta – Facciata Nord-Ovest Verifica di resistenza

Si procede a una verifica generale della struttura mediante il calcolo della tensione di Von Mises in tutti gli elementi strutturali del ponteggio.

Da un'analisi elastica non lineare si è rilevato che la combinazione di carico più gravosa corrisponde alla condizione di fuori servizio con vento ortogonale a 30 m/s e neve.

Il valore massimo di Von Mises sui montanti esterni al di sopra della linea più alta di ancoraggi viene confrontato con la tensione ammissibile per la Condizione di Carico II.

$$\sigma_f = 142 < 180 = \sigma_{adm}$$

N/mm<sup>2</sup>

Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento parallelo a 30 m/s e neve  
Analisi elastica non lineare – Tensione di Von Mises

## 6.12. Torretta – Facciata Nord-Ovest Verifica degli ancoraggi

Da un'analisi elastica non lineare si è rilevato che la combinazione di carico più gravosa per gli ancoraggi alla facciata dell'opera servita si verifica per quelli superiori, nella condizione di fuori servizio con vento in direzione ortogonale e parallela a 30 m/s e neve:

$$F_{a, \text{nor}} \quad \text{forza sull'ancoraggio – normale alla parete} \quad 3530 \quad [\text{N}]$$

Il massimo valore ad estrazione dei tasselli di ancoraggio corrisponde al carico sull'ancoraggio:

$$F_{a, \text{est}} \quad \text{forza di estrazione sull'ancoraggio} = F_{a, \text{nor}} \quad 3530 \quad [\text{N}]$$

Il massimo carico sull'ancoraggio deve essere confrontato con la resistenza a scorrimento dei giunti ortogonali di collegamento al ponteggio e con la resistenza ad estrazione dei tasselli di fissaggio all'opera servita.

La verifica a scorrimento dei giunti deve garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 1,5 rispetto al frattile 5% delle prove di scorrimento:

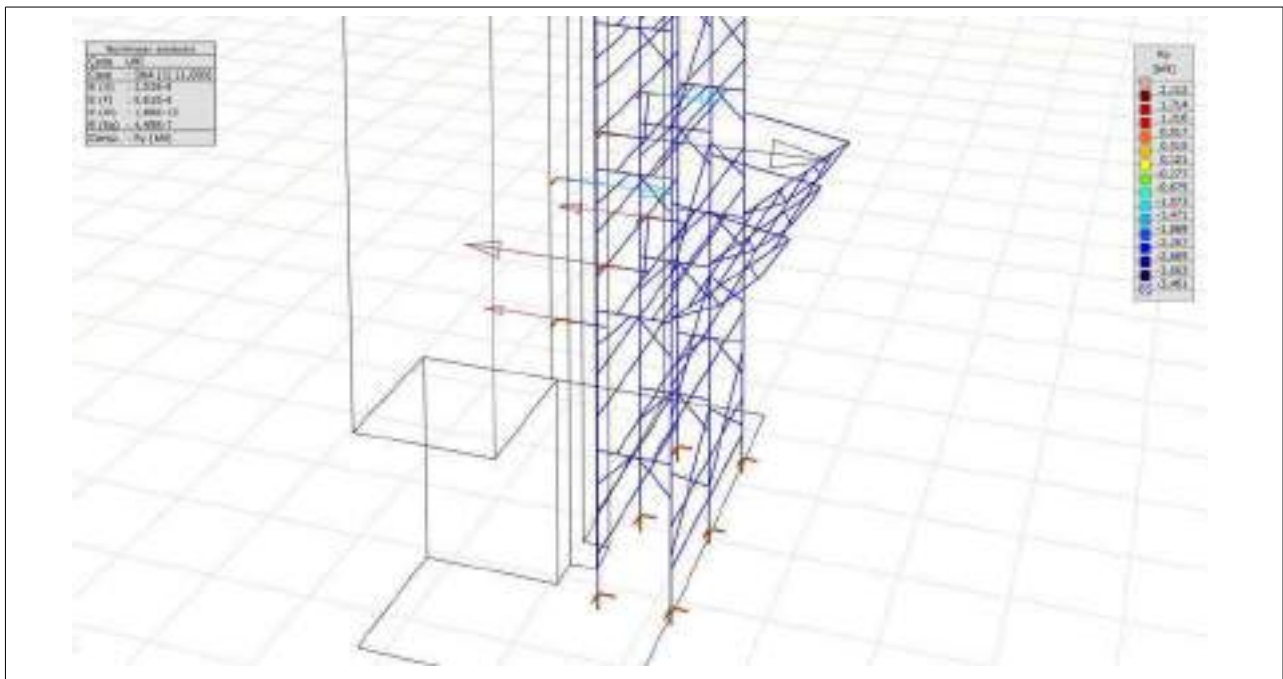
$$P_g \quad \text{azione massima di scorrimento dei giunti} = F_{a, \text{nor}} \quad 3530 \quad [\text{N}]$$

$$P_{1, \text{adm}} / P_g = 15000 / 3530 = 4.25 > 1.5$$

La verifica a estrazione dei tasselli deve garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 2.5 rispetto alle prestazioni dichiarate dal costruttore:

$$P_{\text{est}} \quad \text{azione massima di estrazione dei tasselli} = F_{a, \text{est}} \quad 3530 \quad [\text{N}]$$

$$R_a / P_{\text{est}} = 15000 / 3530 = 4.25 > 2.5$$



Condizione di Carico IIb – Fuori servizio con vento ortogonale e parallelo a 30 m/s e neve  
Analisi elastica non lineare – Azioni sugli ancoraggi

## 7. Conclusioni

Si è proceduto all'individuazione delle caratteristiche critiche e alla loro verifica di sicurezza del ponteggio descritto nel Disegno Esecutivo allegato.

Sarà responsabilità e cura dell'installatore del ponteggio quanto di seguito elencato:

- la verifica dell'effettiva capacità portante dei punti di appoggio e di ancoraggio
- l'utilizzo esclusivo di materiale provvisto delle Autorizzazioni Ministeriali citate nella presente Relazione di Calcolo. Copia di tali autorizzazioni dovrà essere presente in cantiere
- la verifica dello stato di efficienza dei componenti installati
- il corretto montaggio secondo le indicazioni del Disegno Esecutivo allegato e secondo le norme di buona tecnica
- la realizzazione degli ancoraggi secondo quanto indicato nel disegno allegato