

AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE E ALL'IMPIEGO
 Rilasciata dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale
 ora Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali
 Direzione Generale della Tutela delle Condizioni di Lavoro
 Divisione VI - Igiene e Sicurezza del Lavoro
 Prot. n. 2493/PR/OP/CONT/A

**RELAZIONE TECNICA ED ISTRUZIONI
 PER L'IMPIEGO DELLE**

TAVOLE METALLICHE MARCHIO GIE

AUTORIZZATE SU PONTEGGIO INT 1,80



INDUSTRIE EDILIZIA

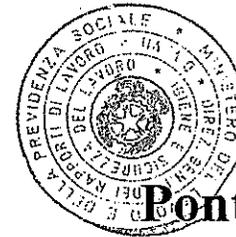
COFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.p.A.
 Via Legnano, 47 - 21089 Varenna (CO) - Italy
 Tel. 0365 31861 - Fax 0365 32350 - www.coffi.com - info@coffi.com



INDUSTRIE EDILIZIA

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl

AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE
ED ALL'IMPIEGO DEI PONTEGGI METALLICI
A TELAI PREFABBRICATI
PER LAVORI DI COSTRUZIONE



**Ponteggio a telai prefabbricati
tipo portale 105 a boccole**

GIE-180

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Ministero del Lavoro e
delle Politiche Sociali

Pertenza - Roma, 17/05/2004
Prot. 15 / 0002693



Ministero del Lavoro
e delle Politiche Sociali
DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI
LAVORO

DIV. VII - Igiene e Sicurezza del Lavoro

Prot. N° 2653 /PR/OP/PONT/A

All. n. 2



Roma, 17 MAG. 2004

Alla Ditta GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Via Legnago, 47
25089 VILLANUOVA SUL CLISI (BS)

e, p.c.: Alla Direzione Provinciale
del Lavoro di
BRESCIA

OGGETTO: Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati – Tipo "Portale 105 a boccole" – Denominazione commerciale "GIE-180" – Marchio: "GIE".

VISTI gli artt. 30 e segg. del D.P.R. 07/01/1956, n.164, concernente norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;

VISTO il decreto ministeriale 2 settembre 1968 (G.U. n. 242 del 23/9/68), relativo al riconoscimento di alcune misure tecniche di sicurezza per ponteggi metallici fissi, sostitutive di quelle indicate nel D.P.R. 7 gennaio 1956, n.164;

VISTA la domanda con la quale codesta Ditta ha chiesto di essere autorizzata alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati;

VISTA la relazione tecnica, a corredo della predetta domanda di autorizzazione e relative integrazioni e modifiche;

VISTI i certificati di prova allegati alla predetta documentazione tecnica;

VISTO il parere del Consiglio Nazionale delle Ricerche;

VISTO il parere della Commissione Consultiva Permanente per la Prevenzione degli Infortuni e l'Igiene del Lavoro;

SI AUTORIZZA

la costruzione e l'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati, composto con gli elementi e realizzato secondo gli schemi risultanti dall'allegato n. 1 e si approvano le istruzioni di cui all'allegato n. 2, per il calcolo di ponteggi metallici di altezza superiore a 20 m e/o altre opere provvisorie di notevole importanza e complessità, i quali – ai sensi dell'art. 32 del D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – devono essere realizzati su progetto firmato da ingegnere o architetto abilitato a norma di legge all'esercizio della professione.

cmgoffiindustriediliziaportale105boccole maggio04

Gli allegati n. 1 e n. 2 formano parte integrante della presente autorizzazione che si intende rilasciata per il ponteggio metallico composto con gli elementi aventi le caratteristiche tecniche e dimensionali risultanti dalla relazione tecnica, sue integrazioni e modifiche e dai certificati alla stessa allegati. Copia di tale documentazione resta depositata presso questo Ministero e presso la Direzione Provinciale del Lavoro cui la presente è diretta per conoscenza.

L'autorizzazione è subordinata alla osservanza delle vigenti disposizioni legislative, regolamentari e di buona tecnica nonché alle seguenti specifiche condizioni:

- 1) il ponteggio, in tutte le sue parti costruttive, sia realizzato in conformità a quanto indicato nella relazione tecnica sopraccitata;
- 2) sia consentito il controllo del ponteggio in tutte le fasi della produzione e commercializzazione mediante il prelievo da parte di questo Ministero – che ne rilascia apposita dichiarazione – di campioni degli elementi costituenti il ponteggio stesso in numero sufficiente ad effettuare le analisi, le prove e le ricerche necessarie. Le spese relative a detto prelievo, nonché alle analisi, alle prove e alle ricerche necessarie, sono a totale carico della Ditta titolare dell'autorizzazione;
- 3) sia consegnata – all'atto della vendita, del noleggio o della concessione in uso a qualsiasi titolo – copia della presente autorizzazione e delle parti della relazione tecnica (capitoli 4, 5, 6 e 7) concernenti il calcolo del ponteggio, le istruzioni per le prove di carico, le istruzioni di montaggio, impiego e smontaggio, gli schemi tipo di ponteggio. La predetta documentazione, completa delle integrazioni e modifiche citate nella premessa, deve essere riprodotta in un apposito libretto da depositare entro sei mesi, ed in duplice copia, presso lo scrivente e presso la Direzione Provinciale del Lavoro in indirizzo.

L'impiego di elementi non contemplati dalla presente autorizzazione per la realizzazione di ponteggi secondo gli schemi di cui all'allegato n. 1 non è ammesso.

La presente autorizzazione può essere sospesa o revocata in caso di accertate inosservanze delle vigenti disposizioni e delle predette condizioni.

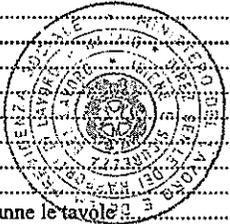


IL DIRETTORE GENERALE
(Dott. Paolo ONELLI)

IL DIRIGENTE
(Dott.ssa A.M. FAVENTI)

cmgoffiindustriediliziaportale105boccole maggio04

CAPITOLO IV	26
4.1 PREMESSA	26
4.2 VALUTAZIONE DEI CARICHI	27
4.2.1 Carichi fissi	27
4.2.2 Carichi variabili	27
4.3 CONDIZIONI DI CARICO	30
4.3.1 Condizione di servizio	30
4.3.2 Condizione di fuori servizio.....	30
4.4 CRITERI DI VERIFICA	30
4.4.1 Metodo delle Tensioni ammissibili.....	30
4.4.2 Confronto con dati sperimentali.....	30
4.5 CALCOLO DI VERIFICA DEL PONTEGGIO	31
4.5.1 Caratteristiche del ponteggio	31
4.6 CALCOLO DELLE AZIONI	32
4.6.1 Generalità.....	32
PROSPETTO I A	32
PROSPETTO I B.....	32
PROSPETTO II.....	33
4.6.2 Azioni ripartite sui traversi	34
PROSPETTO III.....	34
4.6.3 Azioni assiali verticali dovute alle soli parti strutturali tranne le tavole.....	34
Prospetto IV A - Carico sul montante esterno.....	34
Prospetto IV B - Carico sul montante interno	34
4.6.4 Azioni assiali verticali e orizzontali complessive	35
Prospetto V A - azioni verticali nella condizione di lavoro	35
Prospetto V B - azioni orizzontali nella condizione di lavoro.....	35
Prospetto V C - azioni verticali nella condizione di fuori servizio con neve	36
Prospetto V D - azioni orizzontali nella condizione di fuori servizio con neve.....	36
4.7 VERIFICHE DEL PONTEGGIO	37
4.7.1 Verifica dei montanti dello schema normale.....	37
4.7.2 Verifica locale degli irrigidimenti in facciata e in pianta	39
4.7.2.1 Diagonale di facciata	39
4.7.2.2 Tavola 0,49x1,80.....	39
4.7.3 Verifica del traverso.....	40
4.7.4 Verifica del corrente di parapetto.....	40
4.7.5 Verifica della spina a verme.....	41
4.7.6 Verifica della tavola da 0,49x1,80	42
4.7.7 Verifica del parasassi	47
4.7.8 Verifica della basetta regolabile da 0,30 m.....	47
4.8 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI (TAV. 23 - Allegato A)	48
4.8.1 Azioni sugli ancoraggi	48
4.8.2 ANCORAGGI NORMALI (Nmax < 4480 N)	48
4.8.2.1 Ancoraggio a cravatta.....	48
4.8.2.2 Ancoraggio ad anello.....	49
4.8.2.3 Barra di ancoraggio con tondo ϕ 20.....	49
4.8.3 ANCORAGGI SPECIALI (Nmax < 4480 N)	49
4.8.3.1 Barra di ancoraggio con tondo ϕ 20.....	49
4.8.3.2 2 Barre di ancoraggio con tondo ϕ 20.....	50



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl

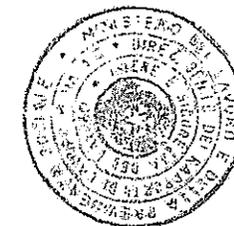
Ghisoni Alessandro

2-INDICE Legale Rappresentante

4.8.3.3 Conclusioni.....	50
--------------------------	----

CAPITOLO V	51
5.1 Modalità di conduzione delle prove	51
5.2 Modalità di realizzazione del saggio.....	51
5.3 Relazione di collaudo.....	52
CAPITOLO VI	53
6.1 Generalità.....	54
6.1.1 Documenti da tenere in cantiere.....	54
6.1.2 Personale addetto al montaggio	54
6.1.3 Contollo degli elementi.....	54
6.1.4 Divisa del Personale addetto al montaggio	54
6.2 Montaggio.....	55
6.2.1 Base di appoggio del ponteggio	55
6.2.2 Verifiche durante il montaggio	55
6.2.3 Fasi di montaggio.....	55
6.2.4 Istruzioni di montaggio	56
6.3 Impiego	57
6.3.1 Piani del ponteggio	57
6.3.2 Accesso al ponteggio	57
6.3.3 Precipitazioni nevose	58
6.3.4 Controlli.....	58
6.3.4.1 Controlli periodici e straordinari	58
6.3.4.2 Controlli giornalieri.....	58
6.3.5 Impianti ed apparecchi elettrici.....	58
6.4 Smontaggio.....	58

CAPITOLO VII	59
---------------------------	-----------



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl

Ghisoni Alessandro

3-INDICE Legale Rappresentante

CAPITOLO IV

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

4.1 PREMESSA

Il calcolo viene condotto per le verifiche di resistenza relative agli elementi di ponteggio indicate nel Cap. I e per le verifiche di stabilità degli schemi tipo allegati alla presente relazione.

La relazione è condotta osservando le seguenti disposizioni legislative, regolamentari e amministrative:

A - DISPOSIZIONI LEGISLATIVE

- 1 - D.P.R. 27 aprile 1955 n. 147 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro
- 2 - D.P.R. 7 gennaio 1956 n. 164 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni
- 3 - D.P.R. 24 maggio 1988 n. 224 - Responsabilità per danno da prodotti difettosi
- 4 - D.Lgs. 19 settembre 1994, n. 626 - Attuazione delle direttive 89/391/CEE, 89/654/CEE, 89/655/CEE, 89/656/CEE, 90/269/CEE, 90/270/CEE, 90/394/CEE e 90/679/CEE riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori sul luogo di lavoro
- 5 - D.Lgs. 17 marzo 1995 n. 115 - Sicurezza generale dei prodotti
- 6 - D.Lgs. 4 agosto 1999 n. 359 - Attuazione della direttiva 95/63/CEE che modifica la Direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori
- 7 - D.Lgs. 8 luglio 2003, n. 235 - Attuazione della direttiva 2001/45/CE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e di salute per l'uso delle attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori

B - DISPOSIZIONI REGOLAMENTARI

- a - D.M. del M.L.P.S. 2 settembre 1968 (Riconoscimenti di efficacia)
- b - D.M. del M.L.P.S. 23 marzo 1990 n. 115 (Riconoscimenti di efficacia)
- c - D.M. del M.L.P.S. 22 maggio 1992 n. 466 (Riconoscimenti di efficacia)

C - DISPOSIZIONI AMMINISTRATIVE

- Circolare M.L.P.S. n° 85/78 del 9/11/78 - Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi
- Lettera Circolare M.L.P.S. n° 22268/PR-7 del 22/5/82 - Requisiti dimensionali
- Circolare M.L.P.S. n° 149/85 del 22/11/85 - Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi
- Circolare M.L.P.S. n° 44/90 del 15/5/90 - Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati
- Circolare M.L.P.S. n° 20298/OM-4 del 9/2/95 - Utilizzo di elementi di impalcato prefabbricato di tipo autorizzato in luogo di elementi di impalcato in legname
- Lettera Circolare M.L.P.S. n° 22787/OM-4 del 21/1/99 - Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche, precisazioni e chiarimenti.
- Circolare M.L.P.S. n. 44 del 10/07/00 - Verifiche e controlli, modalità di conservazione delle relative documentazioni ex. D. Lgs. 359/99

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

- Circolare M.L.P.S. n. 46 dell'11/07/00 - Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi
- Lettera Circolare M.L.P.S. n° 20/2003 Prot. 21112/PR/OP/PONT/CIRC del 23/05/03 - Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi
- Circolare M.L.P.S. n. 3 dell'08/01/01 - Art. 2, comma 4 D.L.vo n. 359/99 - Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di talune attrezzature
- Lettera Circolare M.L.P.S. n° 20/2003 Prot. 21112/PR/OP/PONT/CIRC del 23/05/03 - Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi
- Lettera Circolare M.L.P.S. n° 30/2003 Prot. 21571/PR/OP/PONT/CIRC del 29/09/03 - Art. 30 del D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 - Chiarimenti concernenti la definizione di "fabbricante" di ponteggi metallici fissi

I calcoli sono condotti - quando non diversamente disciplinato dalle disposizioni legislative, regolamentari o amministrative sopra indicate - osservando le seguenti istruzioni di buona tecnica:

- C.N.R. 10011/97
- C.N.R. 10012/84
- C.N.R. 10022/85
- C.N.R. 10027/85

4.2 VALUTAZIONE DEI CARICHI

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

- carichi fissi
- carichi variabili

4.2.1 Carichi fissi

Per i ponteggi di servizio rientranti negli schemi tipo del Capitolo VII, i carichi fissi sono costituiti dal peso proprio della struttura.

4.2.2 Carichi variabili

Vengono considerati i seguenti carichi:

- a) carichi di servizio

Per gli impalcati di servizio dei ponteggi da manutenzione, tali carichi sono valutati:

- $p_4 = 3000 \text{ N/m}^2$, per gli impalcati di servizio

- b) carichi di neve (p_n)

Tali carichi sono valutati per altitudini sul livello del mare di h_0 (m) con l'espressione:

$$q_n = \alpha_r \cdot \alpha_m \cdot \alpha_z \cdot (900 + 2,4h_0) \text{ N/m}^2 \text{ assumendo}$$

- α_r , coefficiente di ritorno: = 1 (< 2 anni)
- α_m , coefficiente di esposizione: = 0,8
- α_z , coefficiente di zona: = dipende dalla zona

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Zona	Regioni	h ₀ [m]	α _z	q _n [N/m ²]
I	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Emilia Romagna, Friuli Venezia Giulia, Veneto, Abruzzo, Molise, Marche.	500	1,00	1680
II	Liguria, Toscana, Umbria, Lazio.	790	0,66	1680
III	Campania, Basilicata, Calabria, Puglia, Sardegna, Sicilia.	920	0,33	1680

Per il parasassi inclinato β sull'orizzontale, in analogia a quanto avviene per i tetti di pari inclinazione, si fanno le seguenti considerazioni:

β ≤ 30°	la neve non scivola	
β ≥ 60°	la neve scivola completamente	
β = 41,41°	neve che rimane sul parasassi	$q_{pn} = q_n \cdot \mu = 1680 \cdot \frac{60 - 41,41}{30} = 1041 \text{ N/m}^2$
	neve che scivola sull'impalcato di raccordo	$q_{pn}^* = q_n \cdot (1 - \mu) \cdot \frac{1,5}{1,05} = 1680 \cdot 0,38 \cdot \frac{1,5}{1,05} = 912 \text{ N/m}^2$

Ove

- 1,5 è l'aggetto del parasassi
- 1,0 è la larghezza dell'impalcato di raccordo

c) azione del vento

L'azione del vento, considerata orizzontale, determina una forza F_v data dall'espressione $F_v = p_v \cdot G_r \cdot C \cdot S$ ove:

- La pressione cinetica p_v è data dalla espressione $p_v = \frac{(\alpha_t \cdot \alpha_r \cdot \alpha_z \cdot V_{rif})^2}{1,6}$, ove:

- α_t, coefficiente topografico = 1
- α_r, coefficiente di ritorno = 0,93 (per periodo di ritorno < 20 anni)
- α_z, coefficiente di profilo è calcolato secondo il punto 5.2.4.3 della norma CNR

10012/84; i valori si calcolano con la formula $\alpha_z = K \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ dove per la categoria III

[Aree suburbane o industriali, zone boschive o collinose, o altri tipi di terreno con ostacoli ravvicinati di altezza media non inferiore a 4 m. Si può ritenere situata in Categoria 3 una costruzione circondata da questo tipo di terreno per almeno 500 m e comunque non meno di 10 volte la propria altezza.] prescritta dalla Circolare Ministeriale n° 44/90, K = 0,22, z₀ = 0,30 m, z è l'altezza di calcolo e deve essere maggiore di z₁ = 7 m.

- Il coefficiente di raffica G_r è calcolato secondo il punto 5.3 della norma CNR 10012/84; i

valori si calcolano con la formula $G_r = 1 + 1,12 \cdot \left(\frac{\alpha_d}{\alpha_z}\right)$ ove

- α_d = 1
- z₀ = 0,30 m
- α_z assume il valore precedentemente indicato

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Assumendo come velocità di riferimento V_{ref} rispettivamente i valori:

- V_{ref} = 16 m/s per la condizione di lavoro

- V_{ref} = 30 m/s per la condizione di fuori servizio

i valori dei prodotti della pressione cinetica per il coefficiente di raffica sono forniti per i diversi piani di ponteggio nella tabella allegata

Altez. [m]	α _z	G _r	esercizio	
			P _v x G _r [N/m ²]	Fuori esercizio P _v x G _r [N/m ²]
2	0,69	2,62	174	611
4	0,69	2,62	174	611
6	0,69	2,62	174	611
8	0,72	2,55	184	647
10	0,77	2,45	202	710
12	0,81	2,38	217	763
14	0,85	2,32	230	808
16	0,87	2,28	242	849
18	0,90	2,24	252	886
20	0,92	2,21	261	919
22	0,94	2,19	270	949

- La superficie S è la proiezione - su un piano normale alla azione del vento - della superficie di ponteggio investita;
- Il coefficiente di forma C è assunto:
C = 1,2 per la struttura del ponteggio
C = 1,3 per gli schermi parasassi

d) Carichi per verifiche locali

- **Parapetti:** la Circolare Ministeriale 44/90 prescrive per una spinta orizzontale, concentrata in mezz'ora, le seguenti verifiche:

- Verifica delle sollecitazioni in campo elastico e della freccia; i dati sono i seguenti

Spinta [N]	Freccia
300	< 35 mm

- Verifica della freccia; i dati sono i seguenti

Spinta [N]	Freccia
1250	< 200 mm

- **Impalcato:**

In un ponteggio da costruzione, in alternativa ai carichi di servizio, deve essere considerata la più gravosa tra le seguenti azioni:

Carico uniformemente ripartito	[N/m ²]	3000
Carico centrato su superficie di 500x500 mm	[N]	3000
Carico centrato su superficie di 200x200 mm	[N]	1000
Carico su superficie parziale	[N/m ²]	5000
Superficie parziale		0,4 A _{impalcato}

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.3 CONDIZIONI DI CARICO

4.3.1 Condizione di servizio

- Carico di servizio su un impalcato
- 50% carico di servizio su un secondo impalcato
- Azione del vento previsto per la condizione di servizio

4.3.2 Condizione di fuori servizio

In un ponteggio, in alternativa alla condizione di lavoro, deve essere considerata la più gravosa tra le seguenti condizioni:

fuori servizio normale

(N.B. Essendo sicuramente verificata tale condizione essa non verrà considerata; al suo posto si analizzerà un'ulteriore condizione di servizio)

- Peso proprio
- 50% del carico di servizio su un impalcato
- Vento per la condizione di fuori servizio

fuori servizio con neve

- Peso proprio
- Carico di neve completo sull'impalcato più alto
- Carico di neve completo sul parasassi
- 30% del carico neve completo globalmente sugli impalcati e sul parasassi sottostanti
- Vento per la condizione di fuori servizio.

4.4 CRITERI DI VERIFICA

La verifica viene condotta confrontando i risultati con il metodo delle tensioni ammissibili e con i risultati sperimentali.

4.4.1 Metodo delle Tensioni ammissibili

Il tipo di acciaio impiegati è S235, corrispondente al seguente, previsto dalla Norma CNR 10011.

Per la I condizione di carico le tensioni ammissibili sono:

$$\sigma_{amm} = 160 \text{ N/mm}^2 \text{ per l'acciaio S235 (ex Fe 360)}$$

Per la II condizione di carico le tensioni ammissibili sono maggiorate del 12,5 %:

$$\sigma_{amm} = 180 \text{ N/mm}^2 \text{ per l'acciaio S235 (ex Fe 360)}$$

4.4.2 Confronto con dati sperimentali

Se si considera un approccio di tipo deterministico, il calcolo confronta l'azione massima da verificare, con il minimo valore ottenuto da prove sperimentali e tale rapporto deve essere maggiore di 2,2.

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Giardini Alessandro
Legale Rappresentante

Se si considera un approccio di tipo probabilistico, basandosi sui valori ottenuti nelle prove si calcola il valore che ha il 95% di probabilità di capitare:

$$P_{medio} = \frac{\sum_1^n P_i}{n}$$

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_1^n (P_i - P_{medio})^2}$$

k_s = dipende dal numero di tests

$$P_{95\%} = P_{medio} - k_s \cdot s_y$$

Il rapporto tra l'azione massima da verificare e $P_{95\%}$ deve essere maggiore di 1,5.

4.5 CALCOLO DI VERIFICA DEL PONTEGGIO

4.5.1 Caratteristiche del ponteggio

a) Caratteristiche funzionali

Il ponteggio sottoposto a verifica è destinato a lavori da costruzione e quindi è previsto per un carico di servizio $q_4 = 3000 \text{ N/mm}^2$.

La stilata ha interasse tra i montanti di 1050 mm e la campata 1800 mm

b) Caratteristiche strutturali

Gli schemi verificati sono:

Schema normale

Lo schema normale di ponteggio, realizzato con gli elementi descritti in precedenza, presenta le seguenti caratteristiche:

- N° massimo di piani: 10;
- Altezza di un piano: 2,0 m;
- Interasse tra le stilate: 1,8 m;
- Interasse tra i montanti della stessa stilata: 1,05 m;
- N° diagonali di facciata in ogni modulo di ogni piano: n° 1;
- N° di diagonali in pianta: n° 1 in ogni modulo di ogni piano sui piani ancorati;
- N° ganci universali antisfilamento: n° 1 ad ogni collegamento dei montanti
- N° parasassi con tavole: n° 1 per ogni campo e possibilmente con continuità sullo stesso piano che deve essere superiore al 1°
- N° di ancoraggi : un ancoraggio a stilate alterne, ai piani 5°, 7°, 9°, 11° pari ad almeno un'ancoraggio ogni 14,4 m²;
- N° di ancoraggi nei piani interessati dal parasassi , 2°, 3°, (piano di raccordo col parasassi e piano immediatamente superiore): un ancoraggio ad ogni stilata, in ognuno dei due piani;
- Altezza massima dal piano di appoggio al filo impalcato dell'ultimo piano praticabile: 20 m;
- Ancoraggi speciali, per assorbire le azioni parallele alla facciata, ogni 6 stilate

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Giardini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6 CALCOLO DELLE AZIONI

4.6.1 Generalità

Il ponteggio per il quale viene effettuato il calcolo delle azioni è quello relativo agli schemi tipo - Allegato A previsti con parasassi.

a) Pesì propri

- telaio
- corrente
- diagonale di facciata
- spina verme
- parasassi (struttura completa)
- tavola
- fermapiedi

G ₁	205	N
G ₂	28,5	N
G ₃	36	N
G ₄	1,35	N
G ₅	180	N
G ₆	150	N
G ₇	132	N
G ₈		

b) superfici investite dal vento

Si calcolano le proiezioni su un piano parallelo e su un piano normale alla facciata dell'opera servita, di un modulo di ponteggio (un piano ed un campo);

PROSPETTO I A

Vento normale all'opera servita

elementi investiti	dimensioni		n°	aree [m ²]
	lunghezza	diam./altez.		
montanti	2,00	0,0483	2	0,193
corrente di parapetto superiore	1,80	0,0269	1	0,048
corrente di parapetto inferiore	1,80	0,0269	1	0,048
diagonale di facciata	2,12	0,0269	1	0,057
totale S 1 n				0,348
fermapiedi	1,80	0,2	1	0,360
impalcato (*)	1,80	0,048	1,1	0,095
totale S 2 n				0,456
(*) + 5 % per ogni elemento di				
totale S _n = (S 1 n + S 2 n) x 1,05				0,844

PROSPETTO I B

Vento parallelo all'opera servita

elementi investiti	dimensioni		n°	aree [m ²]
	lunghezza	diam./altez.		
montanti	2,00	0,0483	2	0,1932
traverso	1,00	0,0483	1	0,0483
archetto	1,53	0,0269	1	0,041157
1° corrente di parapetto	1,05	0,0483	1	0,050715
2° corrente di parapetto	1,05	0,0483	1	0,050715
totale S 1 p				0,384
fermapiedi di testata	1,25	0,2	1	0,250
totale S 2 p				0,250
totale S _p = (S 1 p + S 2 p) x 1,05				0,666

Tenendo conto delle forze del vento per un'unità di superficie ricavate al punto 4.2.2 e alle superfici di cui ai prospetti IA e IB appena definiti, si calcolano le spinte del vento ai vari piani d'impalcato

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghini Alessandro
Legale Rappresentante

PROSPETTO II

L'azione del vento, considerata orizzontale, determina una forza F_v agente nei nodi della struttura, data dall'espressione $F_v = p_v \cdot G_r \cdot C \cdot S$, ove:

- $p_v \cdot G_r$ è calcolato al punto 4.1.2
- C è pari a 1,2
- S_p [m²] = 0,666
- S_n [m²] = 0,844

[N], [m]

N°	z	F' vn esercizio	F'' vn f. esercizio	F' vp esercizio	F'' vp f. esercizio
1	2	176	619	139	488
2	4	176	619	139	488
3	6	176	619	139	488
4	8	186	656	147	517
5	10	205	719	161	567
6	12	220	772	173	609
7	14	233	819	184	646
8	16	245	860	193	679
9	18	255	897	201	708
10	20	264	931	209	734
11	22	273	961	216	759

Sul parasassi agisce una forza per unità di lunghezza data dalla formula $f_v = p_v \cdot G_r \cdot C \cdot L \cdot k$:

- $p_v \cdot G_r$ è calcolato al punto 4.1.2 al 3° piano
- C è pari a 1,3
- L è 1,8 m
- k = sen 41,41°

[N/m]

parasassi	
f' v esercizio	f'' v f. esercizio
320	1125



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.2 Azioni ripartite sui traversi

PROSPETTO III

Tipo di azione	Carico ripartito (N/m ²)	Azioni sui tr (N/m)
Peso proprio impalcato	p ₁ = 160	q ₁ = 288
Carico di servizio cl. 4	P ₂ = 3000	q ₂ = 5400
Peso parasassi + impalcato	p ₃ = 349	q ₃ = 628
Neve h ₀ = 500 m (s.l.m.) (punto 4.2.2 b)	p _n = 1680	q _n = 3024
Neve su impalcato sottostante	p _n = 504	q _n = 907
Neve su parasassi	p _{pn} = 780	q _{pn} = 1404
Neve impalcato di raccordo con parasassi	p' _n = 912	q' _n = 1642

- (a) → p_i ≅ 160 N/m²
[impalcato; p_{im} = 150 x 2/(1,8 x 1,05) = 158,8 N/m²]
- (b) → p_i = 300 + 48,8 ≅ 349 N/m²
[impalcato; p_{im} = 300 N/m²]
[parasassi; p_p = 180/(1,8 x 2,05) = 48,8 N/m²]
- (c) → p_{pn} = p_n · μ · cos 41,41° = 1680 · 0,62 · cos 41,41° = 1041 · cos 41,41° = 780 N/m²
- (d) → p'_{pn} = p_n · (1 - μ) · $\frac{1,5}{1,05}$ = 1680 · 0,38 · $\frac{1,5}{1,05}$ = 912 N/m²

4.6.3 Azioni assiali verticali dovute alle soli parti strutturali tranne le tavole

Le azioni assiali dovute alle soli parti strutturali tranne tavole agiscono nei montanti ad ogni piano.

Prospetto IV A - Carico sul montante esterno

[N], [mm]	elemento	lunghezza/passa	peso	n°	Area investita
	telaio	2000	205	0,5	102,5
	correnti parapetto	1800	28,5	2	5
	diagonale di facciata	1800	36	1	3
	fermapiedi	2200	132	1	13
	spina a verme	-	1,35	1	1,3
	P _{eA}				328,8

Prospetto IV B - Carico sul montante interno

[N], [mm]	elemento	lunghezza/passa	peso	n°	Area investita
	telaio	2000	205	0,5	102,5
	spina a verme	-	1,35	1	1,35
	P _{iB}				103,85

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Gardini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.4 Azioni assiali verticali e orizzontali complessive

Le forze orizzontali sono dovute a:

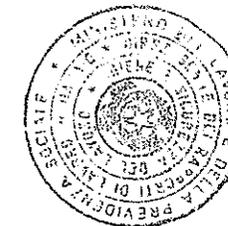
- Vento
- Imperfezioni geometriche (CNR 10027): le azioni orizzontali equivalenti sono pari a 1/100 delle forze verticali agenti

Si calcolano le forze orizzontali assorbite dalla diagonale verticale che sono pari a F_{diagonale di facciata} = F_{vp} + n · $\left(\frac{Pe}{100} + \frac{Pi}{100}\right)$ ove n = 1 è il numero di campate servite da una diagonale di controvento

$$F_{\text{tavola metallica}} = \max\left\{\left(\frac{F_{vp}}{2} + \frac{Pe}{100}\right); \left(\frac{F_{vp}}{2} + \frac{Pi}{100}\right)\right\}$$

Prospetto V A - azioni verticali nella condizione di lavoro

azioni verticali progressive			
piano	Pe [N]	Pi [N]	Ptot [N]
1°	10577	6589	17166
2°	10099	6335	16433
3°	8360	6081	14440
4°	7881	5827	13708
5°	7402	5573	12975
6°	6923	5319	12242
7°	6444	5065	11510
8°	5965	4812	10777
9°	5487	4812	10298
10°	5008	4558	9565
11°	3179	2954	6133



Prospetto V B - azioni orizzontali nella condizione di lavoro

piano	Pe/100 [N]	Pi/100 [N]	F' vn [N]	F' vn tot [N]	F' vp [N]
1°	106	66	176	348	139
2°	101	63	176	341	139
3°	84	61	176	321	139
4°	79	58	186	323	147
5°	74	56	205	334	161
6°	69	53	220	342	173
7°	64	51	233	348	184
8°	60	48	245	353	193
9°	55	48	255	358	201
10°	50	46	264	360	209
11°	32	30	273	335	216

10/04/2004



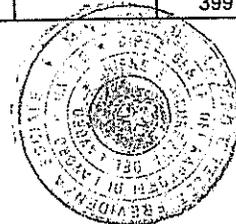
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Gardini Alessandro
Legale Rappresentante

Prospetto V C - azioni verticali nella condizione di fuori servizio con neve

azioni verticali progressive			
piano	Pe [N]	Pi [N]	Ptot [N]
1°	11420	5579	16999
2°	10941	5325	16266
3°	6275	4250	10526
4°	5796	3996	9793
5°	5318	3743	9060
6°	4839	3489	8327
7°	4360	3235	7595
8°	3881	2981	6862
9°	3402	2727	6129
10°	2923	2473	5397
11°	1991	1766	3757

Prospetto V D - azioni orizzontali nella condizione di fuori servizio con neve

piano	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	diagonale di facciata		tavola metallica		
						(5) + [(1) + (2)]	(5) / 2 + ·(1)	(5) / 2 + ·(2)	-	-
	Pe/100 [N]	Pi/100 [N]	F" vn [N]	F" vn tot [N]	F" vp [N]	F" vp tot [N]	F" vp max [N]	F" vpe tot [N]	F" vpi tot [N]	F" vp max [N]
1°	114	56	619	789	488	658	-	358	300	-
2°	109	53	619	782	488	651	-	354	297	-
3°	63	43	619	724	488	594	-	307	287	-
4°	58	40	656	754	517	615	-	317	299	-
5°	53	37	719	810	567	658	-	337	321	-
6°	48	35	772	856	609	693	-	353	340	-
7°	44	32	819	895	646	722	-	367	355	-
8°	39	30	860	929	679	747	-	378	369	-
9°	34	27	897	958	708	769	-	388	381	-
10°	29	25	931	984	734	788	788	396	392	396
11°	20	18	961	999	759	796	-	399	397	-



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.7 VERIFICHE DEL PONTEGGIO

Vengono riportate di seguito le verifiche di stabilità e quelle di resistenza richieste dalla Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale n. 44/90.

4.7.1 Verifica dei montanti dello schema normale

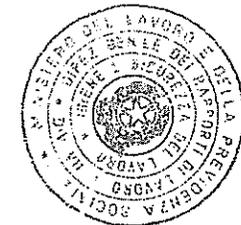
Il calcolo dei coefficienti di amplificazione dei carichi verticali e di riduzione della sezione resistente vengono ricavati utilizzando i risultati di prove a collasso effettuate su schemi tipo di ponteggio aventi campate da 1800 mm.

Si riassumono i seguenti dati:

$A = 413 \text{ mm}^2$
 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\lambda_c = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{206000}{235}} = 93,01$$

[N], [N/mm ²]	Certificato Politecnico di Milano n° 2004/1050 del 07/04/04
$P_{cr} / 2$	35295
$\sigma_c = (P_{cr}/2)/A$	85,460
σ_c / f_y	0,364
$\lambda / \lambda_c^{(2)}$	1,5425
λ	143,468
$\omega^{(3)}$	2,760
$\sigma_{cr}^{(4)}$	98,500
$N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$	40681



(1) Prototipo di ponteggio metallico a telai prefabbricati, passo da 1800 mm con tavole metalliche a tutti i piani

(2) Prospetto 7-I delle Istruzioni CNR 10011

(3) Prospetto 7-II a delle Istruzioni CNR 10011

(4) Prospetto 7-VII delle Istruzioni CNR 10011

Si verifica la sollecitazione nei montanti, in base alla espressione:

- verifica di stabilità
$$\sigma_1 = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \left(\Phi - \frac{\mu \cdot N}{N_{cr}} \right)} \leq \sigma_{amm}$$
- verifica di resistenza
$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M_{max}}{W} \leq \sigma_{amm}$$

in cui:

- N è il carico assiale sul montante
- A è la sezione del montante (413 mm²)
- ω è il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalle prove di carico (2,76)
- M_{eq} è il momento equivalente, assunto, in base a quanti indicato al punto 7.4.1.1 delle istruzioni CNR 10011:

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

- a) Nel caso di momento variabile linearmente lungo l'asta e con valori alle estremità di segno opposto $M_{eq} = 0,6 M_a - 0,4 M_b$ con $|M_a| \geq |M_b|$ purché sia $M_{eq} \geq 0,4 M_a$
- b) Nei casi di momento variabile lungo l'asta e con valori alle estremità di segno uguale o di momento variabile non linearmente lungo l'asta $M_{eq} = 1,3 M_{medio}$ con la limitazione $0,75 M_{max} \leq M_{eq} \leq M_{max}$

- Φ è il fattore di adattamento plastico, assunto prudenzialmente $\Phi = 1$;
- μ è il coefficiente di sicurezza relativo alla condizione di carico considerata ($\mu = 1,5$ per prima cond. di carico; $\mu = 1,33$ per la seconda cond. di carico)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$ (40681 N) con σ_{cr} = tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico, per la snellezza considerata
- W è il modulo di resistenza del montante (4430 mm³)

Le sollecitazioni e le tensioni qui riportate sono ricavate nell'Appendice 1. [daN, daNcm, daN/cm²]

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	M _{max}	0,75 M _{max}	M _{medio}	Meq	N	ω N/A	μ	M/[W(1-μ N/N _{cr})]	σ ₁	σ ₂
Esterno 1° piano (aste 3-4)	esercizio	1	510	3276	---	---	---	204	984	658	1,5	48	706	353
		2	---	---	960	720	488	720	1045	699	1,5	169	868	470
	fuori esercizio normale	3	---	3776	620	465	335	465	984	658	1,33	109	767	378
		4	---	---	539	404	354	460	1044	698	1,33	108	806	374
	fuori esercizio con neve	5	---	3774	1277	958	714	958	1065	712	1,33	224	936	546
		6	---	---	1344	1008	850	1105	1209	808	1,33	260	1068	596
Esterno 2° piano (aste 11 e 12)	esercizio	1	680	-627	---	---	---	272	943	631	1,5	64	695	382
		2	2461	-1829	---	---	---	984	988	660	1,5	231	891	795
	fuori esercizio normale	3	943	-940	---	---	---	377	975	652	1,33	88	740	449
		4	-1163	1163	---	---	---	465	988	660	1,33	109	769	502
	fuori esercizio con neve	5	2083	-1888	---	---	---	833	1091	730	1,33	196	926	734
		6	2883	-2694	---	---	---	1153	1133	758	1,33	271	1029	925
Interno 1° piano (aste 1-2)	esercizio	1	---	---	963	722	453	722	804	538	1,5	168	706	412
		2	-598	50	---	---	---	339	745	499	1,5	79	578	315
	fuori esercizio normale	3	---	---	542	406	319	415	803	537	1,33	97	634	317
		4	---	---	708	531	369	531	745	499	1,33	123	622	340
	fuori esercizio con neve	5	---	---	1258	944	781	1016	751	502	1,33	236	738	466
		6	---	---	1448	1086	779	1086	611	409	1,33	251	660	475
Interno 2° piano (aste 9 e 10)	esercizio	1	-2508	1857	---	---	---	1003	768	514	1,5	234	748	752
		2	-563	542	---	---	---	225	724	484	1,5	53	537	302
	fuori esercizio normale	3	-1209	1191	---	---	---	484	768	514	1,33	112	626	459
		4	-907	878	---	---	---	363	752	503	1,33	84	587	387
	fuori esercizio con neve	5	-2966	2745	---	---	---	1186	696	465	1,33	275	740	838
		6	-2009	1761	---	---	---	804	648	433	1,33	186	619	610

Considerando quindi le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio

$$\sigma_{amm} = 1600 \text{ daN/cm}^2$$

b) condizione di fuori esercizio

$$\sigma_{amm} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

le verifiche sono soddisfatte

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.7.2 Verifica locale degli irrigidimenti in facciata e in pianta

N. B. Si fa presente che ai fini della **stabilità globale del ponteggio**, le forze orizzontali parallele alla facciata, vengono fatte assorbire ad ancoraggi "speciali" posti ogni 6 campate (come riportato negli schemi tipo - Allegato A) idonei a resistere alle azioni considerate con grado di sicurezza pari ad almeno 2,5; tenendo conto che tali ancoraggi hanno una superficie di competenza pari a 2 piani x 6 campi (4,3 m²), e che la forza orizzontale massima calcolata nel prospetto V D (N = 788 N) relativa alla verifica locale della diagonale di facciata è relativa a 1 piano x 1 campo (0,666 m²), tale ancoraggio deve assorbire N = (4,3 / 0,666) x 788 = 5088 N

4.7.2.1 Diagonale di facciata

▪ tubo a sezione circolare	d/s	26,9/2,3	mm
▪ Area della sezione	A	177	mm ²
▪ Modulo di resistenza	W	1008	mm ³
▪ Raggio di inerzia	i	8,7	mm
▪ Lunghezza dell'asta	l	2100	mm
▪ Snellezza	λ	242	
▪ Coefficiente amplificazione ¹	ω	7,25	
▪ Tensione critica euleriana ¹	σ _E	35	N/mm ²
▪ Angolo di inclinazione rispetto al corrente	α	34,72 °	
▪ Eccentricità max dell'asse della diag. rispetto al vincolo e		13,5	mm



¹ Vedi tabelle 7-IIa e 7-VII della Norma CNR 10011

Verifica

Il prospetto V D, riporta la massima azione che la diagonale deve assorbire N = 788 N

$$F_{df} = \frac{N}{\cos(\alpha)} = \frac{788}{\cos(34,72^\circ)} \cong 960 \text{ N}$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot F_{df}}{A} + \frac{F_{df} \cdot e}{W \cdot \left(1 - \frac{1,33 \cdot F_{df}}{\sigma_{cr} \cdot A}\right)} = \frac{7,25 \cdot 960}{177} + \frac{960 \cdot 13,5}{1008 \cdot \left(1 - \frac{1,33 \cdot 960}{35 \cdot 177}\right)} \cong 56 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$

Dalle prove di compressione riportate nel certificato ENPI PTP 161662-161666 del 03/04/74 si ottiene P_{95%} = 1959 N

$$\mu = \frac{1959}{788} = 2,48 > 1,5$$

4.7.2.2 Tavola 0,49x1,80

Il prospetto V D, riporta le massime azioni che le tavole strutturali devono assorbire:

- parallele alla facciata N = 396 (vedi prospetto V D)
- perpendicolari alla facciata N = 1917 (l'azione massima si ha in condizione di fuori servizio con neve e vento diretto verso l'opera servita; vedi Appendice 1)

Dalle prove di compressione riportate nel Cert. Politecnico di Milano n° 2004/1052 del 07/04/04 si ottiene il valore sperimentale per la verifica delle forze parallele al piano di

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

facciata: $P_{95\%} = 9540$ N. Per azioni perpendicolari al piano di facciata, tenendo conto della modalità di prova, il valore si riduce nel rapporto $1,05/1,8 = 0,584$

Con riferimento al certificato sopra citato i coefficienti di sicurezza risultano

a) per vento ortogonale al piano di facciata $\mu_{n,comp} = \frac{n_d \cdot P'_{95\%}}{F_{d,n}} = \frac{2 \cdot 9540 \cdot 0,584}{1917} = 5,8 > 1,5$

ove n_d è il numero di campi che lavorano

b) per vento parallelo al piano di facciata $\mu_{p,comp} = \frac{P'_{95\%}}{F_{d,p}} = \frac{9540}{396} = 24,0 > 1,5$

4.7.3 Verifica del traverso

traverso

- tubo ϕ/s 48,3/2,9 mm
- Modulo di resistenza W 4430 mm³
- Interasse stilata a 1050 mm
- Interasse campata l 1800 mm

Il traverso può essere schematicamente considerato su tre appoggi equidistanti tra loro. La condizione più sfavorevole per la flessione del traverso è quella relativa al telaio caricato con l'intero carico di servizio più il peso proprio delle tavole; considerando i risultati riportati nella tabella III si ha: $q = 288 + 5400 = 5688$ N/m

Considerando, lo schema statico di trave semplicemente appoggiata, a sicurezza si ha

$$M_{cr} = 5688 \cdot \left(\frac{1,05}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{8} \cong 195,97 \text{ Nm}$$

A tale sollecitazione corrisponde una tensione massima

$$\sigma = \frac{195970}{4430} \cong 45 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$$

4.7.4 Verifica del corrente di parapetto

- tubo a sezione circolare ϕ/s 26,9/2,3 mm
- Momento d'inerzia J 13563 mm⁴
- Modulo di resistenza W 1008 mm³
- Interasse campata l 1800 mm

La verifica viene condotta per una azione $Q = 300$ N agente alla mezzzeria del corrente. Sotto tale azione si ha

$$M_{max} = 300 \cdot \frac{1,8}{4} = 135 \text{ Nm}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{135000}{1008} = 134 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$$

Sotto la azione $Q = 300$ N la freccia risulta:



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

$$f = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{300 \cdot (1800)^3}{206000 \cdot 13563} = 13 \text{ mm} < 35 \text{ mm}$$

Ammettendo di essere ancora in campo elastico, sotto l'azione $Q' = 1250$ N la freccia risulta:

$$f' = f \times 1250/300 = 54 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

Dal Cert. Cert. ENPI PTP 161682-161686 del 03/04/74 risulta un valore minimo di rottura $N_r = 1300$ N

$$\mu = \frac{1300}{300} = 4,3 > 2,2$$

4.7.5 Verifica della spina a verme

tondo	d	10	mm
Area sezione	A	78	mm ²
Interasse stilata	l	1050	mm
Interasse piani	h	2000	mm

Considerando che in fase di montaggio possono esistere due piani non ancorati, viene considerata l'ipotesi di vento di fuori servizio - normale alla facciata - su due campi di telai sovrapposti (forniti di impalcato intermedio) montati al di sotto del più elevato piano di ponteggio ancorato.

Il prospetto V D, riporta le massime azioni orizzontali

a) Piano 10° - $N = 999$ N

b) Piano 9° - $N = 984$ N

$$T = \frac{999 \cdot 4000 + 984 \cdot 2000}{1050} = 5680 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{5680}{2 \cdot 78} \cong 49 \text{ N/mm}^2 = \tau_{amm} = 104 \text{ N/mm}^2$$



Confronto con i risultati sperimentali

Il rapporto tra il minimo dei carichi di rottura N_r registrato alle prove (Vedi Certificato Politecnico di Milano n° 2004/1218 del 07/04/04) ed il carico dovuto alle condizioni di servizio è

$$\mu = \frac{64500}{5680} = 11,36 > 2,2$$

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.7.6 Verifica della tavola da 0,49x1,80

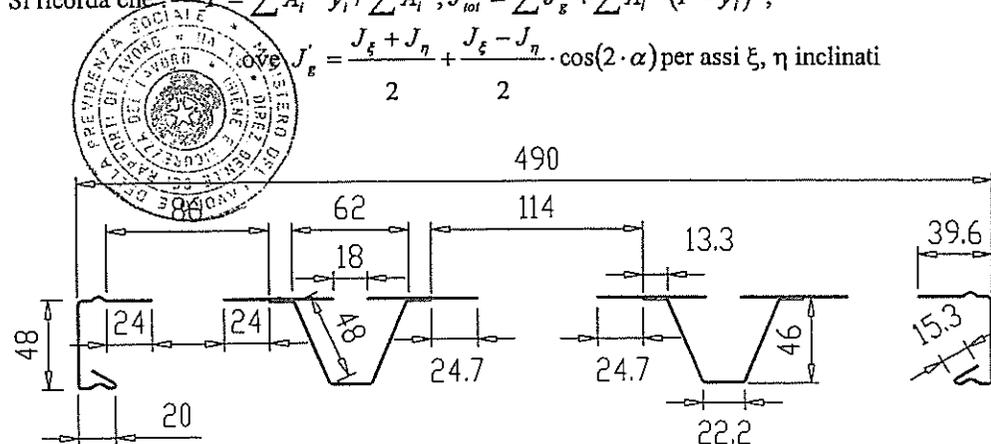
I valori statici della sezione dell'impalcato sono calcolati nella tabella e valgono:

lamiera sagomata	b-l	490-1800	mm
Area della sezione reagente	A	8,48	cm ²
Momento d'inerzia	J	27,8	cm ⁴
Modulo di resistenza inferiore	W _i	8,38	cm ³
Modulo di resistenza superiore	W _s	18,82	cm ³
Tensione ammissibile	σ _{amm}	1600	daN/cm ²

N°	b [mm]	h [mm]	A [mmg]	y [mm]	Sx [mm3]	ys' [mm]	Jg' [mm4]	Js [mm4]
1,00	396,00	1,00	396,00	47,50	18810,00	-14,29	33,00	80870,24
2,00	1,00	46,00	92,00	24,00	2208,00	9,21	16222,67	7803,01
2,00	20,00	1,00	40,00	0,50	20,00	32,71	3,33	42796,51
2,00	1,00	15,30	30,60	6,00	183,60	27,21	12,00	22654,96
2,00	omega		290,00	24,00	6960,00	9,21	83450,00	24596,43
T.			848,60		28181,60		99721,00	178721,15
							Js=(Jg'_T)+(Js_T)	278442,15

posizione baricentro	mm	33,21	Y
momento d'inerzia	mm4	278442	Jtot
modulo di resistenza	mm3	8384	Winf
	mm3	18826	Wsup

Si ricorda che: $Y = \sum A_i \cdot y_i / \sum A_i$; $J_{tot} = \sum J'_g + \sum A_i \cdot (Y - y_i)^2$;
 $J'_g = \frac{J_\xi + J_\eta}{2} + \frac{J_\xi - J_\eta}{2} \cdot \cos(2 \cdot \alpha)$ per assi ξ, η inclinati



Verifica

La verifica viene condotta su un impalcato soggetto all'azione del peso proprio ed alternativamente ad una delle seguenti azioni:

- 1 - carico di servizio ($q_1 = 300 \times 0,49 = 147$ daN/m)
- 2 - carico concentrato $Q_2 = 300$ daN applicato su una superficie di $0,5 \times 0,5$ m.

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
 Ghislini Alessandro
 Legale Rappresentante

- 3 - carico concentrato $Q_3 = 100$ daN applicato su una superficie di $0,2 \times 0,2$ m.
- 4 - carico ripartito $q'_4 = 500$ daN/m² applicato su una superficie parziale avente area $A_c = 0,4$ A_{impalcato}; A_{impalcato} = $(0,49 \times 2) \times 1,8 = 1,764$ m² ($A_c = 0,4 \times 1,764 = 0,7056$ m²)

Essendo G (peso tavola) = 15,0 daN; $a = 1,80$ cm; $l = 0,49$ m ;

$q_1 = G/a = 8,33$ daN/m
 $q_2 = Q_2/0,5 = 300/0,5 = 600$ daN/m
 $q_3 = Q_3/0,2 = 100/0,2 = 500$ daN/m

$A_{tavola} = l \times a = 0,49 \times 1,8 = 0,882$ m² > $0,7056$ m²

$q''_4 = q'_4 = 500$ daN/m²
 $l_4 = 0,7056/0,49 = 1,44$ m
 $q_4 = q''_4 \times l = 500 \times 0,49 = 245$ daN/m



Si pongono i carichi al fine di massimizzare i momenti, e risulta rispettivamente:

$M_1 = (q_1 + q_4) \cdot \frac{a^2}{8} \cong 63$ daNm

$M_2 = \frac{q_1 \cdot (a)^2}{8} + \frac{q_2 \cdot 0,5 \cdot a}{2} - \frac{q_2 \cdot \left(\frac{0,5}{2}\right)^2}{2} = 119,73$ daNm

$M_3 = \frac{q_1 \cdot (a)^2}{8} + \frac{q_3 \cdot 0,2 \cdot a}{2} - \frac{q_3 \cdot \left(\frac{0,2}{2}\right)^2}{2} = 45,7$ daNm

$M_4 = \frac{q_1 \cdot (a)^2}{8} + \frac{q_4 \cdot l_4 \cdot a}{4} - \frac{q_4 \cdot (l_4)^2}{8} \cong 99$ daNm

Si pongono i carichi cercando di rispecchiare lo schema di prova con carico sull'appoggio al fine di massimizzare i tagli: la posizione della risultante dei carichi risulta, per quanto possibile, più prossima all'appoggio.

$R_1 = \frac{G}{2} + \frac{q_1 \cdot a}{2} \cong 140$ daN

$R_2 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2 \cdot (1,8 - 0,254)}{1,8} = 265,2$ daN

$R_3 = \frac{G}{2} + \frac{Q_3 \cdot (1,8 - 0,054)}{1,8} = 104,5$ daN

$R_4 = \frac{G}{2} + q_4 \cdot l_4 - \frac{q_4 \cdot l_4^2}{2 \cdot l} \cong 220$ daN

Per ogni condizione di carico, la freccia dell'impalcato valutata nel caso di massimo momento, è:

$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,5 \cdot (180)^4}{2060000 \cdot 32,95} = 0,3$ cm

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
 Ghislini Alessandro
 Legale Rappresentante

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{300 \cdot (180)^3}{2060000 \cdot 32,95} = 0,54 \text{ cm}$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_3 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{100 \cdot (180)^3}{2060000 \cdot 32,95} = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_4 \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,48 \cdot (180)^4}{2060000 \cdot 32,95} = 0,5 \text{ cm (a favore di sicurezza si è considerato } q_4 \text{ su tutta la luce 1,8 m)}$$

I valori sono inferiori ai valori di riferimento:

$$f_{amm} = a_2 / 100 = 1,8 \text{ cm}$$

$$f'_{amm} = 2,00 \text{ cm}$$

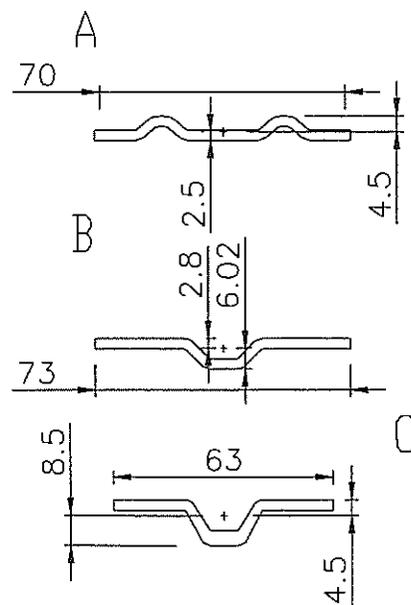
Le tensioni massime risultano:

Nel manto

$$\sigma = \frac{M_2}{W} = \frac{11973}{8,38} = 1430 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

Nel gancio di appoggio

La testata è formata da tre ganci e le caratteristiche di ogni gancio sono:



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

10/04/2004

La sezioni A, B e C si trovano rispettivamente a 20, 25 e 30 mm dall'appoggio; considerando R_2 e le caratteristiche geometriche di ogni gancio nelle due sezioni si ha:

	Y_{g1} [mm]	Y_{g2} [mm]	J [mm ⁴]	W_{min} [mm ³]	B [mm]	M_{max} [daN cm]	σ_{max} [daN/cm ²]
A	2,52	4,48	710	158,4	20	530,4	1117
B	2,8	6,02	1282	212,9	25	663	1038
C	2,8	6,02	3830	450,5	30	795,6	589

Tenendo conto che $\sigma_{amm} = 1600 \text{ daN/cm}^2$, si conclude che la verifica è soddisfatta.

Confronto con i risultati sperimentali

Il rapporto tra il minimo dei momenti $M_{r,min}$ che ha provocato la rottura durante la prova ed il momento corrispondente alla più gravosa condizione di carico M_2 , essendo:

$$M_{min} = \frac{740}{2} \cdot \frac{1,8 - 0,26}{2} = 284,9 \text{ daNm}$$

(Vedi Certificato Politecnico di Milano n° 2004/1048 del 07/04/04)

$$\mu = \frac{284,9}{119,73} = 2,38 > 2,2$$

Verifica dei punti TOX testata-manto

- a taglio

Per la verifica a taglio si considerano i punti tox posizionati sui 2 fianchi della tavola (*). Tenendo conto che l'azione massima all'appoggio è $R_2 = 265,2 \text{ daN}$, la sollecitazione che agisce sui punti tox è:

$$T_{tot} = \frac{265,2 \cdot 8,2}{1,7} = 1279,2 \text{ daN (azione tagliante sui punti tox)}$$

$$T = \frac{1279,2}{4} = 319,8 \text{ daN (azione tagliante su un punto tox)}$$

Ove

- 8,2 = distanza tra l'asse del traverso e d'appoggio e il punto linciato più lontano
- 1,7 = distanza tra i due punti tox posti sulla medesima aletta della testata

Il rapporto tra il minimo dei valori di collasso che ha provocato la rottura durante la prova ed il corrispondente alla più gravosa condizione di carico T, essendo:

$$T_{r,min} = 745 \text{ daN (Vedi Cert. Politecnico di Milano n° 2004/1049 del 07/04/04)}$$

$$\mu = \frac{745}{319,8} = 2,33 > 2,2$$

(*) le tavole utilizzate nelle prove di cui al certificato del Politecnico di Milano n° 2004/1048 del 07/04/04 sono state costruite con solo 2 punti tox per ogni fianco; diversamente, a favore di sicurezza, si è deciso di portare a 3 il numero dei punti tox per ogni fianco



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

10/04/2004

- a trazione

L'azione massima all'appoggio è $R_2=265,2$ daN. Essendo l'eccentricità dei ganci 3,3 cm, il momento in corrispondenza della spalla vale:

$$M = 265,2 \cdot 3,3 = 875,16 \text{ daNcm}$$

Spalmando tale momento su tutta la larghezza della tavola (49 cm) si ha:

$$M^* = \frac{875,16}{49} = 17,86 \text{ daNcm/cm}$$

Avendo stabilito che la zona d'influenza dei primi 2 degli 8 punti tox posti frontalmente sulla testata che fungono da unione tra gli omega di rinforzo e la testata stessa della tavola (unione tra 2 lamiere di spessore 1 mm e 3 mm), vale $11,1+3,5=14,6$ cm (vedi Tav. 12 Allegato A) ovvero la distanza dell'asse dell'omega dal fianco della tavola, il momento sui 2 punti tox citati è:

$$M'' = 17,86 \cdot 14,6 = 260,76 \text{ daNcm}$$

I 2 punti tox posti verticalmente sul medesimo asse, hanno distanza rispetto al manto pari a 1,8 e 3,5 cm.

Con riferimento al disegno a fianco riportato, si definisce il seguente sistema di equazioni

$$M'' = \sum_1^2 F_i \cdot d_i$$

$$\frac{F_1}{d_1} = \frac{F_2}{d_2}$$

E cioè

$$260,76 = F_1 \cdot 3,5 + F_2 \cdot 1,7$$

$$\frac{F_1}{3,5} = \frac{F_2}{1,7}$$

Risolvendo il sistema si ottiene

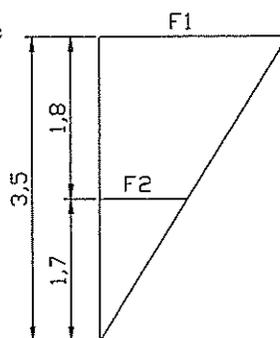
$$F_1 = 29,27 \text{ daN}$$

$$F_2 = 60,28 \text{ daN}$$

Il rapporto tra il minimo dei valori di collasso che ha provocato la rottura durante la prova ed il corrispondente alla più gravosa condizione di carico T, essendo:

$$T_{r,\min} = 194 \text{ daN (Vedi Cert. Politecnico di Milano n° 2004/1049 del 07/04/04)}$$

$$\mu = \frac{194}{60,28} = 3,2 > 2,2$$



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

10/04/2004

4.7.7 Verifica del parasassi

Traverso

tubo a sezione circolare	d/s	48,3/3,2	mm
Area della sezione	A	453	mm ²
Modulo di resistenza	W	4800	mm ³

Tirante

tubo a sezione circolare	d/s	48,3/3,2	mm
Area della sezione	A	453	mm ²
Modulo di resistenza	W	4800	mm ³
Raggio di inerzia	i	16	mm
Lunghezza dell'asta	a	1500	mm
Snellezza = a/i	λ	94	
Coefficiente amplificazione ¹	ω	1,51	

¹Vedi tabelle 7-IIa e 7-VII della Norma CNR 10011

Nell'APPENDICE A, si ricavano le azioni agenti nel traverso e nel tirante che danno le massime tensioni (che si riscontrano in II condizione di carico):

- Traverso - N = 988 N (compressa); M = 492800 Nmm

Si considera la sola verifica di resistenza in quanto risulta essere la più gravosa

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{\max}}{W} = \frac{988}{453} + \frac{492800}{4800} = 105 \text{ N/mm}^2 \leq 180 = \sigma_{\text{amm}}$$

- Tirante - N = 3065 N (tesa)

Si considera la verifica di resistenza

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{3065}{453} + \frac{3065 \cdot 60}{4800} = 45 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$

4.7.8 Verifica della basetta regolabile da 0,30 m

- Diametro esterno dello spinotto (filettato) d_b 40 mm
- profondità del filetto f 2,7 mm
- Diametro del nucleo d_n 33,6 mm
- Diametro interno dello spinotto d_i 27,6 mm
- Area della sezione del nucleo A 288 mm²
- Modulo di resistenza del nucleo W 2028 mm³
- Lunghezza minima dello spinotto l_b 75 mm
- Altezza massima di regolazione della basetta h 300 mm

Alla massima altezza di regolazione, il massimo gioco angolare consentito dall'accoppiamento basetta-montante (quando il diametro interno del montante è pari a $d_{ii} = 48,3 - 2,9 \times 2 = 42,5$ mm) si ottiene da

$$\text{tg}(\beta_1) = \beta_1 = \frac{d_{ii} - d_b}{l_b} = \frac{42,5 - 40}{75} = 0,033 \text{ rad}$$



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

10/04/2004

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti che danno le massime tensioni (Si presentano nello schema con disassamento: la verifica è soddisfatta; comunque, a sicurezza, i montanti esterni sono raddoppiati):

- N = 11910 N (compressa); M = 20060 Nmm

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot h \cdot (\beta_1 + \beta_2) + M}{W} = \frac{11910}{288} + \frac{11910 \cdot 300 \cdot 0,0433 + 20060}{2028} \cong 109 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/r}$$

Dalle prove riportate nel certificato ENPI PTP 161702-161706 del 03/04/74 si ottiene il valore sperimentale: P_{cr} = 99000 N

$$\mu = \frac{99000}{11910} = 8,3 > 2,2$$

4.8 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

4.8.1 Azioni sugli ancoraggi

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le massime azioni agenti, e si deducono le seguenti:

- Piani non interessati dal traverso parasassi e dal tirante del parasassi:
N_{max} = + 3830 N a comprimere, - 3834 N a tirare
- Piano interessato dal traverso parasassi:
N_{max} = + 4479 N a comprimere, - 1342 N a tirare
- Piano interessato dal tirante parasassi:
N_{max} = + 337 N a comprimere, - 3384 N a tirare

N. B. Si fa presente che ai fini della **stabilità globale del ponteggio**, le forze orizzontali parallele alla facciata, vengono fatte assorbire ad ancoraggi "speciali" posti ogni 6 campate (come riportato negli schemi tipo - Allegato A) idonei a resistere alle azioni considerate con grado di sicurezza pari ad almeno 2,5; tenendo conto che tali ancoraggi hanno una superficie di competenza pari a 2 piani x 6 campi (4,3 m²), e che la forza orizzontale massima calcolata nel prospetto V D (N = 788 N) relativa alla verifica locale della diagonale di facciata è relativa a 1 piano x 1 campo (0,666 m²), tale ancoraggio deve assorbire N = (4,3 / 0,666) x 788 = 5088 N

4.8.2 ANCORAGGI NORMALI (N_{max} < 4480 N)

Questi ancoraggi sono utilizzati per assorbire le forze perpendicolari all'opera servita

4.8.2.1 Ancoraggio a cravatta

L'ancoraggio a cravatta (a trazione o compressione) - realizzato con tubi e giunti di tipo autorizzato, richiede la verifica del giunto allo scorrimento sotto le azioni massime. Essendo il valore di scorrimento di riferimento (frattile 5%) F'_g = 9810 N per un giunto semplice di tipo autorizzato risulta verificata la seguente massima azione:

$$H_{max} = F'_g / 4480 = 2,18 > 1,5$$



(TAV. 23 - Allegato A)



10/04/2004

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.8.2.2 Ancoraggio ad anello

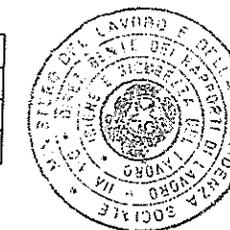
Tondino anello φ 16 (S235JR)
A = 201 mm ²
W = 402 mm ³
d = 48,3 + 16 = 64,3 mm

La verifica considera a sicurezza la seguente formula:

$$\sigma = \frac{H}{2} \cdot \frac{1}{A} + \frac{0,144 \cdot H \cdot d}{W} = \frac{4480}{2} \cdot \frac{1}{201} + \frac{0,144 \cdot 4480 \cdot 64,3}{402} = 115 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$

4.8.2.3 Barra di ancoraggio con tondo φ 20

Tondo φ 20 (S235JR)
A ₂ = 314 mm ²
W ₂ = 785 mm ³
d ₂ = (12 + 20)/2 = 16 mm (con φ 12 diametro tassello)



$$\sigma_2 = \frac{H_n}{A_2} + \frac{H_n \cdot d_2}{W_2} = \frac{4480}{314} + \frac{4480 \cdot \left(\frac{12+20}{2}\right)}{785} \cong 106 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$

4.8.3 ANCORAGGI SPECIALI (N_{max} < 4480 N)

Questi ancoraggi sono utilizzati per assorbire sia le forze perpendicolari che le forze parallele all'opera servita

4.8.3.1 Barra di ancoraggio con tondo φ 20

Tondino anello φ 20 (S235JR)	Tubo φ 48,3x3,2 (S235JR)
A ₂ = 314 mm ²	-
W ₂ = 785 mm ³	W ₁ = 4800 mm ³
d ₂ = (12 + 20)/2 = 16 mm	d ₁ = 120 mm

Le verifiche sono due, una sul tondino e una sul tubo; si considerano le seguenti formule:

$$\sigma_1 = \left(\frac{H_p \cdot d_1}{W_1} \right) = \frac{5088 \cdot 120}{4800} \cong 128 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2;$$

ove:

- H_p è la forza parallela alla facciata
- W₁ è l'area del tubo
- d₁ è la distanza massima consentita tra asse del montante interno e asse dell'occhiello del tassello (φ 12); considerando i 200 mm tra opera servita e filo impalcato, ammettendo a sicurezza che il filo della tavola sia in asse con il montante e che il tassello fuoriesca di 30 mm dalla parete, considerati i vari ingombri si ha 120 mm

$$\sigma_2 = \frac{H_n}{A_2} + \frac{H_n \cdot d_2}{W_2} = \frac{4480}{314} + \frac{4480 \cdot \left(\frac{12+20}{2}\right)}{785} \cong 106 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$



10/04/2004

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

- H_n è la forza perpendicolare all'opera servita
- A_2 è l'area del tondino del gancio
- W_2 è il modulo di resistenza del tondino del gancio
- d_2 è la distanza tra gli assi del tassello (si considera $\phi 18$) e del tondino del gancio

4.8.3.2 2 Barre di ancoraggio con tondo $\phi 20$

Sono due barre poste a 45° rispetto all'opera servita, che abbracciano il montante.

Tondino anello $\phi 20$ (S235JR)
$A_2 = 314 \text{ mm}^2$
$W_2 = 785 \text{ mm}^3$
$d_2 = (12 + 20)/2 = 16 \text{ mm}$

Verifica per le forze parallele all'opera servita

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_p}{\cos 45^\circ} \cdot \left[\frac{1}{A_2} + \frac{d_2}{W_2} \right] = \frac{1}{2} \cdot \frac{5088}{\cos 45^\circ} \cdot \left[\frac{1}{314} + \frac{\left(\frac{12+20}{2} \right)}{785} \right] \cong 87 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$

Verifica per le forze perpendicolari all'opera servita

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_n}{\cos 45^\circ} \cdot \left[\frac{1}{A_2} + \frac{d_2}{W_2} \right] = \frac{1}{2} \cdot \frac{4480}{\cos 45^\circ} \cdot \left[\frac{1}{314} + \frac{\left(\frac{12+20}{2} \right)}{785} \right] \cong 76 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$

4.8.3.3 Conclusioni

Le verifiche sono tutte soddisfatte.



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghini Alessandro
Legale Rappresentante

CAPITOLO V

ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEI PONTEGGI

PREMESSE

I ponteggi eretti in conformità allo schema tipo - sotto il controllo di persona competente - sono stati sottoposti a prove di collasso con le modalità previste dalle disposizioni emanate dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale.

I ponteggi eretti con elementi approvati, ma in difformità dallo schema tipo, devono essere sottoposti - sotto la responsabilità del progettista - a prove di carico intese a verificare l'esistenza di un fattore di sicurezza non inferiore a 1.5.

Tali prove non sono richieste nel caso in cui il calcolo di progetto sia stato condotto assumendo come carico di collasso quello realizzato alle prove sugli schemi tipo approvati purché si verifichi una delle seguenti condizioni:

- a) difformità limitata al sistema geometrico di realizzazione degli ancoraggi, a condizione che la diversa distribuzione non ne riduca la densità né l'omogeneità di distribuzione;
- b) difformità limitata alla distanza tra le stilate, a condizione che non vengano ridotte le rigidezze nel piano di stilate ed in pianta.

5.1 Modalità di conduzione delle prove

Le prove di carico sono condotte su un saggio di ponteggio eretto in conformità allo schema funzionale ipotizzato per il ponteggio da realizzare, avente le seguenti dimensioni minime:

Larghezza

La larghezza del saggio deve essere non inferiore alla distanza tra le stilate ancorate (con un minimo di 4 stilate), salvo il caso di prova effettuata su un saggio avente larghezza uguale a quella prevista per il ponteggio da realizzare.

Qualora il saggio non sia ricavato da un ponteggio avente larghezza maggiore di quella risultante dal comma precedente, deve essere ampliato mantenendo lo stesso schema funzionale, in modo che i nodi esterni del più elevato piano di saggio sottoposto a prova risultino ancorati.

Altezza

L'altezza del saggio deve essere non inferiore al doppio della distanza verticale massima tra i piani di ponteggio ancorati.

In ogni caso l'altezza del saggio è comunque condizionata dal numero di impalcati necessari per realizzare le condizioni di carico pre viste dal punto 5.2.

5.2 Modalità di realizzazione del saggio

Ancoraggi

Il saggio deve essere ancorato per modalità e per distribuzione - in modo conforme alle modalità previste per il ponteggio da realizzare.

E' consentito, per motivi di sicurezza contro rischi di crollo improvviso, montare sistemi di trattenuta supplementare di sicurezza purché tali sistemi interessino stilate adiacenti quelle

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghini Alessandro
Legale Rappresentante

del saggio sottoposto a prova di carico e purché realizzati costruttivamente in modo da non creare condizioni di vincolo che possano inficiare la validità delle risultanze della prova di carico.

Irrigidimenti di facciata ed in pianta

Il saggio deve essere irrigidito nella facciata ed in pianta in modo analogo a quanto previsto nello schema di ponteggio da realizzare.

Carichi di prova

I carichi di prova devono essere individuati dal progettista in modo da realizzare sui montanti delle stilate una tensione media staticamente equipollente ad una volta e mezza quella massima desunta dalla più sfavorevole condizione di carico prevista nella relazione di calcolo. Sul saggio dovranno quindi essere applicati, sia carichi di prova corrispondenti a pesi propri della struttura progettata ed ai relativi carichi di lavoro o di fuori servizio, sia carichi aggiuntivi verticali da applicare agli impalcati per indurre sui montanti stati tensionali equipollenti a quelli relativi alle altre azioni - anche orizzontali (vento, ecc.) - previste nella relazione di calcolo.

E' ammesso ridurre i carichi aggiuntivi equipollenti in modo da indurre sui montanti tensioni aggiuntive - detratti i momenti indotti dai carichi di prova - consone con i criteri di valutazione dei momenti contenuti nel punto 7.4.1.1 delle istruzioni CNR 10011/97.

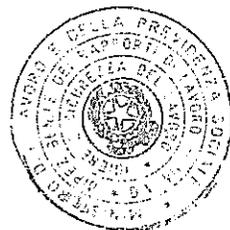
Modalità di conduzione della prova

La prova deve essere condotta sotto la diretta responsabilità del progettista il quale deve eliminare i rischi di incidenti controllando:

- che i carichi di prova siano applicati a distanza senza esposizione diretta da parte di operatori ma ricorrendo a sistemi appropriati (carichi) idraulici, martinetti, ecc.), attivabili da posizione di sicurezza;
- che la zona circostante il ponteggio che potrebbe essere interessata da eventuali crolli del saggio in prova sia stata preventivamente recintata in modo da evitare la presenza di persone in condizioni di pericolo;
- che le operazioni di rimozione graduale del carico di prova vengano effettuate a distanza sistemando gli addetti in zone di sicurezza.

5.3 Relazione di collaudo

Le risultanze delle prove di carico debbono essere riportate in una relazione di collaudo, firmata dal progettista e allegata alla relazione di calcolo, da tenere in cantiere a disposizione degli organi di vigilanza.



10/04/2004

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

CAPITOLO VI

ISTRUZIONI PER IL MONTAGGIO, L'IMPIEGO E LO SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

PREMESSE

Oltre alle istruzioni per il montaggio l'impiego e lo smontaggio del ponteggio, debbono, in ogni caso, essere osservate le seguenti disposizioni legislative, regolamentari e amministrative:

A - DISPOSIZIONI LEGISLATIVE

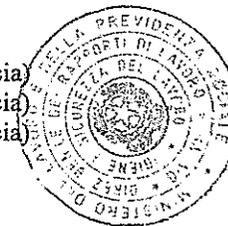
- D.P.R. 27 aprile 1955 n. 147 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro
- D.P.R. 7 gennaio 1956 n. 164 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni
- D.P.R. 24 maggio 1988 n. 224 - Responsabilità per danno da prodotti difettosi
- D.Lgs. 19 settembre 1994, n. 626 - Attuazione delle direttive 89/391/CEE, 89/654/CEE, 89/655/CEE, 89/656/CEE, 90/269/CEE, 90/270/CEE, 90/394/CEE e 90/679/CEE riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori sul luogo di lavoro
- D.Lgs. 17 marzo 1995 n. 115 - Sicurezza generale dei prodotti
- D.Lgs. 4 agosto 1999 n. 359 - Attuazione della direttiva 95/63/CEE che modifica la Direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori
- D.Lgs. 8 luglio 2003, n.235 - Attuazione della direttiva 2001/45/CE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e di salute per l'uso delle attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori

B - DISPOSIZIONI REGOLAMENTARI

- D.M. del M.L.P.S. 2 settembre 1968 (Riconoscimenti di efficacia)
- D.M. del M.L.P.S. 23 marzo 1990 n. 115 (Riconoscimenti di efficacia)
- D.M. del M.L.P.S. 22 maggio 1992 n. 466 (Riconoscimenti di efficacia)

C - DISPOSIZIONI AMMINISTRATIVE

- Circolare M.L.P.S. n° 85/78 del 9/11/78 - Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi
- Lettera Circolare M.L.P.S. n° 22268/PR-7 del 22/5/82 - Requisiti dimensionali
- Circolare M.L.P.S. n° 149/85 del 22/11/85 - Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi
- Circolare M.L.P.S. n° 44/90 del 15/5/90 - Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati
- Circolare M.L.P.S. n° 20298/OM-4 del 9/2/95 - Utilizzo di elementi di impalcato prefabbricato di tipo autorizzato in luogo di elementi di impalcato in legname
- Lettera Circolare M.L.P.S. n° 22787/OM-4 del 21/1/99 - Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche, precisazioni e chiarimenti.
- Circolare M.L.P.S. n. 44 del 10/07/00 - Verifiche e controlli, modalità di conservazione delle relative documentazioni ex. D. Lgs. 359/99



10/04/2004

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

- Circolare M.L.P.S. n. 46 dell'11/07/00 – Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi
- Circolare M.L.P.S. n. 3 dell'08/01/01 – Art. 2, comma 4 D.L.vo n. 359/99 – Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di talune attrezzature
- Lettera Circolare M.L.P.S. n° 20/2003 Prot. 21112/PR/OP/PONT/CIRC del 23/05/03 – Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi
- Lettera Circolare M.L.P.S. n° 30/2003 Prot. 21571/PR/OP/PONT/CIRC del 29/09/03 – Art. 30 del D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Chiarimenti concernenti la definizione di "fabbricante" di ponteggi metallici fissi

6.1 Generalità

6.1.1 Documenti da tenere in cantiere

Il disegno esecutivo, unitamente alla copia dell'autorizzazione, deve essere tenuto in cantiere a disposizione degli Organi di Vigilanza. Il disegno esecutivo deve essere conforme allo schema tipo fornito dal fabbricante del ponteggio; ogni modifica del ponteggio compatibile con la sua stabilità può avere luogo solamente nell'ambito dello schema tipo e deve essere riportata su disegno esecutivo.

Per ponteggi di altezza inferiore a 20 m. il disegno esecutivo deve essere firmato dal responsabile di cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante, mentre per i ponteggi di altezza superiore a 20 m., per ponteggi non conformi agli schemi tipo e per opere speciali, deve essere redatto un progetto firmato da un ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto negli Albi professionali.

E' vietato montare sul ponteggio tabelloni pubblicitari, graticciati, teli o altre schermature a meno che non si sia provveduto a redigere apposito calcolo eseguito da Ingegnere o Architetto abilitato all'esercizio della professione, con le valutazioni relative all'azione sulla struttura del ponteggio, oltre che sugli ancoraggi, del vento presumibile per la zona ove il ponteggio è montato.

Tale calcolo può tenere conto della permeabilità delle strutture servite.

6.1.2 Personale addetto al montaggio

Le operazioni di montaggio e di smontaggio devono essere effettuate da personale pratico; il personale del cantiere deve assicurarsi che il ponteggio sia montato a regola d'arte in conformità al disegno esecutivo ed osservando le seguenti istruzioni.

6.1.3 Contollo degli elementi

Gli elementi del ponteggio da utilizzare devono essere controllati prima del loro impiego allo scopo di eliminare quelli che presentassero deformazioni, rotture, ossidazioni e corrosioni pregiudizievoli per la resistenza del ponteggio.

6.1.4 Divisa del Personale addetto al montaggio

Gli addetti alle operazioni di montaggio, di controllo e di smontaggio devono essere forniti delle attrezzature necessarie ed usare inoltre, durante il lavoro, almeno i seguenti mezzi di protezione:

- guanti;
- elmetti;
- calzature con suola flessibile antiscivolo;
- cintura di sicurezza a bretella provviste di un mezzo per l'aggancio alle strutture del

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

ponteggio.

6.2 Montaggio

6.2.1 Base di appoggio del ponteggio

L'appoggio del ponteggio deve avvenire secondo le seguenti istruzioni:

- il piano di appoggio deve offrire garanzie sufficienti di resistenza durevole, da verificare preliminarmente.

- la ripartizione del carico sul piano d'appoggio deve essere realizzata a mezzo di basette con l'interposizione di elementi atti a ripartire il carico sul piano di appoggio stesso in modo da non superarne la resistenza unitaria; detti elementi devono offrire resistenza sufficiente all'azione delle basette.

6.2.2 Verifiche durante il montaggio

Nel corso del montaggio del ponteggio si devono costantemente verificare:

- la distanza tra il ponteggio e l'edificio in modo da assicurare, seguendo il disegno esecutivo, la costruzione di impalcati accostati all'opera in costruzione (v. anche 6.3.1);
- la verticalità dei montanti ed il loro collegamento assiale;
- l'orizzontalità dei correnti e dei traversi;
- l'assetto operativo dei dispositivi di collegamento;
- il corretto inserimento e rotazione, ove richiesto, del dispositivo di collegamento assiale dei montanti (spina a verme);
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali, parapetti;
- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, delle diagonali di facciata e degli impalcati strutturali seguendo il normale progredire del montaggio del ponteggio ed in conformità ai disegni esecutivi.
- Il traverso più alto del ponteggio in corso di costruzione non deve superare di 2 m l'ultimo ordine di ancoraggi.

Ove per esigenze specifiche fosse necessaria una altezza libera di ponteggio superiore a 2 m. oltre l'ultimo ancoraggio dovranno essere previsti nel progetto accorgimenti opportuni per garantire la stabilità della struttura.

6.2.3 Fasi di montaggio

Il montaggio deve essere effettuato nel seguente ordine:

- si controlla l'efficienza dei piani di appoggio e la resistenza degli elementi di ripartizione

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

del carico;

- viene eseguito il tracciamento della struttura;
- vengono posti in opera gli elementi di base, costituiti da piastre di base, elementi di partenza, e relativi collegamenti correnti e trasversi.
- attuato il primo orizzontamento, si provvede a controllare la verticalità dei montanti ed i loro interessi;
- si prosegue il montaggio avendo cura di realizzare sistematicamente la messa in opera degli ancoraggi e di ottemperare alle istruzioni sotto riportate.

6.2.4 Istruzioni di montaggio

Nel montaggio degli elementi costituenti il ponteggio devono osservarsi le seguenti istruzioni:

- i correnti, le diagonali, ecc., devono essere collegati in almeno due punti; il dispositivo di collegamento deve realizzare l'unione degli elementi in maniera tale che la separazione degli stessi possa avvenire solo con intervento volontario e ne sia esclusa la disattivazione per causa accidentale;
- si devono realizzare su tutti i riquadri orizzontali, ai piani previsti nello schema tipo, collegamenti di controventamento in pianta montando gli impalcati prefabbricati;

si devono realizzare collegamenti longitudinali (di facciata) mediante correnti e diagonali, curando l'attivazione dei dispositivi di bloccaggio, contro lo sganciamento accidentale (in conformità agli schemi tipo allegati al capitolo 7);

I montanti dei telai di sommità devono superare di almeno m. 1,20 l'ultimo impalcato o il piano di gronda;

- gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti, in conformità agli schemi di cui all'allegato "A" al capitolo 7. Gli ancoraggi devono essere disposti seguendo quanto indicato negli schemi tipo;
 - l'interruzione di parte del ponteggio per la realizzazione di passi carrai o per altri motivi è consentita qualora sia realizzata conformemente a quanto indicato nello schema tipo;
 - qualora non sia possibile accedere agli impalcati del ponteggio direttamente dall'opera servita, devono essere utilizzate le apposite scale nel rispetto dell'art. 8 del DPR 164, 6° comma (vedasi anche allegato "A").
 - quando sia necessario utilizzare elementi del ponteggio a tubi e giunti per realizzare il livellamento del piano di partenza, oppure particolari partenze o collegamenti, parasassi, parapetti in testata, ecc., è necessario:
- c) che gli elementi di ponteggio a tubi e giunti appartengano ad una unica Autorizzazione Ministeriale,
 - d) che vengano scrupolosamente seguiti, per la parte realizzata con elementi a tubi e giunti, gli specifici schemi previsti nella autorizzazione ministeriale, sia per quanto riguarda il numero e la posizione degli elementi utilizzati, sia per quanto riguarda i sistemi di vincolo

(ancoraggi);

- e) che il serraggio dei giunti venga effettuato con il momento indicato dal fabbricante;
- f) che sia possibile la normale giunzione tra elementi a tubi e giunti ed elementi a telaio, senza ricorso a soluzioni di ripiego o all'impiego di elementi di raccordo non previsti nelle autorizzazioni;
- g) si consiglia, quando possibile, di sfalsare i collegamenti tra i montanti sia nel piano di facciata, per stilate contigue, che nel piano di stilata

6.3 Impiego

6.3.1 Piani del ponteggio

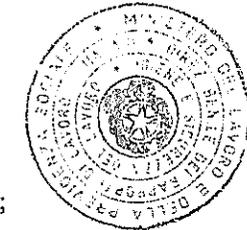
I piani di ponteggio destinati al lavoro devono:

- avere impalcati realizzati come indicato nello schema tipo;
 - essere costituiti da intavolati bene accostati tra loro ed alla opera in costruzione: è consentito un distacco dalla muratura non superiore a 20 cm;
 - essere utilizzati solo allorché non distino più di 2,00 m dall'ordine più alto di ancoraggi;
 - essere provvisti di indicazione chiara e visibile delle condizioni massime ammissibili di carico;
 - essere provvisti, sulle facciate esterne, di un parapetto composto da un corrente superiore, da un corrente inferiore e da una tavola fermapiede, rispondenti agli schemi tipo, nel rispetto comunque dei punti seguenti:
- a) il bordo superiore del corrente più alto deve essere sistemato a non meno di 1 m dal piano dell'impalcato;
 - b) il fermapiede, sistemato con il bordo inferiore a contatto con il piano dell'impalcato, deve avere altezza non inferiore a 20 cm.;
 - c) le distanze tra corrente inferiore e fermapiede e tra corrente superiore e corrente inferiore non devono essere superiori a 60 cm;
- essere provvisti, per tutta l'estensione dell'impalcato di lavoro, di un parasassi capace di intercettare la caduta dei materiali. Il parasassi deve estendersi in proiezione orizzontale fuori dell'impalcato per almeno 150 cm e raccordarsi con un impalcato regolamentare.

L'impiego di schemi senza parasassi, ovvero l'utilizzo degli impalcati sottostanti il parasassi stesso, è consentito qualora si provveda alla segregazione dell'area antistante il ponteggio per una larghezza di almeno 150 cm oltre il montante più esterno.

6.3.2 Accesso al ponteggio

L'accesso ai piani del ponteggio sarà realizzato con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio Autorizzati nel rispetto del comma 6 dell'art. 8 del D.P.R. 7/1/1956 n° 164; oppure direttamente dall'opera servita



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

6.3.3 Precipitazioni nevose

Quando sia previsto l'impiego del ponteggio a quote sul livello del mare superiori a quelle definite nel Cap. IV è necessario tenere in cantiere un calcolo di verifica redatto da Ingegnere o Architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto nei relativi Albi professionali.

Per altezze sul livello del mare inferiori a quelle definite nel Cap. IV è necessario adottare, in relazione alle quote ed alle zone, gli schemi indicati nell'allegato al capitolo 7.

6.3.4 Controlli

6.3.4.1 Controlli periodici e straordinari

Il responsabile del cantiere ad intervalli periodici (e comunque almeno ogni tre mesi) o dopo violente perturbazioni atmosferiche o prolungate interruzioni del lavoro deve assicurarsi:

- dello stato degli appoggi;
- della verticalità dei montanti;
- dell'efficienza dei collegamenti;
- dell'efficacia degli ancoraggi e delle diagonali curando l'eventuale sostituzione od il rinforzo degli elementi di ridotta efficienza.

6.3.4.2 Controlli giornalieri

Si devono far controllare da persona competente:

- la regolarità degli impalcati e dei sistemi di protezione contro le cadute di persone e di materiali;
- l'esistenza degli elementi strutturali previsti dallo schema;
- il rispetto dei limiti di sovraccarico previsti e l'osservanza dei limiti nel numero degli impalcati scarichi e carichi fissati nello schema;
- l'osservanza del divieto di salire e/o scendere lungo i montanti;
- la corrispondenza della disposizione e del tipo degli ancoraggi secondo quanto previsto nel progetto;
- l'efficienza dei dispositivi e dei conduttori di messa a terra del ponteggio.

6.3.5 Impianti ed apparecchi elettrici

Gli impianti e gli apparecchi elettrici comunque interessanti il ponteggio, debbono essere per costruzione idonei alle condizioni di lavoro (umidità, pioggia, ecc.) e devono essere installati in modo da evitare sulle strutture tensioni di contatto.

6.4 Smontaggio

Nelle operazioni di smontaggio si devono in generale osservare le seguenti precauzioni:

- lo smontaggio del ponteggio deve essere graduale;

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

**GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA srl**

**AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE
ED ALL'IMPIEGO DEI PONTEGGI METALLICI
A TELAI PREFABBRICATI
PER LAVORI DI COSTRUZIONE**

ALLEGATO A

MINISTERO DEL LAVORO E DELLE POLITICHE SOCIALI
Direzione Gen. della Tutela delle Condizioni di Lavoro
Div. VII - Sicurezza e igiene del lavoro
Allegato n. 1 all'Autorizzazione di cui alla
lettera prot. n. 2693 /PR/OP/PONT/A del 17/5/04

**Ponteggio a telai prefabbricati
tipo portale 105 a boccole**

GIE-180

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

ALLEGATO A: ELENCO	GIE-180		
	Oggetto	Peso v. [daN]	Peso zn. [daN]
Indicazioni generali	-	-	3
Tabella 1 A, 2 A (dimensioni e tolleranze, caratteristiche meccaniche dei tubi)	-	-	4
Tabella 1 B, 2 B (dimensioni e tolleranze, caratteristiche meccaniche di tondi, lamiere e profili)	-	-	5
Telaio	20,1	20,5	6
Dettagli Telaio	-	-	7
Correntedi facciata	2,75	2,85	8
Diagonale di facciata	3,5	3,6	
Dettagli spina per correnti/diagonali	-	-	9
Tavola 0,49x1,8	-	15,0	10
Tavola 0,49x1,8 (dettagli punti tox)	-	-	11
Tavola 0,49x1,8 (dettagli)	-	-	12
Tavola 0,49x1,8 (sezioni)	-	-	13
Tavola 0,49x1,8 (testata)	-	-	14
Basetta regolabile	2,0	2,1	15
Spina a verme	-	0,135	16
Barra di ancoraggio da 330	1,5	-	17
Barra di ancoraggio da 1400	5,0	-	
Parasassi	-	-	18
Dispos. fermapiedi, tavole, correnti in testata	-	-	19
Dispos. fermapiedi, tavole, correnti in facciata	-	-	20
Dispos. fermapiedi e tavole	-	-	21
Disposizioni per l'impiego delle basette	-	-	22
Ancoraggi	-	-	23
Schema di insieme normale	-	-	24
Condizioni limiti di impiego	-	-	25



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghianni Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 2

INDICAZIONI GENERALI

TOLLERANZE DIMENSIONALI LONGITUDINALI (UNI EN 22768-1)

OVE NON DIVERSAMENTE INDICATO A DISEGNO

da [mm]	3	6.01	30.01	120.01	400.01	1000.01	2000.01	4000.01
a [mm]	6	30	120	400	1000	2000	4000	8000
toll. [mm]	±0.1	±0.2	±0.3	±0.5	±0.8	±1.2	±2.0	±3.0

PESI DEGLI ELEMENTI :

OVE NON DIVERSAMENTE INDICATO
LA TOLLERANZA SUL PESO, RELATIVO AD UN
LOTTO MINIMO DI 1000 ELEMENTI, E' DI ±5%

10/04/2004

PROTEZIONE DEGLI ELEMENTI :

GLI ELEMENTI HANNO PROTEZIONE
SUPERFICIALE CONTRO LA CORROSIONE
MEDIANTE VERNICIATURA (v.) O ZINCATURA
OTTENUTA PER IMMERSIONE A CALDO
(EN ISO 1461)



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA
srl.
Ghianni Alessandro
Legale Rappresentante

MARCHIO :

"GIE": INCISO E IN RILIEVO



TOLLERANZA SUI FORI:

OVE NON DIVERSAMENTE INDICATO A DISEGNO
LA TOLLERANZA SUI FORI è ± 0,4

Goffi Industria Edilizia srl
25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 47

GIE-180
sistema di ponteggi
a telai

TAV. 3

TAB. 1A - DIMENSIONE DEI TUBI A SEZIONE CIRCOLARE

N° ORD.	NORMA DI RIFER. (Circ. 44/90)	Ø NOM.	DIAMETRO EST. d. (mm)				SPESSORE s. (mm)				IMPIEGO	
			TOLL.		Φ		SPESS. NOM.	TOLL. %		SPESSORE		
			+	-	MAX.	MIN.		+	-			MAX.
1	UNI EN 10219-2	48,3	0,5	0,5	48,8	47,8	2,9	10	5	3,19	2,755	Montanti e traverso telaio
2	UNI EN 10219-2	48,3	0,5	0,5	48,8	47,8	3,2	10	5	3,52	3,04	tubo per barra di ancoraggio
3	UNI EN 10219-2	40	0,5	0,5	40,5	39,5	3,4	10	5	3,74	3,23	Spinotto
4	UNI EN 10219-2	26,9	0,5	0,5	27,4	26,4	2,3	10	5	2,53	2,185	Archetto telaio, correnti, diagonali facciata, boccole telaio
5	UNI EN 10219-2	40	0,5	0,5	40,5	39,5	6,2	10	5	6,82	5,89	tubo basetta regolabile

TABELLA 2A - CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TUBI

N°	PROFILI	DIMENSIONI (mm)	NORME	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA				
				Materiale	fy (N/mm²)	ft (N/mm²)	All % 5,65	All % 80 mm
1	Tubo	48,3 x 2,9	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	360 - 510	-	≥ 17
2	Tubo	48,3x3,2	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	330 - 470	≥ 17	-
3	Tubo	40x3,4	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	330 - 470	≥ 17	-
4	Tubo	26,9 x 2,3	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	360 - 510	-	≥ 17
5	Tubo	40 x 6,2	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	340 - 470	≥ 17	-

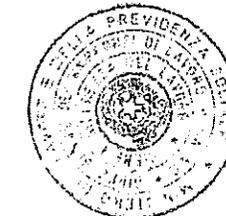


TABELLA 1B - Dimensione di Profilati - Lamiere - Tondi

N°	PROFILI	Diametro / Largh.(mm.)				Spessore (mm.)				Impiego	Norma	
		Nom.	Toll.		Dimensione		Nom.	Toll.				Dimensione
			+	-	max.	min.		+	-			
1	lamiera					1	0,08	0,08	1,08	0,92	manto tavola	UNI EN 10143
2	lamiera					3	0,17	0,17	3,17	2,83	testata tavola	UNI EN 10143
3	lamiera					6	0,29	0,29	6,29	5,71	piastra di base per basetta regolabile	UNI EN 10051
4	tondo	8	0,4	0,4	8,4	7,6					sicurezza per tavola	EU 60
5	tondo	10	0,4	0,4	10,4	9,6					spina a verme	EU 60
6	tondo	18	0,5	0,5	18,5	17,5					spina per diagonali e correnti	EU 60
7	tondo	20	0,5	0,5	20,5	19,5					gancio per barra di ancoraggio	EU 60

TABELLA 2B - Caratteristiche meccaniche di Profilati - Lamiere - Tondi

N°	PROFILI	DIMENS.(mm)	NORME	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA				
				Materiale	fy 0,2 (N/mm²)	ft (N/mm²)	All % 5,65	All % 50/80 mm
1	Lamiera	1	UNI EN 10147	S250GD	≥ 250	≥ 330	-	≥ 19
2	Lamiera	3	UNI EN 10147	S250GD	≥ 250	≥ 330	-	≥ 19
3	Lamiera	6	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
4	Tondo	8	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
5	Tondo	10	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
6	Tondo	18	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
7	Tondo	20	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

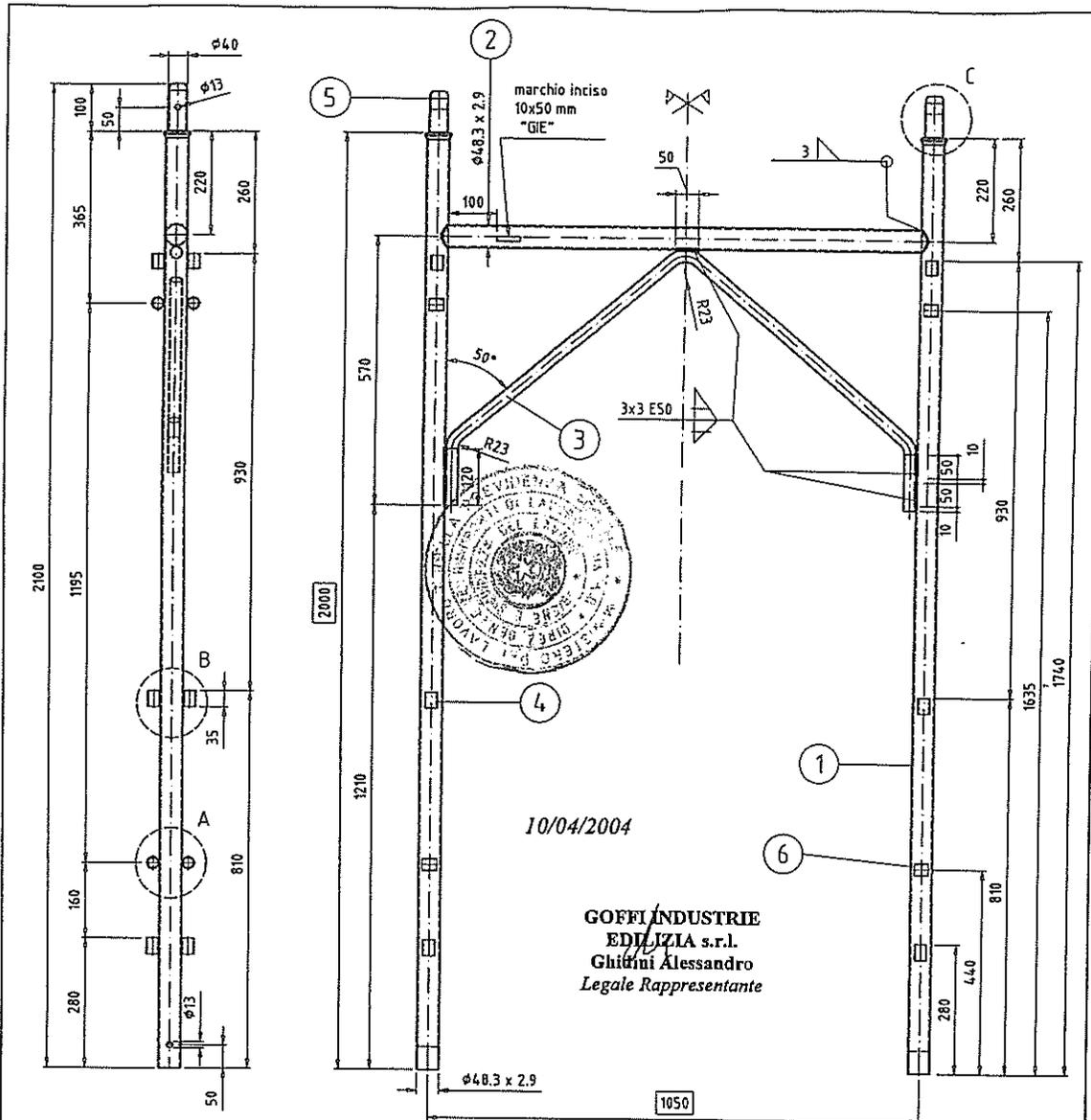
TAV. 4

10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 5

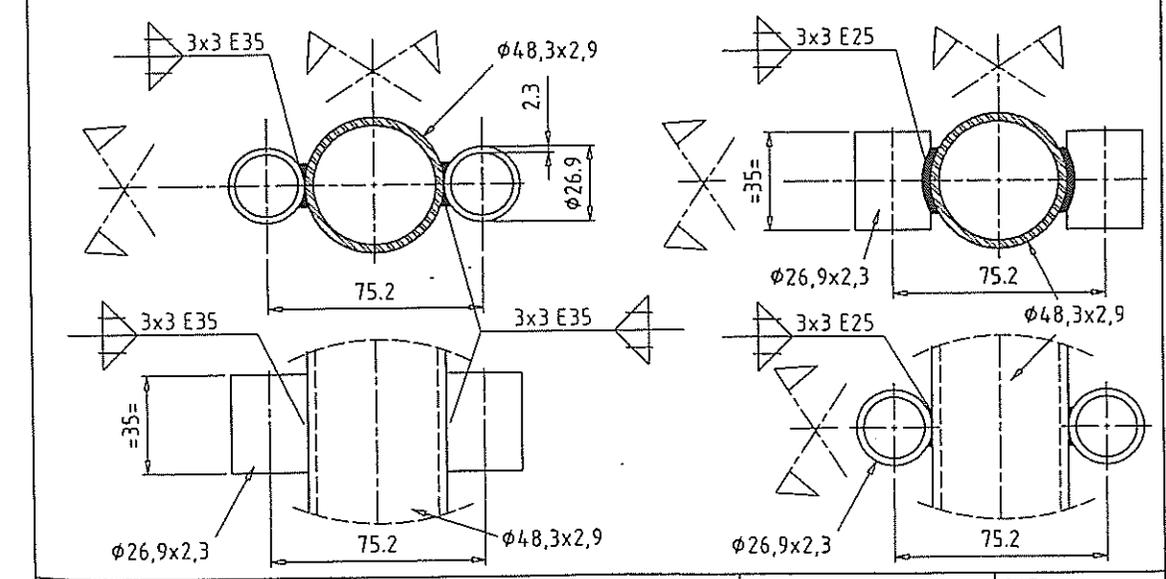
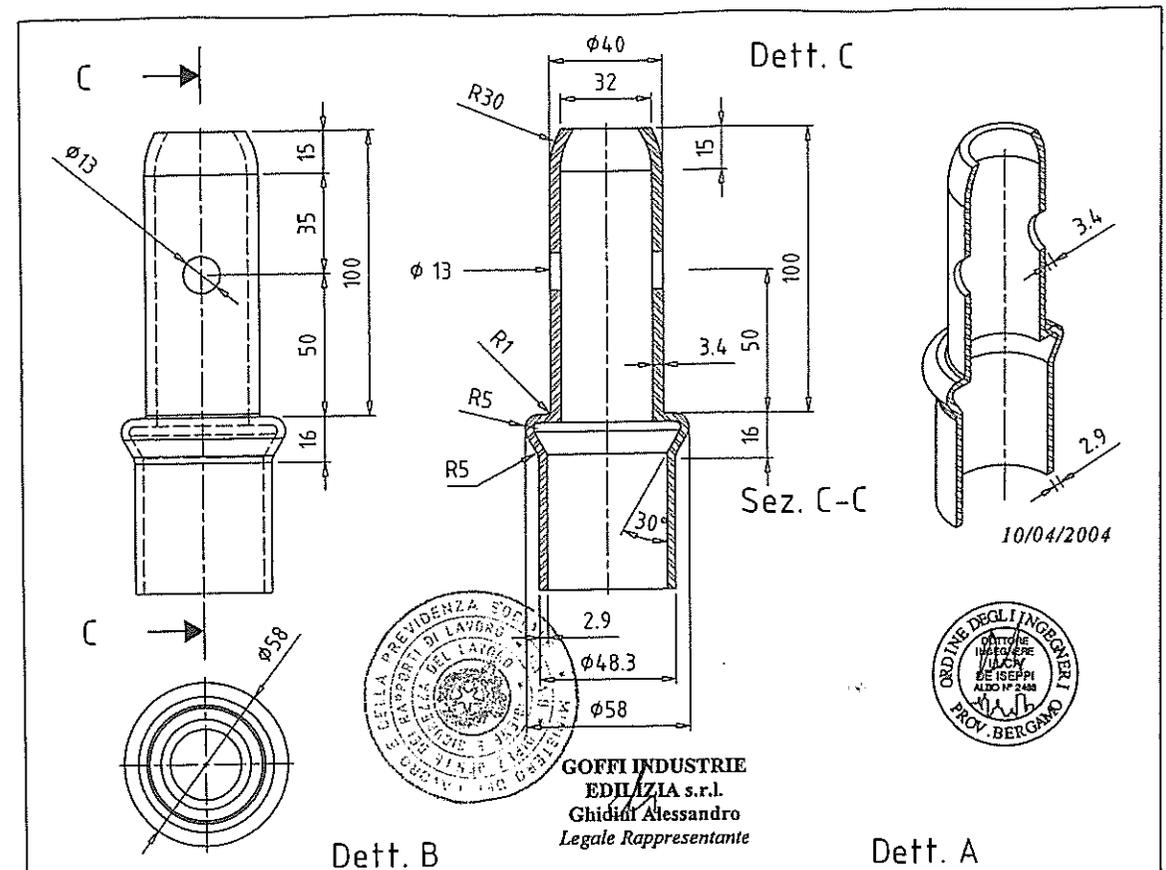


Per i dettagli vedi TAV. 7

Pos.	Descrizione	Q.tà	Disegno / Massa	Materiale
6	Boccola orizzontale	8	$\phi 26,9 \times 2,3 \times 35$	S235JRH
5	Lavorazione dello Spinotto	2	-	S235JRH
4	Boccola verticale	12	$\phi 26,9 \times 2,3 \times 35$	S235JRH
3	Tubo $\phi 26,9 \times 2,3 \times 1530$	1		S235JRH
2	Tubo $\phi 48,3 \times 2,9 \times 1027$	1		S235JRH
1	Tubo $\phi 48,3 \times 2,9 \times 2100$	2		S235JRH

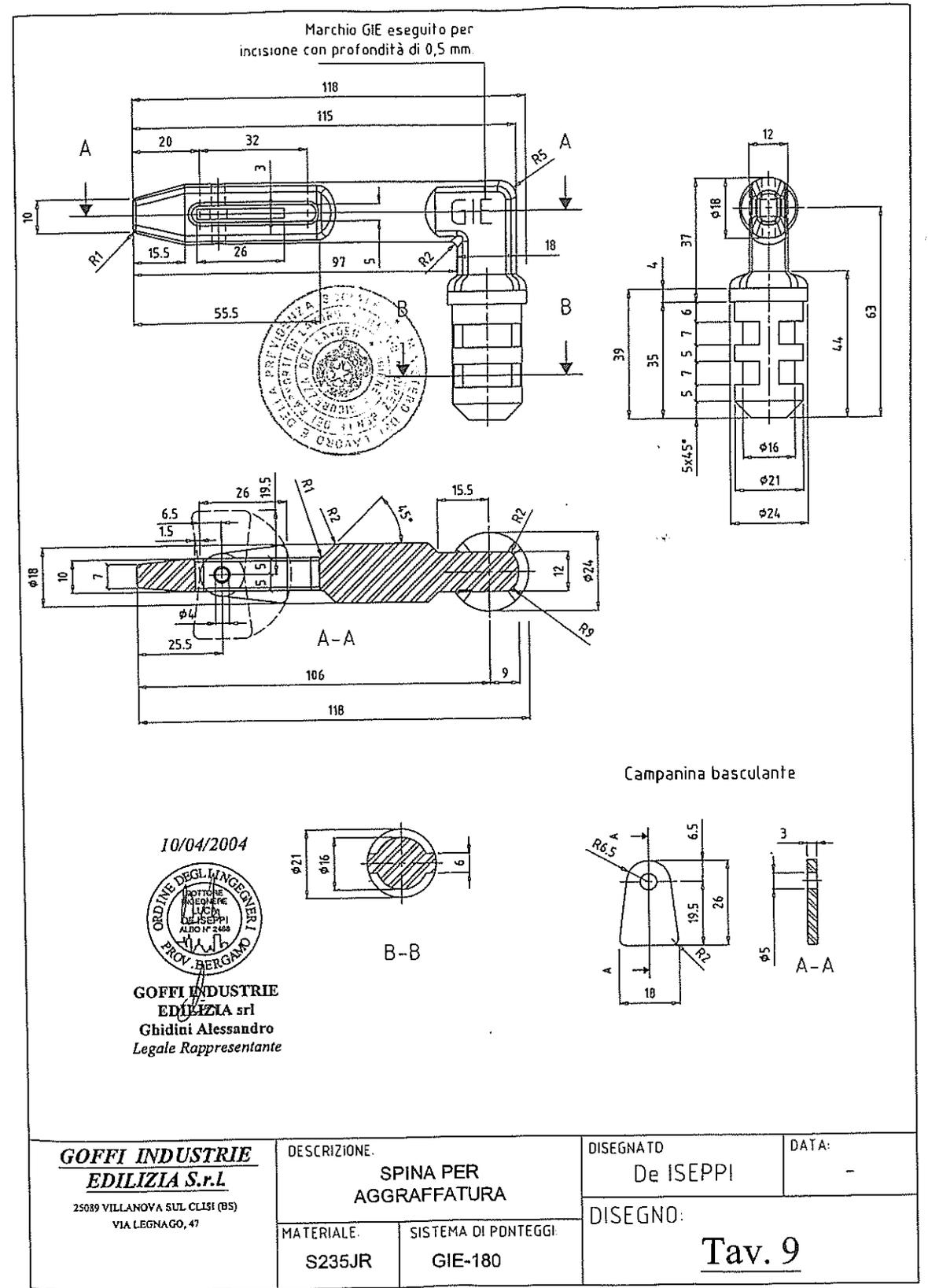
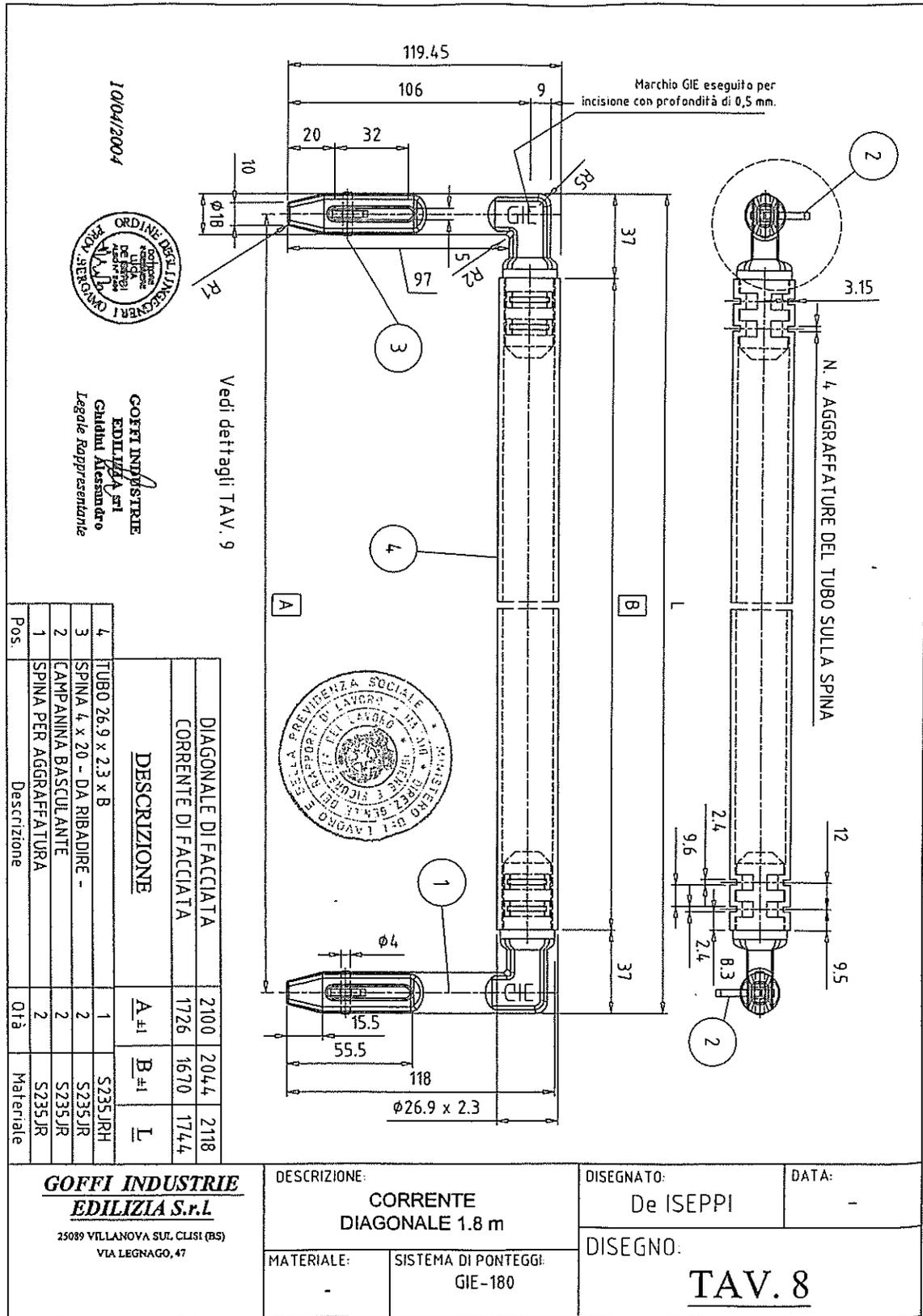
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
 25089 VILLANOVA SUL CLUSI (BS)
 VIA LEGNAGO, 47

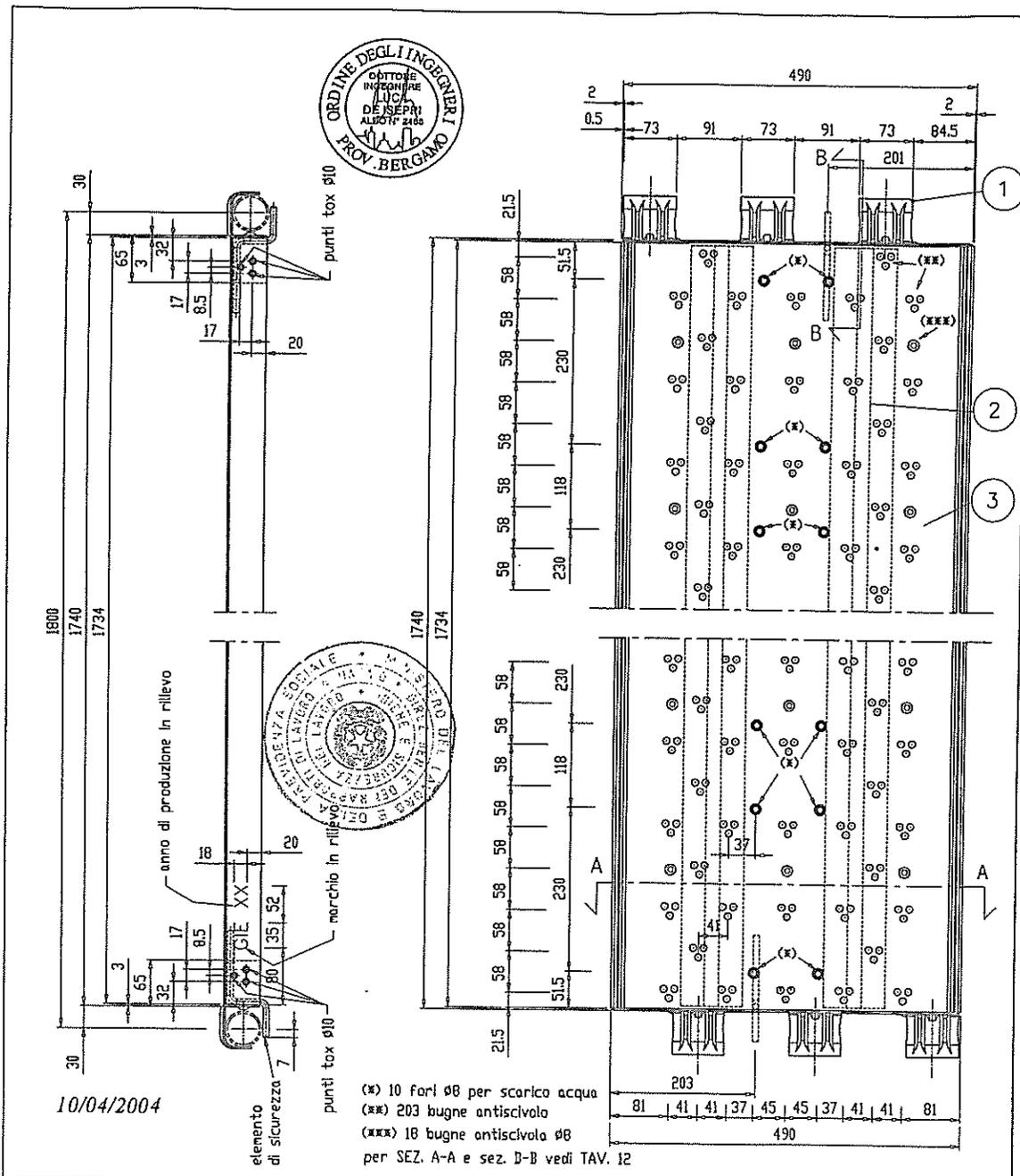
DESCRIZIONE:		DISEGNATO:		DATA:	
TELAIO		De ISEPPI		-	
MATERIALE:		DISEGNO:		TAV. 6	
-		SISTEMA DI PONTEGGI:		GIE-180	



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
 25089 VILLANOVA SUL CLUSI (BS)
 VIA LEGNAGO, 47

DESCRIZIONE:		DISEGNATO:		DATA:	
DETTAGLI TELAIO		De ISEPPI		-	
MATERIALE:		DISEGNO:		TAV. 7	
S235JRH		SISTEMA DI PONTEGGI:		GIE-180	





10/04/2004

(*) 10 fori ø8 per scarico acqua
 (***) 203 bugne antiscivolo
 (****) 18 bugne antiscivolo ø8
 per SEZ. A-A e sez. B-B vedi TAV. 12

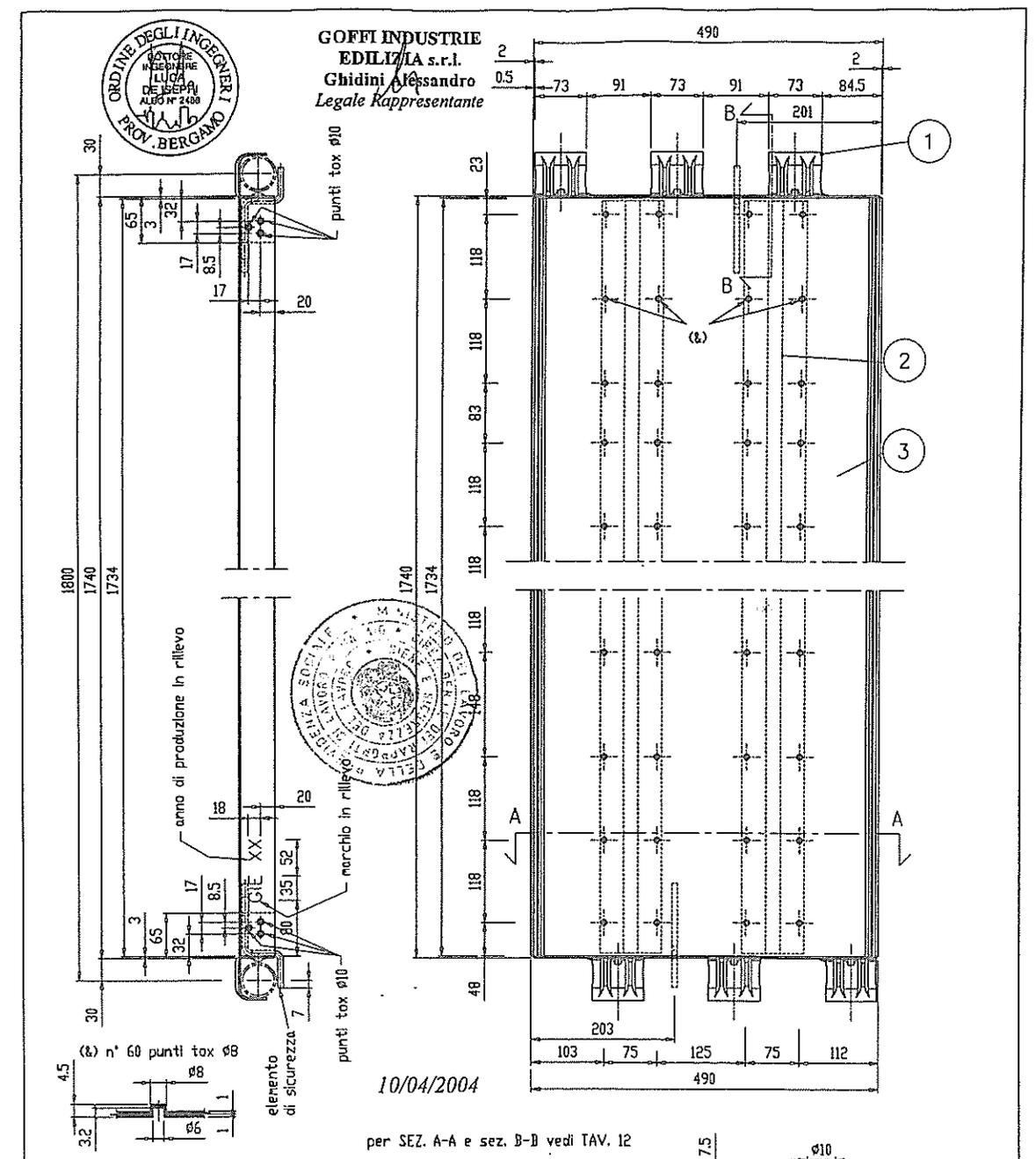
3	manto sp. 1	1	S250GD
2	Profilo a Ω sp. 1	2	S250GD
1	Testata in lamiera sagomata sp. 3	2	S250GD
Pos.	Descrizione	Qtà	Materiale

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
 Ghidini Alessandro
 Legale Rappresentante

DISEGNATO: De ISEPPI
 DATA: -
 DISEGNO: TAV. 10

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
 25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
 VIA LEGNAGO, 47

DESCRIZIONE: TAVOLA 0.49 x 1.8
 MATERIALE: SISTEMA DI PONTEGGI
 GIE-180



10/04/2004

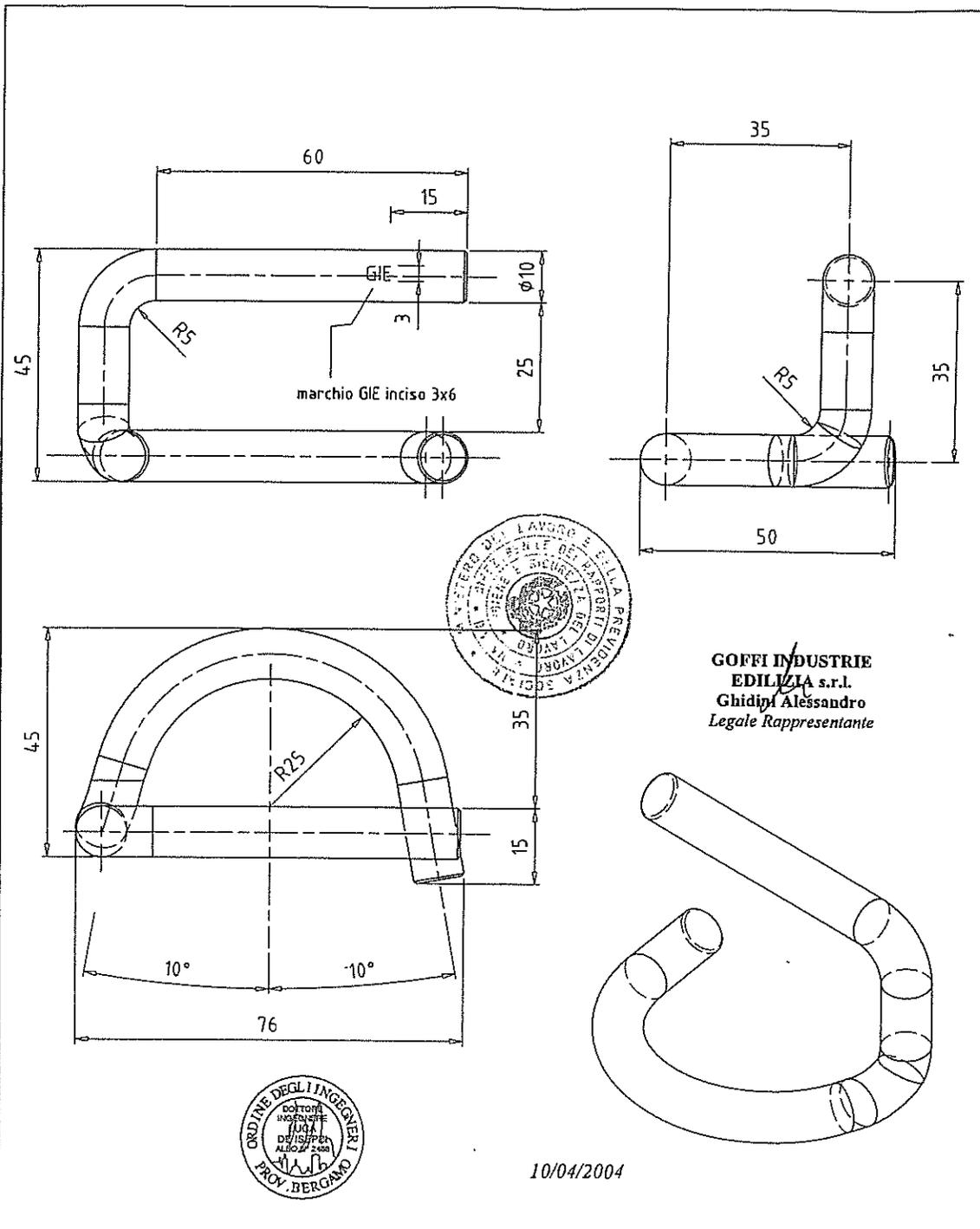
per SEZ. A-A e sez. B-B vedi TAV. 12

3	manto sp. 1	1	S250GD
2	Profilo a Ω sp. 1	2	S250GD
1	Testata in lamiera sagomata sp. 3	2	S250GD
Pos.	Descrizione	Qtà	Materiale

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
 25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
 VIA LEGNAGO, 47

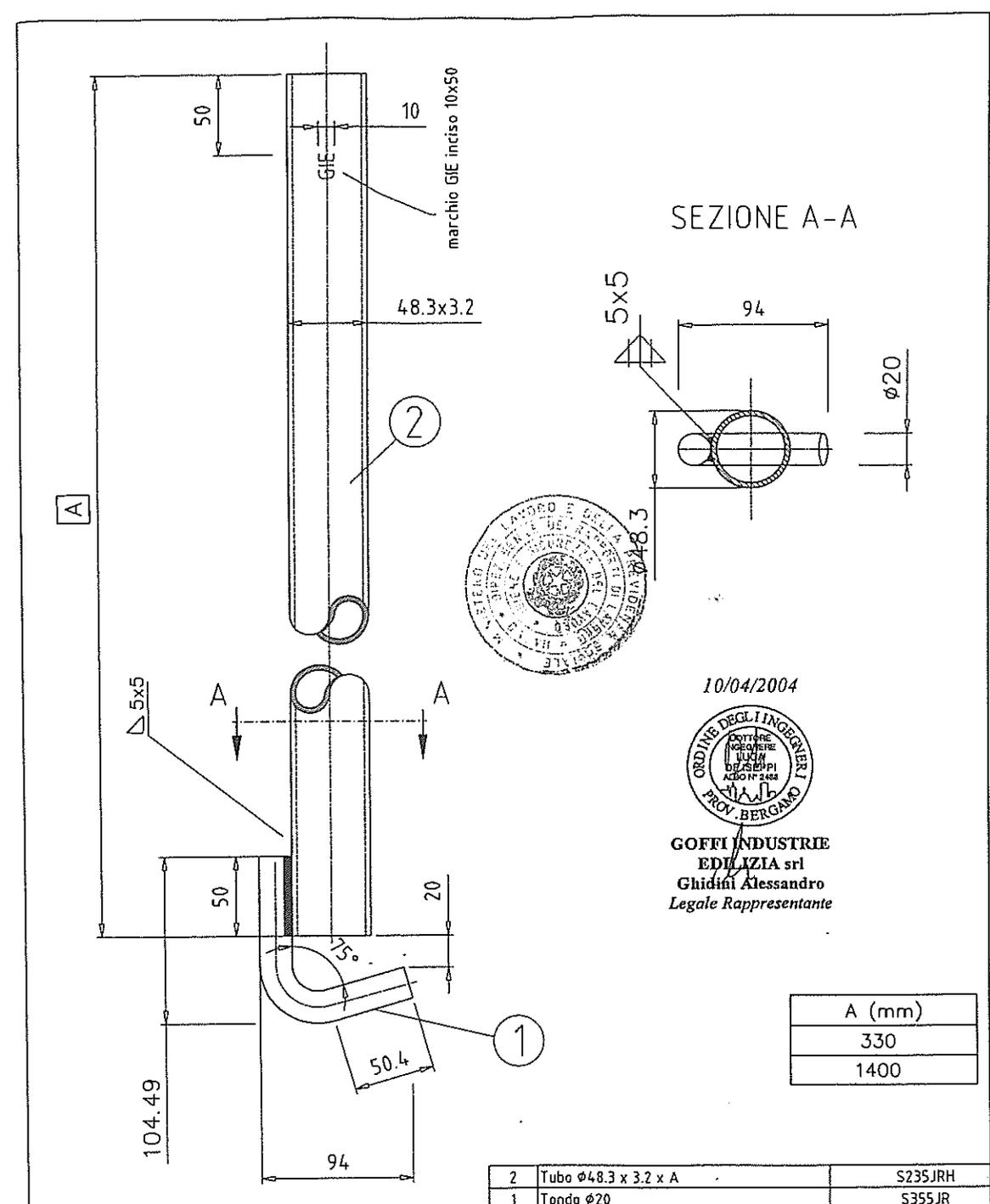
DESCRIZIONE: TAVOLA 0.49 x 1.8
 (dettagli punti tox)
 MATERIALE: SISTEMA DI PONTEGGI
 GIE-180

DISEGNATO: De ISEPPI
 DATA: -
 DISEGNO: TAV. 11



10/04/2004

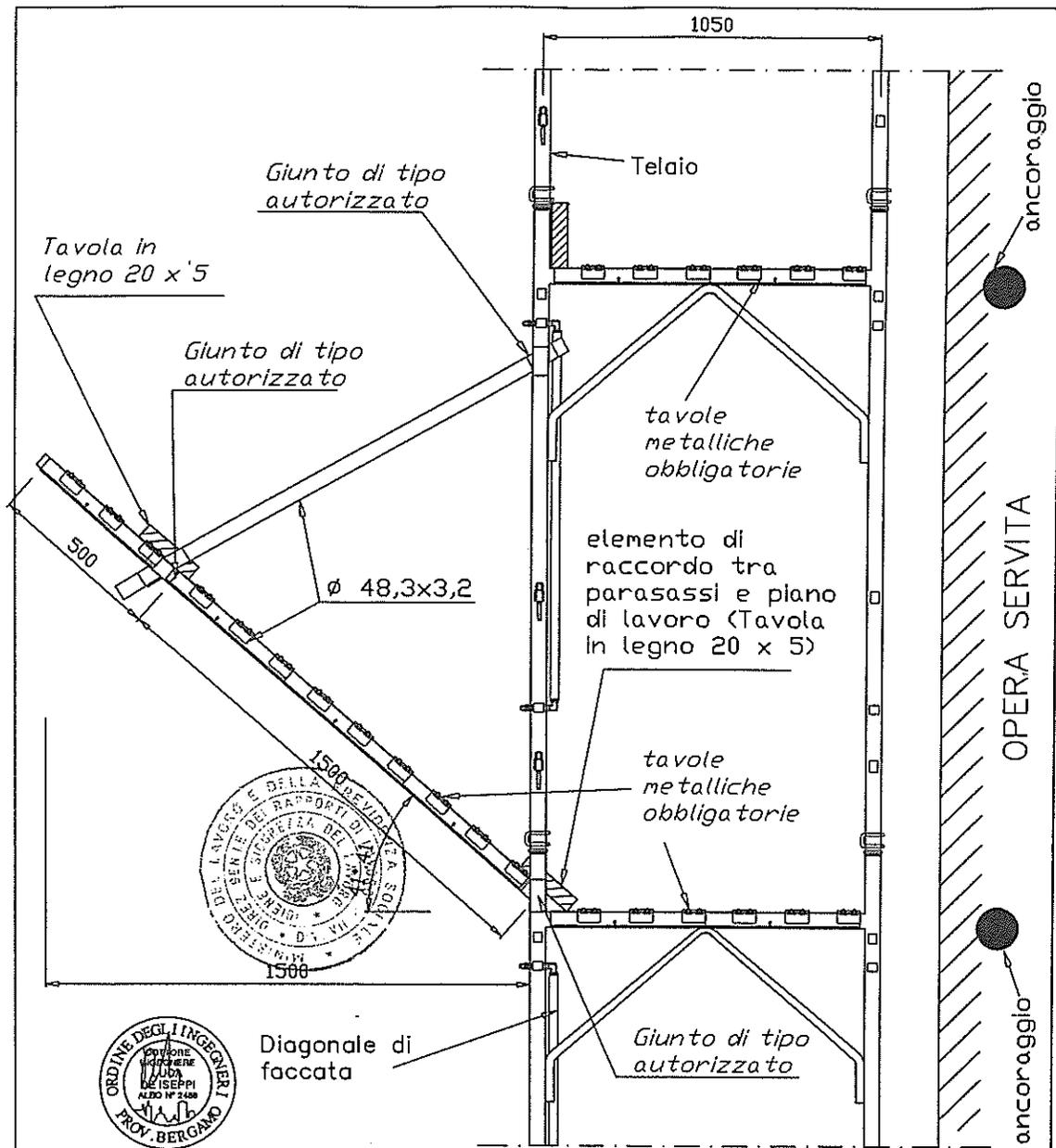
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25089 VILLANOVA SUL CLIS (BS) VIA LEGNAGO, 47	DESCRIZIONE		DISEGNATO	DATA
	SPINA A VERME		De ISEPPI	-
MATERIALE:	SISTEMA DI PONTEGGI:		DISEGNO:	
S235JR	GIE-1		TAV. 16	



A (mm)
330
1400

2	Tubo $\phi 48.3 \times 3.2 \times A$	S235JRH
1	Tondo $\phi 20$	S355JR
Pos.	Descrizione	Materiale

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25089 (BS) VIA LEGNAGO, 47	DESCRIZIONE:		DISEGNATO:	DATA:
	BARRA DI ANCORAGGIO		De ISEPPI	-
MATERIALE:	SISTEMA DI PONTEGGI:		DISEGNO:	
-	GIE-180		TAV. 17	



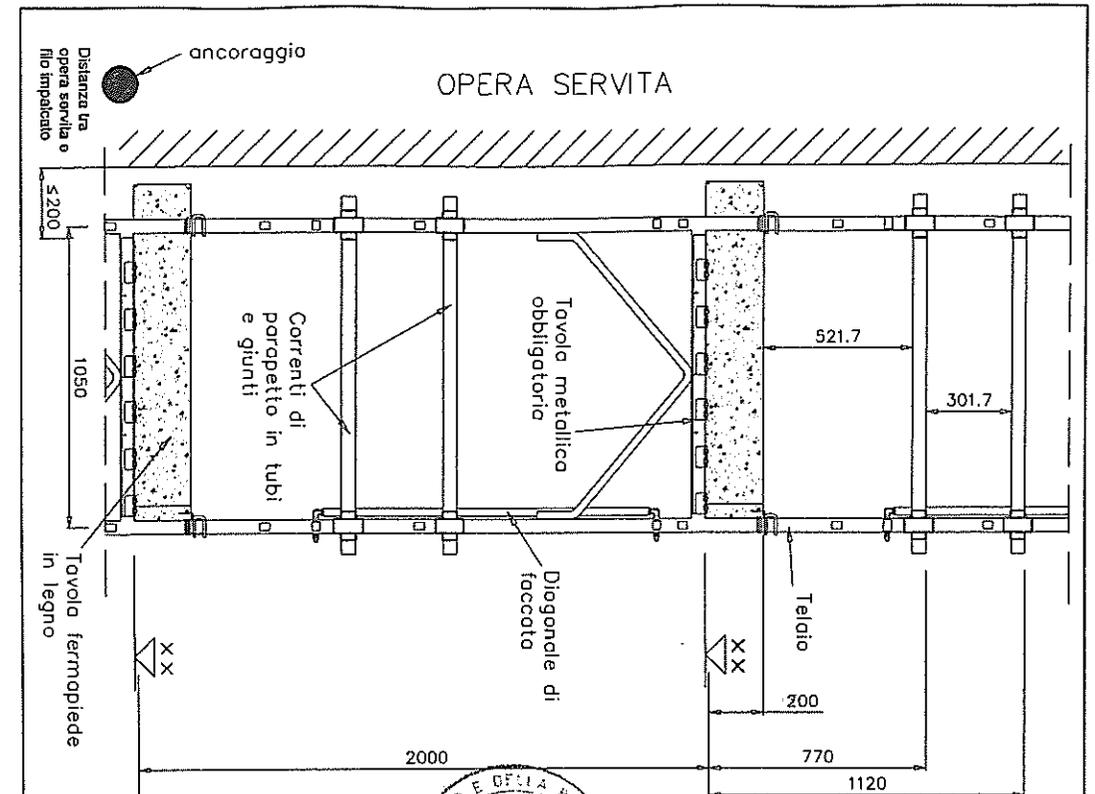
Parasassi in tubi e giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione Ministeriale

10/04/2004

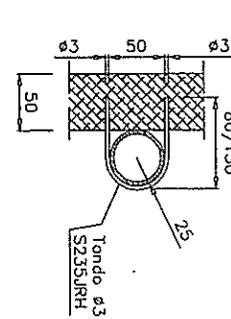
distanza tra filo impalcato e opera servita

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.		25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47	Diritti Riservati.
anno	giorno	nome	disegno
2004	-	De Iseppe	TAV 18
appr.			
scala		GIE-180	peso daN
materiale		SISTEMA DI PONTEGGI	-
MATERIALE			



(VEDI TAV. 14)
xx quota estradosso traverso +0,0
xxxx quota estradosso testata +7,0
tubi e giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

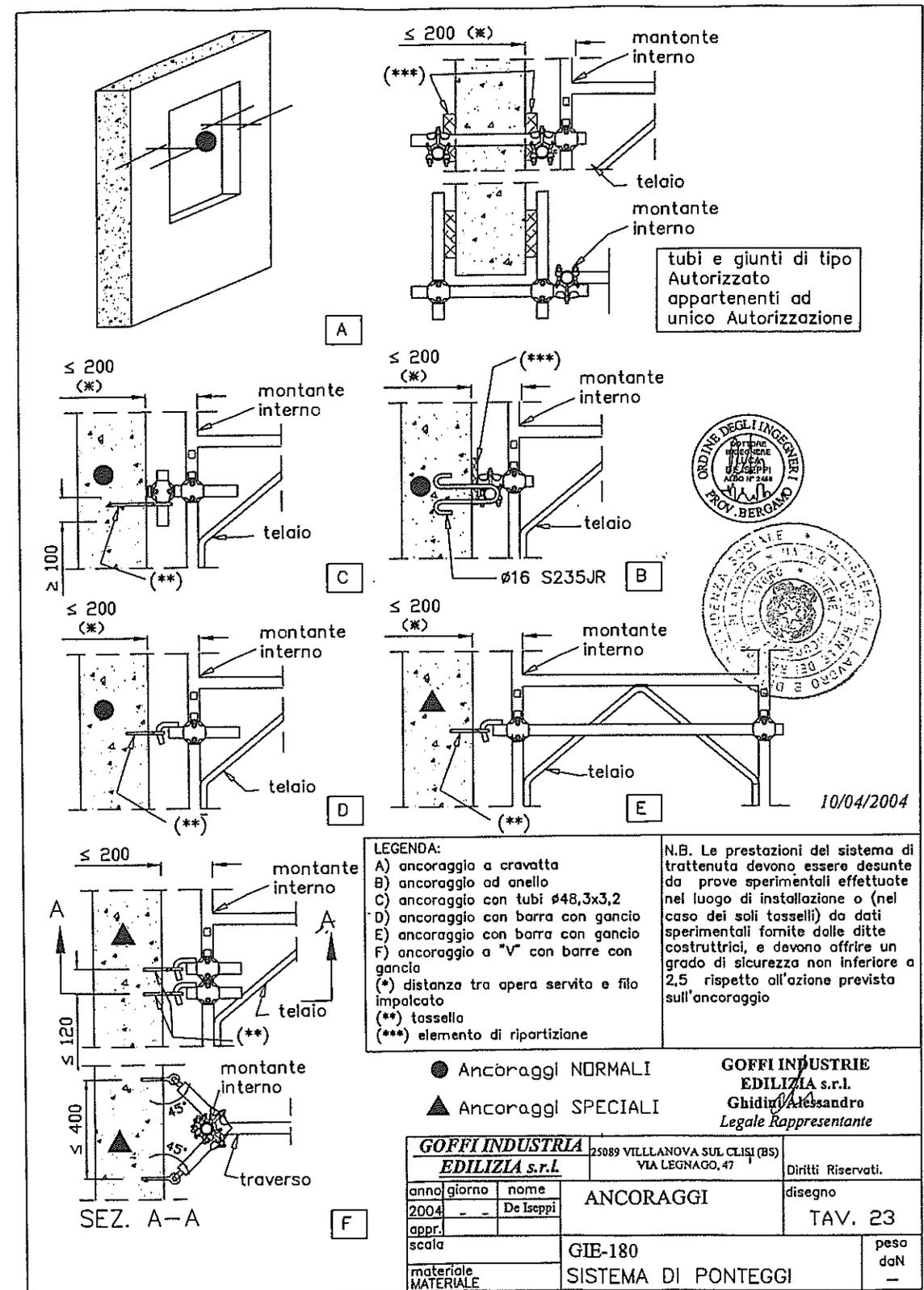
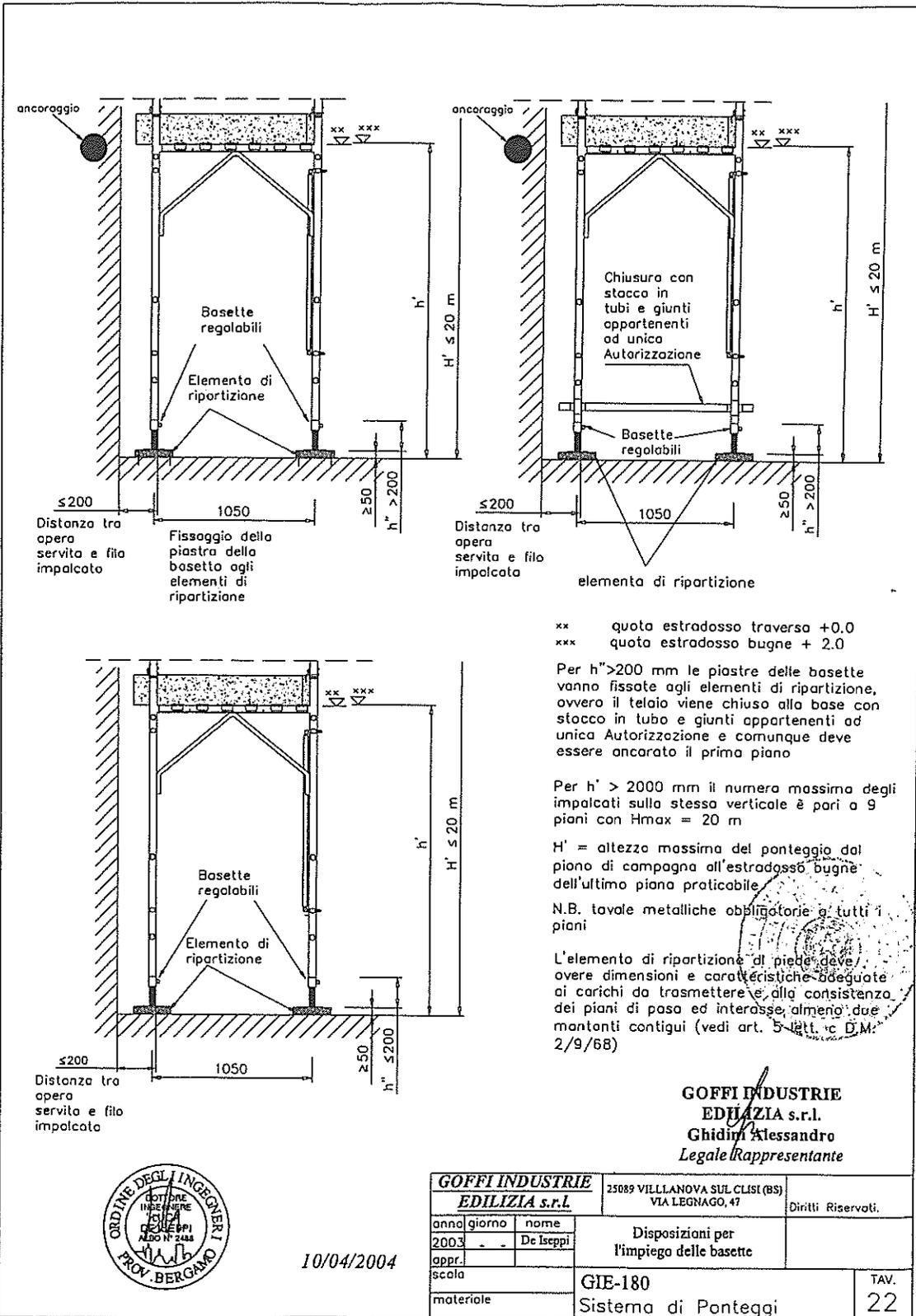


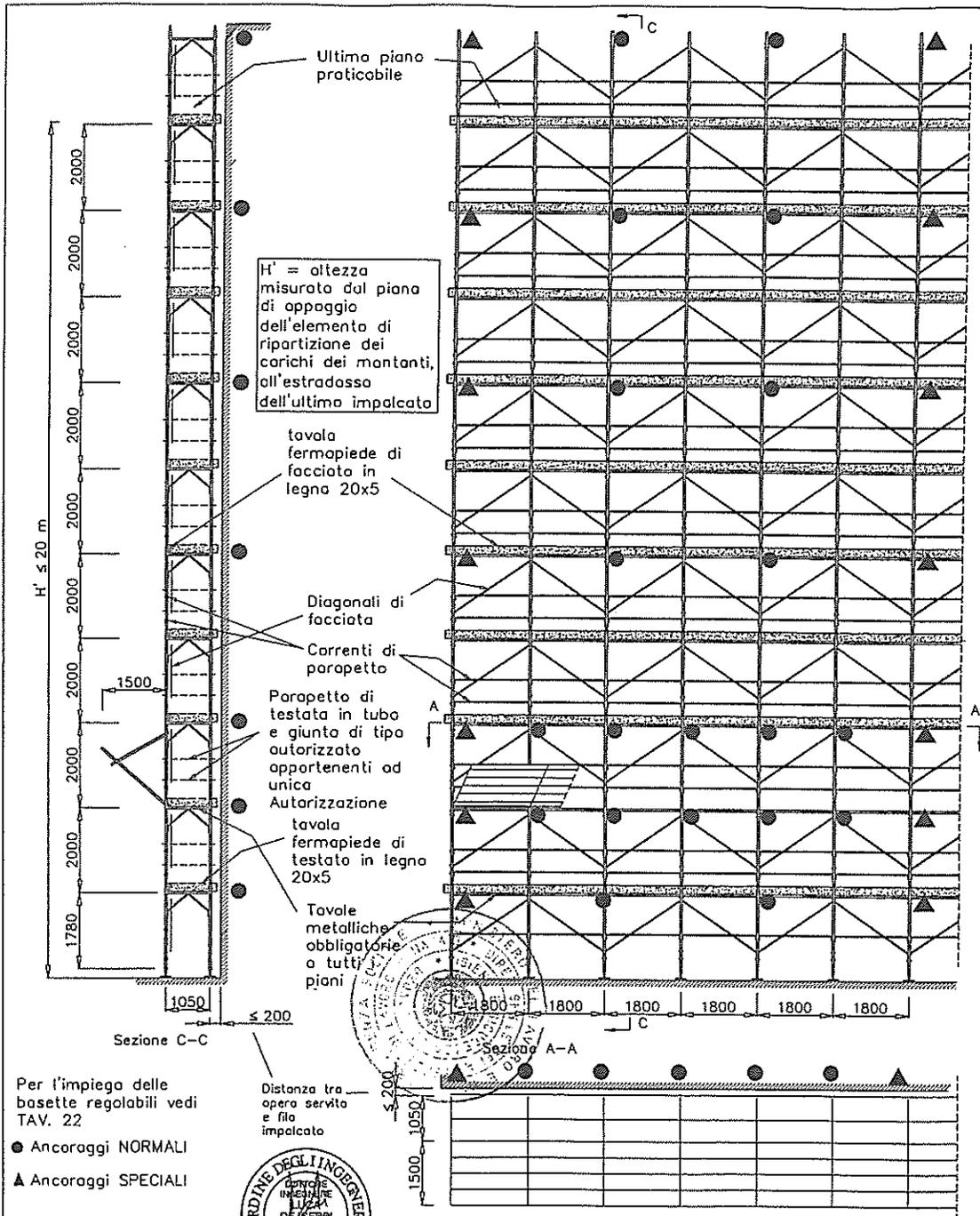
DISPOSITIVO DI BLOCCAGGIO DEL FERMAPIEDE

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

10/04/2004

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47	DESCRIZIONE: Schema per la disposiz. Impalcati parapeti e fermapiEDE in testata	DISEGNATO: De ISEPPE	DATA: -
	PESO -	SISTEMA DI PONTEGGI: GIE-180	DISEGNO: TAV. 19





Per l'impiego delle basette regolabili vedi TAV. 22

- Ancoraggi NORMALI
- ▲ Ancoraggi SPECIALI

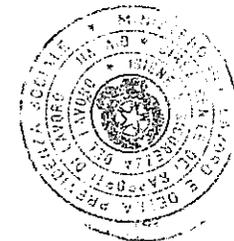
10/04/2004

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.		25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47		Diritti Riservati.	
anno	giorno	nome	Schema con tavole metalliche a tutti i piani e parasassi		disegno
2004	-	De Iseppi			TAV. 24
appr.					
scalo	GIE-180				peso
materiale	SISTEMA DI PONTEGGI				daN
					-

CONDIZIONI LIMITI D'IMPIEGO ED ISTRUZIONI PER TUTTI GLI SCHEMI TIPO				
1. ALTEZZA MASSIMA DELL'IMPALCATO PIÙ ALTO DA TERRA:		≤ 20 m		
2. NUMERO MASSIMO DI IMPALCATI METALLICI MONTABILI (*):		10		
3. CONDIZIONI MASSIME DI CARICO DI SERVIZIO				
PONTEGGIO DA COSTRUZIONE:		- 1 piano di lavoro 300 daN/m ²		
		- 1 piano di lavoro 150 daN/m ²		
PONTEGGIO DA MANUTENZIONE:		- 3 piani di lavoro 150 daN/m ²		
4. ALTITUDINI MASSIME SUL LIVELLO DEL MARE, nelle diverse zone geografiche, ove è possibile utilizzare il ponteggio SENZA NECESSITÀ DI CALCOLO				
ZONA	REGIONI	QUOTA s.l.m.		
I	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Emilia Romagna, Friuli Venezia Giulia, Veneto, Abruzzo, Molise, Marche.	500 m		
II	Liguria, Toscana, Umbria, Lazio.	790 m		
III	Campania, Basilicata, Calabria, Puglia, Sardegna, Sicilia.	920 m		
5. AZIONI MASSIME DA TRASMETTERE AL PIANO D'APPOGGIO:				
SCHEMI	Montante interno [daN]		Montante esterno [daN]	
	in esercizio	fuori esercizio	in esercizio	fuori esercizio
- Schema con impalcati metallici obbligatori a tutti i piani	801	746	1040	1191
6. AZIONI MASSIME SUGLI ANCORAGGI (PERPENDICOLARI ALLA FACCIATA)				
Schema con impalcati metallici obbligatori a tutti i piani				
- piano di raccordo con il parasassi	+		448 daN (-135 daN)	
- piano superiore a quello di raccordo col parasassi	-		339 daN (+34 daN)	
- piani diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	±		400	
PER LE AZIONI PERPENDICOLARI ALLA FACCIATA dell'opera servita gli ancoraggi potranno essere realizzati, oltre che con sistemi a cravatta o ad anello, anche mediante tasselli (ad espansione o chimici). Per il tipo di ancoraggio realizzato viene richiesto che il sistema ancoraggio-opera servita garantisca un grado di sicurezza non inferiore a 2,5 rispetto all'azione prevista sull'ancoraggio. Tale grado di sicurezza deve risultare da certificazioni di prove effettuate dal fabbricante del sistema di trattenuta o da prove sperimentali effettuate in cantiere				
PER LE AZIONI PARALLELE ALLA FACCIATA dell'opera servita, nei piani ancorati devono essere realizzati, ALMENO OGNI 6 STILATE, ancoraggi idonei a resistere con grado di sicurezza non inferiore a 2,5, ad azioni di 509 daN parallele al piano di facciata. Tali ancoraggi devono essere realizzati utilizzando sistemi ad L, con stocchi colleganti i montanti (interno ed esterno) della stilata, o con sistemi equivalenti.				
7. ACCESSO AL PONTEGGIO: l'accesso ai piani del ponteggio, sarà realizzato con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio Autorizzati nel rispetto del comma 6 dell'art. 8 del D.P.R. 7/1/1956 n° 164, oppure direttamente dall'opera servita				
(*) è obbligatorio l'uso di impalcati metallici a tutti i piani				



10/04/2004



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 25

ISTRUZIONI DI CALCOLO PER PONTEGGI METALLICI AD ELEMENTI PREFABBRICATI
DI ALTEZZA SUPERIORE A 20 METRI E PER ALTRE OPERE PROVVISORIALI, COSTI-
TUITE DA ELEMENTI METALLICI, O DI NOTEVOLE IMPORTANZA E COMPLESSITA'.

MINISTERO DEL LAVORO E DELLE POLITICHE SOCIALI

Direzione Generale della tutela delle condizioni di lavoro - Div. VII

ALLEGATO N. 2 all'autorizzazione di cui alla lettera prot. n. 2693/PR/DE/POVI
DEL 17/5/04

Le presenti istruzioni definiscono le modalità per il calcolo dei pon-
teggi metallici di altezza superiore a 20 metri e di altre opere prov-
visoriali (1) costituite da elementi metallici, o di notevole importanza
e complessità in rapporto alle loro dimensioni ed ai sovraccarichi.

Per i soli ponteggi e per le altre opere provvisoriali di notevole im-
portanza o complessità eretti in conformità agli schemi tipo assogget-
tati a prove globali in laboratorio ed approvati, possono essere segui-
te le metodologie vigenti per i ponteggi aventi altezza fino a 20 metri

2) CARICHI FISSI

Devono essere valutati in relazione agli schemi di ponteggio o di opera
provvisoriale considerando i valori medi unitari dei pesi degli elementi
e prevedendo, per i ponteggi di servizio, oltre la presenza degli impalcati
di lavoro necessari, quella dei relativi sottoponti, degli schermi parasassi
e degli impalcati normalmente lasciati sulla struttura.

In particolare per ponteggi predisposti al servizio di costruzioni edili
si deve considerare la presenza di impalcati (ponti, sottoponti, o parasas-
si) un numero N dato dalla seguente espressione:

$$N > 3 + \frac{H}{30}$$

avendo indicato con H (> 20) l'altezza del ponteggio in metri.
Quando sia previsto il ricorso ad un minor numero di impalcati, il proget-
tista può tener conto di tale situazione adottando nei calcoli un diverso
valore per N ed indicando i limiti d'impiego nei progetti del ponteggio
e dell'opera speciale.

3) CARICHI VARIABILI

Devono essere considerati i carichi previsti dalle istruzioni CNR 10027/85

(sostegno, ventane, ecc.), vie di transito per veicoli, sovrappassi,
strutture a torre, castelli di tiro, strutture di sostegno per getti, copertu-
re provvisoriale, ecc.

1.1. Carichi minimi di servizio

L'entità dei carichi di servizio - comprensivi dei normali materiali ed
attrezzi da lavoro e degli effetti dinamici ordinari - può essere desun-
ta dal prospetto 31A.

In relazione alle esigenze specifiche il progettista può adottare, sia
normali valutazioni probabilistiche sulla distribuzione dei carichi di
servizio sui diversi piani di ponteggio (assumendo per esempio il carico
di servizio per intero su un impalcato, per il 50% su un secondo impalca-
to e considerando scarichi gli altri impalcati), sia valutazioni speci-
fiche in relazione alla destinazione dell'opera provvisoriale, da speci-
ficare nel calcolo di verifica.

3.2. Azioni dovute alla neve

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

3.3. Effetti dinamici

Le azioni trasmesse alla struttura dagli apparecchi di solleva-
mento portati vengono maggiorate attraverso un coefficiente di di-
namico ψ fornito dall'espressione $\psi = 1 + 0,6 V$ ove V è la ve-
locità del carico movimentato, espressa in m/s.

3.4. Azioni del vento

Vengono valutate con i criteri indicati nelle istruzioni CNR
10042/85 assumendo come velocità di riferimento:

$V_{rif} = 16$ m/s, per la condizione di lavoro;

$V_{rif} = 30$ m/s, per la condizione di fuori servizio.

L'effetto di schermo dell'opera servita nei riguardi dell'azio-
ne del vento perpendicolare all'opera stessa viene valutato
attraverso un coefficiente di permeabilità fornito dall'e-
spressione:

$$\mu = 0,3 + \frac{A_a}{A_t}$$

ove: A_a è la superficie totale delle aperture nella facciata
dell'opera servita, in direzione perpendicolare all'azione
del vento;

A_t è la superficie totale della facciata dell'opera ser-
vita.



Classe dell'impalcato	Genere di lavoro	Carico uniforme riferito KN/m ²
1	Lavori di ispezione Carico di servizio - aggiuntivo rispetto alle azioni previste per i carichi movimentati - per impalcato di mensole di estrazione dei tunnels	0,75
2	Lavori di manutenzione (pittura = zione, pulitura di superfici, intonacature, riparazione, ecc.) senza deposito di materiali salvo quelli immediatamente necessari	1,50
3	Lavori di manutenzione con limitato deposito di materiali necessari per il lavoro giornaliero	2,00
4	Lavori di costruzione (muratura, getti in calcestruzzo, ecc.)	3,00
5	Deposito temporaneo di materiali (piazzuole di carico)	4,50
6	Lavori di muratura pesante, vie di transito per veicoli leggeri	6,00



Impalcato

Gli impalcato devono essere verificati per i carichi di servizio indicati nel prospetto 3 B

Carico uniformemente ripartito

Gli impalcato devono essere verificati per i carichi uniformemente ripartiti indicati nella colonna 2.

Carico su una superficie 500 mm x 500 mm

Gli impalcato devono essere verificati per il carico concentrato su una superficie 500 mm x 500 mm, indicato nella colonna del prospetto 3 B. La posizione di tale carico deve essere scelta in modo da realizzare le condizioni più sfavorevoli.

Quando l'elemento di impalcato ha larghezza inferiore a 500 mm, il carico concentrato deve essere ridotto, in proporzione alla larghezza, fino ad un minimo di 1,5 KN.

Carico su una superficie 200 mm x 200 mm

Ogni impalcato deve essere verificato per un carico di 1 KN uniformemente ripartito su una superficie di 200 mm x 200 mm, applicato nelle condizioni più sfavorevoli.

Carico su una superficie parziale

Ogni impalcato delle classi 4, 5 e 6, deve essere verificato per il carico indicato nella colonna 4 del prospetto 3 B applicato su una superficie rettangolare (superficie parziale) uguale alla frazione indicata nella colonna 6 del prospetto 3 B.

Le dimensioni e la posizione di questa superficie devono essere scelte per realizzare le condizioni di carico più sfavorevoli.

3.6 Parapetti

Fermo restando i valori delle spinte sui parapetti previste dalle norme CNA 100/27/35, i parapetti destinati alla protezione contro la caduta di

persone da ponteggi e ponti di servizio accessibili solo agli addetti ai lavori possono essere verificati, quale che sia la loro lunghezza, per le seguenti condizioni:

- freccia elastica non superiore a 35 mm sotto un carico concentrato di 0,3 KN;
- assenza di rottura o di frecce superiori a 200 mm sotto un carico concentrato di 1,25 KN.

PROSPETTO 3 B - Carichi di servizio per impalcati di lavoro

Classe	Carico uniformemente ripartito kN/m ²	Carico concentrato su una superf. di 500 mm x 500 mm kN	Carico concentrato su una superficie di 200 mm x 200 mm kN	Carico su una superficie parziale	
				kN/m ²	Superficie parziale A _p m ²
1*	0,75	1,50	1,00	non applicabile	
2	1,50	1,50	1,00	non applicabile	
3	2,00	1,50	1,00	non applicabile	
4	3,00	3,00	1,00	5,00	0,4 · A
5	4,50	3,00	1,00	7,50	0,4 · A
6	6,00	3,00	1,00	10,00	0,5 · A



* I singoli elementi di impalcato devono avere una capacità portante non inferiore a quella richiesta per un ponteggio di classe 2.

4. Calcolo di Verifica

4.1. Calcolo di stabilità globale

Nella verifica di stabilità devono essere considerati gli effetti del II ordine, sia direttamente utilizzando una analisi elastica del II ordine, sia indirettamente attraverso una analisi elastica del I ordine - con lunghezza di inflessione corrispondente alla instabilizzazione di un sistema a nodi spostabili - ed adottando nelle aste presso-inflesse un fattore di moltiplicazione dei momenti fornito dall'espressione:

$$\gamma = \frac{1}{1 - N/N_{crit}}$$

ove: a) γ è il coefficiente di sicurezza, assunto

- $\gamma = 1,0$, per le verifiche agli stati limite
- $\gamma = 1,5$, per le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili, per la I condizione di carico
- $\gamma = 1,33$ per le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili, per la II condizione di carico

b) N è il carico assiale di compressione dell'asta

c) $N_{crit} = G_{eff} \cdot A$ è il carico critico calcolato con la formula di Eulero, che compete all'asta in relazione alla sua snellezza effettiva

Quando la snellezza della asta non sia stata determinata con sistema sperimentale, è necessario effettuare le verifiche previste dal punto 7.5.2 della istruzione CNR 10011/85.

Nel caso di collegamenti realizzati con giunti (a vite o a cuneo) è necessario considerare la rigidità effettiva dei collegamenti tra le aste ed effettuare le verifiche di scorrimento per garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 1.5 rispetto al frattile 5% delle risultanze delle prove di scorrimento.

4.2. Verifiche locali di stabilità e di resistenza

Nel calcolo di verifica devono essere specificati per ogni elemento di ponteggio o di opera provvisoria (montanti, traversi diagonali di facciate, diagonali in pianta, parapetti, giunti, impalcati, mensole di ampliamento, piazzole di carico, schermi parasassi, travi per passi carrai, ancoraggi, elementi di ripartizione delle basette sul terreno) ^{le} condizioni di carico.

Le verifiche degli elementi sopra indicati potranno essere omesse solo quando la stabilità o la resistenza risulti già accertata, nell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico, per più gravose condizioni di carico.

5. Collaudo e prove di carico

Per i ponteggi e le altre prove provvisorie di notevole importanza o complessità, eretti in conformità agli schemi tipo assoggettati a prove globali in laboratorio, non è necessario il collaudo statico.

Per i ponteggi e le altre prove provvisorie eretti secondo schemi non approvati, ovvero, non sufficientemente sperimentati per realizzazioni analoghe è necessario il collaudo statico ai sensi di quanto precisato nelle Norme CNR 10011/85 e 10027/85.

Gli esiti delle eventuali prove di carico devono essere allegati alla relazione di collaudo; la relazione di collaudo, insieme alla relazione di calcolo, deve essere tenuta in cantiere a disposizione degli organi di vigilanza.

