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 105-180/250 a boccole
Denominazione commerciale: GIE 180/250
Marchio: GIE

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali
Partenza - Roma, 09/06/2006
Prot. 15 / VI / 0003340 / 14.03.01.01

Roma,

MINISTERO DEL LAVORO E DELLE POLITICHE SOCIALI

DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI LAVORO

DIVISIONE VI

All. n. 2

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 105-180/250 a boccole" – Denominazione commerciale "GIE 180/250" – 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 provvisionali 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.

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 all'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 sopracitata;

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)

CAPITOLO IV 70
4.1 PREMESSA 70
4.1.1 VALUTAZIONE DEI CARICHI 71
4.1.1.1 Carichi fissi 71
4.1.1.2 Carichi variabili 71
4.1.2 CONDIZIONI DI CARICO 74
4.1.2.1 Condizione di servizio 74
4.1.2.2 Condizione di fuori servizio 74
4.1.3 CRITERI DI VERIFICA 74
4.1.3.1 Metodo delle Tensioni ammissibili 74
4.1.3.2 Confronto con dati sperimentali 75
4.1.3.3 Verifica dei giunti 75
4.2 CALCOLO DI VERIFICA DEL PONTEGGIO 76
4.2.1 Caratteristiche del ponteggio 76
4.3 Calcolo delle azioni per campo 1,80 m con schema normale e parasassi da 1,5 m 78
4.3.1 Generalità 78
PROSPETTO I A 78
PROSPETTO I B 78
PROSPETTO II 79
4.3.2 AZIONI RIPARTITE SUI TRAVERSI 80
PROSPETTO III 80
4.3.3 Azioni assiali verticali dovute alle soli parti strutturali tranne le tavole 80
Prospetto IV A - Carico sul montante esterno 80
Prospetto IV B - Carico sul montante interno 80
4.3.4 Azioni assiali verticali e orizzontali complessive 81
Prospetto V A - azioni verticali nella condizione di lavoro 81
Prospetto V B - azioni orizzontali nella condizione di lavoro 81
Prospetto V C - azioni verticali nella condizione di fuori servizio con neve 82
Prospetto V D - azioni orizzontali nella condizione di fuori servizio con neve 82
4.4 Calcolo delle azioni per campo 1,80 m con schema normale e parasassi da 1,2 m 83
4.4.1 Generalità 83
PROSPETTO I A 83
PROSPETTO I B 83
PROSPETTO II 84
4.4.2 AZIONI RIPARTITE SUI TRAVERSI 85
PROSPETTO III 85
4.4.3 Azioni assiali verticali dovute alle soli parti strutturali tranne le tavole 85
Prospetto IV C - Carico sul montante esterno 85
Prospetto IV D - Carico sul montante interno 85
4.4.4 Azioni assiali verticali e orizzontali complessive 86
Prospetto V E - azioni verticali nella condizione di lavoro 86
Prospetto V F - azioni orizzontali nella condizione di lavoro 87
Prospetto V G - azioni verticali nella condizione di fuori servizio con neve 87
Prospetto V H - azioni orizzontali nella condizione di fuori servizio con neve 87
4.5 Calcolo delle azioni per campo 2,50 m con schema normale e parasassi da 1,5 m 88
4.5.1 Generalità 88
PROSPETTO I A 88
PROSPETTO I B 88
PROSPETTO II 89
4.5.2 AZIONI RIPARTITE SUI TRAVERSI 90

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

PROSPETTO III 90
4.5.3 Azioni assiali verticali dovute alle soli parti strutturali tranne le tavole 90
Prospetto IV E - Carico sul montante esterno 90
Prospetto IV F - Carico sul montante interno 90
4.5.4 Azioni assiali verticali e orizzontali complessive 91
Prospetto V I - azioni verticali nella condizione di lavoro 91
Prospetto V J - azioni orizzontali nella condizione di lavoro 91
Prospetto V K - azioni verticali nella condizione di fuori servizio con neve 92
Prospetto V L - azioni orizzontali nella condizione di fuori servizio con neve 92
4.6 VERIFICHE DEL PONTEGGIO 93
4.6.1 Verifica dei montanti dello schema normale da 1,80 con parasassi da 1,5 m 93
4.6.2 Verifica dei montanti dello schema normale da 1,80 con parasassi da 1,2 m 95
4.6.3 Verifica dei montanti dello schema da 1,80 m con disassamento 96
4.6.4 Verifica del puntone della mensola dello schema da 1,80 con disassamento 97
4.6.5 Verifica dei montanti della partenza stretta da 0,40 per schema da 1,80 m 98
4.6.6 Verifica del puntone della partenza stretta da 0,40 per schema da 1,80 m 100
4.6.7 Verifica dei montanti della partenza stretta da 0,65 per schema da 1,80 m 101
4.6.8 Verifica del puntone della partenza stretta da 0,65 per schema da 1,80 m 103
4.6.9 Verifica dei montanti della partenza larga per schema da 1,80 m 104
4.6.10 Verifica dei montanti dello schema normale da 2,50 106
4.6.11 Verifica dei montanti dello schema da 2,50 m con disassamento 107
4.6.12 Verifica del puntone della mensola dello schema da 2,50 con disassamento 108
4.6.13 Verifica dei montanti della partenza larga per schema da 2,50 m 109
4.6.14 Verifica locale degli irrigidimenti in facciata e in pianta 110
4.6.14.1 Diagonale di facciata per schema da 1,80 m 110
4.6.14.2 Diagonale di facciata per schema da 2,50 m 110
4.6.14.3 Diagonale in pianta per schema da 1,80 m 111
4.6.14.4 Diagonale in pianta per schema da 2,5 m 112
4.6.14.5 Tavola da 0,49 per schema da 1,80 m 113
4.6.14.6 Tavola da 0,33 per schema da 2,50 m 113
4.6.15 Verifica del traverso 114
4.6.16 Verifica del corrente di parapetto da 1,8 m 114
4.6.17 Verifica del corrente di parapetto da 2,5 m 114
4.6.18 Verifica del montante di sommità 115
4.6.19 Verifica della spina a vermi 116
4.6.20 Verifica del fermapiedi 116
4.6.21 Verifica della scala 118
4.6.22 Verifica della tavola 0,490x1,8 m 119
4.6.23 Verifica della tavola con botola da 0,49x1,8 124
4.6.24 Verifica della tavola da 330x2500 126
4.6.25 Verifica del ponteggio con piazzola di carico 0,555 x 1,8 130
4.6.25.1 Tavole 130
4.6.25.2 Mensola da 0,555 per piazzola di carico 132
4.6.25.3 Montante 132
4.6.26 Verifica del ponteggio con piazzola di carico 1,55 x 1,8 134
4.6.26.1 Impalcato in legno 134
4.6.26.2 Travetti in legno 135
4.6.26.3 Traverso 137
4.6.26.4 Puntone 138
4.6.26.5 Azioni sugli ancoraggi 139
4.6.26.6 Carico sul montante di appoggio 139
4.6.26.7 Confronti con i risultati sperimentali 140
4.6.27 Trave carraia da 3,60 m con 1 interruzione di stilata per schema normale 141

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.27.1 Montanti della stilata corrispondenti all'apertura del passo carraio 141
4.6.27.2 Verifica briglie 141
4.6.28 Trave carraia da 5,40 m con 2 interruzioni di stilata per schema normale 143
4.6.28.1 Montanti della stilata corrispondenti all'apertura del passo carraio 143
4.6.28.2 Trave da 5,40 m 144
4.6.29 Verifica del parasassi da 1,5 145
4.6.30 Verifica del parasassi da 1,2 m 145
4.6.31 Verifica della basetta regolabile da 1,0 m 146
4.6.32 Verifica della basetta regolabile da 0,70 m 147
4.6.33 Verifica della basetta regolabile da 0,5 m 147
4.6.34 Verifica della basetta regolabile da 0,33 m 148
4.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI 149
4.7.1 Azioni sugli ancoraggi 149
4.7.2 ANCORAGGI NORMALI (Nmax < 6000 N) 151
4.7.2.1 Ancoraggio a cravatta 151
4.7.2.2 Ancoraggio ad anello 151
4.7.2.3 Barra di ancoraggio con tondo ϕ 20 151
4.7.3 ANCORAGGI SPECIALI (Nmax < 8200 N) 152
4.7.3.1 Barra di ancoraggio con tondo ϕ 20 152
4.7.3.2 2 Barre di ancoraggio con tondo ϕ 20 152
4.7.3.3 Conclusioni 153

CAPITOLO V 154
5.1 Modalita' di conduzione delle prove 154
5.2 Modalita' di realizzazione del saggio 154
5.3 Relazione di collaudo 155

CAPITOLO VI 156
6.1 Generalita' 157
6.1.1 Documenti da tenere in cantiere 157
6.1.2 Personale addetto al montaggio 157
6.1.3 Controllo degli elementi 157
6.1.4 Divisa del Personale addetto al montaggio 157
6.2 Montaggio 158
6.2.1 Base di appoggio del ponteggio 158
6.2.2 Verifiche durante il montaggio 158
6.2.3 Fasi di montaggio 158
6.2.4 Istruzioni di montaggio 159
6.3 Impiego 160
6.3.1 Piani del ponteggio 160
6.3.2 Accesso al ponteggio 161
6.3.3 Precipitazioni nevose 161
6.3.4 Controlli 161
6.3.4.1 Controlli periodici e straordinari 161
6.3.4.2 Controlli giornalieri 161
6.3.5 Impianti ed apparecchi elettrici 162
6.4 Smontaggio 162

CAPITOLO VII 162

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
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. 1 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. 547 – 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/CEEE che modifica la Direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di atrezzature 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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

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
- Circolare 28/2004: chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi

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

4.1.1 VALUTAZIONE DEI CARICHI

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

- carichi fissi
- carichi variabili

4.1.1.1 Carichi fissi

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

4.1.1.2 Carichi variabili

Vengono considerati i seguenti carichi:

a) carichi di servizio

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

- $p_4 = 3000$ N/m², 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:

$q_n = \alpha_r * \alpha_m * \alpha_z * (900+2{,}4h_0)$ N/m² assumendo

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

Zona	Regioni	h_0 [m]	α_z	q_n [N/m²]
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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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

$\beta \leq 30°$	la neve non scivola	
$\beta \geq 60°$	la neve scivola completamente	
$\beta = 43°$	Neve che rimane sul parasassi	$q_{pm} = q_n \cdot \mu = 1680 \cdot \frac{60-43}{30} = 952\ N/m^2$
	Neve che scivola sull'impalcato di raccordo	$q_{pm} = q_n \cdot (1-\mu) \cdot \frac{1,5}{1,0} = 1680 \cdot 0,433 \cdot \frac{1,5}{1,0} = 1092\ N/m^2$

Ove

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

$\beta = 36°$	Neve che rimane sul parasassi	$q_{pm} = q_n \cdot \mu = 1680 \cdot \frac{60-36}{30} = 1344\ N/m^2$
	Neve che scivola sull'impalcato di raccordo	$q_{pm} = q_n \cdot (1-\mu) \cdot \frac{1,2}{1,0} = 1680 \cdot 0,2 \cdot \frac{1,2}{1,0} = 404\ N/m^2$

Ove

- 1,2 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 $p_V = \frac{(\alpha_t \cdot \alpha_r \cdot \alpha_z \cdot V_{ref})^2}{1,6}$, 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 boscose 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, zo = 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
  - αd = 1
  - zo = 0,30 m
  - αz assume il valore precedentemente indicato

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Giardini Alessandro
Legale Rappresentante

Assumendo come velocità di riferimento V_{rif} rispettivamente i valori:
- V_{rif} = 16 m/s per la condizione di lavoro
- V_{rif} = 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

			esercizio	Fuori esercizio
Altez. [m]	α_z	G_f	$P_v \times G_f$ [N/m^2]	$P_v \times G_f$ [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

- 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 mezzeria, 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:

		Ponteggio da costruzione
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 $A_{impalcato}$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.1.2 CONDIZIONI DI CARICO

4.1.2.1 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

4.1.2.2 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.

4.1.3 CRITERI DI VERIFICA

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

4.1.3.1 Metodo delle Tensioni ammissibili

I tipi di acciai impiegati sono S235, S275 ed S355, corrispondenti ai seguenti, previsti dalla Norma CNR 10011/97: Fe360, Fe430, Fe510.

Per la I condizione di carico le tensioni ammissibili sono:

σ_{amm} = 160 N/mm²	per l'acciaio S235 (ex Fe 360)
σ_{amm} = 190 N/mm²	per l'acciaio S275 (ex Fe 430)
σ_{amm} = 240 N/mm²	per l'acciaio S355 (ex Fe 510)

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

σ_{amm} = 180 N/mm²	per l'acciaio S235 (ex Fe 360)
σ_{amm} = 213 N/mm²	per l'acciaio S275 (ex Fe 430)
σ_{amm} = 270 N/mm²	per l'acciaio S355 (ex Fe 510)

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.1.3.2 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.
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:

$$P_{medio} = \frac{\sum_{1}^{n} P_i}{n}$$

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

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.

4.1.3.3 Verifica dei giunti

Nelle verifiche dei giunti, si assumerà come carico convenzionale il valore minimo tra:

- carico ammissibile allo scorrimento $F_g = \frac{P_{95\%}}{1,5} = \frac{9810}{1,5} = 6540\ N$

Nel caso si utilizzi anche il **giunto semplice di tenuta** si assumerà come carico convenzionale il valore minimo tra:

- carico ammissibile allo scorrimento $F_{gt} = \frac{P_{95\%}}{1,5} = \frac{9810 \cdot 2}{1,5} = 13080\ N$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.2 CALCOLO DI VERIFICA DEL PONTEGGIO

4.2.1 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 $p_s = 3000\ N/mm^2$.

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:9;
- Altezza di un piano: 2,0 m;
- Interasse tra le stilate: 1,8 (con parasassi sia da 1,2 m che 1,5 m) e 2,5 m (solo con parasassi da 1,5 m);
- Interasse tra i montanti della stessa stilata: 1,05 m;
- N° correnti esterni: n° 1 in ogni modulo di ogni piano;
- N° correnti interni: n° 1 in ogni modulo di ogni piano;
- 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 con continuità sullo stesso piano che deve essere superiore al 1° (nel caso i parasassi abbiano aggetto da 1,2 m, sarà disposto un altro parasassi a 12 m sopra il primo)
- N° di ancoraggi normali (tipo ●) nel caso di parasassi avente aggetto da 1,5 m: un ancoraggio a stilate alterne, ai piani 1°, 5°, 7°, 9°, e un ancoraggio a tutte le stilate ai piani 2° e 3°;
- N° di ancoraggi normali (tipo ●) nel caso di parasassi aventi aggetto da 1,2 m: un ancoraggio a stilate alterne, ai piani 1°, 5°, 7°, e un ancoraggio a tutte le stilate ai piani 2°, 3°, 8° e 9°;
- Nei piani ancorati è previsto un ancoraggio speciale a V (tipo ▲) ogni 6 stilate;

È consentito il montaggio di un numero minimo di 2 piani consecutivi di impalcati (ponte e sottoponte di sicurezza) fino ad un numero di 9. In presenza di impalcato metallico al piano può essere omesso il montaggio del corrente interno e, ai piani ancorati, delle diagonali in pianta. L'impalcato metallico comporta la realizzazione delle protezioni del piano di lavoro attraverso doppio corrente di parapetto e tavola fermapiedi, secondo le modalità indicate nell'allegato A. La condizione limite di impiego degli impalcati è condizionata esclusivamente dal numero massimo di piani di ponteggio (9); è comunque possibile realizzare dei ponteggi con un numero limitato di piani con impalcato metallico, con un minimo di tre (ponte, sottoponte e impalcato di raccordo del parasassi) mantenendo le stesse schematizzazioni appena descritte.

Schema con disassamento

Lo schema è simile allo schema normale con la differenza che si ha una mensola da 1,05 a quota ≡ 4,0 m per disassare il ponteggio e gli ancoraggi nei piani interessati dalla mensola e

dal puntone della mensola sono speciali (tipo▲) a tutte le stilate; inoltre tutti i montanti esterni sono raddoppiati fino al piano della mensola.

Schema con partenza stretta da 0,40

Lo schema è simile allo schema normale con la differenza che la campata massima è pari a 1,8 m e si ha una partenza stretta di 0,40 m che poi si allarga a quota 4,0 m; gli ancoraggi speciali (tipo▲) nei primi 2 piani, fino al piano della mensola, sono a tutte le stilate; la controventatura in pianta a 2,0 m è effettuata con diagonale in tubo e giunti a campi alterni. Il campo è da 1,8 m.

Schema con partenza stretta da 0,65

Lo schema è simile allo schema normale con la differenza che la campata massima è pari a 1,8 m e si ha una partenza stretta di 0,65 m che poi si allarga a quota 4,0 m; gli ancoraggi speciali (tipo▲) nei primi 2 piani, fino al piano della mensola, sono a tutte le stilate; la controventatura in pianta a 2,0 m è effettuata con diagonale in tubo e giunti a campi alterni. Il campo è da 1,8 m.

Schema con partenza larga

Lo schema è simile allo schema normale con la differenza che si ha una partenza larga da 1.8 m, che poi si stringe al secondo piano; la controventatura in facciata al 1° piano presenta due diagonali incrociate così da formare una "X", sia sulla facciata interna che esterna; in più sono presenti tavole metalliche obbligatorie su tutta la larghezza della partenza larga; il 1° piano è ancorato a tutte le stilate.

Schema con trave carraia da 3,6 m

Lo schema con trave carraia è simile allo schema normale con la differenza che una trave poggiante su 2 stilate a 4,0 m, interrompe la stilata centrale; sono raddoppiati i montanti interni ed esterni delle due stilate adiacenti alla stilata soppressa e sono poste delle diagonali di stilata nei primi 2 piani delle stilate adiacenti al varco.

Schema con trave carraia da 5,4 m

Lo schema con trave carraia è simile allo schema normale con la differenza che una trave poggiante su 2 stilate a 4,0 m, interrompe due stilate centrali; sono raddoppiati i montanti interni ed esterni delle due stilate adiacenti alla stilata soppressa e sono poste delle diagonali di stilata nei primi 2 piani delle stilate adiacenti al varco.

Schema con piazzola di carico da 0,555 m

Lo schema è simile allo schema normale con la differenza che si hanno 2 mensole con puntone ad un piano e ad un campo ove si definisce la piazzola di carico, il raddoppio dei montanti fin sotto la mensola, 4 ancoraggi (tipo ●), due al piano mensola, e due al piano di imposta del puntone. Il campo è da 1,8 m.

Schema con piazzola di carico da 1,55 m

Lo schema è simile allo schema normale con la differenza che si hanno 2 mensole con puntone ad un piano e ad un campo ove si definisce la piazzola di carico, il raddoppio dei montanti fin sotto la mensola, 4 ancoraggi (tipo ●), due al piano mensola, e due al piano di imposta del puntone. Il campo è da 1,8 m.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.3 Calcolo delle azioni per campo 1,80 m con schema normale e parasassi da 1,5 m

4.3.1 Generalità

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

a) Pesi propri

▪ telaio			
▪ corrente	G_1	210	N
▪ diagonale di facciata	G_2	31	N
▪ diagonale in pianta	G_3	36.4	N
▪ spina verme	G_4	35.4	N
▪ parasassi prefabbricato	G_5	1.3	N
▪ tavola metallica da 0.49x1.80	G_6	108.4	N
▪ tavola metallica da 0.33x1.80	G_7	150	N
▪ tavola in legno	G_7	108	N
▪ fermapiede metallico	G_7	300	N/m^2
▪ fermapiede in legno	G_8	47	N
	G_8	120	N

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 [m²]
	lunghezza	diam./altez.		
montanti	2,00	0,0483	2	0,193
corrente di parapetto superiore	1,752	0,0269	1	0,047
corrente di parapetto inferiore	1,752	0,0269	1	0,047
diagonale di facciata	2,10	0,0269	1	0,056
	totale S 1n			0,344
fermapiedi	1,752	0,2	1	0,350
impalcato (*)	1,752	0,06	1,15	0,121
(*) + 5 % per ogni elemento di	*totale S 2n*			0,472
	totale Sn = (S 1n + S 2n) x 1,05			**0,857**

PROSPETTO I B

Vento parallelo all'opera servita

elementi investiti	dimensioni		n°	aree [m²]
	lunghezza	diam./altez.		
montanti	2,00	0,0483	2	0,1932
traverso	1,002	0,0483	1	0,048382
archetto	1,56	0,0269	1	0,041964
impalcato	1,002	0,0117	1	0,01172
tubo per montanti telaietto	1,10	0,0269	2	0,05918
correnti di parapetto	1,02	0,0269	2	0,054876
	totale S 1p			0,409
fermapiedi di testata	0,900	0,205	1	0,185
	totale S 2p			0,185
	totale Sp = (S 1p + S 2p) x 1,05			**0,624**

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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

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
- Sp [m^2] = 0,624
- Sn [m2] = 0,857

[N], [m]

N°	z	F' vn esercizio	F'' vn f. esercizio	F' vp esercizio	F'' vp f. esercizio
1	2	179	628	130	458
2	4	179	628	130	458
3	6	179	628	130	458
4	8	189	665	138	484
5	10	206	730	151	532
6	12	223	785	162	571
7	14	237	831	172	605
8	16	249	873	181	636
9	18	259	911	189	663
10	20	268	945	195	688

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 43°

[N/m]

parasassi	
f'v esercizio	f''v f. esercizio
330	1160

4.3.2 AZIONI RIPARTITE SUI TRAVERSI

PROSPETTO III

Tipo di azione	Carico ripartito (N/m²)	Azioni sui traversi (N/m)
Peso proprio impalcato (a sicurezza)	$p_1 = 300$	$q_1 = 600$
Carico di servizio cl. 4	$P_2 = 3000$	$q_2 = 5400$
Peso parasassi + impalcato	$p_3 = 330$	$q_3 = 594$ (a)
Neve $h_0 = 500$ m (s.l.m.) (punto 4.2.2 b)	$p_n = 1680$	$q_n = 3024$
Neve su impalcato sottostante	$p_s = 504$	$q_n^* = 907$
Neve su parasassi	$p_{pn} = 696$	$q_{pn} = 1253$ (b)
Neve impalcato di raccordo con parasassi	$p^*_n = 1092$	$q^*_n = 1966$ (c)

(a) → $p_1 = 300 + 29{,}4 \cong 330\ N/m^2$

[impalcato; $p_{im} = = 300\ N/m^2$] (a sicurezza)

[parasassi ; $p_p = 108.4 /(1{,}8 \times 2{,}05) = 29{,}4\ N/m^2$]

(b) → $p_{pn} = p_n \cdot \mu \cdot \cos 43° = 1680 \cdot 0{,}567 \cdot \cos 43° = 952 \cdot \cos 43° = 696\ N/m^2$

(c) → $p^*_{pn} = p_n \cdot (1-\mu) \cdot \frac{1{,}5}{1{,}0} = 1680 \cdot 0{,}434 \cdot \frac{1{,}5}{1{,}0} = 1092\ N/m^2$

4.3.3 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/passo	peso	n°	Area investita
telaio	2000	210	0,5	105
correnti parapetto	1800	31	2	62
diagonale di facciata	1800	36,4	1	36,4
diagonale in pianta	1800	35,4	0,5	17,7
fermapiedi	1800	120	1	120
spina a verme	-	1,3	1	1,3
			Pe_A	342,4

Prospetto IV B - Carico sul montante interno

[N], [mm]

elemento	lunghezza/passo	peso	n°	Area investita
telaio	2000	210	0,5	105
spina a verme	-	1,3	1	1,3
			Pi_B	106,3

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.3.4 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 $F_{diagonale\ di\ facciata} = F_{vp} + n \cdot \left(\frac{Pe}{100} + \frac{Pi}{100}\right)$ ove n = 1 è il numero di campate servite da una diagonale di controvento

Poiché le stilate sono ancorate a stilate alterne, gli elementi in pianta (tavole, diagonale in pianta), oltre a trasferire le azioni orizzontali parallele al piano di facciata, dalla facciata esterna alla facciata interna, devono trasferire parte delle forze perpendicolari alla facciata agli ancoraggi; si valuta che la forza di competenza sia:

$$F_{diagonale\ in\ pianta/tavola} = \max\left[\left(\frac{F_{vp}}{2} + \frac{Pe}{100}\right); \left(\frac{F_{vp}}{2} + \frac{Pi}{100}\right)\right]$$

Prospetto V A - azioni verticali nella condizione di lavoro

[N]

azioni verticali progressive			
piano	Pe [N]	Pi [N]	Ptot [N]
1°	11682	8133	19815
2°	11038	7725	18762
3°	9205	7316	16522
4°	8561	6908	15469
5°	7916	6500	14416
6°	7272	6092	13364
7°	6628	5683	12311
8°	5983	5275	11258
9°	5339	4867	10205
10°	3344	3108	6453

Prospetto V B - azioni orizzontali nella condizione di lavoro

						diagonale di facciata		diagonale in pianta/tavola		
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(5) + [(1) + (2)]		(5)/2 + (1)	(5)/2 + (2)	-
piano	Pe/100 [N]	Pi/100 [N]	F' vn [N]	F' vn tot [N]	F' vp [N]	F' vn tot [N]	F' vn max [N]	F' vpe tot [N]	F' vpi tot [N]	F' vp max [N]
1°	117	81	179	377	130	328	328	182	146	-
2°	110	77	179	367	130	318	-	176	142	-
3°	92	73	179	344	130	296	-	157	138	-
4°	86	69	189	344	138	292	-	154	138	-
5°	79	65	208	352	151	295	-	155	141	-
6°	73	61	223	357	162	296	-	154	142	-
7°	66	57	237	360	172	295	-	152	143	-
8°	60	53	249	362	181	294	-	210	196	210
9°	53	49	259	361	189	291	-	201	192	-
10°	33	31	268	333	195	260	-	165	160	-

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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

[N]

azioni verticali progressive			
piano	Pe [N]	Pi [N]	Ptot [N]
1°	13087	7032	20118
2°	12442	6623	19066
3°	7121	5232	12353
4°	6476	4824	11300
5°	5832	4415	10247
6°	5188	4007	9195
7°	4543	3599	8142
8°	3899	3191	7089
9°	3254	2782	6037
10°	2156	1920	4077

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

						diagonale di facciata		diagonale in pianta/tavola		
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(5) + [(1) + (2)]		$\frac{(5)}{2}$ + (1)	$\frac{(5)}{2}$ + (2)	-
piano	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°	131	70	628	830	458	659	-	360	299	-
2°	124	66	628	819	456	648	-	353	295	-
3°	71	52	628	752	458	581	-	300	281	-
4°	65	48	665	778	484	597	-	307	290	-
5°	58	44	730	833	532	634	-	324	310	-
6°	52	40	785	877	571	663	-	338	326	-
7°	45	36	831	912	605	686	-	348	339	-
8°	39	32	873	944	636	707	-	357	350	-
9°	33	28	911	972	663	724	-	364	360	-
10°	22	19	945	986	688	729	729	366	363	366

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.4 Calcolo delle azioni per campo 1,80 m con schema normale e parasassi da 1,2 m

4.4.1 Generalità

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

b) Pesi propri

* telaio	G_1	210	N
* corrente	G_2	31	N
* diagonale di facciata	G_3	36.4	N
* diagonale in pianta	G_4	35.4	N
* spina verme	G_5	1.3	N
* parasassi prefabbricato	G_6	87.8	N
* tavola metallica da 0.49x1.80	G_7	150	N
* tavola metallica da 0.33x1.80	G_7	108	N
* tavola in legno	G_7	300	N/m^3
* fermapiede metallico	G_8	47	N
* fermapiede in legno	G_8	120	N

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 [m²]
	lunghezza	diam./altez.		
montanti	2,00	0,0483	2	0,193
corrente di parapetto superiore	1,752	0,0269	1	0,047
corrente di parapetto inferiore	1,752	0,0269	1	0,047
diagonale di facciata	2,10	0,0269	1	0,056
	totale S 1 n			0,344
fermapiedi	1,752	0,2	1	0,350
impalcato (*)	1,752	0,06	1,15	0,121
(*) + 5 % per ogni elemento di	*totale S 2 n*			0,472
	totale Sn = (S 1 n + S 2 n) x 1,05			0,857

PROSPETTO I B

Vento parallelo all'opera servita

elementi investiti	dimensioni		n°	aree [m²]
	lunghezza	diam./altez.		
montanti	2,00	0,0483	2	0,1932
traverso	1,002	0,0483	1	0,048382
archetto	1,56	0,0269	1	0,041964
impalcato	1,002	0,0117	1	0,01172
tubo per montanti telaietto	1,10	0,0269	2	0,05918
correnti di parapetto	1,02	0,0269	2	0,054876
	totale S 1p			0,409
fermapiedi di testata	0,900	0,205	1	0,185
	totale S 2p			0,185
	totale Sp = (S 1 p + S 2 p) x 1,05			0,624

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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

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
- Sp [m^2] = 0,624
- Sn [m2] = 0,857

[N], [m]

N°	z	F' vn esercizo	F'' vn f. esercizio	F' vp esercizio	F'' vp f. esercizio
1	2	179	628	130	456
2	4	179	628	130	456
3	6	179	628	130	456
4	8	189	665	138	484
5	10	208	730	151	532
6	12	223	785	162	571
7	14	237	831	172	605
8	16	249	873	181	636
9	18	259	911	189	663
10	20	268	945	195	688

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 43°

[N/m]

parasassi	
f' v esercizio	f'' v f. esercizio
285	1000

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Gaidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.4.2 AZIONI RIPARTITE SUI TRAVERSI

PROSPETTO III

Tipo di azione	Carico ripartito (N/m²)	Azioni sui traversi (N/m)
Peso proprio impalcato (a sicurezza)	$p_1 = 300$	$q_1 = 600$
Carico di servizio cl. 4	$P_2 = 3000$	$q_2 = 5400$
Peso parasassi + impalcato	$p_3 = 325$	$q_3 = 585$ (a)
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 sul parasassi a 16 m	$p_{pn} = 1088$	$q_{pn} = 1959$ (b)
Neve impalcato di raccordo con parasassi a 16 m	$p'_n = 404$	$q'_n = 728$ (c)
Neve sul parasassi a 4 m	$p_{pn} = 327$	$q_{pn} = 589$
Neve impalcato di raccordo con parasassi a 4 m	$p'_n = 121$	$q'_n = 218$

(a) → $p_1 = 300 + 23{,}8 \cong 325\ N/m^2$

[impalcato; p_{im} = = 300 N/m²] (a sicurezza)

[parasassi ; p_p = 87,8 /(1,8 x 1,5) = 32,5 N/m²]

(b) → $p_{pn} = p_n \cdot \mu \cdot \cos 43° = 1680 \cdot 0{,}8 \cdot \cos 36° = 1344 \cdot \cos 43° = 1088\ N/m^2$

(c) → $p'_{pn} = p_n \cdot (1-\mu) \cdot \frac{1{,}2}{1{,}0} = 1680 \cdot 0{,}2 \cdot \frac{1{,}2}{1{,}0} = 404\ N/m^2$

4.4.3 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 C - Carico sul montante esterno

[N], [mm]

elemento	lunghezza/passo	peso	n°	Area investita
telaio	2000	210	0,5	105
correnti parapetto	1800	31	2	62
diagonale di facciata	1800	36,4	1	36,4
diagonale in pianta	1800	35,4	0,5	17,7
fermapiedi	1800	120	1	120
spina a verme	-	1,3	1	1,3
			Pe_a	342,4

Prospetto IV D - Carico sul montante interno

[N], [mm]

elemento	lunghezza/passo	peso	n°	Area investita
telaio	2000	210	0,5	105
spina a verme	-	1,3	1	1,3
			Pi_a	106,3

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Chidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.4.4 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 $F_{diagonale\ di\ facciata} = F_{vp} + n \cdot \left(\frac{Pe}{100} + \frac{Pi}{100}\right)$ ove n = 1 è il numero di campate servite da una diagonale di controvento

Poiché le stilate sono ancorate a stilate alterne, gli elementi in pianta (tavole, diagonale in pianta), oltre a trasferire le azioni orizzontali parallele al piano di facciata, dalla facciata esterna alla facciata interna, devono trasferire parte delle forze perpendicolari alla facciata agli ancoraggi; si valuta che la forza di competenza sia:

$$F_{diagonale\ di\ pianta/tavola} = \max\left[\left(\frac{F_{vp}}{2} + \frac{Pe}{100}\right); \left(\frac{F_{vp}}{2} + \frac{Pi}{100}\right)\right]$$

Prospetto V E - azioni verticali nella condizione di lavoro

azioni verticali progressive			
piano	Pe [N]	Pi [N]	Ptot [N]
1°	12250	8133	20383
2°	11606	7725	19330
3°	10083	7316	17400
4°	9439	6908	16347
5°	8794	6500	15294
6°	8150	6092	14242
7°	7506	5683	13189
8°	6861	5275	12136
9°	5339	4867	10205
10°	3344	3108	6453

Prospetto V F - azioni orizzontali nella condizione di lavoro

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	diagonale di facciata (5) = [(1) + (2)]		diagonale in pianta/tavola $\frac{(5)}{2}$ = (1)	$\frac{(5)}{2}$ = (2)	-
piano	Pe/100 [N]	Pi/100 [N]	F' vn [N]	F' vn tot [N]	F' vp [N]	F' vn tot [N]	F' vn max [N]	F' vpe tot [N]	F' vpi tot [N]	F' vp max [N]
1°	123	81	179	383	130	334	334	188	146	-
2°	116	77	179	372	130	324	-	181	142	-
3°	101	73	179	353	130	304	-	166	138	-
4°	94	69	189	352	138	301	-	163	138	-
5°	88	65	208	361	151	304	-	164	141	-
6°	82	61	223	365	162	305	-	163	142	-
7°	75	57	237	369	172	304	-	161	143	-
8°	69	53	249	370	181	303	-	228	196	228
9°	53	49	259	361	189	291	-	201	192	-
10°	33	31	268	333	195	260	-	165	160	-

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

azioni verticali progressive			
piano	Pe [N]	Pi [N]	Ptot [N]
1°	13629	6595	20224
2°	12985	6186	19171
3°	11483	5232	16715
4°	10838	4824	15662
5°	10194	4415	14609
6°	9550	4007	13557
7°	8905	3599	12504
8°	8261	3191	11451
9°	3254	2782	6037
10°	2156	1920	4077

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

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	diagonale di facciata (5) = [(1) + (2)]		diagonale in pianta/tavola $\frac{(5)}{2}$ = (1)	$\frac{(5)}{2}$ = (2)	-
piano	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°	136	66	628	831	458	660	-	365	295	-
2°	130	62	628	820	458	649	-	359	291	-
3°	115	52	628	796	458	625	-	344	281	-
4°	108	48	665	822	484	641	-	351	290	-
5°	102	44	730	876	532	678	-	368	310	-
6°	96	40	785	920	571	707	-	381	326	-
7°	89	36	831	956	605	730	-	392	339	-
8°	83	32	873	986	636	750	750	400	350	400
9°	33	28	911	972	663	724	-	364	360	-
10°	22	19	945	986	688	729	-	366	363	-

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.5 Calcolo delle azioni per campo 2,50 m con schema normale e parasassi da 1,5 m

4.5.1 Generalità

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

c) Pesi propri

▪ telaio	G_1	210	N
▪ corrente	G_2	50.7	N
▪ diagonale di facciata	G_3	55.8	N
▪ diagonale in pianta	G_4	51.6	N
▪ spina verme	G_5	1.3	N
▪ parasassi prefabbricato	G_6	108.4	N
▪ tavola metallica da 0.33x2.50	G_7	142	N
▪ fermapiede metallico	G_8	68	N

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 [m²]
	lunghezza	diam./altez.		
montanti	2,00	0,0483	2	0,193
corrente di parapetto superiore	2,452	0,038	1	0,093
corrente di parapetto inferiore	2,452	0,038	1	0,093
diagonale di facciata	2,65	0,038	1	0,101
	totale S 1 n			0,481
fermapiedi	2,452	0,2	1	0,490
impalcato (*)	2,452	0,06	1,15	0,169
(*) + 5 % per ogni elemento di	*totale S 2 n*			0,660
	totale Sn = (S 1 n + S 2 n) x 1,05			1,198

PROSPETTO I B

Vento parallelo all'opera servita

elementi investiti	dimensioni		n°	aree [m²]
	lunghezza	diam./altez.		
montanti	2,00	0,0483	2	0,1932
traverso	1,002	0,0483	1	0,048382
archetto	1,56	0,0269	1	0,041964
impalcato	1,002	0,0117	1	0,01172
tubo per montanti telaietto	1,10	0,0269	2	0,05918
correnti di parapetto	1,02	0,0269	2	0,054876
	totale S 1p			0,409
fermapiedi di testata	0,900	0,205	1	0,185
	totale S 2p			0,185
	totale Sp = (S 1 p + S 2 p) x 1,05			0,624

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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

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
- Sp [m^2] = 0,624
- Sn [m^2] = 1,198

[N], [m]

N°	z	F' vn esercizio	F'' vn f. esercizio	F' vp esercizio	F'' vp f. esercizio
1	2	250	878	130	458
2	4	250	878	130	458
3	6	250	878	130	458
4	8	265	930	138	484
5	10	290	1021	151	532
6	12	312	1097	162	571
7	14	331	1162	172	605
8	16	348	1221	181	636
9	18	362	1274	189	663
10	20	375	1321	195	688

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 43°

[N/m]

parasassi	
f' v esercizio	f'' v f. esercizio
459	1611

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.5.2 AZIONI RIPARTITE SUI TRAVERSI

PROSPETTO III

Tipo di azione	Carico ripartito (N/m^2)	Azioni sui traversi (N/m)
Peso proprio impalcato	$p_1 = 163$	$q_1 = 408$ (a)
Carico di servizio cl. 4	$P_2 = 3000$	$q_2 = 7500$
Peso parasassi + impalcato	$p_3 = 188$	$q_3 = 470$ (b)
Neve $h_0 = 500$ m (s.l.m.) (punto 4.2.2 b)	$p_n = 1680$	$q_n = 4200$
Neve su impalcato sottostante	$p_n^* = 504$	$q_n^* = 1260$
Neve su parasassi	$p_{pn} = 696$	$q_{pn} = 1740$ (c)
Neve impalcato di raccordo con parasassi	$p^*_n = 1092$	$q^*_n = 2730$ (d)

(a) → $p_1 = 163\ N/m^2$

[impalcato; $p_{im} = 142 \times 3/(2{,}5 \times 1{,}05) = 163\ N/m^2$]

(b) → $p_1 = 166.3 + 21{,}2 \cong 188\ N/m^2$

[impalcato; $p_{im} = = 142 \times 6/(2{,}5 \times 2{,}05) = 166.3\ N/m^2$]

[parasassi ; $p_p = 108.4/(2{,}5 \times 2{,}05) = 21{,}2\ N/m^2$]

(c) → $p_{pn} = p_n \cdot \mu \cdot \cos 43° = 1680 \cdot 0{,}567 \cdot \cos 43° = 952 \cdot \cos 43° = 696\ N/m^2$

(d) → $p^*_{pn} = p_n \cdot (1-\mu) \cdot \frac{1{,}5}{1{,}0} = 1680 \cdot 0{,}434 \cdot \frac{1{,}5}{1{,}0} = 1092\ N/m^2$

4.5.3 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 E - Carico sul montante esterno

[N], [mm]

elemento	lunghezza/passo	peso	n°	Area investita
telaio	2000	210	0,5	105
correnti parapetto	2500	50,7	2	101,4
diagonale di facciata	2500	55,8	1	55,8
fermapiedi	2500	68	1	68
spina a verme	-	1,3	1	1,3
			Pe_A	331,5

Prospetto IV F - Carico sul montante interno

[N], [mm]

elemento	lunghezza/passo	peso	n°	Area investita
telaio	2000	210	0,5	105
spina a verme	-	1,3	1	1,3
			Pi_B	106,3

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.5.4 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 $F_{diagonale\ di\ facciata} = F_{vp} + n \cdot \left(\frac{Pe}{100} + \frac{Pi}{100}\right)$ ove n = 1 è il numero di campate servite da una diagonale di controvento

Poiché le stilate sono ancorate a stilate alterne, gli elementi in pianta (tavole, diagonale in pianta), oltre a trasferire le azioni orizzontali parallele al piano di facciata, dalla facciata esterna alla facciata interna, deve trasferire parte delle forze perpendicolari alla facciata agli ancoraggi; si valuta che la forza di competenza sia:

$$F_{diagonale\ in\ pianta/tavola} = \max\left[\left(\frac{F_{vp}}{2} + \frac{Pe}{100}\right); \left(\frac{F_{vp}}{2} + \frac{Pi}{100}\right)\right]$$

Prospetto V I - azioni verticali nella condizione di lavoro

azioni verticali progressive			
piano	Pe [N]	Pi [N]	Ptot [N]
1°	12054	8838	20892
2°	11508	8517	20024
3°	9997	8195	18192
4°	9451	7874	17325
5°	8904	7553	16457
6°	8358	7232	15589
7°	7811	6910	14721
8°	7265	6589	13853
9°	6718	6268	12986
10°	4297	4071	8368

Prospetto V J - azioni orizzontali nella condizione di lavoro

						diagonale di facciata		diagonale in pianta/tavola		
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(5) + [(1) + (2)]		(5)/2 + (1)	(5)/2 + (2)	-
piano	Pe/100 [N]	Pi/100 [N]	F' vn [N]	F' vn tot [N]	F' vp [N]	F' vn tot [N]	F' vn max [N]	F' vpe tot [N]	F' vpi tot [N]	F' vp max [N]
1°	121	88	250	459	130	339	339	186	154	186
2°	115	85	250	450	130	331	-	180	150	-
3°	100	82	250	432	130	312	-	165	147	-
4°	95	79	265	438	138	311	-	163	148	-
5°	89	76	290	455	151	316	-	165	151	-
6°	84	72	312	468	162	318	-	165	154	-
7°	78	69	331	478	172	319	-	164	155	-
8°	73	66	348	487	181	320	-	163	156	-
9°	67	63	362	492	189	319	-	162	157	-
10°	43	41	375	459	195	279	-	141	138	-

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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

[N]

azioni verticali progressive			
piano	Pe [N]	Pi [N]	Ptot [N]
1°	14091	7308	21399
2°	13545	6987	20531
3°	7102	5300	12402
4°	6556	4979	11535
5°	6009	4658	10667
6°	5463	4337	9799
7°	4916	4015	8931
8°	4370	3694	8063
9°	3823	3373	7196
10°	2647	2421	5068

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

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	diagonale di facciata		diagonale in pianta/tavola		
						(5) + [(1) + (2)]		$\frac{(5)}{2}$ + (1)	$\frac{(5)}{2}$ + (2)	-
piano	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°	141	73	878	1092	458	672	-	370	302	-
2°	135	70	878	1084	458	663	-	364	299	-
3°	71	53	878	1002	458	582	-	300	282	-
4°	66	50	930	1045	484	600	-	308	292	-
5°	60	47	1021	1127	532	638	-	326	312	-
6°	55	43	1097	1195	571	669	-	340	329	-
7°	49	40	1162	1251	605	694	-	352	343	-
8°	44	37	1221	1301	636	716	-	362	355	-
9°	38	34	1274	1346	663	735	-	370	365	-
10°	26	24	1321	1372	688	739	739	371	366	371

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6 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.

4.6.1 Verifica dei montanti dello schema normale da 1,80 con parasassi da 1,5 m

Il calcolo dei coefficienti di amplificazione dei carichi verticali e di riduzione della sezione resistente vengono ricavati utilizzando i risultati minimi di prove a collasso effettuate su schemi tipo di ponteggio aventi campate 1800 o 2500 mm.

Si riassumono i seguenti dati:

$A = 413\ mm^2$

$fy = 235\ N/mm^2$

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

[N], [N/mm²]	Certificato ENPI n° 118649 del 09/06/71
$P_{cr}/2$	34335
$\sigma_c = (P_{cr}/2)/A$	83,136
σ_c / f_y	0,354
λ / λ_c (2)	1,5675
λ	145,793
ω (3)	2,840
σ_{cr} (4)	95,000
$N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$	39235

(1) Prototipo di ponteggio metallico a telai prefabbricati, passo da 1800 mm con diagonale in pianta a piani alterni

(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 $$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M_{eq}}{W} \leq \sigma_{amm}$$

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 (2,84)
- M_{eq} è il momento equivalente, assunto, in base a quanti indicato al punto 7.4.1.1 delle istruzioni CNR-UNI 10011:

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

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)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ (**39235** 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** mm^3)

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

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 1° piano (aste 3-4)	esercizio	1	-521	20	304	1166	802	1,5	125	927	400
		2	-542	31	313	1125	774		124	898	395
		3	112	-49	48	1166	802		20	822	308
		4	120	-70	48	1125	774		19	793	299
	fuori esercizio con neve	5	-189	45	95	1306	899	1,33	39	938	359
		6	-241	67	118	1190	819		45	864	342
Esterno 2° piano (aste 11-12)	esercizio	1	1630	-953	652	1102	758	1,5	255	1013	635
		2	1663	-979	665	1060	729		253	982	632
		3	-253	191	101	1102	758		40	798	324
		4	-279	223	111	1060	729		43	772	320
	fuori esercizio con neve	5	648	-442	259	1244	856	1,33	102	958	447
		6	739	-513	295	1127	775		108	883	440
Interno 1° piano (aste 1-2)	esercizio	1	591	-66	328	886	610	1,5	113	723	348
		2	593	-64	330	927	638		116	754	358
		3	-155	120	62	886	609		22	631	249
		4	-152	122	61	927	638		22	660	259
	fuori esercizio con neve	5	326	-129	144	765	526	1,33	44	570	259
		6	327	-117	150	881	606		49	655	287
Interno 2° piano (aste 9-10)	esercizio	1	-1808	1110	723	841	579	1,5	241	820	612
		2	-1792	1094	717	883	608		245	853	618
		3	410	-369	164	841	579		55	634	296
		4	394	-353	158	883	608		54	662	303
	fuori esercizio con neve	5	-994	747	398	719	495	1,33	119	614	398
		6	-952	702	381	836	576		120	696	417

Considerando quindi le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio

σ_{amm} = 1600 daN/mm²

b) condizione di fuori esercizio

σ_{amm} = 1800 daN/mm²

<u>le verifiche sono soddisfatte</u>

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.2 Verifica dei montanti dello schema normale da 1,80 con parasassi da 1,2 m

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 e 2500 mm: si rimanda al paragrafo 4.6.1.

- ω è il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalle prove di carico (2,84)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ (39235 N) con σ_{cr} = tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico, per la snellezza considerata

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

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 1° piano (aste 3-4)	esercizio	1	-521	19	305	1206	830	1,5	128	958	410
		2	-542	29	313	1165	802		128	930	404
		3	111	-49	47	1206	830		20	850	317
		4	119	-69	48	1165	802		20	822	309
	fuori esercizio con neve	5	84	-18	43	1376	947	1,33	19	966	352
		6	105	-70	42	1258	866		17	883	328
Esterno 2° piano (aste 11-12)	esercizio	1	1623	-947	649	1142	786	1,5	261	1047	643
		2	1655	-973	662	1100	757		258	1015	640
		3	-247	184	99	1143	786		40	826	332
		4	-273	215	109	1101	758		43	801	328
	fuori esercizio con neve	5	-178	121	71	1315	905	1,33	29	934	359
		6	-250	211	100	1195	822		38	860	346
Interno 1° piano (aste 1-29)	esercizio	1	597	-69	331	900	620	1,5	114	734	353
		2	599	-67	333	942	648		118	766	363
		3	-158	126	63	900	620		22	642	254
		4	-155	128	62	942	648		22	670	263
	fuori esercizio con neve	5	-178	171	71	770	530	1,33	22	552	227
		6	170	-166	68	888	611		22	633	253
Interno 2° piano (aste 9-10)	esercizio	1	-1817	1118	727	856	589	1,5	244	833	617
		2	-1800	1101	720	898	618		248	866	624
		3	418	-376	167	856	589		57	646	302
		4	401	-361	160	898	618		56	674	308
	fuori esercizio con neve	5	518	-508	207	723	498	1,33	62	560	292
		6	468	-460	187	843	580		60	640	310

Considerando quindi le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio

σ_{amm} = 1600 daN/mm²

b) condizione di fuori esercizio

σ_{amm} = 1800 daN/mm²

<u>le verifiche sono soddisfatte</u>

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.3 Verifica dei montanti dello schema da 1,80 m con disassamento

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 e 2500 mm: si rimanda al paragrafo 4.6.1.

- ω è il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalle prove di carico (2,84)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ (39235 N) con σ_{cr} = tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico, per la snellezza considerata

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

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 1° piano (aste 3-4)	esercizio	1	—	—	338	1982	682	1,5	62	744	291
		2	—	—	327	1982	682		60	742	289
		3	—	—	351	1977	680		64	744	292
		4	—	—	340	1977	680		62	742	291
	fuori esercizio con neve	5	—	—	406	2008	691	1,33	70	761	304
		6	—	—	370	2007	691		64	755	299
Esterno 2° piano (aste 11-12-90)	esercizio	1	-1036	545	414	1019	701	1,5	154	855	481
		2	-1042	546	417	1058	728		158	886	491
		3	-814	520	325	1010	695		120	815	428
		4	-819	505	328	1050	723		124	847	439
	fuori esercizio con neve	5	-1152	635	461	915	629	1,33	151	780	481
		6	-1170	598	468	1025	705		162	867	512

Considerando le seguenti tensioni ammissibili:
a) condizione di esercizio
σ_{amm} = 1600 daN/mm²
b) condizione di fuori esercizio
σ_{amm} = 1800 daN/mm²

<u>le verifiche sono soddisfatte.</u>

La verifica del montante esterno del 1° piano è stata condotta tenendo conto del raddoppio del montante; a favore di sicurezza si sono raddoppiati i montanti esterni fin sotto il piano della mensola.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.4 Verifica del puntone della mensola dello schema da 1,80 con disassamento

▪ tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm	
▪ Area della sezione	A	413	mm^2	
▪ Modulo di resistenza	W	4430	mm^3	
▪ Raggio di inerzia	i	16	mm	
▪ Lunghezza dell'asta	a	2060	mm	
▪ Snellezza = a/i [1]	λ	129		
▪ Coefficiente amplificazione [2]	ω	2,31		
▪ Tensione critica euleriana [2]	σ_E	122	N/mm^2	
▪ Carico critico euleriano = σ_E*A	N_{cr}	50386 N		

[1] La luce libera di inflessione del puntone è calcolata assimilando i vincoli a cerniere
[2] Vedi tabelle 7-IIa e 7-VII della Norma CNR 10011/97

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti che danno le massime tensioni:
[daN, daNcm, daN/cm²]

asta	condizione di	comb	Ma	Mb	Mcq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
92	esercizio	1	2511	-1295	1004,4	1028	575	1,5	327	902	816
		2	2415	-1246	966	983	550		309	859	783
		3	2527	-1296	1010,8	1032	578		330	908	820
		4	2430	-1247	972	987	552		311	863	787
	fuori esercizio con neve	5	2980	-1536	1192	1174	657	1,33	390	1047	957
		6	2708	-1397	1083,2	1048	587		339	926	865

Considerando le seguenti tensioni ammissibili:
a) condizione di esercizio
σ_{amm} = 1600 daN/cm²
b) condizione di fuori esercizio
σ_{amm} = 1800 daN/cm²

<u>le verifiche sono soddisfatte.</u>

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, essendo:

$P_{c_{r,min}}$ = 3000 daN (Vedi Cert. ISPESL DTS -XI 108/03/PTP del 28/07/03)

$$\mu = \frac{3000}{1027} = 2{,}92 > 2{,}2$$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.5 Verifica dei montanti della parteuza stretta da 0,40 per schema da 1,80 m

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 mm²

fy = 235 N/mm²

$$\lambda_c = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93{,}91$$

[N], [N/mm²]	Certificato ISPESL n° DTS XI/114/03 del 20/08/03
P_{cr} / 2	38750
$\sigma_c = (P_{cr}/2)/A$	93,826
σ_c / f_y	0,399
λ / λ_c (2)	1,4606
λ	135,869
ω (3)	2,520
σ_{cr} (4)	110,000
$N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$	45430

(1) Prototipo di ponteggio metallico a telai prefabbricati, passo da 2500 mm con diagonale in pianta su piani ancorati
(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 $$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M_{eq}}{W} \leq \sigma_{amm}$$

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 (2,52)
- M_{eq} è il momento equivalente, assunto, in base a quanti indicato al punto 7.4.1.1 delle istruzioni CNR-UNI 10011:

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghigini Alessandro
Legale Rappresentante

c) 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 $M_{eq} \geq 0{,}4\ M_a$

d) 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)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ (**45430** 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** mm^3)

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

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 1° piano (aste 72-83)	esercizio	1	1037	-87	587	1156	706	1,5	215	921	514
		2	990	-82	581	1128	689		202	891	497
		3	1183	-104	668	1026	627		229	856	515
		4	1136	-99	642	998	609		217	826	498
	fuori esercizio con neve	5	1286	-108	728	1175	717	1,33	251	968	575
		6	1155	-96	655	1096	669		218	887	526
Esterno 2° piano (aste 73-74-77)	esercizio	1	4696	-4156	1878	1287	786	1,5	738	1524	1372
		2	4450	-3973	1780	1252	764		685	1449	1308
		3	5076	-4655	2030	1163	710		745	1456	1427
		4	4830	-4472	1932	1127	688		695	1383	1363
	fuori esercizio con neve	5	5768	-5099	2307	1336	816	1,33	856	1672	1626
		6	5085	-4587	2034	1235	754		720	1474	1447
Interno 1° piano (aste 69-82)	esercizio	1	-662	455	265	796	486	1,5	82	568	342
		2	-625	431	250	824	503		78	581	341
		3	-710	501	284	924	564		93	657	384
		4	-674	476	270	952	581		89	670	382
	fuori esercizio con neve	5	-808	561	323	798	487	1,33	96	583	376
		6	-708	495	283	875	534		66	620	372
Interno 2° piano (aste 76-80)	esercizio	1	-938	928	375	673	411	1,5	109	520	375
		2	-937	937	375	711	435		111	546	384
		3	-1388	1340	555	830	507		173	680	514
		4	-1387	1350	555	869	530		176	706	523
	fuori esercizio con neve	5	-1247	1166	499	656	401	1,33	140	541	440
		6	-1243	1188	497	764	467		145	612	466

Considerando quindi le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio $\sigma_{amm} = 1600$ daN/cm²

b) condizione di fuori esercizio $\sigma_{amm} = 1800$ daN/cm²

le verifiche sono soddisfatte

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.6 Verifica del puntone della partenza stretta da 0,40 per schema da 1,80 m

tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
Area della sezione	A	413	mm^2
Modulo di resistenza	W	4430	mm^3
Raggio di inerzia	i	16	mm
Lunghezza dell'asta	a	1770	mm
Snellezza = a/i [1]	λ	110,6	
Coefficiente amplificazione [2]	ω	1,84	
Tensione critica euleriana [2]	σ_E	165	N/mm^2
Carico critico euleriano = σ_E*A	N_{cr}	68145 N	

[1] La luce libera di inflessione del puntone è calcolata assimilando i vincoli a cerniere
[2] Vedi tabelle 7-IIa e 7-VII della Norma CNR 10011/85

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti che danno le massime tensioni:
[daN, daNcm, daN/cm²]

aste	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ1	σ2
84-85	esercizio	1	-1959	751	875	978	436	1,5	252	688	679
		2	-1868	725	831	932	416		236	652	647
		3	-2189	632	1060	1079	481		314	795	755
		4	-2098	609	1015	1033	461		297	758	724
	fuori esercizio con neve	5	-2415	693	1172	1198	534	1,33	346	880	835
		6	-2162	630	1045	1070	477		299	776	747

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.7 Verifica dei montanti della partenza stretta da 0,65 per schema da 1,80 m

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:

$A = 413\ mm^2$

$fy = 235\ N/mm^2$

$$\lambda_y = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93{,}91$$

[N], [N/mm²]	Certificato ISPESL n° DTS XI/115/03 del 20/08/03
$P_{cr} / 2$	39800
$\sigma_c = (P_{cr}/2)/A$	96,368
σ_c / f_y	0,410
λ / λ_y (1)	1,4369
λ	133,646
ω (2)	2,460
σ_{cr} (4)	113,000
$N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$	46669

(1) Prototipo di ponteggio metallico a telai prefabbricati, passo da 2500 mm con diagonale in pianta su piani ancorati
(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 (2,46)
- M_{eq} è il momento equivalente, assunto, in base a quanti indicato al punto 7.4.1.1 delle istruzioni CNR-UNI 10011:

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

e) 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 $M_{eq} \geq 0{,}4\ M_a$

f) 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)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ (**46669** 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** mm^3)

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

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 1° piano (aste 72-83)	esercizio	1	751	-34	437	1171	698	1,5	159	857	453
		2	712	-25	417	1133	675		149	824	435
		3	908	-22	536	1080	644		186	830	467
		4	869	-20	514	1042	621		175	796	449
	fuori esercizio con neve	5	971	-43	566	1242	740	1,33	198	938	520
		6	865	-18	512	1138	678		172	850	471
Esterno 2° piano (aste 73-74-77)	esercizio	1	2607	-2585	1043	1214	724	1,5	387	1111	882
		2	-2463	2456	985	1174	700		358	1056	840
		3	-3083	3070	1233	1129	673		437	1110	969
		4	-2962	2918	1185	1089	649		412	1061	932
	fuori esercizio con neve	5	3399	-3309	1360	1299	774	1,33	488	1262	1082
		6	2981	-2968	1192	1187	708		407	1115	960
Interno 1° piano (aste 69-82)	esercizio	1	-433	312	173	777	463	1,5	53	516	286
		2	-406	293	162	814	485		50	535	289
		3	-494	370	198	868	517		62	579	322
		4	-467	351	187	904	539		60	599	324
	fuori esercizio con neve	5	-552	406	221	726	433	1,33	63	496	300
		6	-477	354	191	829	494		57	551	308
Interno 2° piano (aste 76-80)	esercizio	1	513	-446	205	736	439	1,5	61	500	294
		2	473	-440	189	777	463		57	520	295
		3	-919	815	367	832	496		114	610	409
		4	-920	826	368	873	520		116	636	419
	fuori esercizio con neve	5	-761	707	304	674	402	1,33	86	488	335
		6	-753	597	305	789	470		89	559	383

Considerando quindi le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio $\sigma_{amm} = 1600$ daN/cm²

b) condizione di fuori esercizio $\sigma_{amm} = 1800$ daN/cm²

le verifiche sono soddisfatte

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.8 Verifica del puntone della partenza stretta da 0,65 per schema da 1,80 m

tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
Area della sezione	A	413	mm^2
Modulo di resistenza	W	4430	mm^3
Raggio di inerzia	i	16	mm
Lunghezza dell'asta	a	1700	mm
Snellezza = a/i [1]	λ	106,25	
Coefficiente amplificazione [2]	ω	1,74	
Tensione critica euleriana [2]	σ_E	180	N/mm^2
Carico critico euleriano = σ_E*A	N_{cr}	74340 N	

[1] La luce libera di inflessione del puntone è calcolata assimilando i vincoli a cerniere
[2] Vedi tabelle 7-IIa e 7-VII della Norma CNR 10011

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti che danno le massime tensioni:
[daN, daNcm, daN/cm²]

aste	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ1	σ2
84-85	esercizio	1	-1283	373	621	879	371	1,5	171	542	502
		2	-1222	364	588	835	352		160	512	478
		3	-1497	324	769	1038	438		220	658	589
		4	-1436	315	736	995	420		208	628	565
	fuori esercizio con neve	5	-1624	377	824	1128	476	1,33	233	709	640
		6	-1453	352	731	1004	423		202	625	571

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.9 Verifica dei montanti della partenza larga per schema da 1,80 m

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 2500 mm.
Si riassumono i seguenti dati:

$A = 413\ mm^2$

$fy = 235\ N/mm^2$

$$\lambda_e = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93{,}91$$

[N], [N/mm²]	Certificato Politecnico di Milano n° 2005/4262 del 14/02/06
$P_{cr}/2$	41065
$\sigma_c = (P_{cr}/2)/A$	99,431
σ_c / f_y	0,423
λ / λ_e (1)	1,4080
λ	130,958
ω (2)	2,370
σ_{cr} (4)	118,000
$N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$	48734

(1) Prototipo di ponteggio metallico a telai prefabbricati, passo da 2500 mm con diagonale in pianta su piani ancorati
(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 $$\sigma_1 = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \left(\Phi - \frac{\mu \cdot N}{N_{cr}}\right)} \le \sigma_{amm}$$

- verifica di resistenza $$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M_{max}}{W} \le \sigma_{amm}$$

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 (2,37)
- M_{eq} è il momento equivalente, assunto, in base a quanti indicato al punto 7.4.1.1 delle istruzioni CNR-UNI 10011:

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

g) 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 $M_{eq} \geq 0{,}4\ M_a$

h) 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)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ (**48734** 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	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno I° piano (aste 77-93)	esercizio	1	459	-287	183	630	362	1,5	52	414	256
		2	447	-275	179	608	349		50	399	248
		3	460	-290	184	629	362		52	414	256
		4	448	-278	179	607	349		50	399	248
	fuori esercizio con neve	5	505	-327	202	703	404	1,33	57	461	284
		6	470	-294	188	641	368		52	420	261
Interno I° piano (aste 101-102)	esercizio	1	1033	-464	434	1467	842	1,5	179	1021	588
		2	1008	-452	424	1489	855		177	1032	598
		3	1072	-461	459	1468	843		190	1033	597
		4	1046	-449	448	1490	856		187	1043	597
	fuori esercizio con neve	5	1134	-515	474	1413	811	1,33	175	986	598
		6	1065	-479	447	1475	847		170	1017	598

Considerando quindi le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio σ_{amm} = 1600 daN/cm²

b) condizione di fuori esercizio σ_{amm} = 1800 daN/cm²

<u>le verifiche sono soddisfatte</u>

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Giudini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.10 Verifica dei montanti dello schema normale da 2,50

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 e 2500 mm: si rimanda al paragrafo 4.6.1.

- ω è il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalle prove di carico (2,84)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ (39235 N) con σ_{cr} = tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico, per la snellezza considerata

Le sollecitazioni e le tensioni qui riportate sono ricavate nell'Appendice 1

[daN, daNcm, daN/cm²]

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 1° piano (aste 3-4)	esercizio	1	—	—	542	1208	831	1,5	228	1059	456
		2	—	—	562	1151	792		227	1019	448
		3	79	-67	32	1208	831		14	845	310
		4	-94	90	38	1151	792		16	808	300
	fuori esercizio con neve	5	—	—	196	1403	965	1,33	85	1050	399
		6	-332	28	188	1242	855		74	929	376
Esterno 2° piano (aste 11-12)	esercizio	1	2138	-1143	855	1155	795	1,5	346	1141	762
		2	2181	-1177	872	1098	756		340	1096	758
		3	-170	138	68	1155	795		28	823	318
		4	-204	182	82	1098	756		32	788	312
	fuori esercizio con neve	5	772	-433	309	1352	930	1,33	129	1059	502
		6	896	-529	359	1190	819		136	955	491
Interno 1° piano (aste 1-2)	esercizio	1	790	-23	465	938	645	1,5	164	809	405
		2	791	-19	467	994	684		170	854	419
		3	135	-121	54	938	645		19	664	257
		4	136	-116	55	994	684		20	704	271
	fuori esercizio con neve	5	422	-95	215	770	530	1,33	66	596	282
		6	422	-82	220	930	640		73	713	320
Interno 2° piano (aste 9-10)	esercizio	1	-2306	1292	922	903	622	1,5	319	941	739
		2	-2285	1269	914	961	661		327	988	748
		3	320	-308	128	903	622		45	667	291
		4	297	-286	119	961	661		43	704	300
	fuori esercizio con neve	5	-1177	788	471	733	504	1,33	142	646	443
		6	-1117	724	447	896	616		145	761	469

Considerando quindi le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio

σ_{amm} = 1600 daN/mm²

b) condizione di fuori esercizio

σ_{amm} = 1800 daN/mm²

<u>le verifiche sono soddisfatte</u>

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.11 Verifica dei montanti dello schema da 2,50 m con disassamento

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 e 2500 mm: si rimanda al paragrafo 4.6.1

- ω è il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalle prove di carico (2,84)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ (39235 N) con σ_{cr} = tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico, per la snellezza considerata

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

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 1° piano (aste 3-4)	esercizio	1	—	—	354	2134	734	1,5	68	802	312
		2	—	—	338	2133	734		65	799	309
		3	—	—	373	2127	732		71	803	314
		4	—	—	357	2127	732		68	800	311
	fuori esercizio con neve	5	—	—	450	2169	746	1,33	81	827	330
		6	—	—	398	2168	746		72	818	322
Esterno 2° piano (aste 11-12-90)	esercizio	1	-1075	685	430	1111	764	1,5	169	933	512
		2	-1079	666	432	1165	802		176	978	526
		3	-766	650	306	1100	757		120	877	439
		4	-770	630	308	1154	794		125	919	453
	fuori esercizio con neve	5	-1235	811	494	966	665	1,33	166	831	513
		6	-1257	759	503	1119	770		183	953	555

Considerando le seguenti tensioni ammissibili:
a) condizione di esercizio
σ_{amm} = 1600 daN/mm²
b) condizione di fuori esercizio
σ_{Amm} = 1800 daN/mm²

<u>le verifiche sono soddisfatte.</u>
La verifica del montante esterno del 1° piano è stata condotta tenendo conto del raddoppio del montante; a favore di sicurezza si sono raddoppiati i montanti esterni fin sotto il piano della mensola.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.12 Verifica del puntone della mensola dello schema da 2,50 con disassamento

▪ tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
▪ Area della sezione	A	413	mm²
▪ Modulo di resistenza	W	4430	mm³
▪ Raggio di inerzia	i	16	mm
▪ Lunghezza dell'asta	a	2060	mm
▪ Snellezza = a/i [1]	λ	129	
▪ Coefficiente amplificazione [2]	ω	2,31	
▪ Tensione critica euleriana [2]	σ_E	122	N/mm²
▪ Carico critico euleriano = σ_E*A	N_{cr}	50386 N	

[1] La luce libera di inflessione del puntone è calcolata assimilando i vincoli a cerniere
[2] Vedi tabelle 7-IIa e 7-VII della Norma CNR 10011/97

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti che danno le massime tensioni:
[daN, daNcm, daN/cm²]

asta	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
92	esercizio	1	2669	-1335	1067,6	1109	621	1,5	360	981	871
		2	2537	-1267	1015,4	1048	587		334	921	826
		3	2690	-1337	1079,2	1115	624		365	989	877
		4	2559	-1270	1027,4	1053	589		338	927	833
	fuori esercizio con neve	5	3321	-1671	1328,4	1312	734	1,33	459	1193	1067
		6	2944	-1477	1177,6	1138	637		380	1017	940

Considerando le seguenti tensioni ammissibili:
a) condizione di esercizio
σ_{amm} = 1600 daN/mm²
b) condizione di fuori esercizio
σ_{amm} = 1800 daN/mm²

<u>le verifiche sono soddisfatte.</u>

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, essendo:

$P_{c_{r,min}}$ = 3000 daN (Vedi Cert. ISPESL DTS -XI 108/03/PTP del 28/07/03)

$$\mu = \frac{3000}{1148} = 2{,}61 > 2{,}2$$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Alb Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.13 Verifica dei montanti della partenza larga per schema da 2,50 m

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 e 2500 mm: si rimanda al paragrafo 4.6.9.

- ω è il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalle prove di carico (2,37)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ (48734 N) con σ_{cr} = tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico, per la snellezza considerata

Le sollecitazioni e le tensioni qui riportate sono ricavate nell'Appendice 1

[daN, daNcm, daN/cm²]

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 1° piano (aste 77-93)	esercizio	1	—	—	293	557	320	1,5	80	400	223
		2	—	—	307	527	303		83	386	220
		3	—	—	294	556	319		81	400	223
		4	—	—	402	525	302		109	411	248
	fuori esercizio con neve	5	—	—	366	743	427	1,33	104	531	290
		6	—	—	681	657	377		188	565	364
Interno 1° piano (aste 101-102)	esercizio	1	873	-190	448	1288	740	1,5	168	908	509
		2	946	-182	495	1319	757		188	945	533
		3	912	-189	472	1289	740		177	917	518
		4	1187	-181	640	1320	758		244	1002	588
	fuori esercizio con neve	5	1093	-253	555	1460	838	1,33	209	1047	600
		6	—	—	479	1546	888		188	1076	486

Considerando quindi le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio σ_{amm} = 1600 daN/cm²

b) condizione di fuori esercizio σ_{amm} = 1800 daN/cm²

<u>le verifiche sono soddisfatte</u>

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.14 Verifica locale degli irrigidimenti in facciata e in pianta

N. B. Si fà 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, nello schema normale con parasassi da 1,2 m, tali ancoraggi hanno una superficie di competenza pari a 2 piani x 6 campi (4,35 m^2), e che la forza orizzontale massima calcolata nel prospetto V H (N = 750 N) relativa alla verifica locale della diagonale di facciata è relativa a 1 piano x 1 campo (0,624 m^2), tale ancoraggio deve assorbire N = (4,35 / 0,624) x 750 = 5229 N

4.6.14.1 Diagonale di facciata per schema da 1,80 m

▪ 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 H, riporta la massima azione che la diagonale deve assorbire N = 750 N

$$F_{\omega} = \frac{N}{\cos(\alpha)} = \frac{750}{\cos(34{,}72°)} \cong 913\,N$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot F_{\omega}}{A} + \frac{F_{\omega} \cdot e}{W \cdot \left(1 - \frac{1{,}33 \cdot F_{\omega}}{\sigma_{E} \cdot A}\right)} = \frac{7{,}25 \cdot 913}{177} + \frac{913 \cdot 13{,}5}{1008 \cdot \left(1 - \frac{1{,}33 \cdot 913}{35 \cdot 177}\right)} \cong 52{,}5\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

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

$$\mu = \frac{1959}{750} = 2{,}61 > 1{,}5$$

4.6.14.2 Diagonale di facciata per schema da 2,50 m

▪ tubo a sezione circolare	d/s	38/2	mm
▪ Area della sezione	A	226	mm^2
▪ Modulo di resistenza	W	1934	mm^3
▪ Raggio di inerzia	i	12,74	mm
▪ Lunghezza dell'asta	l	2703	mm
▪ Snellezza	λ	213	
▪ Coefficiente amplificazione [1]	ω	5,67	

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

- Tensione critica euleriana [1] σ_E 45 N/mm²
- Angolo di inclinazione rispetto al corrente α 26,24 °
- Eccentricità max dell'asse della diag. rispetto al vincolo e 19 mm

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

Verifica

Il prospetto V L, riporta la massima azione che la diagonale deve assorbire N = 739 N

$$F_d = \frac{N}{\cos(\alpha)} = \frac{739}{\cos(26{,}24°)} \cong 824\ N$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot F_d}{A} + \frac{F_d \cdot e}{W \cdot \left(1 - \frac{1{,}33 \cdot F_d}{\sigma_m \cdot A}\right)} = \frac{5{,}67 \cdot 824}{226} + \frac{824 \cdot 19}{1934 \cdot \left(1 - \frac{1{,}33 \cdot 824}{45 \cdot 226}\right)} \cong 30\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

Dalle prove di compressione riportate nel certificato del Politecnico di Milano n° 2005/4274 del 10/02/06 si ottiene $P_{95\%}$ = 5110 N

$$\mu = \frac{5110}{739} = 6{,}9 > 1{,}5$$

4.6.14.3 Diagonale in pianta per schema da 1,80 m

- tubo a sezione circolare d/s 26,9/2,3 mm
- Area della sezione A 177 mm²
- Modulo di resistenza W 1008 mm³
- Raggio di inerzia i 8,7 mm
- Lunghezza dell'asta l 2018 mm
- Snellezza λ 232
- Coefficiente amplificazione [1] ω 6,69
- Tensione critica euleriana [1] σ_E 38 N/mm²
- Angolo di inclinazione rispetto al corrente α 31,3 °
- 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

Le stilate sono ancorate a piani alterni e la diagonale in pianta è disposta sui piani ancorati, in tutti i campi..

Le massime azioni che le diagonali devono assorbire sono:

- parallele alla facciata N = 400 N (vedi prospetto V H)

$$F''_{d,p} = \frac{N \cdot n_p}{\cos(\alpha)} = \frac{400 \cdot 2}{\cos(31{,}3°)} = 934\ N$$

ove n_p è il numero di piani stabilizzati

- perpendicolari alla facciata N = 988 N (vedi prospetto V H)

$$F''_{d,p} = \frac{N \cdot n_p}{n_d \cdot sen(\alpha)} = \frac{988 \cdot 2}{2 \cdot sen(31{,}3°)} = 1902\ N$$

ove n_d è il numero di diagonali che lavorano e n_p è il numero di piani stabilizzati da un ordine continuo di diagonali

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

La verifica di stabilità è assicurata essendo, nel caso più critico

$$\sigma = \frac{\omega \cdot F_{d'}}{A} + \frac{F_{d'} \cdot e}{W \cdot \left(1 - \frac{1,33 \cdot F_{d'}}{\sigma_{cr} \cdot A}\right)} = \frac{6,69 \cdot 1902}{177} + \frac{1902 \cdot 13,5}{1008 \cdot \left(1 - \frac{1,33 \cdot 1902}{38 \cdot 177}\right)} \cong 113\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

Dalle prove di compressione riportate nel certificato ENPI n° 161672-161676 del 03/04/74 si ottiene il valore sperimentale per la verifica delle forze parallele al piano di facciata: $P_{95\%}$ = 3390 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 $\mu_{n,comp} = \frac{n_d \cdot P'_{95\%}}{F''_{d,n} \cdot n_p} = \frac{2 \cdot 3390 \cdot 0.584}{988 \cdot 2} = 2,0 > 1,5$

ove n_d è il numero di diagonali che lavorano e n_p è il numero di piani stabilizzati da un ordine continuo di diagonali

b) per vento parallelo al piano di facciata $\mu_{p,comp} = \frac{P'_{95\%}}{F''_{d,p}} = \frac{3390}{400} = 8,4 > 1,5$

4.6.14.4 Diagonale in pianta per schema da 2,5 m

▪ tubo a sezione circolare	d/s	38/2	mm
▪ Area della sezione	A	226	mm^2
▪ Modulo di resistenza	W	1934	mm^3
▪ Raggio di inerzia	i	12,74	mm
▪ Lunghezza dell'asta	l	2645	mm
▪ Snellezza	λ	208	
▪ Coefficiente amplificazione [1]	ω	5,42	
▪ Tensione critica euleriana [1]	σ_E	47	N/mm^2
▪ Angolo di inclinazione rispetto al corrente	α	23,4	°
▪ Eccentricità max dell'asse della diag. rispetto al vincolo	e	19	mm

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

Le stilate sono ancorate a piani alterni e la diagonale in pianta è disposta sui piani ancorati, in tutti i campi..

Le massime azioni che le diagonali devono assorbire sono:

- parallele alla facciata N = 371 (vedi prospetto V L)

$$F''_{d,p} = \frac{N \cdot n_p}{\cos(\alpha)} = \frac{371 \cdot 2}{\cos(23,4°)} = 809\ N$$

ove n_p è il numero di piani stabilizzati

- perpendicolari alla facciata N = 1372 N (vedi prospetto V L)

$$F''_{d,p} = \frac{N \cdot n_p}{n_d \cdot sen(\alpha)} = \frac{1372 \cdot 2}{2 \cdot sen(23,4°)} = 3455\ N$$

ove n_d è il numero di diagonali che lavorano e n_p è il numero di piani stabilizzati da un ordine continuo di diagonali

La verifica di stabilità è assicurata essendo, nel caso più critico

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

$$\sigma = \frac{\omega \cdot F_{ef}}{A} + \frac{F_{ef} \cdot e}{W \cdot \left(1 - \frac{1{,}33 \cdot F_{ef}}{\sigma_{cr} \cdot A}\right)} = \frac{5{,}42 \cdot 3455}{226} + \frac{3455 \cdot 19}{1934 \cdot \left(1 - \frac{1{,}33 \cdot 3455}{47 \cdot 226}\right)} \cong 143\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

Dalle prove di compressione riportate nel certificato Politecnico di Milano n° 2005/4276 del 10/02/06 si ottiene il valore sperimentale per la verifica delle forze parallele al piano di facciata: $P_{95\%}$ = 7710 N

Per azioni perpendicolari al piano di facciata, tenendo conto della modalità di prova, il valore si riduce nel rapporto 1,05/2,5 = 0 ,42

Con riferimento al certificato sopra citato i coefficienti di sicurezza risultano

a) per vento ortogonale al piano di facciata $\mu_{n,comp} = \frac{n_d \cdot P'_{95\%}}{F'_{d,p} \cdot n_p} = \frac{2 \cdot 7710.42}{1372 \cdot 2} = 2{,}36 > 1{,}5$

ove n_d è il numero di diagonali che lavorano n_p è il numero di piani stabilizzati da un ordine continuo di diagonali

b) per vento parallelo al piano di facciata $\mu_{p,comp} = \frac{P'_{95\%}}{F'_{d,p}} = \frac{7710}{371} = 20{,}7 > 1{,}5$

4.6.14.5 Tavola da 0,49 per schema da 1,80 m

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

- parallele alla facciata N = 400 N
- perpendicolari alla facciata N = 988 N

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 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 $\mu_{n,comp} = \frac{n_d \cdot P'_{95\%}}{F'_{d,n}} = \frac{2 \cdot 9540 \cdot 0.584}{988} = 11{,}1 > 1{,}5$

ove n_d è il numero di campi che lavorano

b) per vento parallelo al piano di facciata $\mu_{p,comp} = \frac{P'_{95\%}}{F'_{d,p}} = \frac{9540}{400} = 23{,}8 > 1{,}5$

4.6.14.6 Tavola da 0,33 per schema da 2,50 m

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

- parallele alla facciata N = 371 N
- perpendicolari alla facciata N = 1372

Dalle prove di compressione riportate nel Cert. Politecnico di Milano n° 2005/4275 del 27/01/06 si ottiene il valore sperimentale per la verifica delle forze parallele al piano di facciata: $P_{95\%}$ = 5520 N. Per azioni perpendicolari al piano di facciata, tenendo conto della modalità di prova, il valore si riduce nel rapporto 1,05/2,5 = 0 ,42

Con riferimento al certificato sopra citato i coefficienti di sicurezza risultano

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

a) per vento ortogonale al piano di facciata $\mu_{n,comp} = \frac{n_d \cdot P'_{95\%}}{F'_{d,n}} = \frac{2 \cdot 5520 \cdot 0.42}{1372} = 3{,}3 > 1{,}5$

ove n_d è il numero di campi che lavorano

b) per vento parallelo al piano di facciata $\mu_{p,comp} = \frac{P'_{95\%}}{F'_{d,p}} = \frac{5520}{371} = 14{,}88 > 1{,}5$

4.6.15 Verifica del traverso

traverso

- tubo ϕ/s 48,3/2,9 mm
- Modulo di resistenza W 4430 mm^3

Dall'analisi riportata nell'Appendice 1, la condizione più gravosa è quella di servizio per schema con passo 2,5 m. Il massimo momento è pari a M = 407900 Nmm
A tale sollecitazione corrisponde una tensione massima:

$$\sigma = \frac{407900}{4430} = 93\ N/mm^2 < 160\ N/mm^2$$

4.6.16 Verifica del corrente di parapetto da 1,8 m

- tubo a sezione circolare ϕ/s 26,9/2,3 mm
- Momento d'inerzia J 13563 mm^4
- Modulo di resistenza W 1008 mm^3
- Interasse campata l 1800 mm

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

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

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

Sotto la azione Q = 300 N la freccia risulta:

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

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

f' = f x 1250/300 = 54 mm < 200 mm

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

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

4.6.17 Verifica del corrente di parapetto da 2,5 m

- tubo a sezione circolare ϕ/s 38/2 mm
- Momento d'inerzia J 36756 mm^4

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

- Modulo di resistenza W 1934 mm^3
- Interasse campata l 1800 mm

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

$$M_{max} = 300 \cdot \frac{2,5}{4} = 187,5 \ Nm$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{187500}{1934} = 97 \ N/mm^2 < 160 \ N/mm^2$$

Sotto la azione Q = 300 N la freccia risulta:

$$f = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{300 \cdot (2500)^3}{206000 \cdot 36756} = 12,8 \ mm < 35 \ mm$$

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

f' = f x 1250/300 ≅ 54 mm < 200 mm

Dal Cert. Politecnico di Milano n° 2005/4268 del 27/02/06 risulta un valore minimo di rottura Nr = 7000 N

$$\mu = \frac{7000}{300} \cong 23,3 > 2,2$$

4.6.18 Verifica del montante di sommità

- tubo a sezione circolare d/s 48,3/2,9 mm
- Modulo di resistenza W_1 4430 mm^3

W = 2 x W_1 = 8860 (a sicurezza)

La verifica viene condotta per una azione Q = 300 N agente ad 1,00 m di altezza sopra il piano di calpestio.
Sotto tale azione si ha:

$$M_{max} = Q \cdot 1,0 = 300 \cdot 1,0 = 300 \ Nm \cong 300000 \ Nmm$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{300000}{8860} = 33,9 \ N/mm^2 < \sigma_{amm}$$

Dopo un calcolo ad elementi finiti e tenendo approssimativamente conto del gioco tra il tubo e lo spinotto (48,3-2,9x2 – 40 = 2,5 mm) si ammette sicuramente che, in entrambi i casi le frecce per Q = 30 daN e Q = 125 daN risultano rispettivamente < 3,5 cm < 20 cm come confermato dai risultati sperimentali.
Alle prove effettuate sull'asta di parapetto integrata è risultato un carico minimo di rottura N_r = 1950 N (Vedi Cert. ISPESL DTS-XI 105/03/PTP del 28/07/03)

Con riferimento a tale valore si è realizzato rispetto al carico q = 300 N un grado di sicurezza di almeno:

$$\mu = \frac{1950}{300} = 6,5 > 2,2$$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.19 Verifica della spina a verme

tondo	d	10	mm
Area sezione	A	78	mm²
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 L, riporta le massime azioni orizzontali:

a) Piano 10° - N = 1372 N

b) Piano 9° - N = 1346 N

$$T = \frac{1372 \cdot 4000 + 1346 \cdot 2000}{1050} = 7791\,N$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{7791}{2 \cdot 78} \cong 67\,N/mm^2 < \tau_{amm} = 104\,N/mm^2$$

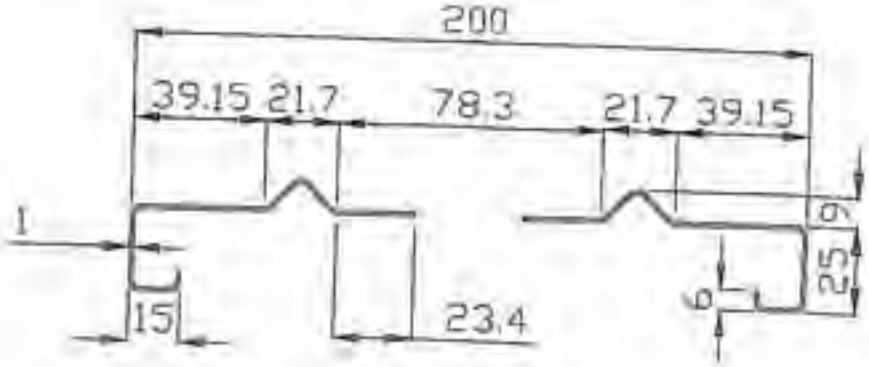
Confronto con i risultati sperimentali

Il rapporto tra il minimo dei carichi di rottura N_r registrato alle prove (Vedi Certificato 2006/2274 del 08/05/06) ed il carico dovuto alle condizioni di servizio è

$$\mu = \frac{40900}{5117} = 8{,}0 > 2{,}2$$

4.6.20 Verifica del fermapiedi

lamiera sagomata	b/l	1-2500	mm
Area della sezione reagente	A	264,5	mm²
Momento d'inerzia	J	23747	mm³
Modulo di resistenza inferiore	W_i	1288	mm³
Modulo di resistenza superiore	W_s	2055	mm³
Tensione ammissibile	σ_{amm}	160	N/mm²



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

08/05/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

N°	b [mm]	h [mm]	A [mmq]	y [mm]	Sx [mm3]	ys' [mm]	Jg' [mm4]	Js [mm4]
2,00	62,55	1,00	125,10	24,50	3064,95	-5,32	10,43	3544,84
4,00	1,00	9,00	36,00	29,50	1062,00	-10,32	243,00	3836,44
2,00	1,00	24,00	48,00	12,50	600,00	6,68	2304,00	2139,85
2,00	15,00	1,00	30,00	0,50	15,00	18,68	2,50	10464,73
2,00	1,00	5,00	10,00	3,50	35,00	15,68	20,83	2457,63
T.			249,10		4776,95		2580,76	22443,49
						Js=(Jg'_T)+(Js_T)		25024,24

posizione baricentro	mm	19,18	Y
momento d'inerzia	mm4	25024	Jtot
modulo di resistenza	mm3	1305	Winf
	mm3	1686	Wsup

La verifica viene condotta per una azione Q = 300 N agente alla mezzeria del fermapiede
Sotto tale azione si ha:

$$f = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{300 \cdot (2500)^3}{206000 \cdot 25024} = 18{,}9\ mm < 20\ mm$$

$$M_{max} = 300 \cdot \frac{2{,}5}{4} = 187{,}5\ \ Nm$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{187500}{1305} = 144\ N/mm^2\ \ < 160\ N/mm^2$$

Dal certificato Politecnico di Milano n° 2005/4267 del 16/02/06, su campo 2,5 m, risulta un valore minimo di rottura $N_{5\%} = 800$ N

$$\mu = \frac{800}{300} = 2{,}6 > 1{,}5$$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.21 Verifica della scala

Piolo			
tubo a sezione circolare	ϕ/s	22x2	mm
Area	A	125	mm^2
Modulo di resistenza	W	576	mm^3
Lunghezza dell'asta	a	353	mm
Tensione ammissibile	τ_{amm}	92	N/mm^2
Tensione ammissibile	σ_{amm}	160	N/mm^2

Montante			
tubo a sezione circolare	ϕ/s	32x2	mm
Area della sezione	A	188,5	mm^2
Modulo di resistenza	W	1331	mm^3
Raggio di inerzia	i	10,6	mm
Lunghezza dell'asta	a	2020	mm
Snellezza = a/i [1]	λ	191	
Angolo di inclinazione	α	75°	
Coefficiente amplificazione [2]	ω	4,58	
Tensione critica euleriana [2]	σ_E	56	N/mm^2
Tensione ammissibile	σ_{amm}	160	N/mm^2

[1] La luce di libera inflessione del montante è calcolata assimilando i vincoli a cerniere
[2] Vedi tabelle 7-IIIa e 7-VII della Norma CNR 10011

Verifica del montante

Il montante della scala, in relazione all'inclinazione rispetto alla verticale, definita dalla sua lunghezza, dal sistema di vincolo e dall'altezza dei piani del ponteggio è assoggettato ad una azione assiale (N) e ad un momento (M).
La verifica del montante viene effettuata considerando l'azione Q_m su un montante pari al 75% di quella massima prevista nelle verifiche locali (1500 N):

$$Q_m = 0{,}75 \cdot 1500 = 1125 \ N$$

$$M_{max} = \frac{1125 \cdot 2000 \cdot \cos(75°)}{4} = 145586 \ Nmm$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot Q_m}{A} + \frac{M_{max}}{W \cdot \left(1 - \frac{1{,}5 \cdot Q_m}{N_{cr}}\right)} = \frac{4{,}58 \cdot 1125}{188{,}5} + \frac{136081}{1331 \cdot \left(1 - \frac{1{,}5 \cdot 1125}{188{,}5 \cdot 56}\right)} = 149 \ N/mm^2 < 160 \ N/mm^2$$

Verifica del piolo

Nel piolo - considerato incastrato sui montanti e caricato in mezzeria dall'intero carico di servizio Q = 150 daN - la tensione risulta:

$$\sigma = \frac{Q \cdot l}{8} \cdot \frac{1}{W} = \frac{1500 \cdot 353}{8} \cdot \frac{1}{576} = 115 \ N/mm^2 < 160 \ N/mm^2$$

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{A} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1500}{125} = 18 \ N/mm^2 < 92 \ N/mm^2$$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{115^2 + 3 \cdot 18^2} \cong 120\ N/mm^2 < 160\ N/mm^2$$

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° 2005/4247 del 24/02/06) ed il carico dovuto alle condizioni di servizio

$$Q_n = 1500 \cdot \cos(75°) = 388\ N$$

fornisce il grado di sicurezza $\mu = \dfrac{3500}{388} \cong 9{,}0 > 2{,}2$

4.6.22 Verifica della tavola 0,490x1,8 m

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 [mmq]	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.			846,60		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	8364	Winf
	mm3	18826	Wsup

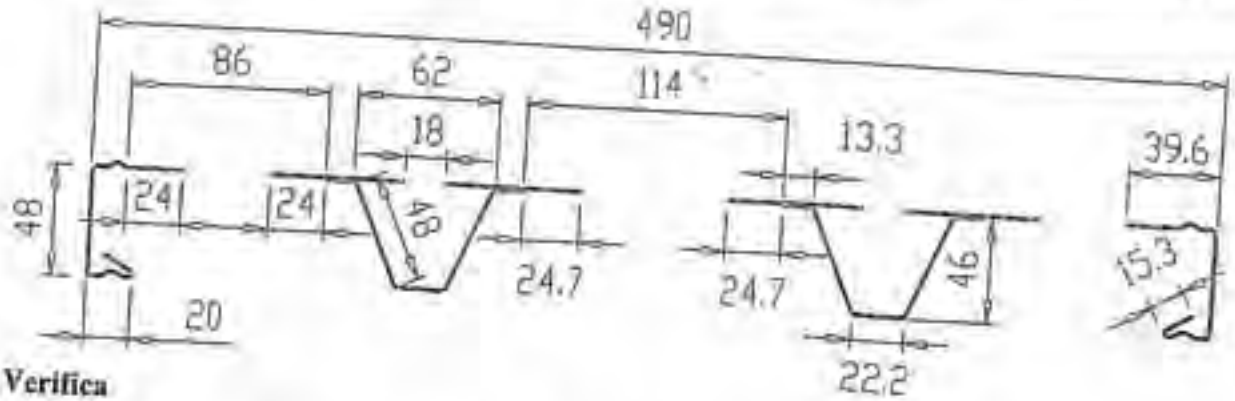
Si ricorda che : $Y = \sum A_i * y_i / \sum A_i$; $J_{tot} = \sum J_g + \sum A_i * (Y - y_i)^2$;

ove $J_g = \dfrac{J_\xi + J_\eta}{2} + \dfrac{J_\xi - J_\eta}{2} \cdot \cos(2 \cdot \alpha)$ per assi ξ, η inclinati

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante



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= 300x0,49 = 147 daN/m)
2 - carico concentrato Q_2 =300 daN applicato su una superficie di 0,5 x 0,5 m.
3 - carico concentrato Q_3 = 100 daN applicato su una superficie di 0,2 m x 0,2 m.
4 - carico ripartito q'_4 = 500 daN/m² applicato su una superficie parziale avente area A_c =0,4 $A_{impalcato}$; $A_{impalcato}$ = (0,49x2)x1,8=1,764 m² (A_c=0,4x1,764=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 x a= 0,49x1,8 = 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 x l = 500x0,49 = 245 daN/ m

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

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

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

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

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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:

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_1}{100} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1{,}5 \cdot (180)^4}{2060000 \cdot 27{,}8} = 0{,}36\ cm$$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{300 \cdot (180)^3}{2060000 \cdot 27{,}8} = 0{,}64\ cm$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_3 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{100 \cdot (180)^3}{2060000 \cdot 27{,}8} = 0{,}22\ cm$$

$$f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_4}{100} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2{,}48 \cdot (180)^4}{2060000 \cdot 27{,}8} = 0{,}6\ cm$$ (a favore di sicurezza si è considerato q_4 su tutta la luce 1,8 m)

I valori sono inferiori ai valori di riferimento:

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

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

Le tensioni massime risultano:

<u>Nel manto</u>

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

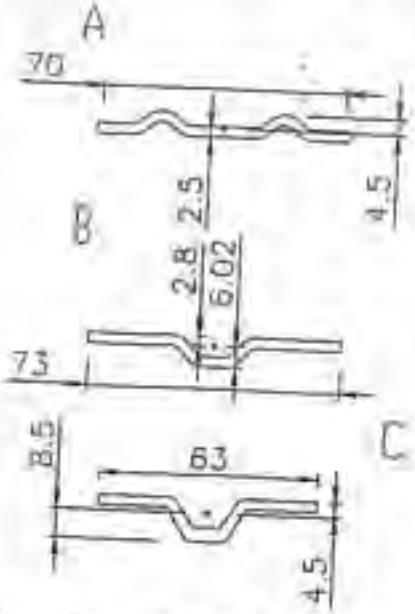
<u>Nel gancio di appoggio</u>

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante



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 σ_{amm} = 1600 daN/cm2, 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:

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

(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 daN, la sollecitazione che agisce sui punti tox è:

(*) 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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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

$$T = \frac{1279{,}2}{4} = 319{,}8\ daN$$ (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:

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

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

- 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:

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

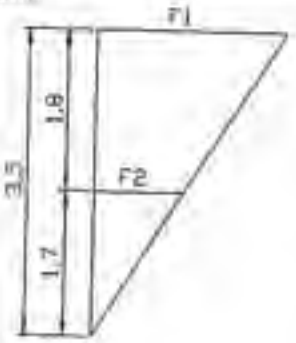
Spalmando tale momento su tutta la larghezza della tavola (49 cm) si ha:

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

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:

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

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

$F_1 = 29{,}27\ daN$

$F_2 = 60{,}28\ daN$

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 daN (Vedi Cert. Politecnico di Milano n° 2004/1049 del 07/04/04)

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

4.6.23 Verifica della tavola con botola da 0,49x1,8

I valori statici della sezione dell'impalcato sono relativi alla sezione più debole ove lavorano i due longheroni longitudinali (C 50x30x15x2) e valgono:

(relativi a un profilo)

A = 2,53 cm²

J_y = 9,4 cm⁴

W = 3,761 cm³

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= 300x0,494 = 147,9 daN/m)
2 - carico concentrato Q_2 = 295,8 daN applicato su una superficie di 0,494x0,5 m.
3 - carico concentrato Q_3 = 100 daN applicato su una superficie di 0,2 m * 0,2 m.
4 - carico ripartito q'_4 = 500 daN/m² applicato su una superficie parziale avente area A_c =0,4 $A_{impalcato}$; $A_{impalcato}$ = (0,494x2)x1,8=1,7748 m² (A_c=0,4x1,7748= 0,71 m²)

Essendo G (peso tavola) = 22 daN; a = 1,80 cm; l = 0,493 m ;

q_1 = G/a = 12,22 daN/m

$q_2 = Q_2/0,5 = 295,8/0,5 = 591,6$ daN/ m

$q_3 = Q_3/0,2 = 100/0,2 = 500$ daN/ m

$A_{tavola} = lxa = 0,494x1,8 = 0,8874\ m^2 > 0,71m^2$
$q''_4 = q'_4 = 500$ daN/ m^2
$l_{tv4} = 0,71/0,494 = 1,44\ m^2$
$q_4 = q''_4 \times l = 500x0,494 = 246,5$ daN/ m

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

$$M_1 = (q_1 + q_1)\cdot\frac{a^2}{8} = 65,7\ daNm$$

$$M_2 = \frac{q_1\cdot(a)^2}{8} + \frac{q_2\cdot 0,5}{2}\cdot\frac{a}{2} - \frac{q_3\cdot\left(\frac{0,5}{2}\right)^2}{2} = 8,45 + 135 - 18,75 = 119,2\ daNm$$

$$M_3 = \frac{q_1\cdot(a)^2}{8} + \frac{q_3\cdot 0,2}{2}\cdot\frac{a}{2} - \frac{q_3\cdot\left(\frac{0,2}{2}\right)^2}{2} = 47,5\ daNm$$

$$M_4 = \frac{q_1\cdot(a)^2}{8} + \frac{q_4\cdot l_4\cdot a}{4} - \frac{q_4\cdot(l_4)^2}{8} = 102,1\ daNm$$

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 a (180+33) = 213 mm dall'appoggio.

$$R_1 = \frac{G}{2} + \frac{q_1\cdot a}{2} = 144\ daN$$

$$R_2 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2\cdot(1,8 - 0,283)}{1,8} = 260,3\ daN$$

$$R_3 = \frac{G}{2} + \frac{Q_3\cdot(1,8 - 0,283)}{1,8} = 95,3\ daN$$

$$R_4 = \frac{G}{2} + \frac{q_4\cdot l_4}{2} = 188,5\ daN$$

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

$$f_1 = \frac{5}{384}\cdot\frac{\frac{q_1}{100}\cdot(a)^4}{EJ} = \frac{5}{384}\cdot\frac{1,479\cdot(180)^4}{2060000\cdot 18,8} = 0,52\ cm$$

$$f_2 = \frac{1}{48}\cdot\frac{Q_2\cdot(a)^3}{EJ} = \frac{1}{48}\cdot\frac{295,8\cdot(180)^3}{2060000\cdot 18,8} = 0,93\ cm$$

$$f_3 = \frac{1}{48}\cdot\frac{Q_3\cdot(a)^3}{EJ} = \frac{1}{48}\cdot\frac{100\cdot(180)^3}{2060000\cdot 18,8} = 0,31\ cm$$

$$f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_4}{100} \cdot (a_2)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,465 \cdot (180)^4}{2060000 \cdot 18,8} = 0,87\ cm$$

I valori sono inferiori ai valori di riferimento:

$f_{amm} = a / 100 = 1,8$ cm

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

Le tensioni massime risultano:

Nel manto

$$\sigma = \frac{M_2}{2 \cdot W'} = \frac{11920}{2 \cdot 3,761} = 1585\ daN/cm^2 < 1600\ daN/cm^2$$

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:

$$M_{min} = \frac{1215}{2} \cdot \frac{1,8 - 0,26}{2} = 467,7\ daNm$$

(Vedi Certificato di Milano n° 2005/4265 del 25/01/06)

$$\mu = \frac{467,7}{119,2} = 3,9 > 2,2$$

4.6.24 Verifica della tavola da 330x2500

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

lamiera sagomata	b-l	330-2500	mm
Area della sezione reagente	A	6,04	cm²
Momento d'inerzia	J	20,51	cm⁴
Modulo di resistenza inferiore	W_1	6,49	cm³
Modulo di resistenza superiore	W_2	11,14	cm³
Tensione ammissibile	σ_{amm}	2130	daN/cm²

N°	b [mm]	h [mm]	A [mmq]	y [mm]	Sx [mm3]	ys' [mm]	Jg' [mm4]	Js [mm4]
1,00	204,40	1,00	204,40	49,50	10117,80	-17,91	17,03	65543,15
2,00	1,00	48,00	96,00	25,00	2400,00	6,59	18432,00	4172,88
2,00	50,00	1,00	100,00	24,50	2450,00	7,09	18485,35	5031,04
2,00	20,00	1,00	40,00	0,50	20,00	31,09	3,33	38670,95
1,00	25,00	2,00	50,00	6,00	300,00	25,59	16,67	32750,04
1,00	2,00	42,00	84,00	28,00	2352,00	3,59	12348,00	1084,40
2,00	15,00	1,00	30,00	48,50	1455,00	-16,91	2,50	8575,41
T.			604,40		19094,80		49304,88	156827,87
						Js=(Jg'_T)+(Js_T)		205132,75

posizione baricentro	mm	31,59	Y
momento d'inerzia	mm4	205133	Jtot
modulo di resistenza	mm3	6493	Winf
		11144	Wsup

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

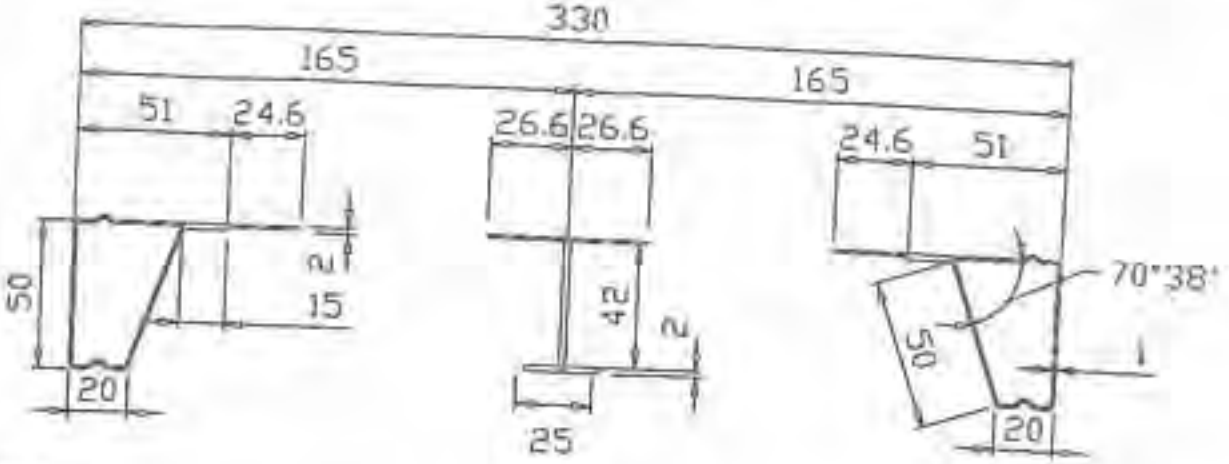
03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Secondo la 10022, la lunghezza dell'area efficace della parte superiore del manto è 204,4 mm.

Si ricorda che : $Y = \sum A_i \cdot y_i / \sum A_i$; $J_{nu} = \sum J'_g + \sum A_i \cdot (Y - y_i)^2$;

ove $J'_g = \frac{J_\xi + J_\eta}{2} + \frac{J_\xi - J_\eta}{2} \cdot \cos(2 \cdot \alpha)$ 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= 300x0,33 = 99 daN/m)
2 - carico concentrato Q_2 =300x0,33/0,5= 198daN applicato su una superficie di 0,33x0,5 m
3 - carico concentrato Q_3 = 100 daN applicato su una superficie di 0,2 m x 0,2 m.
4 - carico ripartito q'_4 = 500 daN/m² applicato su una superficie parziale avente area A_c =0,4 $A_{impalcato}$; $A_{impalcato}$ = (0,33x3)x2,5=2,475 m² (A_c=0,4x2,475=0,99 m²)

Essendo G (peso tavola) = 14,2 daN; a = 2,50 cm; l = 0,33 m ;

q_1 = G/a = 5,68 daN/m

q_2 = Q_2/0,5 = 198/0,5 = 396 daN/ m

q_3 = Q_3/0,2 = 100/0,2 = 500 daN/ m
A_{tavola} = l x a= 0,33x2,5 = 0,825 m² < 0,99 m²
q''_4 = q'_4 = 500 daN/ m²
l_4 = 2,5 m
q_4 = q''_4 x l = 500x0,330 = 165 daN/ m

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

$$M_1 = (q_1 + q_1) \cdot \frac{a^2}{8} \cong 81{,}78\ daNm$$

$$M_2 = \frac{q_1 \cdot (a)^2}{8} + \frac{q_2 \cdot 0{,}5}{2} \cdot \frac{a}{2} - \frac{q_2 \cdot \left(\frac{0{,}5}{2}\right)^2}{2} = 115{,}8\ daNm$$

$$M_3 = \frac{q_1 \cdot (a)^2}{8} + \frac{q_3 \cdot 0{,}2}{2} \cdot \frac{a}{2} - \frac{q_3 \cdot \left(\frac{0{,}2}{2}\right)^2}{2} = 64{,}4\ daNm$$

$$M_4 = \frac{q_1 \cdot (a)^2}{8} + \frac{q_4 \cdot (a)^2}{8} \cong 133{,}35\ daNm$$

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.

$$R_1 = \frac{G}{2} + \frac{q_1 \cdot a}{2} \cong 130{,}85\ daN$$

$$R_2 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2 \cdot (2{,}5 - 0{,}28)}{2{,}5} = 182{,}9\ daN$$

$$R_3 = \frac{G}{2} + \frac{Q_3 \cdot (2{,}5 - 0{,}13)}{2{,}5} = 101{,}9\ daN$$

$$R_4 = \frac{G}{2} + \frac{q_4 \cdot a}{2} = 213{,}35\ daN$$

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

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_1}{100} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0{,}99 \cdot (250)^4}{2060000 \cdot 20{,}51} = 1{,}19\ cm$$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{198 \cdot (250)^3}{2060000 \cdot 20{,}51} = 1{,}52\ cm$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_3 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{100 \cdot (250)^3}{2060000 \cdot 20{,}51} = 0{,}77\ cm$$

$$f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_4}{100} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1{,}65 \cdot (250)^4}{2060000 \cdot 20{,}51} = 1{,}98\ cm$$

I valori sono inferiori ai valori di riferimento:

$f_{amm} = a_2 / 100 = 2{,}5$ cm

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

Le tensioni massime risultano:

<u>Nel manto</u>

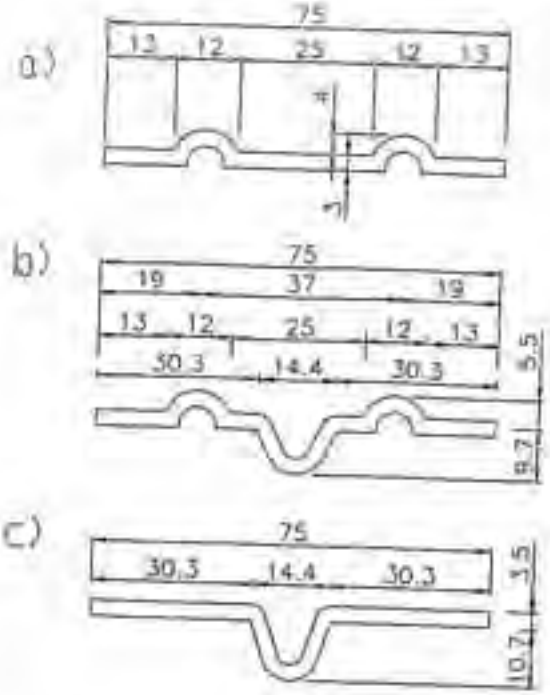
$$\sigma = \frac{M_2}{W} = \frac{13335}{6{,}49} = 2055\ daN/cm^2 < 2130\ daN/cm^2$$

<u>Nel gancio di appoggio</u>

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappr.



$$\sigma = \frac{R_4 \cdot b}{W}$$

Le sezioni a), b) e c) si trovano rispettivamente a 20,5, 27,7 mm e 31,7 dall'appoggio; considerando R_4 e le caratteristiche geometriche di ogni gancio nelle due sezioni si ha:

	y_g [mm]	J [mm^4]	W [mm^3]	M_{max} [N mm]	σ_{max} [N/mm^2]
a)	3	707x2	176x2	43737	125
b)	2,5	2846x2	293x2	59098	100
c)	2,5	3557x2	332x2	67632	102

Tenendo conto che $\sigma_{amm} = 160$ N/mm^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:

$$M_{min} = \frac{555}{2} \cdot \frac{2,5 - 0,26}{2} = 310,8\ daNm$$

(Vedi Certificato Politecnico di Milano n° 2005/4264 del 25/01/06)

$$\mu = \frac{310,8}{133,35} = 2,33 > 2,2$$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.25 Verifica del ponteggio con piazzola di carico 0,555 x 1,8

4.6.25.1 Tavole

La piazzola di carico è formata da tavole metalliche disposte nella direzione parallela alla facciata e poggianti su due mensole.

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

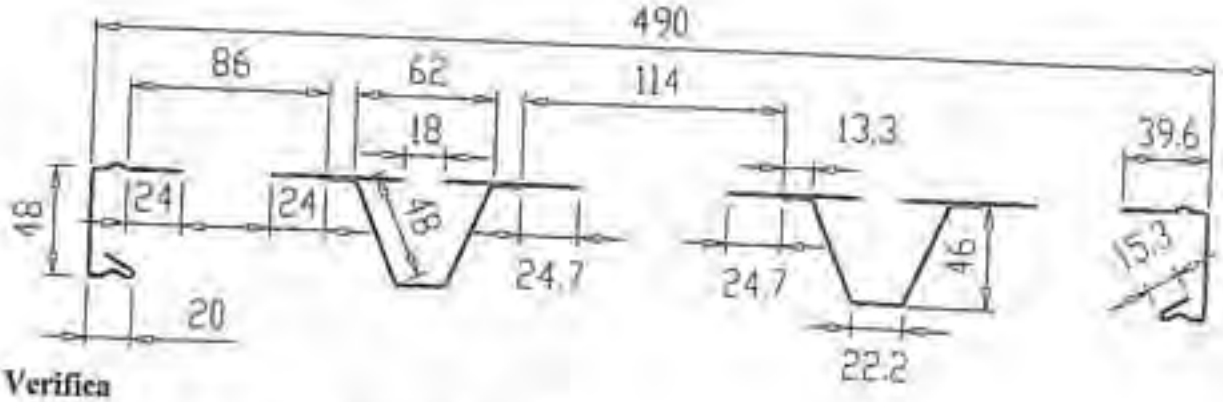
Iamiera sagomata	b-l	490-1800	mm
Area della sezione reagente	A	8,48	cm^2
Momento d'inerzia	J	27,8	cm^4
Modulo di resistenza inferiore	W_i	8,38	cm^3
Modulo di resistenza superiore	W_s	18,82	cm^3
Tensione ammissibile	σ_{amm}	1600	daN/cm^2

N°	b [mm]	h [mm]	A [mmq]	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 : $Y = \sum A_i * y_i / \sum A_i$; $J_{tot} = \sum J'_\xi + \sum A_i * (Y - y_i)^2$;

ove $J'_\xi = \frac{J_\xi + J_\eta}{2} + \frac{J_\xi - J_\eta}{2} \cdot \cos(2 \cdot \alpha)$ per assi ξ, η inclinati



Verifica

Si considerano le seguenti verifiche locali:

1 - carico di servizio (q_1= 450x0,49 ≅ 220,5 daN/m)
2 - carico concentrato Q_2 =300x0,49/0,5=294 daN applicato su una superficie di 0,49x0,5 m
3 - carico concentrato Q_3 = 100 daN applicato su una superficie di 0,2 m x 0,2 m
4 - carico ripartito q'_4 = 750 daN/m² applicato su una superficie parziale avente area
A_c =0,4 $A_{impalcato}$; $A_{impalcato}$ = 0,55x1,8≅1,0 m² (A_c=0,4x1,0=0, 4 m²)

Essendo G (peso tavola) = 15,0 daN; a = 1,80 cm; l = 0,490 m ;

q_1 = G/a = 8,33 daN/m

q_2 = Q_2/0,5 = 294/0,5 = 588 daN/ m

q_3 = Q_3/0,2 = 100/0,2 = 500 daN/ m

A_{tavola} = l x a= 0,49x1,8 = 0,882 m² > 0,4 m²
q''_4 = q'_4 = 750 daN/ m²
l_4 = 0,4/0,49 ≅ 0,82 m
q_4 = q''_4 x l = 750x0,490 ≅ 368 daN/ m

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

$$M_1 = (q_1 + q_1)\cdot\frac{a^2}{8} = 92{,}7\ daNm$$

$$M_2 = \frac{q_1\cdot(a)^2}{8} + \frac{q_2\cdot 0{,}5}{2}\cdot\frac{a}{2} - \frac{q_2\cdot\left(\frac{0{,}5}{2}\right)^2}{2} = 117{,}4\ daNm$$

$$M_3 = \frac{q_1\cdot(a)^2}{8} + \frac{q_3\cdot 0{,}2}{2}\cdot\frac{a}{2} - \frac{q_3\cdot\left(\frac{0{,}2}{2}\right)^2}{2} = 45{,}9\ daNm$$

$$M_4 = \frac{q_1\cdot(a)^2}{8} + \frac{q_4\cdot l_4\cdot a}{4} - \frac{q_4\cdot(l_4)^2}{8} = 108{,}3\ daNm$$

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.

$$R_1 = \frac{G}{2} + \frac{q_1\cdot a}{2} = 206\ daN$$

$$R_2 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2\cdot(1{,}8 - 0{,}28)}{1{,}8} = 255{,}9\ daN$$

$$R_3 = \frac{G}{2} + \frac{Q_3\cdot(1{,}8 - 0{,}13)}{1{,}8} = 100{,}4\ daN$$

$$R_4 = \frac{G}{2} + q_4\cdot l_4 - \frac{q_4\cdot l_4^2}{2\cdot l} = 240{,}6\ daN$$

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_1}{100} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2{,}205 \cdot (180)^4}{2060000 \cdot 27{,}8} \cong 0{,}52\ cm$$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{294 \cdot (180)^3}{2060000 \cdot 27{,}8} \cong 0{,}62\ cm$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_3 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{100 \cdot (180)^3}{2060000 \cdot 27{,}8} \cong 0{,}22\ cm$$

$$f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_4}{100} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3{,}68 \cdot (180)^4}{2060000 \cdot 27{,}8} \cong 0{,}87\ cm$$ (a favore di sicurezza si è considerato q_4 su tutta la luce 1,8 m)

Per la verifica si rimanda alla medesima tavola del ponteggio con carichi di esercizio.

4.6.25.2 Mensola da 0,555 per piazzola di carico

Si esamina l'elemento più sollecitato che è il puntone.

▪ tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
▪ Area della sezione	A	413	mm^2
▪ Modulo di resistenza	W	4430	mm^3
▪ Raggio di inerzia	i	16	mm
▪ Lunghezza dell'asta	a	1353	mm
▪ Snellezza = a/i [1]	λ	85	
▪ Coefficiente amplificazione [2]	ω	1,37	
▪ Tensione critica euleriana [2]	σ_E	281	N/mm^2
▪ Carico critico euleriano = σ_E x A	N_{cr}	116053 N	

[1] La luce libera di inflessione del puntone è calcolata assimilando i vincoli a cerniere
[2] Vedi tabelle 7-IIa e 7-VII della Norma CNR 10011

Dall'analisi sulla tavola si ha che la massima azione agente sul traverso della mensola è R_2 = 255,9 daN; a favore di sicurezza si considera l'intera forza per la verifica del puntone:

$$\sigma_1 = \frac{1{,}4 \cdot 2559}{413} \cong 8{,}7\ N/mm^2 \leq 180\ N/mm^2 = \sigma_{amm}$$

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 P_{cr}, essendo:

$P_{c_{r,min}}$ = 4850 daN (Vedi Cert. Politecnico di Milano n° 2005/4265 del 06/02/2006)

$$\mu = \frac{4850}{255{,}9} \cong 19 > 2{,}2$$

4.6.25.3 Montante

tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
Area della sezione	A	4,13	cm^2
Modulo di resistenza	W	4,43	cm^3

- $\omega = 2{,}84$ (vedi punto 4.6.10)
- $N_{cr} = 39235$ N (vedi punto 4.6.10)

All'azione assiale del montante più sollecitato risultante dalla verifica dello schema normale (vedi punto 4.6.10) si somma N = 2559/2 = 1280 N; inoltre si ha un momento dovuto alla posizione d'imposta del puntone posta a 0,65 m circa dal traverso: l'azione che agisce sul montante è pari a H = 1280x0,55/1,35 = 522 N e il corrispondente momento è pari a M = (522x1,35/2) x 0,65 = 229 Nm che a sicurezza viene sommato anche alla condizione di fuori servizio. Aumentando il carico verticale sui montanti esterni, aumentano le forze orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche; detto M il momento dello schema normale, si ha:

$$M^* = M \cdot a = M \frac{F_{wn} + \frac{N_t + 2559}{100}}{F_{wn,tot}} \text{ con}$$

- $F_{wn} = 250$ N , $F_{wn,tot} = 450$ N, $N_t = 20892$ N (vedere tab VI, VJ al 2° piano) in esercizio si ha $a_{max} = 1{,}08$
- $F_{wn} = 878$ N , $F_{wn,tot} = 1084$ N, $N_t = 21399$ N (vedere tab VK, VL al 2° piano) fuori esercizio si ha $a_{max} = 1{,}03$

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 2° piano (aste 11-12)	esercizio	1	—	—	3675	1411	486	1,5	901	1387	690
		2	—	—	3682	1354	466		862	1328	688
		3	—	—	2439	1411	486		598	1084	446
		4	—	—	2486	1354	466		582	1048	445
	fuori esercizio con neve	5	—	—	3124	1608	553	1,33	776	1329	547
		6	—	—	3236	1446	498		717	1215	543

Considerando le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio $\sigma_{amm} = 1600$ daN/cm²

b) condizione di fuori esercizio $\sigma_{amm} = 1800$ daN/cm²

Le verifiche sono soddisfatte considerando il raddoppio dei montanti esterni fin sotto la mensola

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.26 Verifica del ponteggio con piazzola di carico 1,55 x 1,8

La piazzola di carico è formata da tavole in legno 20 x 5 cm poste su 5 appoggi (travetti in legno 10 x 10 cm agli estremi, lunghi 2,30 m) disposti nella direzione parallela alla facciata su due traversi (verranno disposti 5 travetti uniformemente distribuiti).

4.6.26.1 Impalcato in legno

spessore	s	= 50 mm
larghezza	l	= 200 mm
Momento di inerzia	J_{min}	= 2083333 cm^3
Modulo di resistenza	W	= 83333 cm^3
Tensione ammissibile	σ_{amm}	= 6 N/mm^2

Essendo la lunghezza libera per l'appoggio dei travetti pari a 1550 mm, si pongono i travetti, alle estremità della mensola, a interasse di $L_1 \cong (1550-150)/4 \cong 350$ mm, per un totale di 5 travetti.

L'elemento d'impalcato viene verificato per la classe 5 che prevede le seguenti verifiche:

1 - carico di servizio $q'_1 = 4500\ N/m^2$
2 - carico concentrato $Q_2 = 1200$ N applicato su una superficie di 0,2x0,5 m.
3 - carico concentrato $Q_3 = 1000$ N applicato su una superficie di 0,2 m x 0,2 m.
4 - carico ripartito $q'_4 = 7500\ N/m^2$ applicato su una superficie parziale avente area $A_c = 0{,}4\ A_{impalcato}$; con $A_{impalcato} = e_5 \times a_2 = 1{,}55 \times 1{,}8 = 2{,}79\ m^2$ ($A_c = 0{,}4 \times 2{,}79 = 1{,}116\ m^2$)

Essendo $p_i = 300\ N/m^2$; $e_5 = 1{,}55$ m; $l = 0{,}20$ m ; $a_2 = 1{,}8$ m; $L_1 = 0{,}35$ m;

$q_i = p_i \times l = 60\ N/m$

$q_1 = q'_1 \times l = 900\ N/m$

$q_2 = Q_2/0{,}5 = 120/0{,}5 = 2400\ N/m$

$q_3 = Q_3/0{,}2 = 100/0{,}2 = 5000\ N/m$

$A_{tavola} = l \times L_1 = 0{,}2 \times 0{,}35 = 0{,}07\ m^2 < A_c$
$q''_4 = q'_4 = 7500\ N/m^2$
$q_4 = q''_4 * l = 7500 \times 0{,}20 = 1500\ N/m$

Lo schema statico per la verifica considera una tavola appoggiata sulla luce L_1 ponendo i carichi nella posizione più sfavorevole :

$$M_1 = (q_i + q_1) \cdot \frac{L_1^2}{8} \cong 16\ Nm$$

$$M_2 = \frac{q_1 \cdot (L_1)^2}{8} + \frac{q_2 \cdot 0{,}5}{2} \cdot \frac{L_1}{2} - \frac{q_2 \cdot \left(\frac{0{,}5}{2}\right)^2}{2} = 31\ Nm$$

$$M_3 = \frac{q_1 \cdot (L_1)^2}{8} + \frac{q_3 \cdot 0{,}2}{2} \cdot \frac{L_1}{2} - \frac{q_3 \cdot \left(\frac{0{,}2}{2}\right)^2}{2} \cong 64\ Nm$$

$$M_4 = \frac{(q_1 + q_4) \cdot (L_1)^2}{8} = 24\ Nm$$

La condizione più critica si ha nel caso 4:

$$\sigma = \frac{M_3}{W} = \frac{64000}{83333} \cong 0{,}76\ N/mm^2 < \sigma_{amm} = 6\ N/mm^2$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_1}{1000} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0{,}9 \cdot (350)^4}{9000 \cdot 2083333} = 0{,}01\ mm$$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{1200 \cdot (350)^3}{9000 \cdot 2083333} = 006\ mm$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_3 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{1000 \cdot (350)^3}{9000 \cdot 2083333} = 0{,}05\ mm$$

$$f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_4}{1000} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1{,}5 \cdot (350)^4}{9000 \cdot 2083333} = 0{,}015\ mm$$

I valori sono inferiori ai valori di riferimento:

$f'_{amm} = L_1 / 100 = 4{,}7$ mm
$f''_{amm} = 20$ mm

4.6.26.2 Travetti in legno

altezza	s = 100 mm
larghezza	l = 100 mm
Momento di inerzia	J_{min} = 8333333 mm^3
Modulo di resistenza	W_{min} = 166666 mm^3
Tensione ammissibile	σ_{amm} = 8 N/mm^2

L'elemento d'impalcato viene verificato per la classe 5 che prevede le seguenti verifiche:

1 - carico di servizio $q'_1 = 4500\ N/m^2$
2 - carico concentrato $Q_2 = 2100$ N applicato su una superficie di 0,35x0,5 m.
3 - carico concentrato $Q_3 = 1000$ N applicato su una superficie di 0,2 m x 0,2 m.
4 - carico ripartito $q'_4 = 7500\ N/m^2$ applicato su una superficie parziale avente area $A_c = 0{,}4\ A_{impalcato}$; con $A_{impalcato} = e_5 \times a_2 = 1{,}55 \times 1{,}8 = 2{,}79\ m^2$ ($A_c = 0{,}4 \times 2{,}79 = 1{,}116\ m^2$)
Essendo $p_1 = 300\ N/m^2$; $e_5 = 1{,}55$ m; $l = 0{,}20$ m ; $a_2 = 1{,}8$ m; $L_1 = 0{,}35$ m;

$q_1 = p_1 \times L_1 + 6000x0,1x0,1 = 165$ N/m

$q_1 = q'_1 \times L_1 = 1575$ N/m

$q_2 = Q_2/0,5 = 4200$ N/m

$q_3 = Q_3/0,2 = 5000$ N/m

$A_{comp} = a_2 \times L_1 = 1,8 \times 0,35 = 0,630\ m^2 < A_c = 1,16\ m^2$

$q''_4 = q'_4 = 7500$ N/m²

$l''_4 = 1,8$ m

$q_4 = q''_4 \times L_1 = 7500x0,35 = 2625$ N/m

$$M_1 = (q_1 + q_4) \cdot \frac{a_2^2}{8} = 705\ Nm$$

$$M_2 = \frac{q_1 \cdot (a_2)^2}{8} + \frac{q_2 \cdot 0,5}{2} \cdot \frac{a_2}{2} - \frac{q_2 \cdot \left(\frac{0,5}{2}\right)^2}{2} = 881\ Nm$$

$$M_3 = \frac{q_1 \cdot (a_2)^2}{8} + \frac{q_3 \cdot 0,2}{2} \cdot \frac{a_2}{2} - \frac{q_3 \cdot \left(\frac{0,2}{2}\right)^2}{2} = 519,2\ Nm$$

$$M_4 = \frac{q_1 \cdot (a_2)^2}{8} + \frac{q_4 \cdot (a_2)^2}{8} \cong 1130\ daNm$$

La condizione più critica si ha nel caso 4:

$$\sigma = \frac{M_4}{W} = \frac{1130000}{166666} 0 \cong 6,8\ N/mm^2 < \sigma_{amm}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_1}{1000} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,575 \cdot (1800)^4}{9000 \cdot 8333333} \cong 2,87\ mm$$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{3000 \cdot (1800)^3}{9000 \cdot 8333333} \cong 1,27\ mm$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_3 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{1000 \cdot (1800)^3}{9000 \cdot 8333333} \cong 0,43\ mm$$

$$f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_4}{1000} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,625 \cdot (1800)^4}{9000 \cdot 8333333} = 4,79\ mm$$

I valori sono inferiori ai valori di riferimento:

$f_{amm} = a_2 / 2000 = 9$ mm

$f''_{amm} = 20,0$ mm

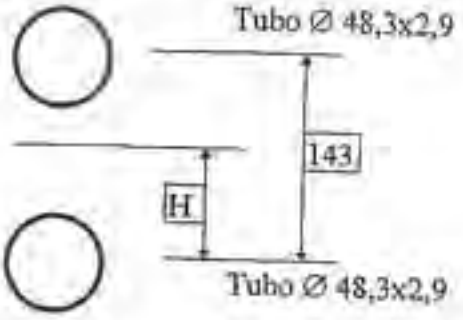
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.26.3 Traverso

Il traverso della mensola è una trave composta da un corrente superiore in tubo ∅ 48,3x2,9 mm, un corrente inferiore in tubo ∅ 48,3x2,9 mm posto alla distanza di interasse 143 mm, ed una serie di collegamenti in piatto di lamiera sp. 4 mm di dimensione 80x100 mm.
Le caratteristiche statiche del traverso sono le seguenti:



$A_1 = 413\ mm^2$, $J_1 = 107000\ mm^4$

$A_2 = 413\ mm^2$; $J_2 = 107000\ mm^4$

Posizione del baricentro $H = 413x143/(413+413) = 71,5$ mm

$J_{tot} = J_1 + J_2 + A_1x(143-H)^2 + A_2xH^2 = 107000+107000+2110000+2110000 \cong 4430000\ mm^4$

$W_c = W_t = J_{tot}/71,5 \cong 62000\ mm^3$

<u>Considerando la disposizione dei travetti, posti all'estremità dei traversi, a sicurezza si dispongono i carichi, ove possibile, in mezzeria del traverso.</u>
L'elemento d'impalcato viene verificato per la classe 5 che prevede le seguenti verifiche:

1 - carico di servizio $q'_1 = 4500\ N/m^2$
2 - carico concentrato $Q_2 = 3000$ N applicato su una superficie di 0,5x0,5 m.
3 - carico concentrato $Q_3 = 1000$ N applicato su una superficie di 0,2 m x 0,2 m.
4 - carico ripartito $q'_4 = 7500\ N/m^2$ applicato su una superficie parziale avente area $A_c = 0,4\ A_{impalcato}$; con $A_{impalcato} = e_5 \times a_2 = 1,55 \times 1,8 = 2,79\ m^2$ ($A_c = 0,4x2,79 = 1,116\ m^2$)

Essendo $p_1 = 300\ N/m^2$; $e_5 = 1,55$ m; $l = 0,20$ m ; $a_2 = 1,8$ m; $L_1 = 0,35$ m;

$q_l = p_l \times a_2/2 = 270\ N/m$

$q_1 = q'_1 \times a_2/2 = 4050\ N/m$

$q_2 = Q_2/0,5 = 6000\ N/m$

$q_3 = Q_3/0,2 = 5000\ N/m$

$A_{comp} = a_2 \times e_5/2 = 1,8 \times 1,55/2 = 1,395\ m^2 > A_c = 1,16\ m^2$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma).

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Tra le diverse disposizioni del carico si evince che la disposizione più sfavorevole è il carico posto su e_5 x 0,72 m, in prossimità di un traverso.

$q''_4 = 7500$ N/ m²

$$q_4 = \frac{q''_4 \cdot 0{,}72}{a_2} \cdot \left(a_2 - \frac{0{,}72}{2}\right) \cong 4320\ Nm$$

$l''_4 = 1{,}55$ m

$$M_1 = (q_1 + q_1) \cdot \frac{e_5^2}{8} = 1297{,}35\ Nm$$

$$M_2 = \frac{q_1 \cdot (e_5)^2}{8} + \frac{q_2 \cdot 0{,}5}{2} \cdot \frac{e_5}{2} - \frac{q_2 \cdot \left(\frac{0{,}5}{2}\right)^2}{2} = 1056\ Nm$$

$$M_3 = \frac{q_1 \cdot (e_5)^2}{8} + \frac{q_3 \cdot 0{,}2}{2} \cdot \frac{e_5}{2} - \frac{q_3 \cdot \left(\frac{0{,}2}{2}\right)^2}{2} = 443{,}5\ Nm$$

$$M_4 = (q_1 + q_4) \cdot \frac{e_5^2}{8} = 1351{,}41\ Nm$$

La condizione più critica si ha nel caso 4:

$$\sigma = \frac{M_4}{W} = \frac{1351410}{62000} \cong 22\ N/mm^2 < 160\ N/mm^2 = \sigma_{amm}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_1}{1000} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4{,}05 \cdot (1550)^4}{206000 \cdot 4430000} \cong 0{,}33\ mm$$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{3000 \cdot (1550)^3}{206000 \cdot 4430000} \cong 0{,}26\ mm$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_3 \cdot (a)^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{1000 \cdot (1550)^3}{206000 \cdot 4430000} \cong 0{,}09\ mm$$

$$f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{q_4}{1000} \cdot (a)^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4{,}32 \cdot (1550)^4}{206000 \cdot 4430000} = 0{,}37\ mm$$

I valori sono inferiori ai valori di riferimento:

$f_{amm} = e_5 / 2000 \cong 7{,}5$ mm

$f''_{amm} = 20{,}0$ mm

4.6.26.4 Puntone

Valori statici della sezione:

- Tipo: tubo a sezione circolare — d/s — 48,3/2,9 mm
- Area della sezione — A — 413 mm²

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Modulo di resistenza	W	443	mm^3
Raggio d'inerzia	r	16	mm
Lunghezza	ℓ''_6	2220	mm
Snellezza = a/i [1]	λ	139	
Coefficiente amplificazione [2]	ω	2,61	
Tensione critica euleriana [2]	σ_E	122	N/mm^2
Carico critico euleriano = σ_E x A	N_{cr}	50386	N
angolo di inclinazione montante-puntone	α''_1	37,25°	

[1] La luce libera di inflessione del puntone è calcolata assimilando i vincoli a cerniere
[2] Vedi tabelle 7-IIa e 7-VII della Norma CNR 10011

La condizione di carico che massimizza l'azione sul traverso è la 4 con carico distribuito su una superficie a (1,138) x e (0,98) ove a/b = a_2/e_5
Pertanto su a_2 il carico distibuito in prossimità del puntone, per una lunghezza pari ad "a" è:

$$q_4 = \frac{7500 \cdot 0{,}98}{e_5} \cdot \left(e_5 - \frac{0{,}98}{2} \right) \cong 5027\ Nm$$

L'azione agente in prossimità del puntone è :

$$N' = \frac{5027 \cdot 1{,}138}{a_2} \cdot \left(a_2 - \frac{1{,}138}{2} \right) \cong 3912\ Nm$$

Quindi nel puntone si determina la seguente azione:

$$N = \frac{3912}{\cos 37{,}25^\circ} = 4925\ N$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} = \frac{2{,}61 \cdot 4925}{413} = 31\ N/mm^2 < 160\ N/mm^2$$

4.6.26.5 Azioni sugli ancoraggi

Il carico sulla mensola induce negli ancoraggi posti all'altezza del traverso e al piede del puntone delle azioni orizzontali; si considera che l'azione massima che si ha sull'ancoraggio è quella che si ha nella situazione considerata al punto precedente, cioè quella che massimizza l'azione nel puntone. Detta H l'azione che agisce nell'ancoraggio e considerando h = 2 m la distanza tra i due ancoraggi suddetti, si ha:

$$H = \frac{3912 \cdot 1{,}55}{2} = 3032\ N$$

4.6.26.6 Carico sul montante di appoggio

tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
Area della sezione	A	4,13	cm^2
Modulo di resistenza	W	4,43	cm^3

- ω = **2,84** (vedi punto 4.10.1)
- N_{cr} = **39235** N (vedi punto 4.10.1)

Il carico massimo gravante sul montante di appoggio si ha nella situazione che massimizza l'azione nel traverso e, pertanto, all'azione assiale del montante più sollecitato risultante dalla verifica dello schema normale (vedi punto 4.10.1) si somma R = 4320 x 1,55 = 6696 N

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Aumentando il carico verticale sui montanti esterni, aumentano le forze orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche; detto M il momento dello schema normale, si ha:

$$M' = M \cdot a = M \cdot \frac{F_{wm} + \frac{N_t + 6696}{100}}{F_{wm,tot}} \text{ con}$$

- $F_{wm} = 250$ N , $F_{wm,tot} = 450$ N, $N_t = 20892$ N (vedere tab VI, VJ al 2° piano) in esercizio si ha $a_{max} = 1,17$
- $F_{wm} = 878$ N , $F_{wm,tot} = 1084$ N, $N_t = 21399$ N (vedere tab VK, VL al 2° piano) fuori esercizio si ha $a_{max} = 1,07$

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 2° piano (asse 11-12)	esercizio	1	2523	-1349	1009	1825	628	1,5	377	1005	506
		2	2574	-1389	1029	1768	608		359	967	505
		3	-200	163	80	1825	628		30	658	244
		4	-241	214	96	1768	608		34	642	241
	fuori esercizio con neve	5	826	-463	330	2022	696	1,33	119	815	338
		6	960	-568	384	1860	640		118	758	334

Considerando le seguenti tensioni ammissibili:

c) condizione di esercizio $\sigma_{amm} = 1600$ daN/cm²

d) condizione di fuori esercizio $\sigma_{amm} = 1800$ daN/cm²

Le verifiche sono soddisfatte considerando il raddoppio dei montanti esterni fin sotto la mensola

4.6.26.7 Confronti con i risultati sperimentali

Alle prove effettuate sulla mensola è risultato un carico minimo di rottura, con cedimento del traverso $N_r = 33950$ N (Certificato Politecnico di Milano n° 2005/4266 del 06/02/06)

Con riferimento a tale valore si determina, nel traverso, un momento flettente pari a:

$M_f = 3395 \times 1,55/4 = 13039$ Nm

Si ha quindi un grado di sicurezza di:

$\mu = 13039/1351 = 9,6 > 2,2$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.27 Trave carraia da 3,60 m con 1 interruzione di stilata per schema normale

4.6.27.1 Montanti della stilata corrispondenti all'apertura del passo carraio

montante			
tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
Area della sezione	A	4,13	cm^2
Modulo di resistenza	W	4,43	cm^3
Coefficiente amplificazione [1]	ω	2,84	
Tensione ammissibile I cond	σ_{amm}	1600	daN/cm^2
Tensione ammissibile II cond		1800	daN/cm^2

[1] Vedere punto 4.10.1

Si verifica il montante del 1° piano che risulta il più critico.
Nella verifica dei montanti che interessano il passo carraio si fanno le seguenti considerazioni:

- I montanti hanno un'area di competenza, pari a 1,5 volte quella considerata nello schema su indicato e pertanto l'azione assiale già calcolata per tale schema è moltiplicata per 1,5
- Diminuendo la superficie investita diminuiscono le forze orizzontali F_{wn} dovute al vento, ma aumentando il carico verticale sui montanti esterni, aumentano le forze orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche; detto M il momento dello schema normale, si ha:

$$M^* = M \cdot a = M \cdot \frac{F_{wn} \cdot 0{,}5 + \frac{N_{t,e}}{100} \cdot 1{,}5}{F_{wn,tot}} \text{ con}$$

- F_{wn} = 179 N , $F_{wn,tot}$ = 367 N, N_t = 18762 N (vedere tab VA, VB al 2° piano) in esercizio si ha a_{max} = 1,01
- F_{wn} = 628 N , $F_{wn,tot}$ = 819 N, N_t = 19066 N (vedere tab VC, VD al 2° piano) fuori esercizio si ha a_{max} = 0,73

Le formule qui considerate e i relativi termini geometrici sono esplicitati al paragrafo 4.10.1

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	ω N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 2° piano (aste 11-12)	esercizio	1	1646	-963	659	1653	569	1,5	202	771	386
		2	1680	-989	672	1590	547		194	741	382
		3	-255	193	102	1653	569		32	601	229
		4	-281	225	113	1590	547		33	590	224
	fuori esercizio con neve	5	473	-323	189	1666	642	1,33	59	701	279
		6	539	-374	216	1691	582		56	640	266

Considerando le seguenti tensioni ammissibili:

e) condizione di esercizio σ_{amm} = 1600 daN/cm^2

f) condizione di fuori esercizio σ_{amm} = 1800 daN/cm^2

Le verifiche sono soddisfatte tenendo conto del raddoppio dei montanti interni ed esterni

4.6.27.2 Verifica briglie

Briglia superiore

- tubo a sezione circolare — d/s — 48,3/2,9 — mm
- Area della sezione — A — 4,13 — cm^2

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

• Modulo di resistenza	W	4,43	cm^3
• Raggio di inerzia	i	1,6	cm
• Lunghezza di inflessione	a	180	cm
• Snellezza = 0,7x a/i	λ	80	
• Coefficiente amplificazione [1]	ω	1,31	
• Materiale		S235JR	

[1] Vedi tabelle 7-IIa della Norma CNR 10011/97

Briglia inferiore

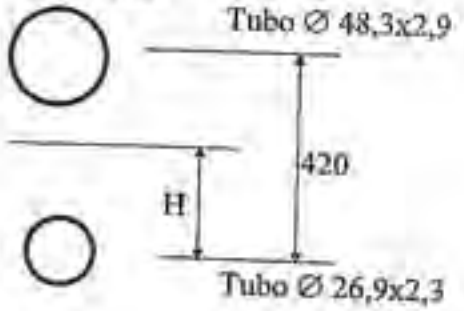
tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
Area della sezione	A	4,13	cm^2
Materiale		S235JR	

Si ha N_c = 12442 N (vedere tab VC al 2° piano)

$$N_{briglia\ compressa} = \frac{12442 \cdot 3{,}6}{4} \cdot \frac{1}{0{,}42} \cong 26662\ N$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N_{briglia\ compressa}}{A} = \frac{1{,}31 \cdot 26662}{413} \cong 85\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

Verifica della freccia



$A_1 = 413\ mm^2$, $J_1 = 107002\ mm^4$

$A_2 = 177\ mm^2$; $J_2 = 13563\ mm^4$

Posizione del baricentro

$$H = \frac{413 \cdot 420}{413 + 177} = 294\ mm$$

$J_{tot} = [J_1 + A_1x(420\text{-}H)^2 + J_2 + A_2x(H)^2] = 2x\ [107002+413x(250^2)] \cong 21976525\ mm^4$

Approssimativamente si ha:

$$f_{max} = \frac{N \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J} = \frac{12442 \cdot 3600^3}{48 \cdot 206000 \cdot 21976525} \cong 2{,}7\ mm < \frac{3600}{200} = 18\ mm$$

Confronto con i risultati sperimentali

Il rapporto tra il minimo carico di rottura $N_{5\%}$ = 77880 N (Vedi Certificato ISPESL-DTS XI/111/03 del 28/07/03) ed il carico massimo N fornisce il grado di sicurezza:

$$\mu = \frac{77880}{12442 \cdot 2} = 3{,}12 > 2{,}2$$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.28 Trave carraia da 5,40 m con 2 interruzioni di stilata per schema normale

4.6.28.1 Montanti della stilata corrispondenti all'apertura del passo carraio

montante			
tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
Area della sezione	A	4,13	cm^2
Modulo di resistenza	W	4,43	cm^3
Coefficiente amplificazione [1]	ω	2,84	
Tensione ammissibile I cond	σ_{amm}	1600	daN/cm^2
Tensione ammissibile II cond		1800	daN/cm^2

[1] Vedere punto 4.10.1

Si verifica il montante del 2° piano che risulta il più critico; si tiene conto del raddoppio del montante esterno (a favore di sicurezza vengono raddoppiati anche i montanti interni).

Nella verifica dei montanti che interessano il passo carraio si fanno le seguenti considerazioni:

- I montanti hanno un'area di competenza, pari a 2 volte quella considerata nello schema su indicato e pertanto l'azione assiale già calcolata per tale schema è moltiplicata per 2
- Diminuendo la superficie investita diminuiscono le forze orizzontali Fwn dovute al vento, ma aumentando il carico verticale sui montanti esterni, aumentano le forze orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche; detto M il momento dello schema normale, si ha:

$$M^* = M \cdot a = M \cdot \frac{F_{wn} \cdot 0{,}5 + \frac{N_{1M}}{100} \cdot 2{,}0}{F_{wn,tot}} \quad \text{con}$$

- F_{wn} = 179 N , $F_{wn,tot}$ = 367 N, N_t = 18762 N (vedere tab VA, VB al 2° piano) in esercizio si ha a_{max} = 1,27
- F_{wn} = 628 N , $F_{wn,tot}$ = 819 N, N_t = 19066 N (vedere tab VC, VD al 2° piano) fuori esercizio si ha a_{max} = 0,85

Le formule qui considerate e i relativi termini geometrici sono esplicitati al paragrafo 4.5.1 e tengono conto del raddoppio del montante

montante	condizione di	comb	Ma	Mb	Meq	N	σ N / A	μ	M / [W (1-μ N / Ncr)]	σ_1	σ_2
Esterno 2° piano (aste 11-12)	esercizio	1	2054	-1201	822	2204	758	1,5	590	1348	499
		2	2095	-1234	838	2120	729		500	1229	493
		3	-318	240	127	2204	758		92	850	303
		4	-351	281	140	2120	729		84	813	296
	fuori esercizio con neve	5	550	-376	220	2488	856	1,33	159	1015	363
		6	628	-436	251	2254	775		121	896	344

Considerando le seguenti tensioni ammissibili:

a) condizione di esercizio σ_{amm} = 1600 daN/cm^2

b) condizione di fuori esercizio σ_{amm} = 1800 daN/cm^2

Le verifiche sono soddisfatte tenendo conto del raddoppio dei montanti interni ed esterni

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.28.2 Trave da 5,40 m

Briglia superiore

tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
Area della sezione	A	4,13	cm²
Modulo di resistenza	W	4,43	cm³
Raggio di inerzia	i	1,6	cm
Lunghezza di inflessione	a	180	cm
Snellezza = 0,7x a/i	λ	80	
Coefficiente amplificazione [1]	ω	1,31	
Materiale		S235JR	

[1] Vedi tabelle 7-IIa della Norma CNR 10011/97

Briglia inferiore

tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
Area della sezione	A	4,13	cm²
Materiale		S235JR	

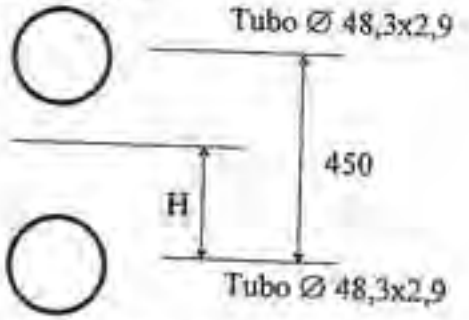
Si ha $N_t = 12442$ N (vedere tab VC al 2° piano)

Verifica briglie

$$N_{briglia\ compressa} = 12442 \cdot 1{,}8 \cdot \frac{1}{0{,}45} \cong 49768\ N$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N_{briglia\ compressa}}{A} \cong \frac{1{,}31 \cdot 49768}{413} \cong 158\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

Verifica della freccia



$A_1 = 413\ mm^2$, $J_1 = 107002\ mm^4$

$A_2 = 413\ mm^2$; $J_2 = 107002\ mm^4$

Posizione del baricentro H = 22,5 cm

$J_{tot} = 2x\ [J_1 + A_1x(H)^2] = 2x\ [107002+413x(225^2)] \cong 42030254\ mm^4$

Approssimativamente si ha:

$$f_{max} = \frac{N \cdot a}{24 \cdot E \cdot J} \cdot \left(3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2\right) = \frac{12442 \cdot 1800}{24 \cdot 206000 \cdot 42030254} \cdot \left(3 \cdot 5400^2 - 4 \cdot 1800^2\right) = 8{,}0\ mm < \frac{5400}{200} = 27\ mm$$

Confronto con i risultati sperimentali

Il rapporto tra il carico di rottura N_{SR}= 114230 N (Vedi ISPESL-DTS XI/112/03 del 28/07/03) ed il carico massimo N fornisce il grado di sicurezza:

$$\mu = \frac{114230}{12442 \cdot 4} = 2{,}3 > 1{,}5$$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.6.29 Verifica dei parasassi da 1,5

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
▪ Lunghezza dell'asta	l	1000	mm
▪ Snellezza	λ	63	
▪ Coefficiente amplificazione [1]	ω	1,17	
▪ Tensione critica euleriana [1]	σ_E	512	N/mm^2

Tirante

▪ tubo a sezione circolare	d/s	26,9/2,3	mm
▪ Area della sezione	A	1,77	cm^2

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti nel traverso e nel tirante che danno le massime tensioni:

- Traverso - N = 1025 N (compressa) ; M = 1258000 Nmm

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

$$\sigma_1 = \frac{1{,}17 \cdot 1025}{453} + \frac{1258000}{4800 \cdot \left(1 - \frac{1{,}33 \cdot 1025}{453 \cdot 512}\right)} \cong 266\ N/mm^2 \leq \sigma_{amm} = 270\ N/mm^2$$

- Tirante - N = 5598 N

Si considera la verifica di resistenza più gravosa

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{5598}{177} \cong 32\ N/mm^2 \leq 180\ N/mm^2 = \sigma_{amm}$$

Il rapporto tra il momento dovuto al carico di collasso del traverso $N_{c,5\%}$ = 5520 N (Vedi Cert. ISPESL n° DTS-XI 106/03/PTP del 28/07/03) registrato nelle prove ed il momento di fuori servizio con neve fornisce il grado di sicurezza:

$$M_{\infty} = \frac{5520 \cdot 1{,}6}{4} = 2308\ Nm$$

$$\mu = \frac{2308000}{1258000} = 1{,}83 > 1{,}5$$

Il rapporto tra il minimo carico di collasso del tirante $N_{c,5\%}$ = 28110 N (Vedi Cert. ISPESL n° DTS-XI 106/03/PTP del 28/07/03) registrato nelle prove ed il l'azione di fuori servizio con neve fornisce il grado di sicurezza:

$$\mu = \frac{28110}{5598} = 5{,}0 > 1{,}5$$

4.6.30 Verifica dei parasassi da 1,2 m

Traverso

▪ tubo a sezione circolare	d/s	48,3/2,9	mm
▪ Area della sezione	A	413	mm^2
▪ Modulo di resistenza	W	4430	mm^3

Tirante

- diametro d ϕ 12 mm
- Area della sezione A 113 mm²

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti nel traverso e nel tirante che danno le massime tensioni:

- Traverso - N = 882 N (compressa) ; M = 727300 Nmm

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

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{882}{413} + \frac{727300}{4430} \cong 168\, N/mm^2 \leq 180 = \sigma_{amm}$$

- Tirante - N = 1997 N

Si considera la verifica di resistenza più gravosa

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1997}{113} \cong 18\, N/mm^2 \leq 270\, N/mm^2 = \sigma_{amm}$$

Il rapporto tra il momento dovuto al carico di collasso del traverso $N_{r,5\%}$ = 789 daN (Vedi Cert. Politecnico di Milano n° 2005/4269 del 24/01/06) registrato nelle prove ed il momento di fuori servizio con neve fornisce il grado di sicurezza:

$$M_r = \frac{7890 \cdot 1{,}6}{4} = 3328\, Nm$$

$$\mu = \frac{3328000}{7273000} \cong 4{,}5 > 1{,}5$$

Il rapporto tra il minimo carico di collasso del tirante $N_{r,5\%}$ = 674 (Vedi Cert. Politenico di Milano n. 2005/4269 del 24/01/06) registrato nelle prove ed il l'azione di fuori servizio con neve fornisce il grado di sicurezza:

$$\mu = \frac{6740}{1997} \cong 3{,}4 > 1{,}5$$

4.6.31 Verifica della basetta regolabile da 1,0 m

- Diametro esterno dello spinotto (filettato) d_k 38 mm
- profondità del filetto f 2 mm
- Diametro del nucleo d_n 34 mm
- Diametro interno dello spinotto d_i 27 mm
- Area della sezione del nucleo A 335 mm²
- Modulo di resistenza del nucleo W 2324 mm³
- Lunghezza minima dello spinotto l_b 300 mm
- Altezza massima di regolazione della basetta h 700 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} = 48,3-2,9x2 = 42,5 mm) si ottiene da

$$tg(\beta_1) = \beta_1 = \frac{d_{ii} - d_k}{l_b} = \frac{42{,}5 - 38}{300} = 0{,}015\, rad$$

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti che danno le massime tensioni:

- - N = 15460 N (compressa) ; M = 14110 Nmm

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Guidini Alessandro
Legale Rappresentante

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot h \cdot (\beta_1 + \beta_2) + M}{W} = \frac{15460}{335} + \frac{15460 \cdot 700 \cdot 0{,}025 + 14110}{2324} \cong 169\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

Dalle prove riportate nel Certificato di prova del Politecnico di Milano n° 2006/2008 del 21/04/06 si ottiene il valore sperimentale: P_{cr} = 79900 N

$$\mu = \frac{79900}{15460} = 5{,}1 > 2{,}2$$

4.6.32 Verifica della basetta regolabile da 0,70 m

• Diametro esterno dello spinotto (filettato)	d_b	38	mm
• profondità del filetto	f	2	mm
• Diametro del nucleo	d_n	34	mm
• Diametro interno dello spinotto	d_i	27	mm
• Area della sezione del nucleo	A	335	mm^2
• Modulo di resistenza del nucleo	W	2324	mm^3
• Lunghezza minima dello spinotto	l_b	200	mm
• Altezza massima di regolazione della basetta	h	500	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} = 48,3-2,9x2 = 42,5 mm) si ottiene da

$$tg(\beta_1) = \beta_1 = \frac{d_{ii} - d_b}{l_b} = \frac{42{,}5 - 38}{200} = 0{,}0225\ rad$$

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti che danno le massime tensioni:

- - N = 15460 N (compressa) ; M = 14110 x 500/700 = 10079 Nmm

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot h \cdot (\beta_1 + \beta_2) + M}{W} = \frac{15460}{335} + \frac{15460 \cdot 500 \cdot 0{,}0325 + 10079}{2324} \cong 159\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

4.6.33 Verifica della basetta regolabile da 0,5 m

• Diametro esterno dello spinotto (filettato)	d_b	38	mm
• profondità del filetto	f	2	mm
• Diametro del nucleo	d_n	34	mm
• Diametro interno dello spinotto	d_i	27	mm
• Area della sezione del nucleo	A	335	mm^2
• Modulo di resistenza del nucleo	W	2324	mm^3
• Lunghezza minima dello spinotto	l_b	150	mm
• Altezza massima di regolazione della basetta	h	350	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} = 48,3-2,9x2 = 42,5 mm) si ottiene da

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

21/04/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

$$tg(\beta_1) = \beta_1 = \frac{d_h - d_b}{l_b} = \frac{42,5 - 38}{150} = 0,03\ rad$$

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti che danno le massime tensioni:

- - N = 15460 N (compressa) ; M = 14110 x 350/700 = 7055 Nmm

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot h \cdot (\beta_1 + \beta_2) + M}{W} = \frac{15460}{335} + \frac{15460 \cdot 350 \cdot 0,04 + 7055}{2324} \cong 143\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

4.6.34 Verifica della basetta regolabile da 0,33 m

• Diametro esterno dello spinotto (filettato)	d_b	38	mm
• profondità del filetto	f	2	mm
• Diametro del nucleo	d_n	34	mm
• Diametro interno dello spinotto	d_i	27	mm
• Area della sezione del nucleo	A	335	mm^2
• Modulo di resistenza del nucleo	W	2324	mm^3
• Lunghezza minima dello spinotto	l_b	100	mm
• Altezza massima di regolazione della basetta	h	230	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_{ti} = 48,3-2,9x2 = 42,5 mm) si ottiene da

$$tg(\beta_1) = \beta_1 = \frac{d_h - d_b}{l_b} = \frac{42,5 - 38}{100} = 0,045\ rad$$

Nell'APPENDICE 1, si ricavano le azioni agenti che danno le massime tensioni:

- - N = 15460 N (compressa) ; M = 14110 x 230/700 = 4636 Nmm

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot h \cdot (\beta_1 + \beta_2) + M}{W} = \frac{15460}{335} + \frac{15460 \cdot 230 \cdot 0,045 + 4636}{2324} \cong 117\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

4.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

4.7.1 Azioni sugli ancoraggi

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

schema normale con parasassi da 1,5 m (passo 1,8 m)

- Piani non interessati dal parasassi e dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 3818 N a comprimere, - 4084 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi:
  Nmax = + 3720 N a comprimere, - 987 N a tirare
- Piano interessato dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 578 N a comprimere, - 3256 N a tirare

schema normale con parasassi da 1,2 m (passo 1,8 m)

- Piani non interessati dal parasassi e dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 3508 N a comprimere, - 3384 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi:
  Nmax = + 3315 N a comprimere, - 1446 N a tirare
- Piano interessato dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 1019 N a comprimere, - 3088 N a tirare

schema con disassamento con parasassi da 1,5 m (passo 1,8 m)

- Piani non interessati dal parasassi e dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 3650 N a comprimere, - 4262 N a tirare
- Piano interessato dal puntone mensola:
  Nmax = 6033 N a comprimere, 0 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi e piano mensola:
  Nmax = 0 N a comprimere, - 6872 N a tirare
- Piano interessato dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 757 N a comprimere, - 3052 N a tirare

Schema da con partenza stretta da 0,40 m con parasassi da 1,5 m (passo 1,8 m)

- Piani non interessati dal parasassi, dal tirante del parasassi e dal puntone:
  Nmax = + 3702 N a comprimere, - 4214 N a tirare
- Piano interessato dal puntone:
  Nmax = + 4136 N a comprimere, 0 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi e piano "mensola":
  Nmax = + 518 N a comprimere, - 4585 N a tirare
- Piano interessato dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 578 N a comprimere, - 3255 N a tirare

Schema da con partenza stretta da 0,65 m con parasassi da 1,5 m (passo 1,8 m)

- Piani non interessati dal parasassi, dal tirante del parasassi e dal puntone:
  Nmax = + 3772 N a comprimere, - 4136 N a tirare
- Piano interessato dal puntone:
  Nmax = 2870 N a comprimere, 0 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi e piano mensola:
  Nmax = 1777 N a comprimere, - 3176 N a tirare
- Piano interessato dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 541 N a comprimere, - 3292 N a tirare

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Schema da con partenza larga con parasassi da 1,5 m (passo 1,8 m)

- Piani non interessati dal parasassi e dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 3624 N a comprimere, - 4292 N a tirare
- 1° Piano:
  Nmax = + 871 N a comprimere, -776 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi:
  Nmax = + 3840 N a comprimere, - 855 N a tirare
- Piano interessato dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 564 N a comprimere, - 3270 N a tirare

schema con piazzola di carico da 0,55 m con parasassi da 1,5 m (passo 1,8 m)

- Piani non interessati dal parasassi e dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 3818 N a comprimere, - 4084 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi:
  Nmax = + 3720 N a comprimere, - 987 N a tirare
- Piano interessato dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 578 N a comprimere, - 3256 N a tirare
- Piano interessato dalla mensola della piazzola:
  Nmax = + 1900 N a comprimere, - 1300 N a tirare
- Piano interessato dal puntone della piazzola:
  Nmax = + 2200 N a comprimere, - 500 N a tirare

schema con piazzola di carico da 1,55 m con parasassi da 1,5 m (passo 1,8 m)

- Piani non interessati dal parasassi e dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 3818 N a comprimere, - 4084 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi:
  Nmax = + 3720 N a comprimere, - 987 N a tirare
- Piano interessato dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 578 N a comprimere, - 3256 N a tirare
- Piano interessato dalla mensola della piazzola:
  Nmax = + 1900 N a comprimere, - 3500 N a tirare
- Piano interessato dal puntone della piazzola:
  Nmax = + 4400 N a comprimere, - 500 N a tirare

schema normale (passo 2,5 m)

- Piani non interessati dal parasassi e dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 5332 N a comprimere, - 5614 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi:
  Nmax = + 4847 N a comprimere, - 1581 N a tirare
- Piano interessato dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 998 N a comprimere, - 4206 N a tirare

schema da con disassamento (passo 2,5 m)

- Piani non interessati dal parasassi e dal tirante del parasassi:
  Nmax = + 5146 N a comprimere, - 5806 N a tirare
- Piano interessato dal puntone mensola:
  Nmax = 6746 N a comprimere, 0 N a tirare
- Piano interessato dal parasassi e piano mensola:
  Nmax = 0 N a comprimere, - 8158 N a tirare

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

- Piano interessato dal tirante del parasassi:

Nmax = + 1192 N a comprimere, - 3978 N a tirare

Schema da con partenza larga (passo 2,5 m)

- Piani non interessati dal parasassi e dal tirante del parasassi:

Nmax = + 5132 N a comprimere, - 5834 N a tirare

- 1° Piano:

Nmax = + 1134 N a comprimere, -1032 N a tirare

- Piano interessato dal parasassi:

Nmax = + 4973 N a comprimere, - 1439 N a tirare

- Piano interessato dal tirante del parasassi:

Nmax = + 984 N a comprimere, - 4221 N a tirare

N. B. Si fà 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, nello schema normale con parasassi da 1,2 m, tali ancoraggi hanno una superficie di competenza pari a 2 piani x 6 campi (4,35 m^2), e che la forza orizzontale massima calcolata nel prospetto V H (N = 750 N) relativa alla verifica locale della diagonale di facciata è relativa a 1 piano x 1 campo (0,624 m^2), tale ancoraggio deve assorbire N = (4,35 / 0,624) x 750 = 5229 N

4.7.2 ANCORAGGI NORMALI (Nmax < 6000 N)

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

4.7.2.1 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 (fratile 5%) F'_g = 9810 N per un giunto semplice di tipo autorizzato risulta verificata la seguente massima azione:

$H_{max} = F'_g / 6000 = 1,63 > 1,5$

4.7.2.2 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:

$$\sigma = \frac{H}{2}\cdot\frac{1}{A} + \frac{0,144\cdot H\cdot d}{W} = \frac{6000}{2}\cdot\frac{1}{201} + \frac{0,144\cdot 6000\cdot 64,3}{402} = 154\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

4.7.2.3 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)

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

$$\sigma_2 = \frac{H_n}{A_2} + \frac{H_n \cdot d_2}{W_2} = \frac{6000}{314} + \frac{6000 \cdot \left(\frac{12+20}{2}\right)}{785} \cong 142\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

4.7.3 ANCORAGGI SPECIALI (Nmax < 8200 N)

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

4.7.3.1 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:

$$\sigma_1 = \left(\frac{H_p \cdot d_1}{W_1}\right) = \frac{5229 \cdot 120}{4800} \cong 131\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2;$$

ove :

- H_p è la forza parallela alla facciata
- W_1 è l'area del tubo
- d_1 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

$$\sigma_2 = \frac{H_n}{A_2} + \frac{H_p \cdot d_2}{W_2} = \frac{8200}{314} + \frac{8200 \cdot \left(\frac{12+16}{2}\right)}{785} \cong 173\ N/mm^2 < 180\ N/mm^2$$

- 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 ϕ 16) e del tondino del gancio

4.7.3.2 2 Barre di ancoraggio con tondo ϕ 20

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

Tondino anello ϕ 20 (S235JR)
$A_2 = 314\ mm^2$
$W_2 = 785\ mm^3$
$d_2 = (12 + 16)/2 = 14\ mm$

Verifica per le forze parallele all'opera servita

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_p}{\cos 45°} \cdot \left[\frac{1}{A_2} + \frac{d_2}{W_2} \right] = \frac{1}{2} \cdot \frac{5229}{\cos 45°} \cdot \left[\frac{1}{314} + \frac{\left(\frac{12+16}{2} \right)}{785} \right] \cong 78\, N/mm^2 < 180\, N/mm^2$$

Verifica per le forze perpendicolari all'opera servita

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_n}{\cos 45°} \cdot \left[\frac{1}{A_2} + \frac{d_2}{W_2} \right] = \frac{1}{2} \cdot \frac{8200}{\cos 45°} \cdot \left[\frac{1}{314} + \frac{\left(\frac{12+16}{2} \right)}{785} \right] \cong 123\, N/mm^2 < 180\, N/mm^2$$

4.7.3.3 Conclusioni

Le verifiche sono tutte soddisfatte.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA srl
Ghidini 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 stilata ed in pianta.

5.1 Modalita' 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 Modalita' 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.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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 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.

Modalita' di conduzione della prova

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

a) 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;

b) 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;

c) 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.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

CAPITOLO VI

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

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

1 - D.P.R. 27 aprile 1955 n. 547 – 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/CEEE che modifica la Direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di atrezzature 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

d - D.M. del M.L.P.S. 2 settembre 1968 (Riconoscimenti di efficacia)
e - D.M. del M.L.P.S. 23 marzo 1990 n. 115 (Riconoscimenti di efficacia)
f - 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
- Circolare M.L.P.S. n. 46 dell'11/07/00 – Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

- Circolare M.L.P.S. n. 3 dell'08/01/01 – Art. 2, comma 4 D.Lvo 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
- Circolare 28/2004: chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi

6.1 Generalita'

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 "di classe A" 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 opportunamente addestrato ai sensi del D.Lgs. n.235 dell'8 luglio 2003; il personale del cantiere deve assicurarsi che il ponteggio sia montato a regola d'arte in conformità al disegno esecutivo, al piano di montaggio , uso e smontaggio (Pi.M.U.S.) di cui al suddetto Decreto, ed osservando le seguenti istruzioni.

6.1.3 Controllo 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 antisdrucciolevole;
- cintura di sicurezza a bretella provviste di un mezzo per l'aggancio alle strutture del 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 e traversi;
- 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 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 traversi.
- attuato il primo orizzontamento, si provvede a controllare la verticalità dei montanti ed i loro interassi;
- 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:

- Le diagonali, i correnti, 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 o le diagonali in pianta;
- si devono realizzare collegamenti longitudinali (di facciata) mediante le diagonali di facciata, curando l'attivazione dei dispositivi di bloccaggio, contro lo sganciamento accidentale (in conformità agli schemi tipo allegati al capitolo 7);
- Il montante di sommità da 2,0 m, di protezione collettiva contro le cadute, deve intendersi destinato al servizio esclusivo dell'ultimo piano praticabile del ponteggio. Pertanto è espressamente vietato l'impiego di tale elemento a protezione di posti di lavoro diversi dal predetto piano
- i montanti di sommità o quelli relativi a 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 montati impalcati con botola ed 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 di sommità, travi carraie, mensole, ecc., è necessario:

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2516 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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 allorquando 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.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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

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.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2518 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

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;
- gli ancoraggi e le diagonali devono essere smontati gradualmente di pari passo con il progredire dello smontaggio ed in modo da garantire la stabilità del ponteggio;
- lo smontaggio degli impalcati metallici deve avvenire sempre operando dagli impalcati del piano sottostante
- gli elementi del ponteggio devono essere calati utilizzando mezzi appropriati, evitando di gettarli dall'alto;
- gli addetti devono far uso dei mezzi di protezione individuali prescritti (v. 6.1.4).

CAPITOLO VII

SCHEMI-TIPO DI PONTEGGIO CON L'INDICAZIONE DEI MASSIMI AMMESSI DI SOVRACCARICO, DI ALTEZZA DEI PONTEGGI E DI LARGHEZZA DEGLI IMPALCATI PER I QUALI NON SUSSISTE L'OBBLIGO DI CALCOLO PER OGNI SINGOLA APPLICAZIONE

In questo Capitolo si descrivono gli schemi tipo del ponteggio con l'indicazione dei massimi ammessi di sovraccarico, di altezza dei ponteggi, di larghezza degli impalcati, per i quali non sussiste l'obbligo di calcolo per ogni singola applicazione.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/2006

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

MINISTERO DEL LAVORO E DELLE POLITICHE SOCIALI

Direzione Generale della Tutela delle Condizioni di Lavoro
Divisione VI
Allegato n°1 all'Autorizzazione di cui alla lettera
Prot. 8340/14.02.01 in data

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

ALLEGATO A

Ponteggio a telai prefabbricati
Tipo: Portale 105-180/250 a boccole
Denominazione commerciale: GIE 180/250
Marchio: GIE

03/03/2006

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 1

ALLEGATO A: ELENCO	Portale 105 a boccole		
Oggetto	Peso v. [daN]	Peso zn. [daN]	TAVOLA N°
Indicazioni generali	-	-	6
Tabella 1 A, 2 A (dimensioni e tolleranze, caratteristiche meccaniche dei tubi)	-	-	7
Tabella 1 B, 2 B (dimensioni e tolleranze, caratteristiche meccaniche di tondi, lamiere e profili)	-	-	8
Telaio con spinotto rastremato	20.6	21.0	9
Telaio ridotto con spinotto rastremato	15.6	15.9	10
Dettagli Telaio con spinotto rastremato	-	-	11
Dettagli Telaio con spinotto aggraffato	-	-	12
Corrente di testata (saldato)	2.07	2.11	13
Corrente di facciata/interno per campo 1,80 m (saldato)	3.04	3.10	
Diagonale di facciata per campo 1,80 m (saldata)	3.57	3.64	
Diagonale in pianta per campo 1,80 m (saldata)	3.47	3.54	
Corrente di facciata/interno per campo 2,50 m (saldato)	4.97	5.07	14
Diagonale di facciata per campo 2,50 m (saldata)	5.48	5.58	
Dettagli spina per correnti/diagonali (saldata)	-	-	15
Corrente di testata (aggraffato) zincato	-	2.04	16
Corrente di facciata/interno per campo 1,80 m (aggraffato)	-	3.03	
Diagonale di facciata per campo 1,80 m (aggraffata)	-	3.58	
Diagonale in pianta per campo 1,80 m (aggraffata)	-	3.49	
Corrente di facciata/interno per campo 2,50 m (aggraffato)	-	5.00	17
Diagonale di facciata per campo 2,50 m (aggraffata)	-	5.52	
Dettagli spina per correnti/diagonali (aggraffata)	-	-	18
Diagonale in pianta con ganci per campo 2,50 m	5.07	5.16	19
Telaietto di testata da 1,05 m per tavole in legno	10.30	10.50	20
Telaietto di testata da 0.55 m	7,41	7,55	21
Telaietti di testata (dettagli)	-	-	22
Staffa e cuneo (dettagli)	-	-	23
Telaietto di testata da 1,05 m per tavole metalliche (saldato)	10.00	10.20	24
Telaietto di testata da 1,05 m per tavole metalliche (aggraffato)	9.95	10.14	25
Montante di sommità 1 m	7,80	7.93	26
Montante di sommità 2 m	11.30	11.52	27
Mensola da 0.55 con puntone per piazzola di carico con spinotto rastremato	12.92	13.17	28
Mensola da 0.55 per piazzola di carico (dettagli) con spinotto rastremato	-	-	29

03/03/2006

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 2

ALLEGATO A: ELENCO	Portale 105 a boccole		
Oggetto	Peso v. [daN]	Peso zn. [daN]	TAVOLA N°
Mensola da 0.55 con puntone per piazzola di carico con spinotto aggraffato	13.31	13.57	30
Mensola da 0.55 per piazzola di carico (dettagli) con spinotto aggraffato	-	-	31
Mensola da 1.05 con puntone con spinotto rastremato	17,87	18,23	32
Mensola da 1.05 (dettagli) con spinotto rastremato	-	-	33
Mensola da 1.05 con puntone con spinotto aggraffato	18,27	18,62	34
Mensola da 1.05 (dettagli) con spinotto aggraffato	-	-	35
Mensola da 1.55 con puntone per piazzola di carico con spinotto rastremato	25.80	26.29	36
Mensola da 1.55 per piazzola di carico (dettagli) con spinotto rastremato	-	-	37
Mensola da 1.55 con puntone per piazzola di carico con spinotto aggraffato	26.20	26.69	38
Mensola da 1.55 per piazzola di carico (dettagli) con spinotto aggraffato	-	-	39
Semigiunto	-	-	40
Trave per passo carraio da 3.60 m con spinotto rastremato	26.83	27.35	41
Trave per passo carraio da 3.60 m con spinotto aggraffato	27.03	27.55	42
Trave per passo carraio da 3.60 m (dettagli)	-	-	43
Trave per passo carraio da 5.40 m con spinotto rastremato	52.80	53.82	44
Trave per passo carraio da 5.40 m con spinotto aggraffato	53.18	54.21	45
Trave per passo carraio da 5.40 m (dettagli)	-	-	46
Traversa di collegamento per travi carraie	8.98	9.15	47
Telaio inferiore per partenza stretta 0.40 con spinotto rastremato	17.53	17.87	48
Telaio superiore per partenza stretta 0.40 m con spinotto rastremato	27.30	27.83	49
Telaio inferiore per partenza stretta 0.40 m con spinotto aggraffato	17.92	18.27	50
Telaio superiore per partenza stretta 0.40 m con con spinotto aggraffato	27.69	28.22	51
Telaio inferiore per partenza stretta 0.65 m con spinotto rastremato	19.21	19.58	52
Telaio superiore per partenza stretta 0.65 m con con spinotto rastremato	27.60	28.14	53

03/03/2006

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 3

ALLEGATO A: ELENCO		Portale 105 a boccole		
Oggetto		Peso v. [daN]	Peso zn. [daN]	TAVOLA N°
Telaio inferiore per partenza stretta 0.65 m con spinotto aggraffato		19.60	19.98	54
Telaio superiore per partenza stretta 0.65 m con spinotto aggraffato		28.00	28.53	55
Telaio per partenza larga con spinotto rastremato		34.67	35.34	56
Telaio per partenza larga con spinotto aggraffato		35.25	35.93	57
Parasassi da 1.5 m		10,63	10,84	58
Parasassi da 1.2 m		8,62	8,78	59
Basetta fissa		0.82	0.84	60
Basetta regolabile	330 mm	1.63	1.66	61
	500 mm	2.31	2.35	
	750 mm	3.15	3.21	
	1000 mm	4.0	4.07	
Basetta regolabile dettagli ghiera		-	-	62
Spina a verme		-	0.13	63
Tavole da 0.33	1.8 m	-	10.8	64
	2.5 m		14.2	
Tavole da 0,33 (sezioni)		-	-	65
Tavole da 0,33 (dettagli)		-	-	66
Tavole da 0,33 (testata)		-	-	67
Tavola da 0.49x1.80 (assieme)		-	15.0	68
Tavola da 0.49x1.80 (punti tox)		-	-	69
Tavola da 0.49x1.80 (sezioni)		-	-	70
Tavola da 0.49x1.80 (dettagli)		-	-	71
Tavola da 0.49x1.80 (testata)		-	-	72
Tavola da 0.495 con botola assieme		-	22.0	73
Tavola da 0.495 con botola (sezioni)		-	-	74
Tavola da 0.495 con botola (sezioni)		-	-	75
Tavola da 0.495 con botola (botola)		-	-	76
Tavola da 0.495 con botola (telaio)		-	-	77
Scala		8.43	8.6	78
Fermapiede metallico	1.8 m	-	4.7	79
	2.5 m	-	6.8	
Impalcato di compenso	1.8 m	-	12.8	80
	2.5 m		18.0	
Barra di ancoraggio	500	2.34	-	81
	1000	4,17	-	
	1300	5.27	-	
	1800	7.10	-	

03/03/2006

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Giudini Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 4

ALLEGATO A: ELENCO	Portale 105 e boccole
Oggetto	TAVOLA N°
Schema di insieme normale con parasassi da 1.5 m	82
Schema di insieme normale con parasassi da 1.2 m	83
Schema di insieme con telaio ridotto alla base e parasassi da 1.5 m	84
Schema di insieme con disassamento da 1,05 e parasassi da 1.5 m	85
Schema di insieme con piazzola di carico da 0,55 e parasassi da 1.5 m	86
Schema di insieme con piazzola di carico da 1.55 e parasassi da 1.5 m	87
Schema di insieme con partenza stretta da 0.40 e parasassi da 1.5 m	88
Schema di insieme con partenza stretta da 0.65 e parasassi da 1.5 m	89
Schema di insieme con partenza larga e parasassi da 1.5 m	90
Schema di insieme con trave carraia da 3,6 m e parasassi da 1.5 m	91
Schema di insieme con trave carraia da 5.4 m e parasassi da 1.5 m	92
Schema funzionale asta di parapetto da 1 m, diagonali, tavole in legno e fermapiedi	93
Schema funzionale asta di parapetto da 1 m, diagonali, tavole metalliche e fermapiedi	94
Schema funzionale asta di parapetto da 2 m, diagonali, tavole in legno e fermapiedi	95
Schema funzionale asta di parapetto da 2 m, diagonali, tavole metalliche e fermapiedi	96
Schema funzionale con telaio ridotto, diagonali e correnti	97
Schema funzionale con disassamento da 1.05, diagonali e correnti	98
Schema funzionale con partenza stretta da 0.40 m, diagonali e correnti	99
Schema funzionale con partenza stretta da 0.65 m, diagonali e correnti	100
Schema funzionale con partenza larga, diagonali e correnti	101
Schema funzionale con trave carraia da 3,60 m, diagonali e correnti	102
Schema funzionale con trave carraia da 5.40 m, diagonali e correnti	103
Schema funzionale con travi carraie, correnti e diagonali (sezione)	104
Schema funzionale con piazzola di carico da 0.55 (pianta)	105
Schema funzionale con piazzola di carico da 0.55 (sezione)	106
Schema funzionale con piazzola di carico da 0.55 (prospetto)	107
Schema funzionale con piazzola di carico da 1.55 (pianta)	108
Schema funzionale con piazzola di carico da 1.55 (sezione)	109
Schema funzionale con piazzola di carico da 1,55 (prospetto)	110
Disposizioni per l'impiego delle basette regolabili	111
Schema funzionale per disposizione di tavole da 0,33	112
Schema funzionale per disposizione di tavole da 0,49	113
Schema funzionale per disposizione di tavole da 0,33 e 0,49	114
Schema funzionale per parasassi da 1,5 m	115
Schema funzionale per parasassi da 1,2 m	116
Schema funzionale con campi di risalita e tavola con botola	117
Ancoraggi	118
Condizioni limiti di impiego	119-120

03/03/2006

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 5

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%

03/03/2006

PROTEZIONE DEGLI ELEMENTI :

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

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

MARCHIO :

"GIE": OVE NON DIVERSAMENTE INDICATO A DISEGNO
IL MARCHIO IN RILIEVO HA UN' ALTEZZA DI 1 mm,
SE INCISO HA UNA PROFONDITA' DI 0.5 mm

TOLLERANZA SUI FORI:

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

TAB. 1A - DIMENSIONE DEI TUBI A SEZIONE CIRCOLARE

N° ORD.	NORMA DI RIFER. (Circ. 29/04)	STICOM.	DIAMETRO EST. d (mm) TOLL. +	TOLL. -	Ø MAX	Ø MIN	SPESSORE s (mm) SPESS. NOM.	TOLL. % +	TOLL. % -	SPESSORE MAX.	SPESSORE MIN.	RIFIEGO
1	UNI EN 10219-2	48,3	0,5	0,5	48,8	47,8	2,9	10	10	3,19	2,61	Montanti e traverso del telaio/del telaio ridotto/delle partenze strette inferiori e superiori da 0,40 e 0,65/delle partenze larghe, tubi muniti di giunto per partenze larghe, puntoni delle partenze strette superiori da 0,40 e 0,65, tubi dei montanti di sommità, tubi verticali e traverso per mensole da 0,55, tubo verticale con spinotto e traversa mensole da 1,05, tubi mensole da 1,55, puntone mensola, montante centrale/briglia superiore/boccole laterali della trave carrala da 3,60, montanti centrali/briglie/ boccole laterali della trave carrala da 5,40, traverso e corrente inferiore telaietto di collegamento per travi carrale, traverso parassassi da 1.2 m
2'	UNI EN 10219-2	48,3	0,5	0,5	48,8	47,8	3,2	10	10	3,52	2,88	tubo per barra di ancoraggio
2"	UNI EN 10219-2	48,3	0,5	0,5	48,8	47,8	3,2	10	10	3,52	2,88	traverso per parassi da 1.5 m
3	UNI EN 10219-2	40	0,5	0,5	40,5	39,5	3,4	10	10	3,74	3,06	Spinotto rastremato del telaio/del telaio ridotto/delle partenze strette inferiori e superiori da 0,40 e 0,65 delle mensole da 0,55, da 1,05 e da 1,55/delle partenze larghe/delle travi carrale
4	UNI EN 10219-2	40	0,5	0,5	40,5	39,5	2	10	10	2,2	1,8	Spinotto graffato delle partenze strette inferiori e superiori da 0,40 e 0,65/delle mensole da 0,55, da 1,05 e da 1,55/delle partenze larghe/delle travi carrale, Spinotti laterali travi carrale
5	UNI EN 10219-2	38	0,5	0,5	38,5	37,5	2	10	10	2,2	1,8	correnti e diagonali passo 2.50, tubo bassetta fissa
6	UNI EN 10219-2	26,9	0,5	0,5	27,4	26,4	2,3	10	10	2,53	2,07	Archetto del telaio e del telaio ridotto, boccole del telaio/del telaio ridotto/dei montanti di sommità/delle partenze strette inferiori e superiori da 0,40 e 0,65/ delle partenze larghe, correnti e diagonali passo 1.80, correnti di testata, tubi dei telaietti di testata per tavole metalliche, montantini e puntoncini mensole da 1,05, aste di parete travi carrale, briglia inferiore trave carrala ad 3,60, tubi verticali e aste di parete telaietto per travi carrale, tirante parassassi da 1,5 m, tubi del telaietto di testata per tavole in legno, tubi telaietto di testata da 0,55, puntoncino mensole da 0,55, aste di parete travetta per partenza larga
7	UNI EN 10219-2	32	0,5	0,5	32,5	31,5	2	10	10	2,2	1,8	montanti scala
8	UNI EN 10219-2	22	0,5	0,5	22,5	21,5	2	10	10	2,2	1,8	piolì scala
9	UNI EN 10219-2	70	0,5	0,5	70,5	69,5	3,6	10	10	3,96	3,24	manicotti travi carrale
10	UNI EN 10219-2	38	0,5	0,5	38,5	37,5	4	10	5	4,4	3,8	tubo bassetta regolabile

TABELLA 2A - CARATTERISTICHE MECANICHE 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	340 - 470	≥ 17	-
2"	Tubo	48,3x3,2	UNI EN 10219-1	S355JRH	≥ 355	490 - 630	≥ 17	-
3	Tubo	40x3,4	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	340 - 470	≥ 17	-
4	Tubo	40x2	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	360 - 510	-	≥ 17
5	Tubo	38x2	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	360 - 510	-	≥ 17
6	Tubo	26,9 x 2,3	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	360 - 510	-	≥ 17
7	Tubo	32 x 2	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	360 - 510	-	≥ 17
8	Tubo	22 x 2	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	360 - 510	-	≥ 17
9	Tubo	70x3,6	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	360 - 510	-	≥ 17
10	Tubo	38x4	UNI EN 10219-1	S235JRH	≥ 235	340 - 470	≥ 17	-

03/03/2006

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Alb Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 7

TABELLA 1B - Dimensione di Profilati - Lamiere - Tondi

N°	PROFILI	Diametro / Largh.(mm.) Nom.	Tol. +	Tol. -	Dimensione max.	Dimensione min.	Spessore (mm.) Nom.	Tol. +	Tol. -	Dimensione max.	Dimensione min.	Impiego	Norma
1'	lamiera						1	0,09	0,09	1,09	0,91	manto tavola da 0,33	UNI EN 10143
1"	lamiera						1	0,08	0,08	1,08	0,92	manto tavola da 0,49, manto fermapiede, manto tavola con botola	UNI EN 10051
2	lamiera						2	0,17	0,17	2,17	1,83	fermapiede telaietti di testata, piatto per mensola da 1,55, profilo a C 50x30x15 tavola con botola, profilo a U 20x20x20 tavola con botola, profilo a L tavola con botola, campanina per correnti e diagonali saldati	UNI EN 10051
3	lamiera						2	0,13	0,13	2,13	1,87	testata fermapiede	UNI EN 10143
4	lamiera						2,5	0,18	0,18	2,68	2,32	manto impalcato di compenso	UNI EN 10051
5'	lamiera						3	0,17	0,17	3,17	2,83	testata tavole	UNI EN 10143
5"	lamiera						3	0,2	0,2	3,2	2,8	profilo a U 30x50x30 impalcato di compenso, campanina per correnti e diagonali aggraffati	UNI EN 10051
6	lamiera						4	0,22	0,22	4,22	3,78	staffe telaietto di testata per tavole in legno, staffe telaietto di testata da 0,55 e per mensole da 0,55, piatti mensola da 1,55	UNI EN 10051
7'	lamiera						5	0,24	0,24	5,24	4,76	cuneo per staffe per telaietto di testata per tavole in legno/ per telaietto di testata da 0,55/ per mensole da 0,55, profilo 30x40x30 per mensole da 0,55, profilo 35x40x35 per mensola da 0,55, piastra di base basetta fissa	UNI EN 10051
7"	lamiera						5	0,24	0,24	5,24	4,76	piastra di base basetta regolabile	UNI EN 10051
8	tondo	7	0,4	0,4	7,4	6,6						sicurezza per impalcato di compenso	EU 60
9	tondo	8	0,4	0,4	8,4	7,6						sicurezza per tavole	EU 60
10	tondo	10	0,4	0,4	10,4	9,6						spina a vite	EU 60
11	tondo	12	0,4	0,4	12,4	11,6						tirante parasassi da 1,2 m	EU 60
12	tondo	16	0,5	0,5	16,5	15,5						ganci per diagonali in pianta, perni telaietti di testata per tavole metalliche	EU 60
13	tondo	18	0,5	0,5	18,5	17,5						spine per diagonali e correnti	EU 60
14	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

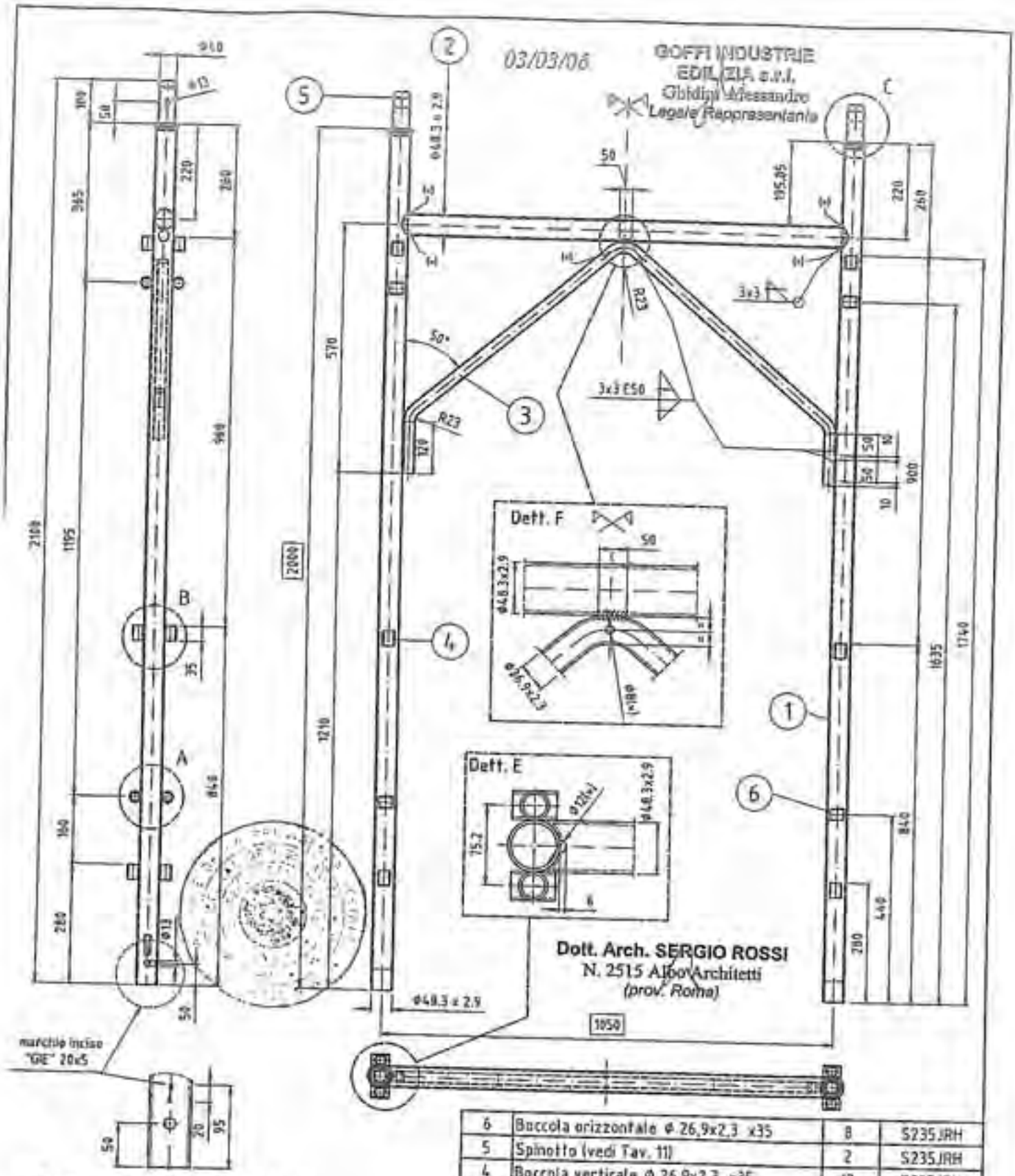
N°	PROFILI	DIMENS.(mm)	NORME	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA Materiale	fy 0,2 (N/mm²)	ft (N/mm²)	All % 5,65	All % 50/50 mm
1'	Lamiera	1	UNI EN 10147	S320GD	≥ 320	≥ 390	-	≥ 17
1"	Lamiera	1	UNI EN 10147	S250GD	≥ 250	≥ 330	-	≥ 19
2	Lamiera	2	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	360-510	-	≥ 19
3	Lamiera	2	UNI EN 10147	S250GD	≥ 250	≥ 330	-	≥ 19
4	Lamiera	2,5	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	360-510	-	≥ 20
5'	Lamiera	3	UNI EN 10147	S250GD	≥ 250	≥ 330	-	≥ 19
5"	Lamiera	3	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
6	Lamiera	4	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
7'	Lamiera	5	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
7"	Lamiera	5	UNI EN 10025	S275JR	≥ 275	410-560	≥ 22	-
8	Tondo	7	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
9	Tondo	8	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
10	Tondo	10	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
11	Tondo	12	UNI EN 10025	S355JR	≥ 355	470-630	≥ 22	-
12	Tondo	16	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
13	Tondo	18	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-
14	Tondo	20	UNI EN 10025	S235JR	≥ 235	340-470	≥ 26	-

03/03/2006

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 8



Per i dettagli vedi TAV. 11

(×) = foro passante per scarico zincatura

Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
6	Boccola orizzontale Φ 26,9x2,3 x35	8	S235JRH
5	Spinotto (vedi Tav. 11)	2	S235JRH
4	Boccola verticale Φ 26,9x2,3 x35	12	S235JRH
3	Tubo Φ26.9 x 2.3 x 1530	1	S235JRH
2	Tubo Φ48.3 x 2.9 x 1027	1	S235JRH
1	Tubo Φ48.3 x 2.9 x 2100	2	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25069 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 47

DESCRIZIONE
TELAIO CON SPINOTTO RASTREMATO

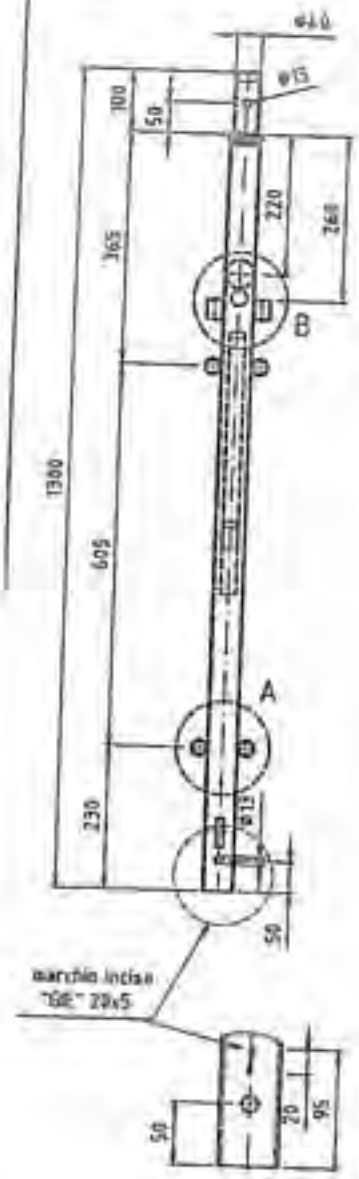
DISEGNATO: SIGNORINI

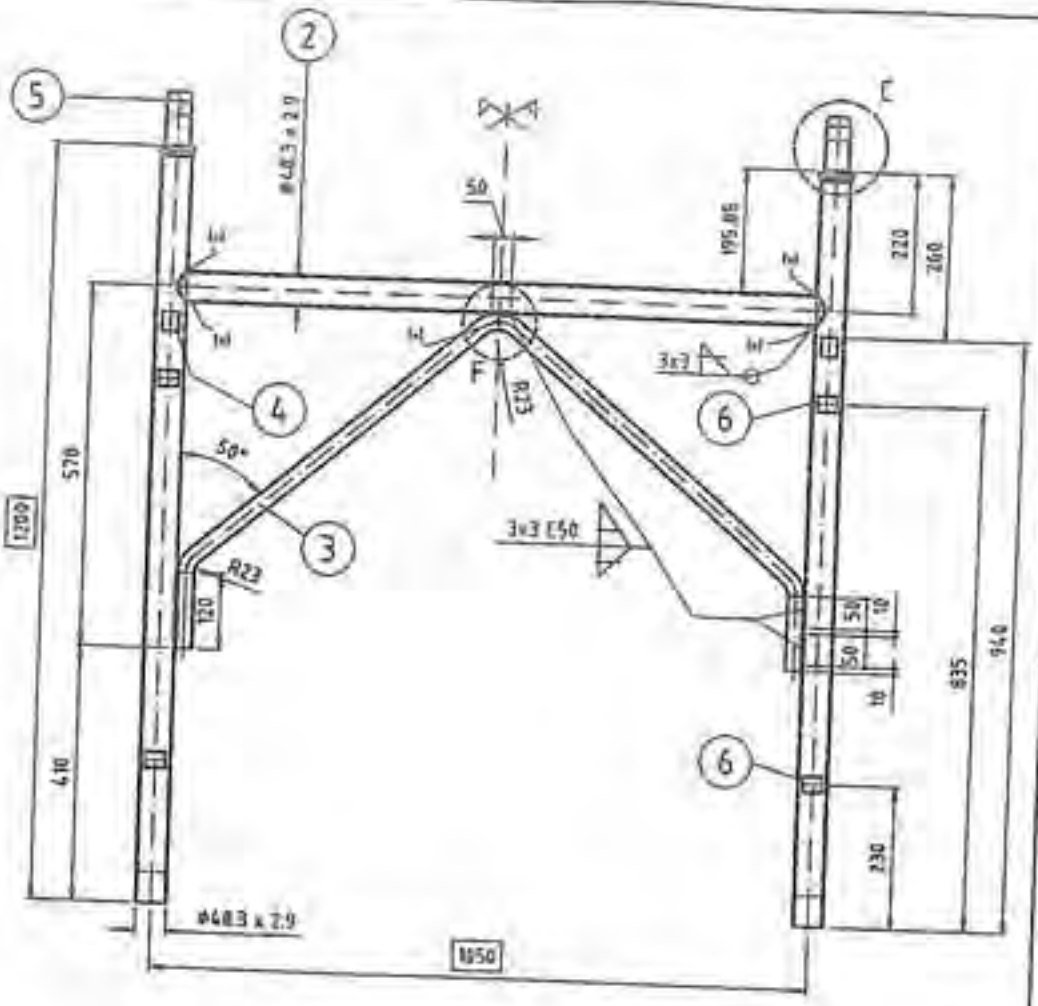
DATA: –

MATERIALE: -

SISTEMA DI PONTEGGI: GIE 180/250

DISEGNO
TAV. 9





03/03/06

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

Per i dettagli vedi TAV. 9, 11

(x) = foro passante per scarico zincatura

Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
6	Boccola orizzontale ø 26,9x2,3 x35	8	S235JRH
5	Spinotto (vedi Tav. 11)	2	S235JRH
4	Boccola verticale ø 26,9x2,3 x35	4	S235JRH
3	Tubo ø26,9 x 2.3 x 1530	1	S235JRH
2	Tubo ø48.3 x 2.9 x 1027	1	S235JRH
1	Tubo ø48.3 x 2.9 x 1300	2	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LIGNAGO, 45

DESCRIZIONE: TELAIO RIDOTTO CON SPINOTTO RASTREMATO

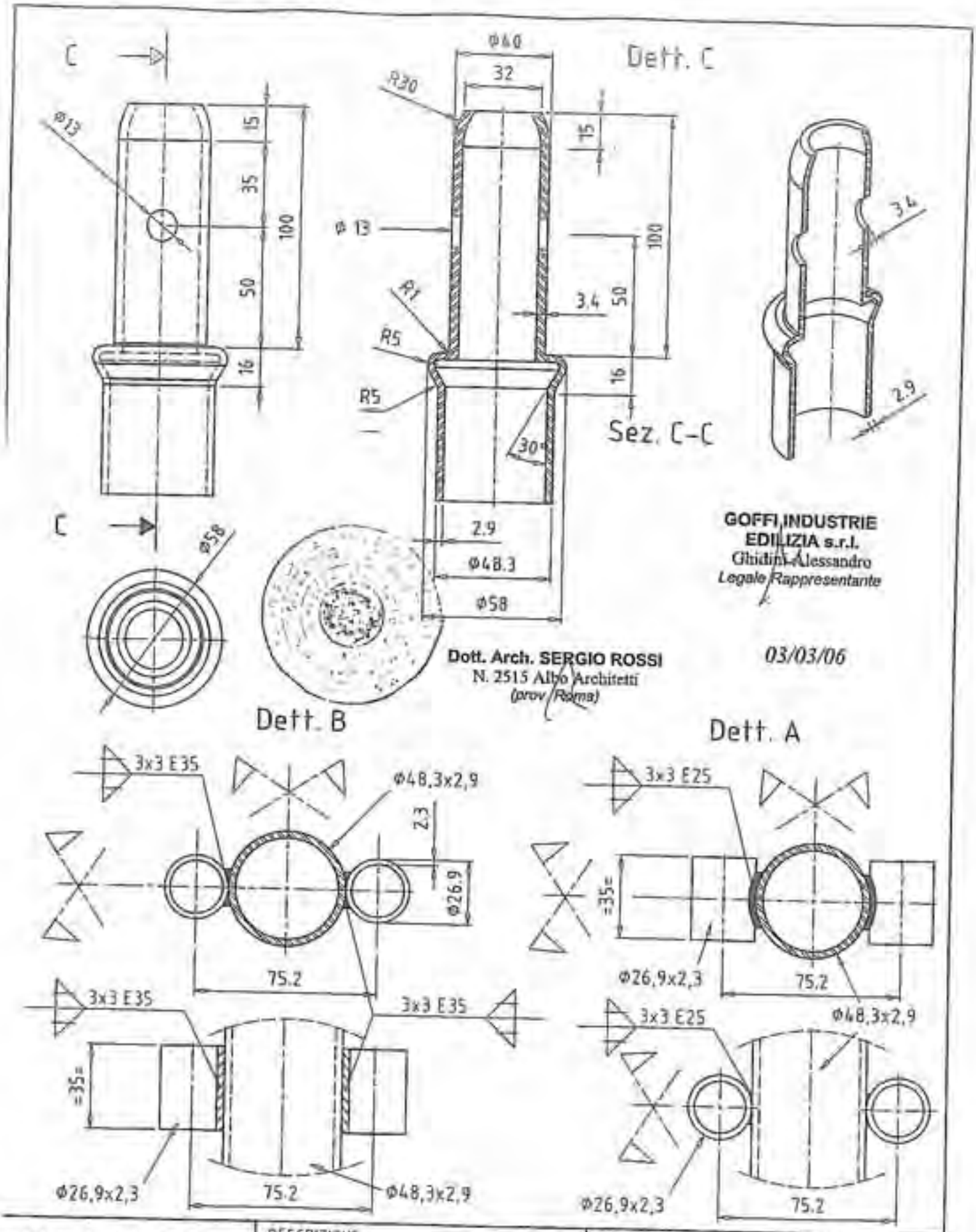
DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: -

MATERIALE: -

SISTEMA DI PONTEGGI: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 10



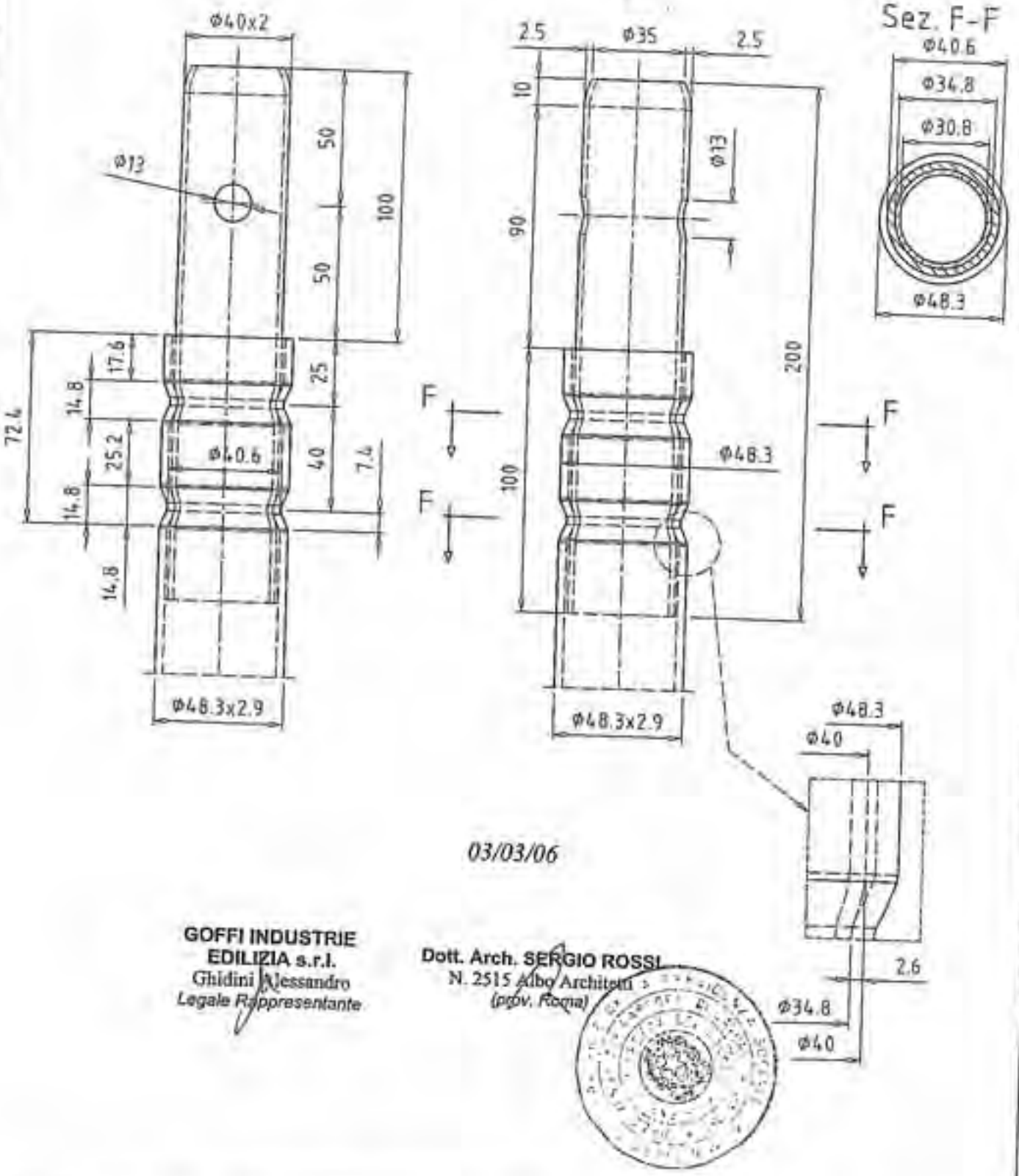
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 00039 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 47	DESCRIZIONE: DETTAGLI TELAIO	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
	MATERIALE: S235JRH	SISTEMA DI PONTEGGI: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 11

Dett. D

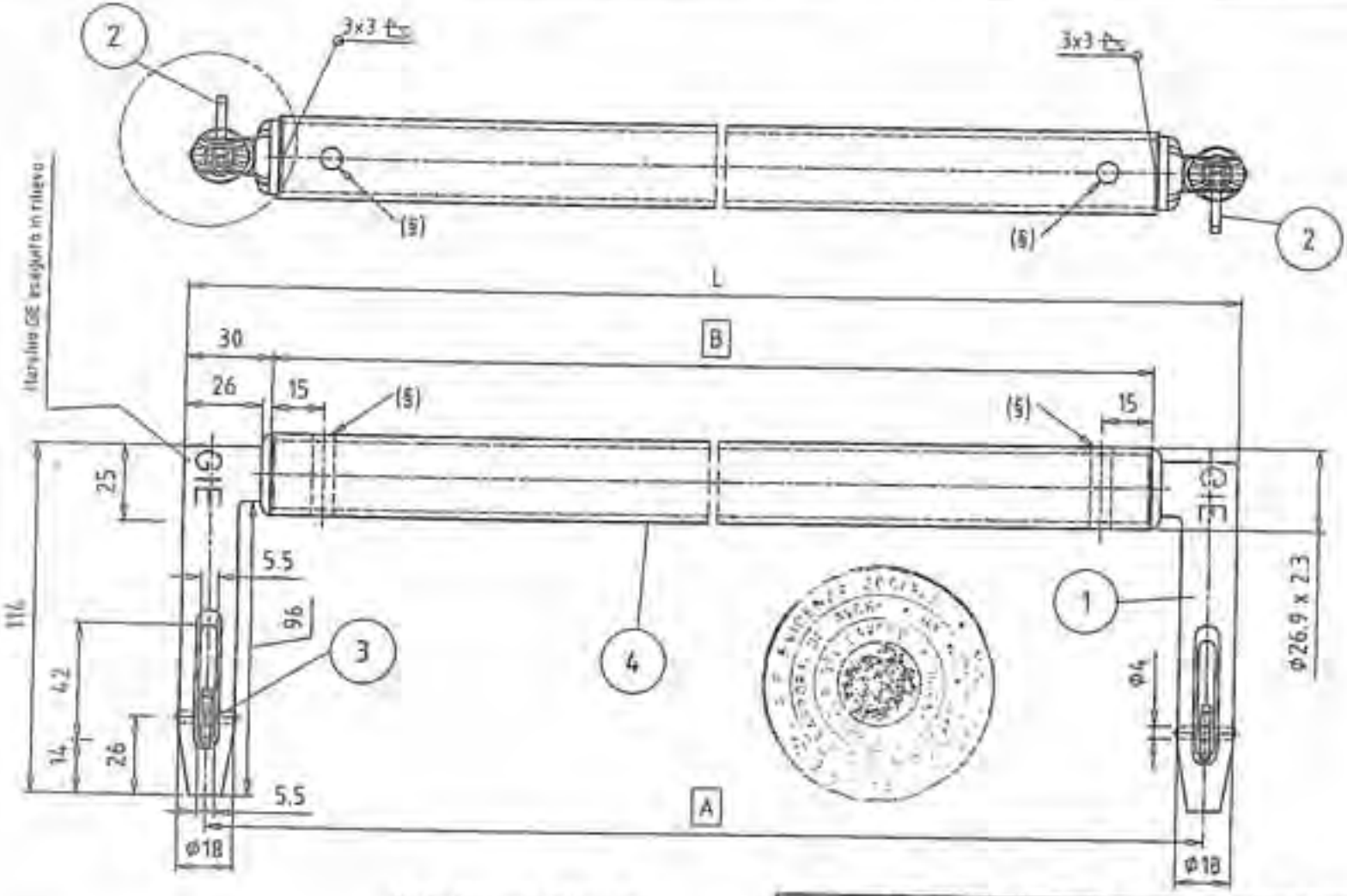


03/03/06

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 23009 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 41	DESCRIZIONE DETTAGLI SPINOTTO AGGRAFFATO	Signorini	-
	MATERIALE S235JRH / SISTEMA DI PONTEGGI GIE 180/250	DISEGNO TAV. 12	



Vedi dettagli TAV. 15

(§) = foro Φ7 passante per scarico zincatura

	CORRENTE DI TESTATA	1050	1008	1068
	CORRENTE DI FACCIATA	1726	1684	1744
	DIAGONALE DI FACCIATA	2100	2058	2118
	DIAGONALE IN PIANTA	2020	1978	2038
	DESCRIZIONE	**A ±1**	**B ±1**	**L**
4	TUBO 26.9 x 2.3 x B	1	S235JRH	
3	PERNO Φ3 x 20 - DA RIBADIRE -	2	S235JR	
2	CAMPANINA BASCULANTE	2	S235JR	
1	SPINA PER SALDATURA	2	S235JR	
Pos.	Descrizione	Qtà	Materiale	

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

03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

DATA: -

DISEGNATO: SIGNORINI

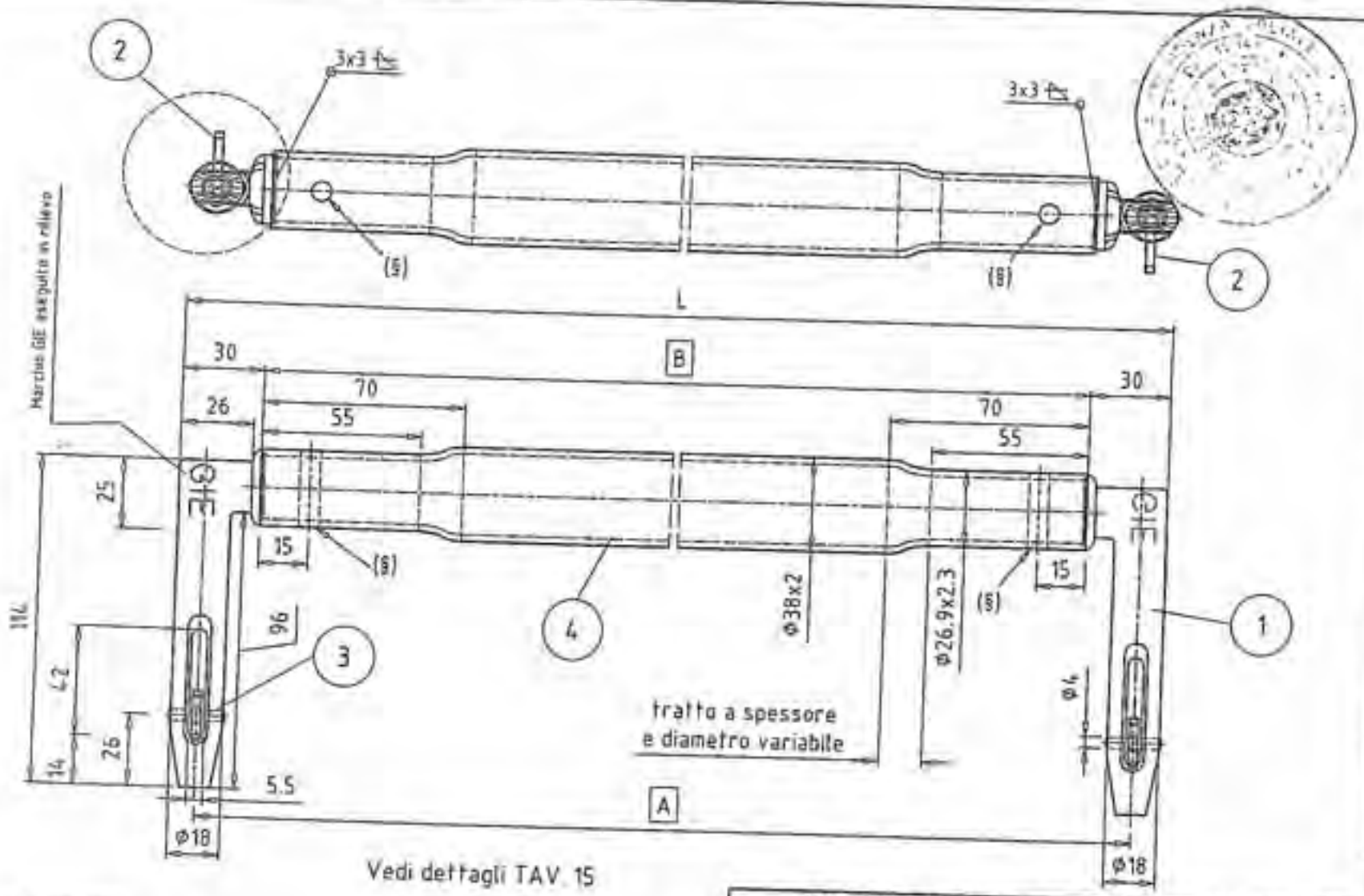
DISEGNO: TAV. 13

DESCRIZIONE: CORRENTI E DIAGONALI SALDATI PASSO 1.8 m

SISTEMA DI PONTEGGI: GIE 180/250

MATERIALE: -

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
23019 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 47



Vedi dettagli TAV. 15

(§) = foro ø7 passante per scarico zincatura

	DIAGONALE DI FACCIATA	2703	2661	2721
	CORRENTE DI FACCIATA	2425	2383	2443
	DESCRIZIONE	**A ±1**	**B ±1**	**L**
4	TUBO 38 x 2 x 8	1	S235JRH	
3	PERNO ø3 x 20 - DA RIBADIRE -	2	S235JR	
2	CAMPANINA BASCULANTE	2	S235JR	
1	SPINA PER SALDATURA	2	S235JR	
Pos.	Descrizione			

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

03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

DATA: -

DISEGNATO: SIGNORINI

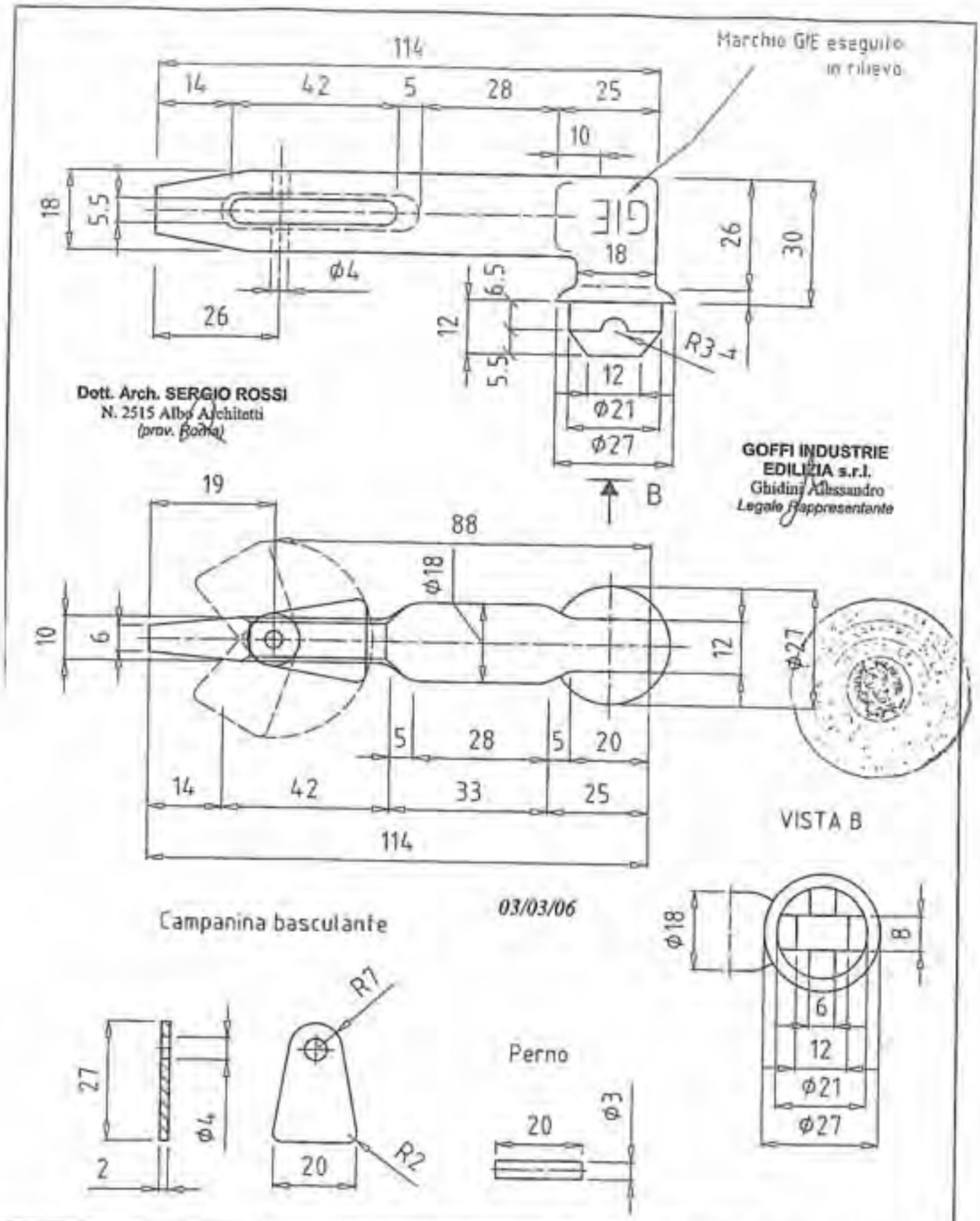
DISEGNO: TAV. 14

DESCRIZIONE: CORRENTI E DIAGONALI SALDATI PASSO 2.5 m

SISTEMA DI PONTEGGI: GIE 180/250

MATERIALE: -

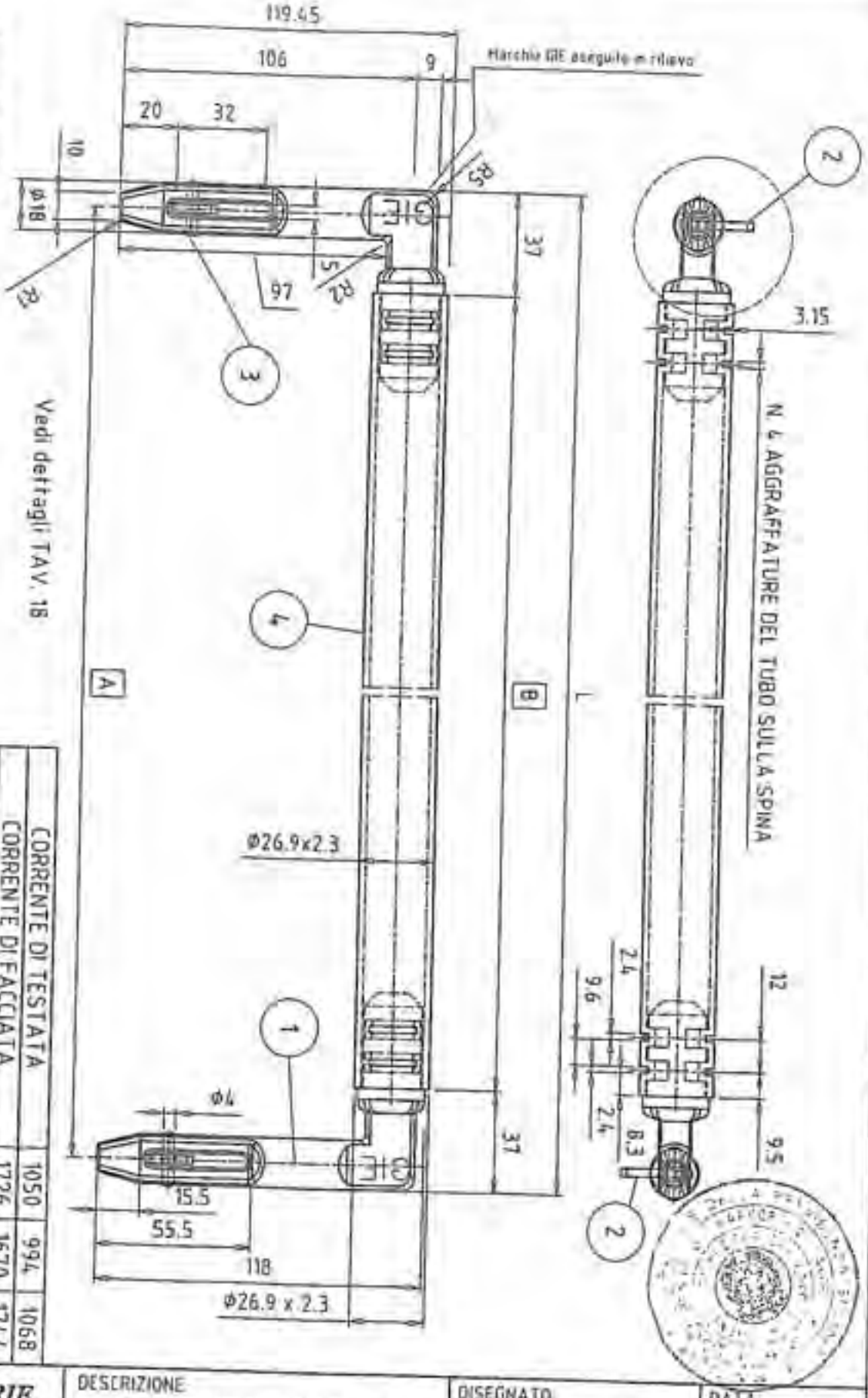
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA S.r.l.
25069 VILLANOVA S.D. CLESI (BS)
VIA LEONARDO, 17



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Bologna)

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

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 21009 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47	DESCRIZIONE SPINA SALDATA	DISEGNATO SIGNORINI	DATA -
	MATERIALE S235JR	SISTEMA DI PONTEGGI GIE 180/250	DISEGNO TAV. 15



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

03/03/06

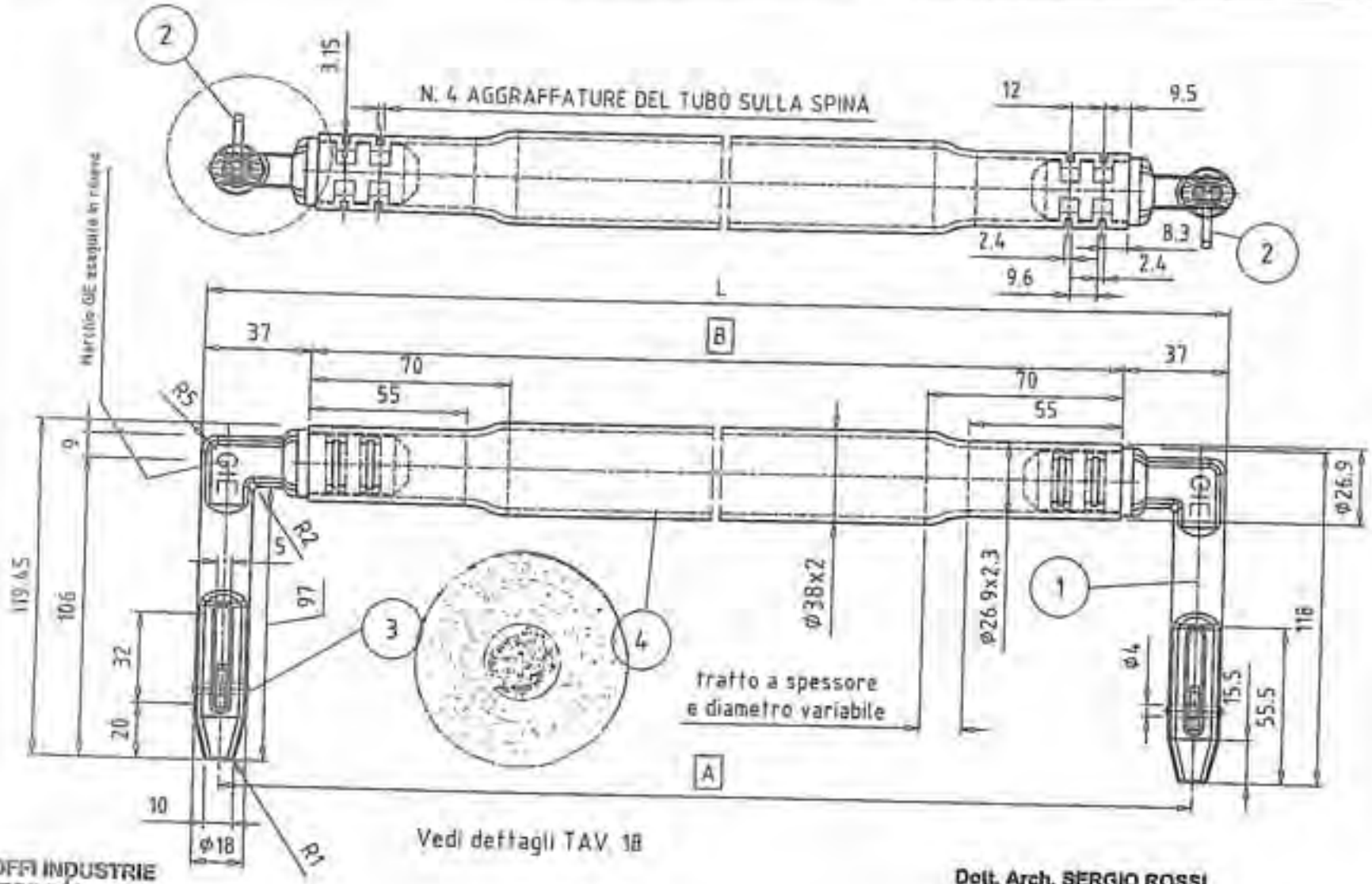
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Brescia)

Pos.	Denominazione	DESCRIZIONE	A ±1	B ±1	L	
		CORRENTE DI TESTATA	1050	994	1068	
		CORRENTE DI FACCIATA	1726	1670	1744	
		DIAGONALE DI FACCIATA	2100	2044	2118	
		DIAGONALE IN PIANTA	2020	1964	2038	
4	TUBO 26.9 x 2.3 x B					
3	PERNO ø3 x 20 - DA RIBADIRE -		1	2	S235JRH	
2	CAMPANINA BASCULANTE		2	2	S235JR	
1	SPINA PER AGGRAFFATURA		2	2	S235JR	

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
23899 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 47

DESCRIZIONE	DISEGNATO	DATA
CORRENTI E DIAGONALI AGGRAFFATI PASSO 1.8 m	SIGNORINI	-

MATERIALE	SISTEMA DI PONTEGGI	DISEGNO
-	GIE 180/250	TAV. 16



DIAGONALE DI FACCIATA	2703	2647	2721
CORRENTE DI FACCIATA	2425	2369	2443
DESCRIZIONE	A ±1	B ±1	L

Pos.	Descrizione	Qtà	Materiale
4	TUBO 38 x 2 x B	1	S235JRH
3	PERNO φ3 x 20 - DA RIBADIRE -	2	S235JR
2	CAMPANINA BASCULANTE	2	S235JR
1	SPINA PER AGGRAFFATURA	2	S235JR

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

03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

DATA: -

DISEGNATO: De ISEPPI

DISEGNO: TAV. 17

DESCRIZIONE: CORRENTI E DIAGONALI AGGRAFFATI PASSO 2.5 m

SISTEMA DI PONTEGGI: GIE 180/250

MATERIALE: -

GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA S.r.l.
25020 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 47

Marchio GIE eseguito in rilievo

Sez A-A

Perno

Campanina basculante

Sez B-B

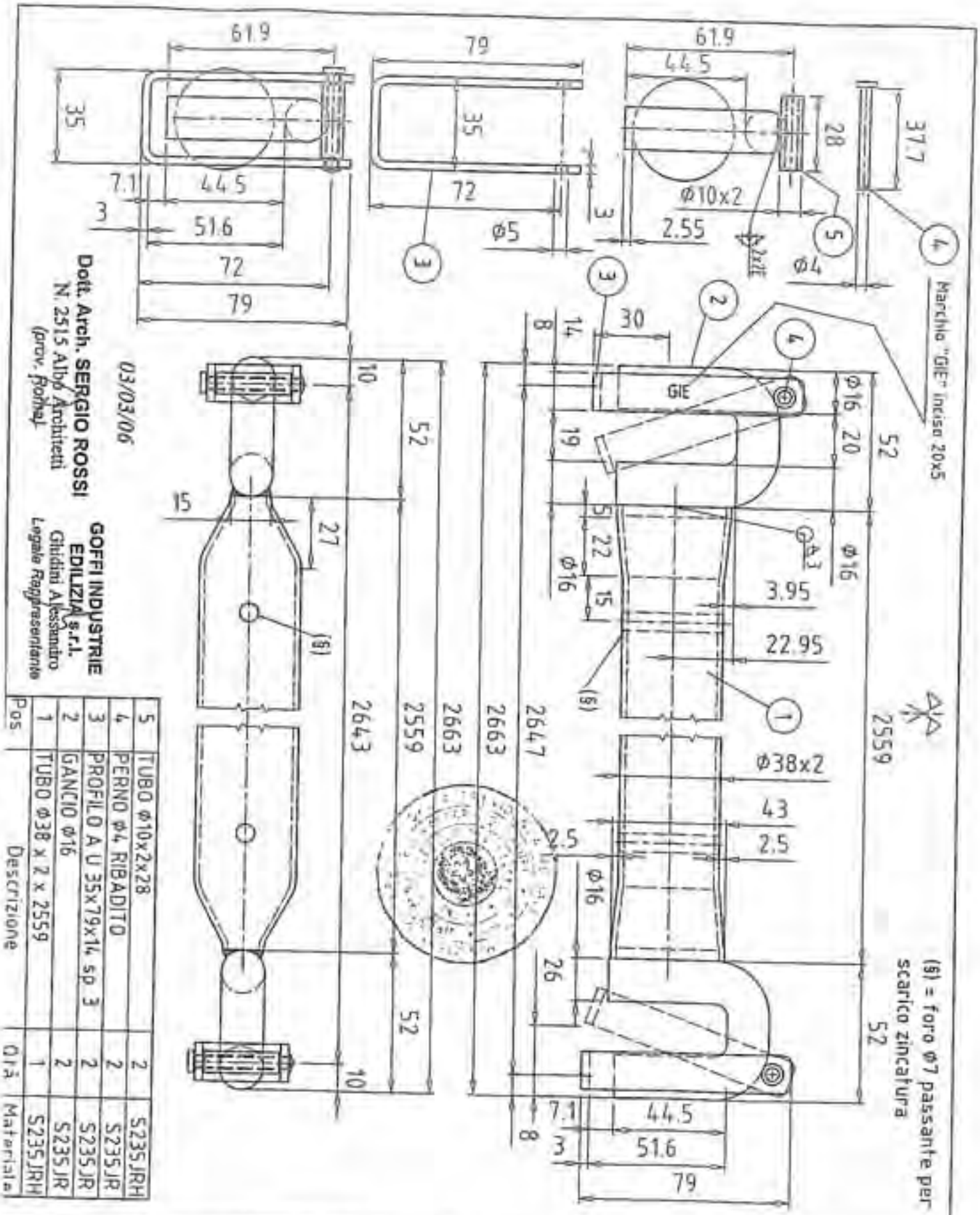
C-C

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

03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

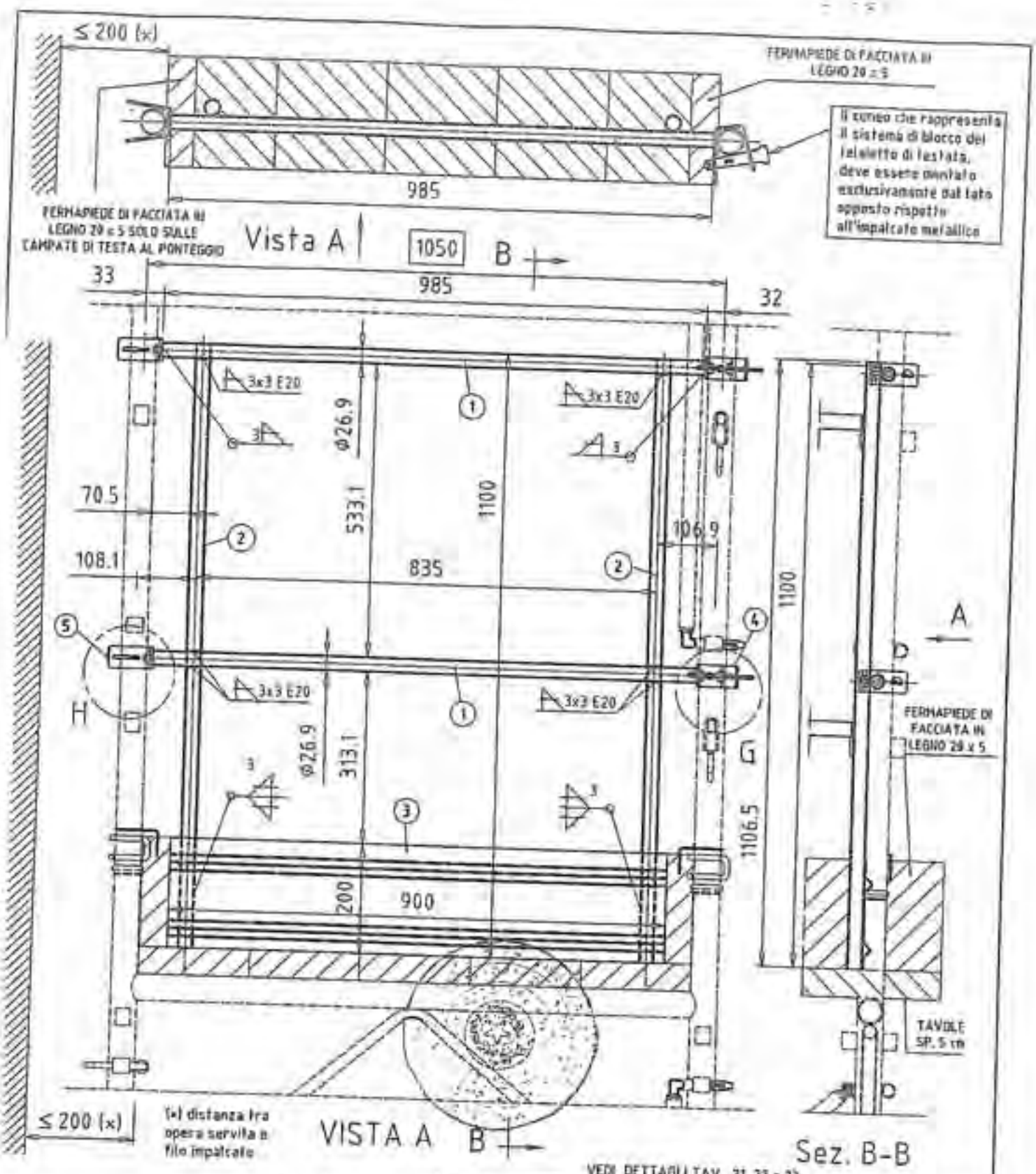
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 20089 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47	DESCRIZIONE: SPINA PER CORRENTI E DIAGONALI AGGRAFFATI	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
	MATERIALE: S235JR / SISTEMA DI PONTEGGI: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 18	



Pos.	Descrizione	Qtà	Materiale
5	TUBO ø10x2x28	2	S235JRH
4	PERNO ø4 RIBADITO	2	S235JR
3	PROFILO A U 35x79x14 sp 3	2	S235JR
2	GANCIO ø16	2	S235JR
1	TUBO ø38 x 2 x 2559	1	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 41

DESCRIZIONE	DISEGNATO	DATA
DIAGONALE IN PIANTA CON GANCI (passo 2.50)	SIGNORINI	-
MATERIALE: - / TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 19	



VEDI DETTAGLI TAV. 21, 22 e 23

Pos.	Descrizione	Materiale	Q.tà
5	STAFFA SX (VEDI DETTAGLIO "H" TAV. 23)	S235JR	2
4	STAFFA DX (VEDI DETTAGLIO "G" TAV. 23)	S235JR	2
3	FERMAPIEDE SP. 2 mm (vedi TAV. 23)	S235JR	1
2	MONTANTE ø26.9x2.3x1100	S235JRH	2
1	CORRENTE ø26.9x2.3x985	S235JRH	2

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

03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25069 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 47

DESCRIZIONE: TELAIETTO DI TESTATA PER TAVOLE IN LEGNO

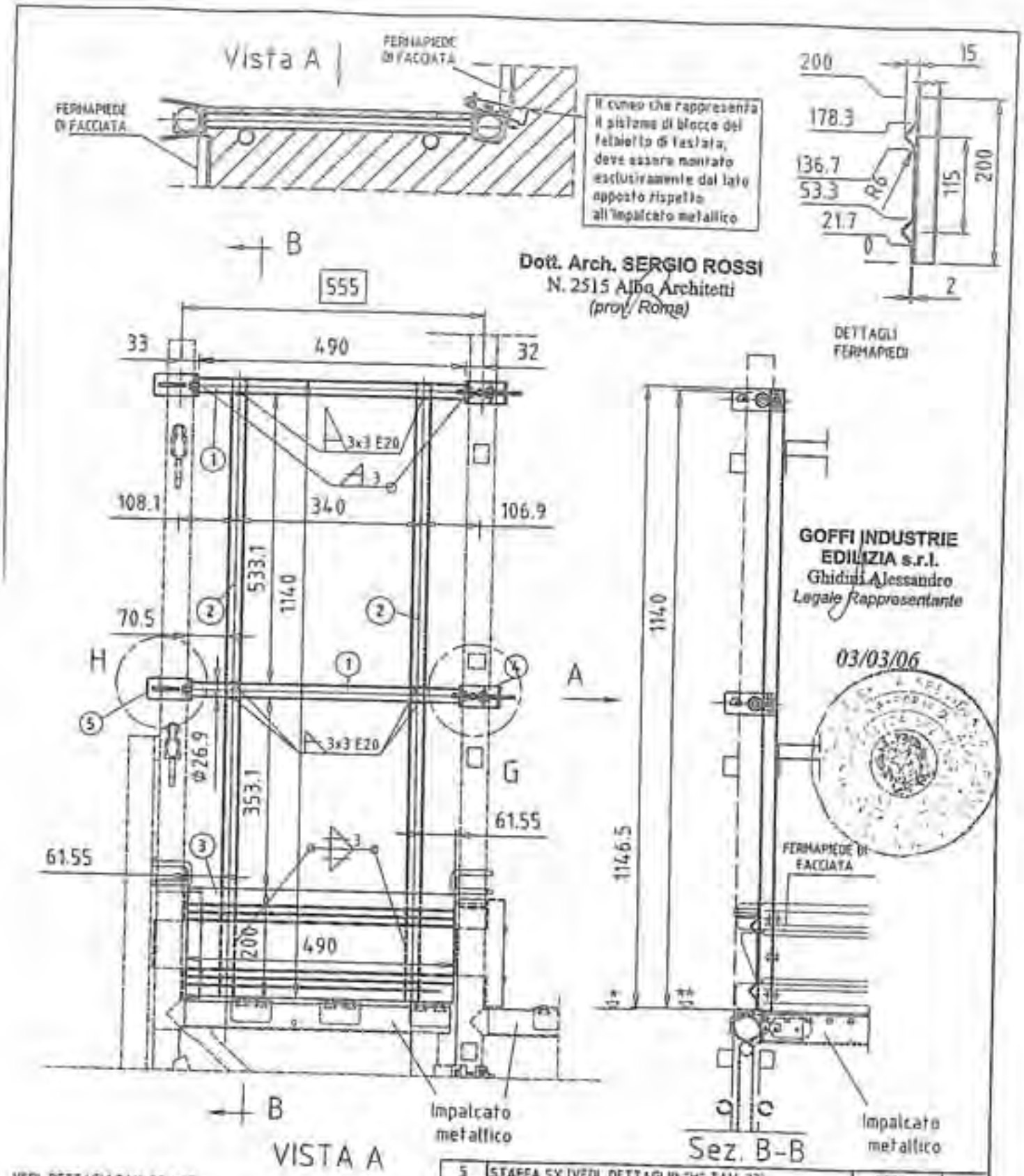
DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: -

MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 20



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

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

03/03/06

VEDI DETTAGLI TAV. 22 e 23

*	= 9,8 quota estradosso traversa
**	= 7,8 quota estradosso testata tavola

Pos	Descrizione	Materiale	Q.tà
5	STAFFA SX (VEDI DETTAGLIO "H" TAV. 23)	S235JR	2
4	STAFFA DX (VEDI DETTAGLIO "G" TAV. 23)	S235JR	2
3	FERMAPIEDE SP. 2 mm	S235JR	1
2	MONTANTE Ø26.9x2.3x1140	S235JRH	2
1	CORRENTE Ø26.9x2.3x490	S235JRH	2

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25029 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 17

DESCRIZIONE: TELAIETTO DI TESTATA DA 0,55 PER PIAZZOLA DI CARICO

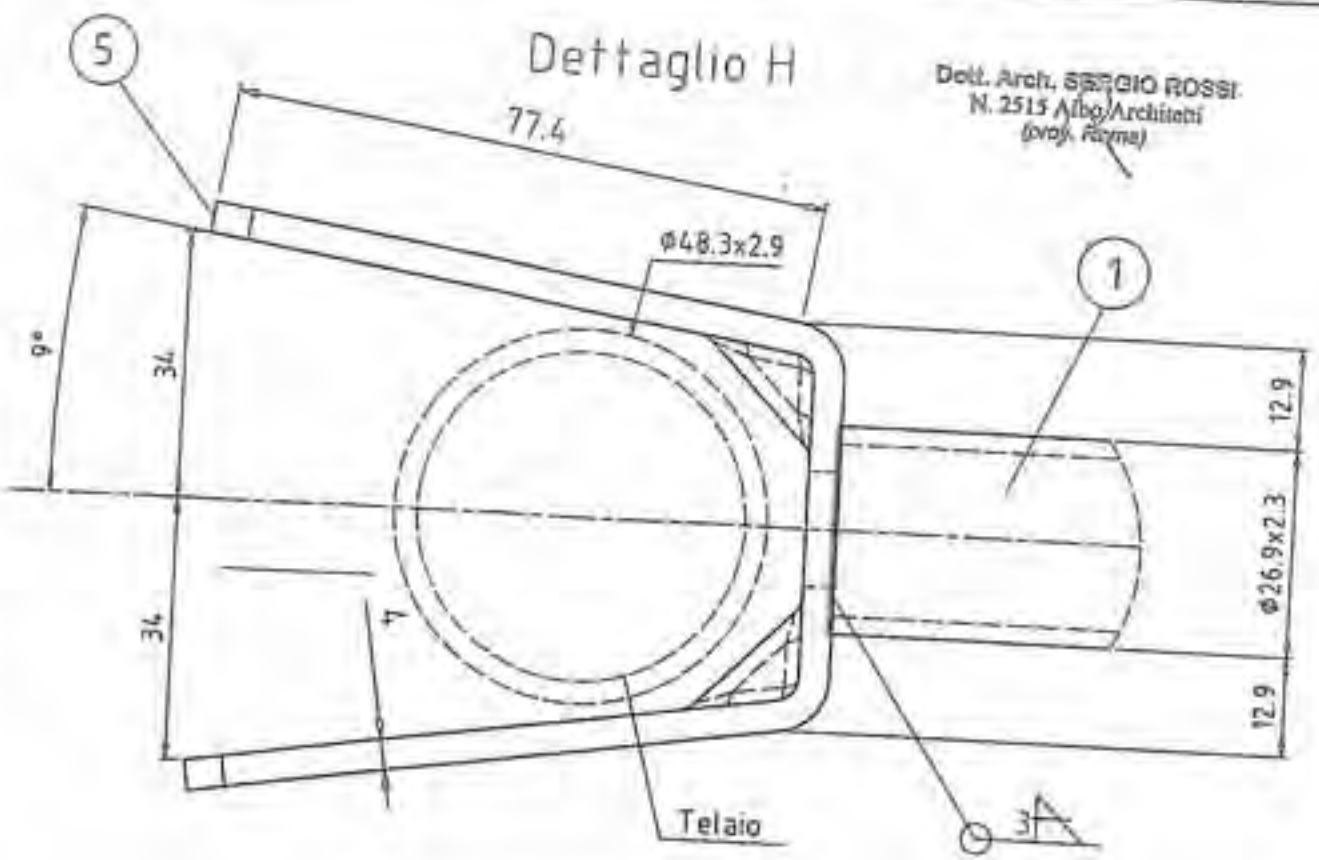
DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: -

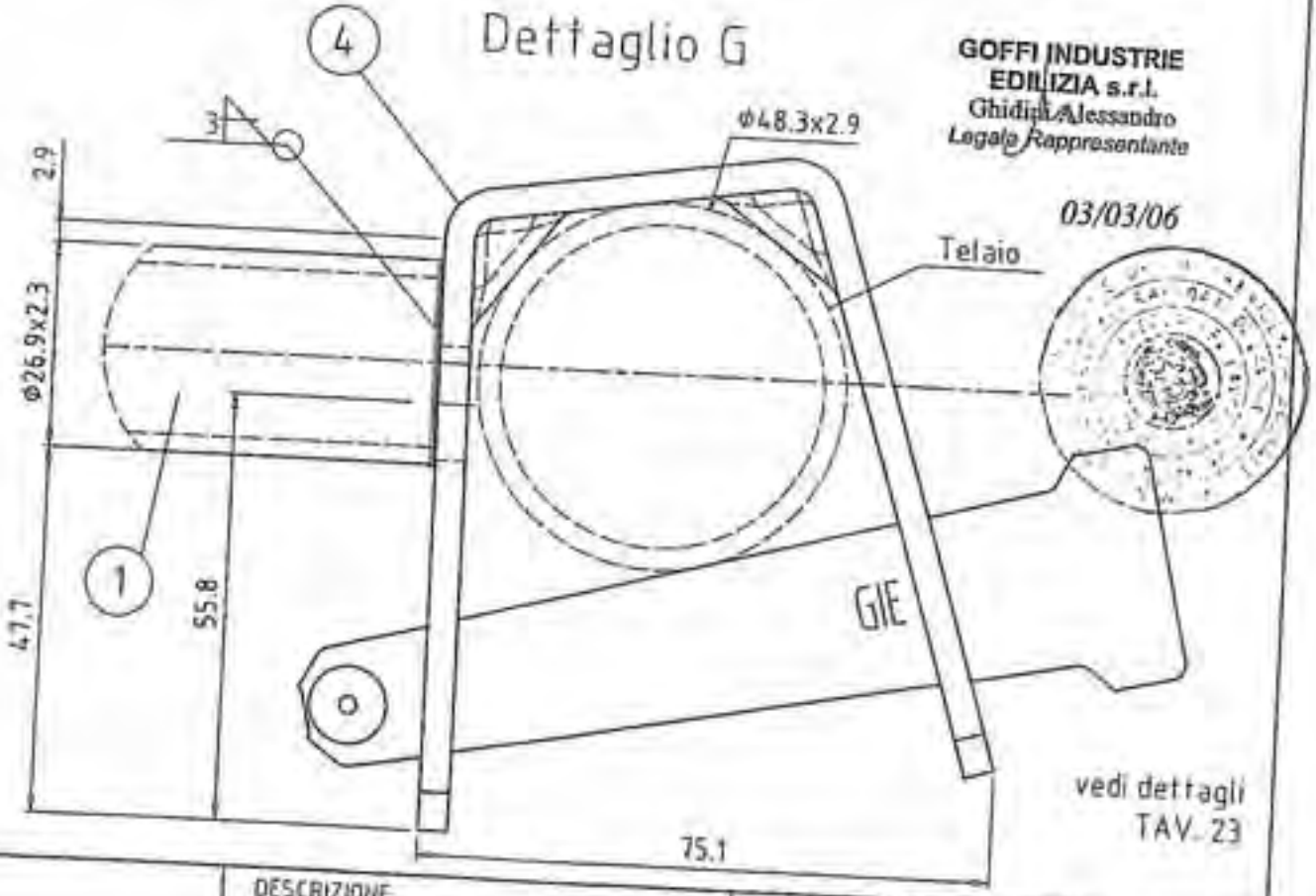
MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 21



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

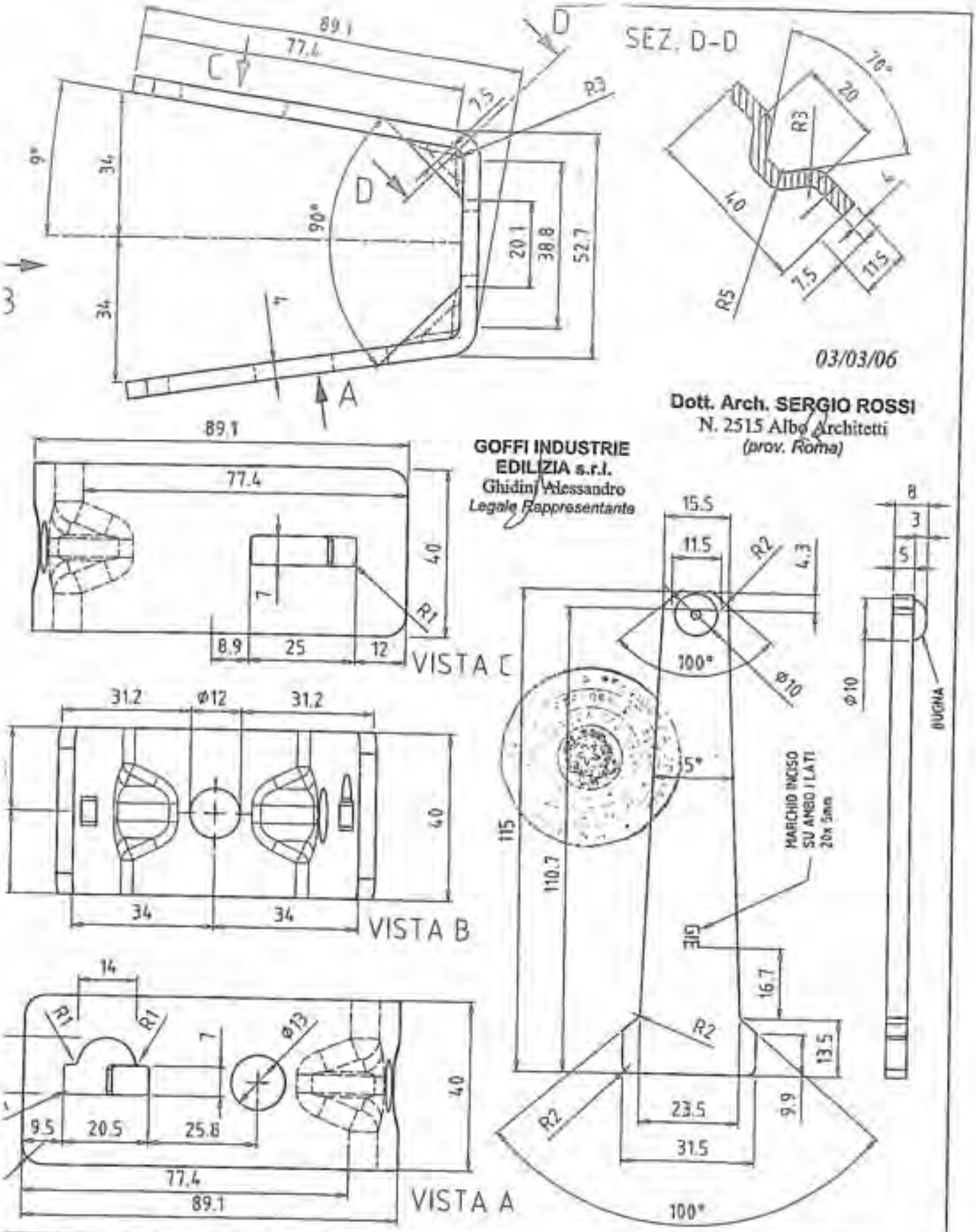


GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

03/03/06

vedi dettagli
TAV. 23

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25009 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 47	DESCRIZIONE: STAFFE PER TELAIETTI DI TESTATA	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
	MATERIALE: - / TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 22	

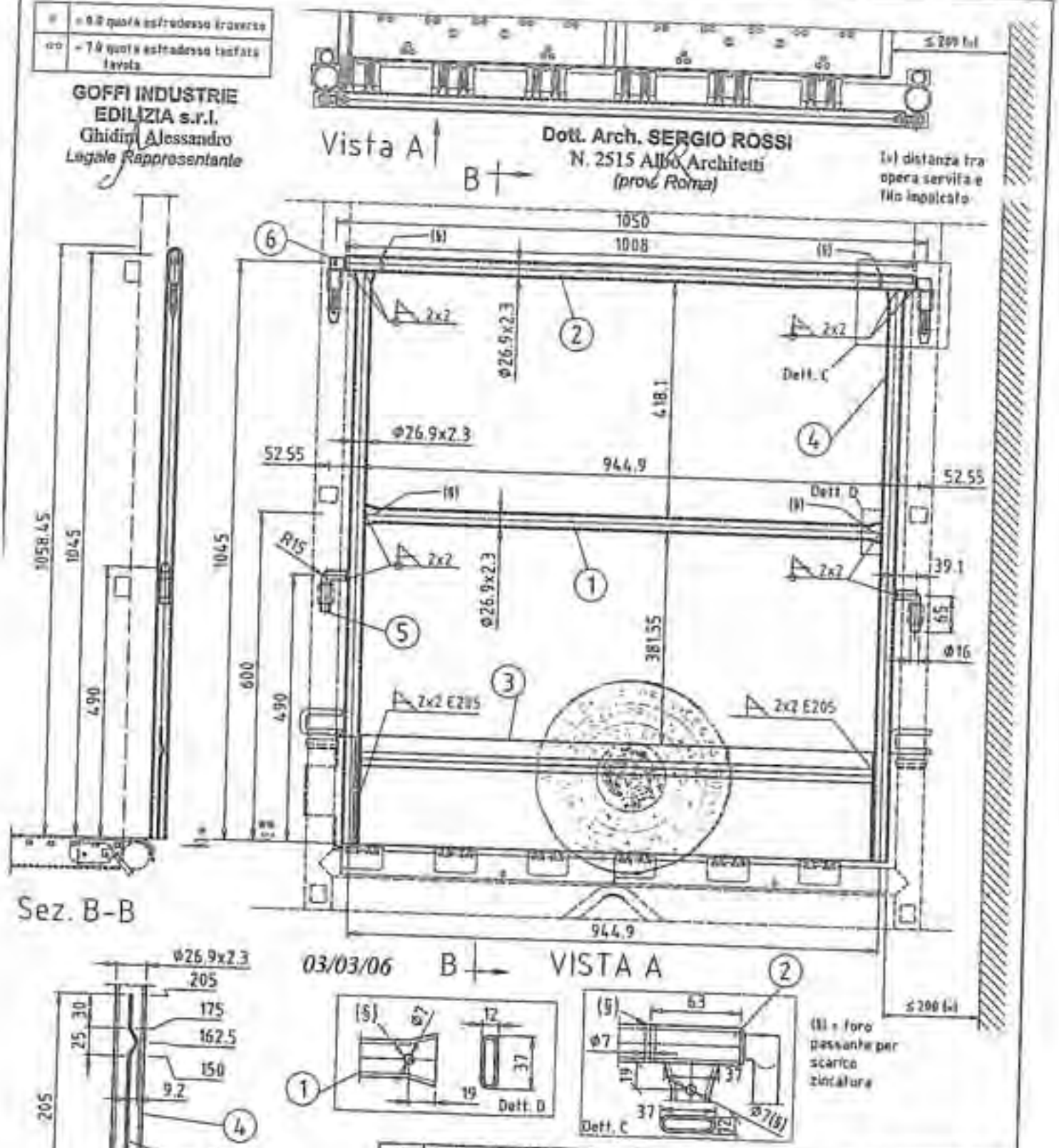


GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 47	DESCRIZIONE: STAFFA E CUNEO	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
	MATERIALE: -	TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 23

*	= 0.0 quota estradosso traverso
**	= 7.0 quota estradosso testata tavola

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)



Pos.	Descrizione	Materiale	Q.tà
6	SPINA Ø 18 SALDATA (vedi TAV. 15)	S235JR	2
5	PERNO Ø 16	S235JR	2
4	MONTANTINO TELAIETTO DI TESTATA Ø26.9x2.3x1031.55	S235JR	2
3	FERMAPIEDE SP. 2 mm	S235JRH	2
2	CORRENTE PER TELAIETTO DI TESTATA Ø26.9x2.3x1008 (VEDI TAV. 19)	S235JR	1
1	CORRENTE PER TELAIETTO DI TESTATA Ø26.9x2.3x918	S235JRH	1

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

DESCRIZIONE: TELAIETTO DI TESTATA DA 1,05 PER TAVOLE METALLICHE (SALDATO)

DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: -

MATERIALE: -

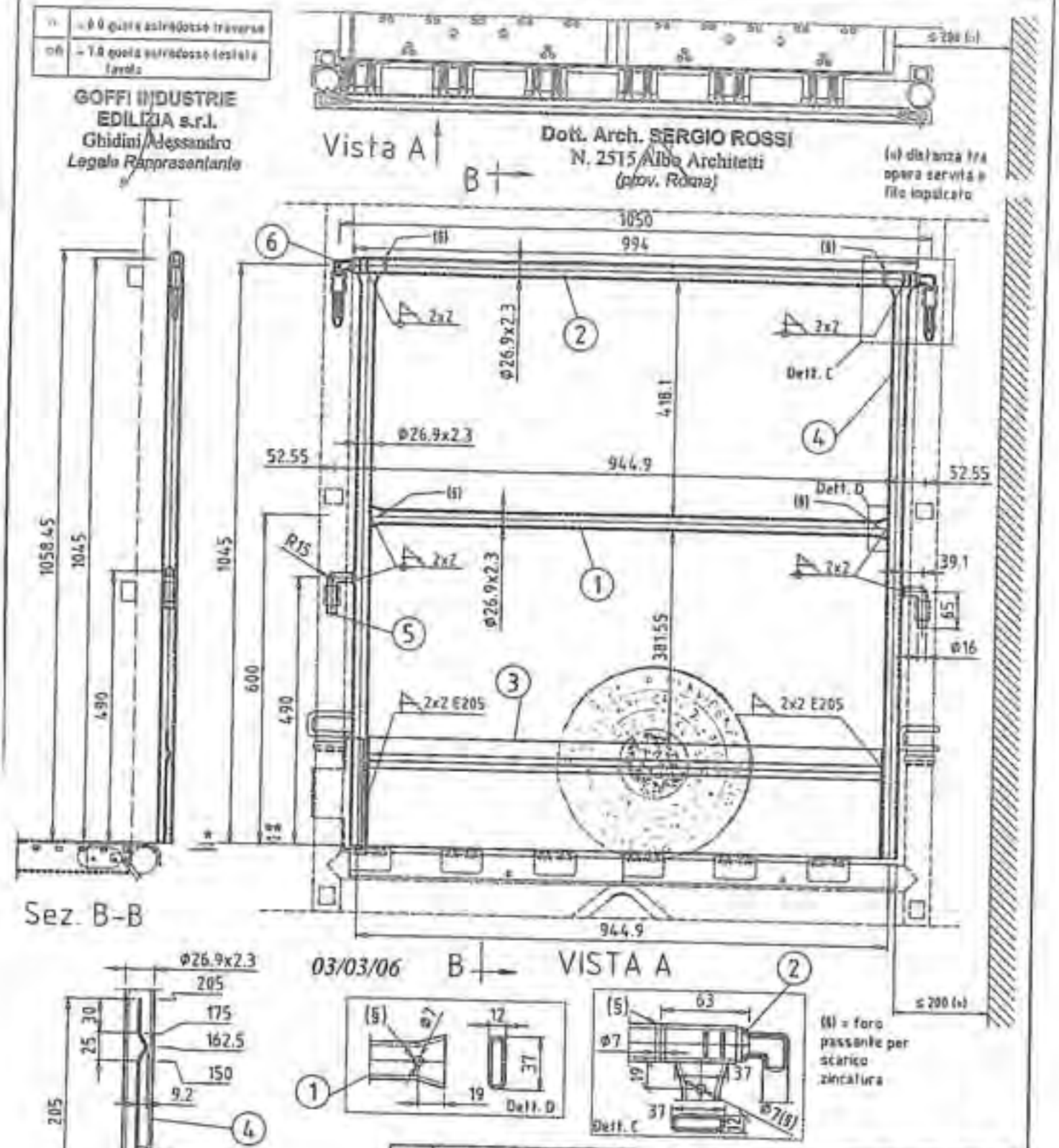
TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 24

n	= 6.0 quota estradosso traverse
n6	= 7.0 quota estradosso testata tavola

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)



Pos.	Descrizione	Materiale	Q.tà
6	SPINA Ø 18 AGGRAFFATA (vedi TAV. 18)	S235JR	2
5	PERNO Ø 16	S235JR	2
4	MONTANTINO TELAIETTO DI TESTATA Ø26.9x2.3x1031.55	S235JRH	2
3	FERMAPIEDE SP. 2 mm	S235JR	2
2	CORRENTE PER TELAIETTO DI TESTATA Ø26.9x2.3x994 (VEDI TAV. 16)	S235JR	1
1	CORRENTE PER TELAIETTO DI TESTATA Ø26.9x2.3x918	S235JRH	1

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

DESCRIZIONE:
TELAIETTO DI TESTATA DA 1,05 PER TAVOLE METALLICHE (AGGRAFFATO)

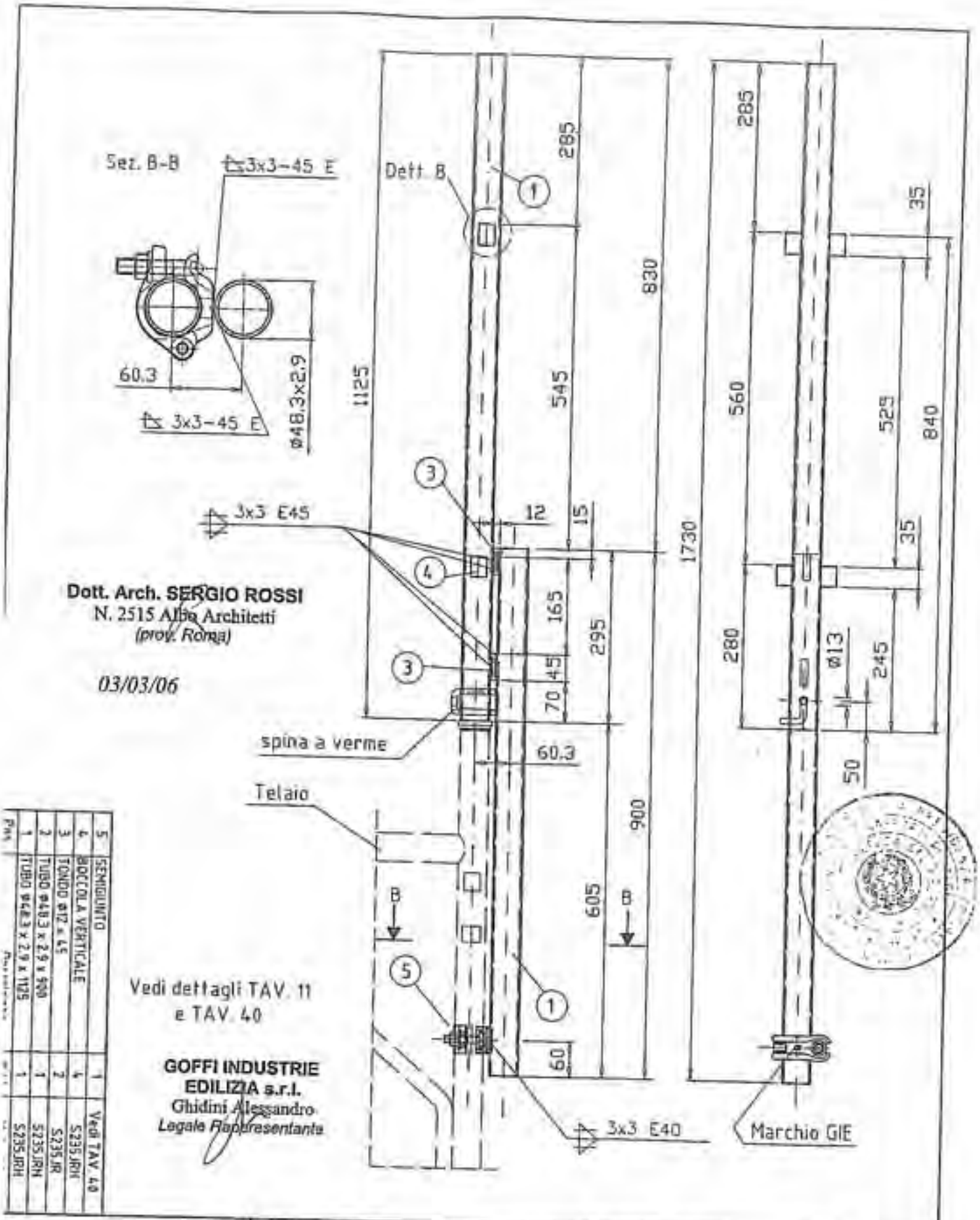
DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: -

MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: **TAV. 25**



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/06

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

Pos.	Denominazione	Q.tà	Materiale
5	SEMIGIUNTO	1	Vedi TAV. 40
4	BOCCOLA VERTICALE	4	S235JRH
3	TONDO ø12 x 45	2	S235JR
2	TUBO ø48.3 x 2.9 x 900	1	S235JRH
1	TUBO ø48.3 x 2.9 x 1125	1	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25029 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONAGO, 47

DESCRIZIONE: MONTANTE DI SOMMITA' DA 1.0 m

DISEGNATO: SIGNORINI

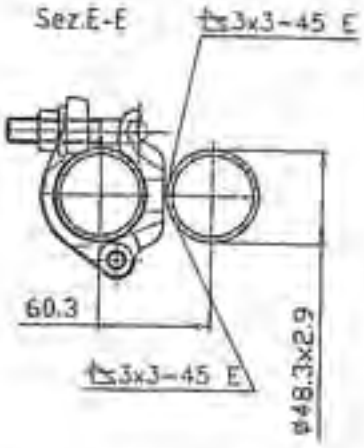
DATA: -

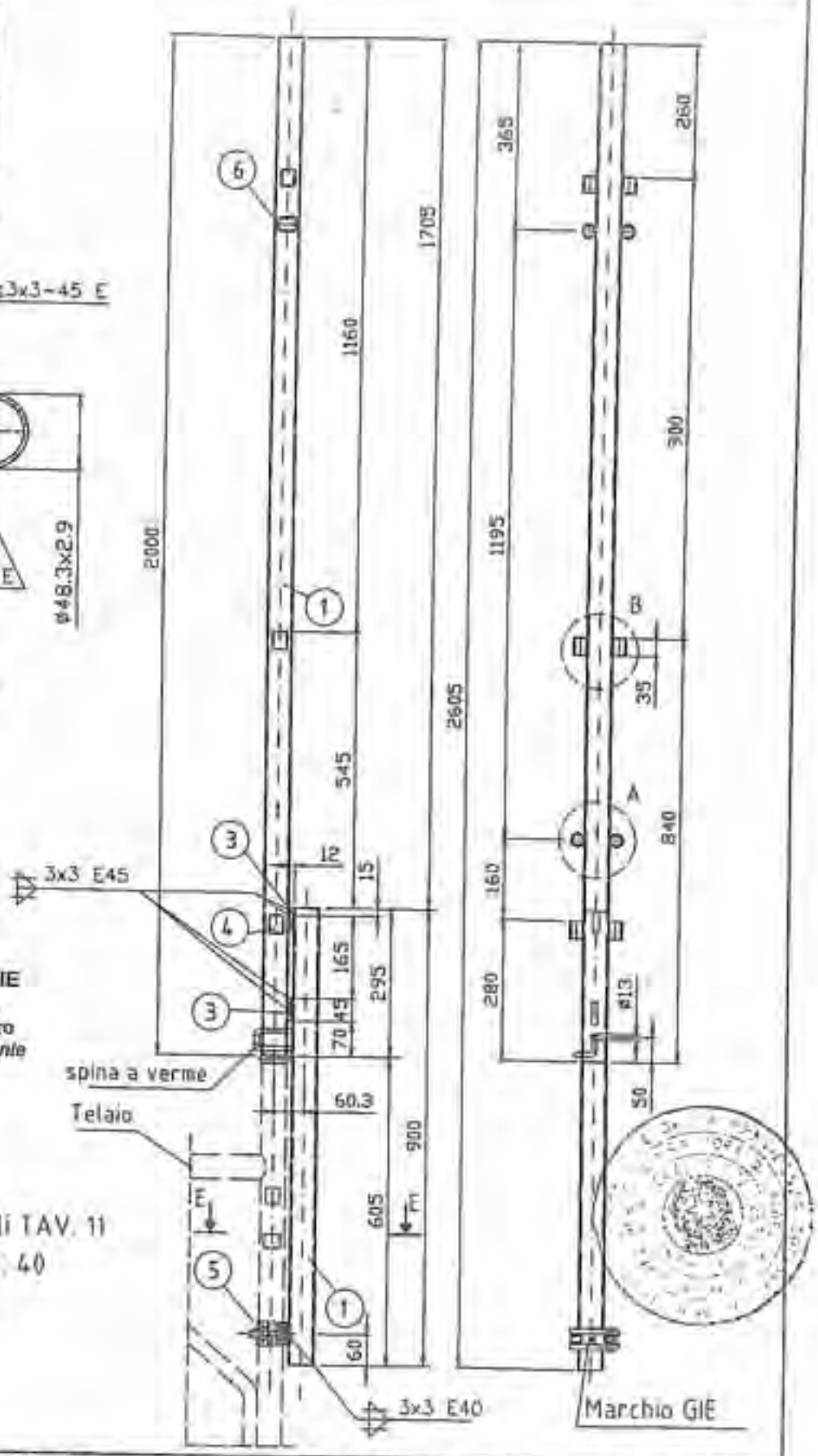
MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 26

Il presente elemento di protezione collettiva contro le cadute, deve intendersi destinato al servizio esclusivo dell'ultimo piano praticabile del ponteggio. Pertanto è espressamente vietato l'impiego di tale elemento a protezione di posti di lavoro diversi dal predetto piano





Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

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

Vedi dettagli TAV. 11 e TAV. 40

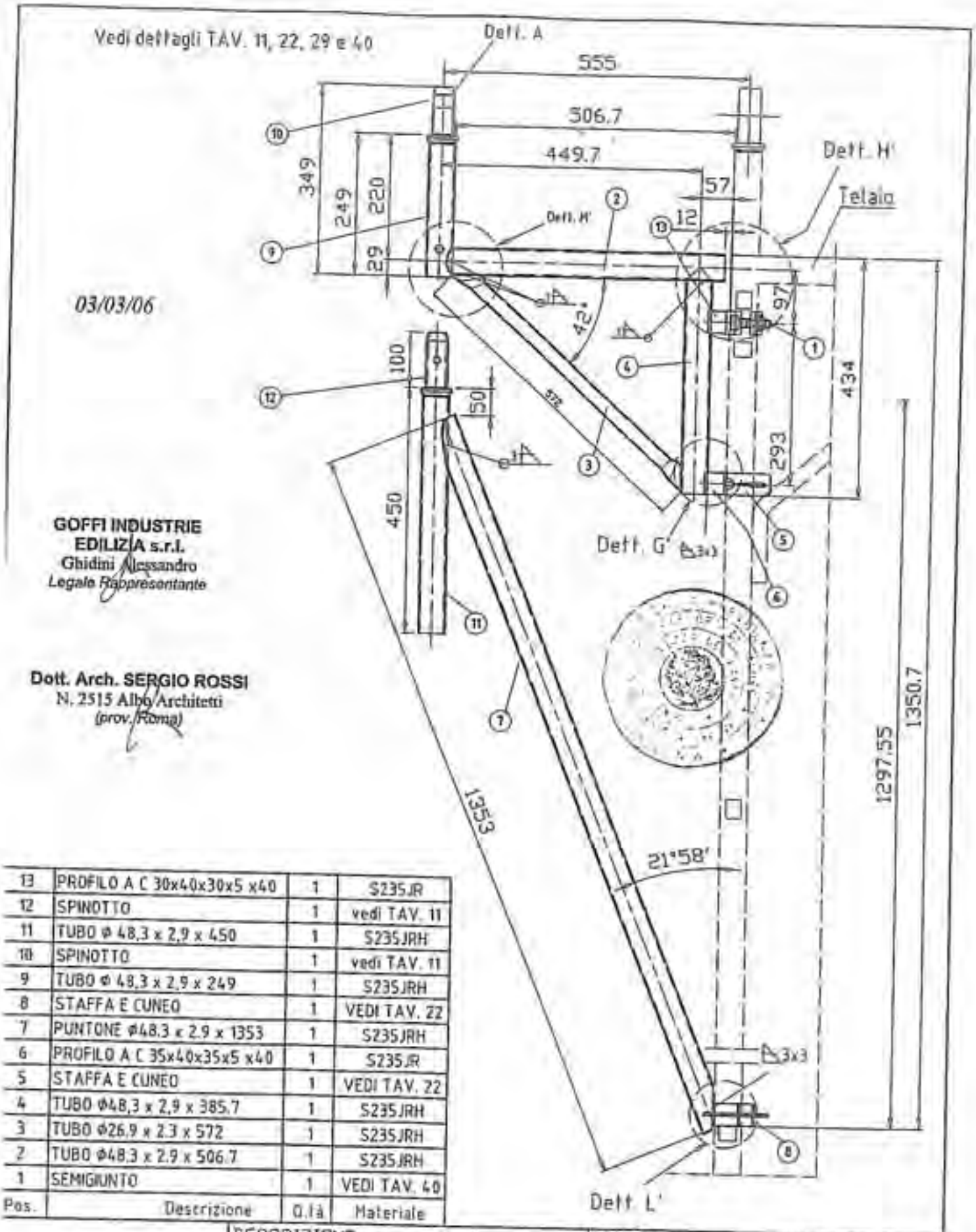
03/03/06

Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
5	BOCCOLA ORIZZONTALE	6	S235JRH
5	SEMIGIUNTO	1	Vedi TAV. 40
4	BOCCOLA VERTICALE	6	S235JRH
3	TONDO ø12 x 45	2	S235JRH
2	TUBO ø48.3 x 2.9 x 900	1	S235JRH
1	TUBO ø48.3 x 2.9 x 2000	1	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25029 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 47

DESCRIZIONE:	DISEGNATO:	DATA:
MONTANTE DI SOMMITA' DA 2.0 m	SIGNORINI	-

MATERIALE:	TIPOLOGIA:	DISEGNO:
-	GIE 180/250	TAV. 27



03/03/06

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
13	PROFILO A C 30x40x30x5 x40	1	S235JR
12	SPINOTTO	1	vedi TAV. 11
11	TUBO ø 48,3 x 2,9 x 450	1	S235JRH
10	SPINOTTO	1	vedi TAV. 11
9	TUBO ø 48,3 x 2,9 x 249	1	S235JRH
8	STAFFA E CUNEO	1	VEDI TAV. 22
7	PUNTONE ø48.3 x 2.9 x 1353	1	S235JRH
6	PROFILO A C 35x40x35x5 x40	1	S235JR
5	STAFFA E CUNEO	1	VEDI TAV. 22
4	TUBO ø48,3 x 2,9 x 385,7	1	S235JRH
3	TUBO ø26,9 x 2,3 x 572	1	S235JRH
2	TUBO ø48,3 x 2,9 x 506,7	1	S235JRH
1	SEMIGIUNTO	1	VEDI TAV. 40

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
24020 VILLANOVA SULL'ARDA (PC)
VIA LIGNAGHI, 47

DESCRIZIONE: MENSOLA E PUNTONE DA 0.55 PER PIAZZOLA DI CARICO CON SPINOTTO RASTREMATO

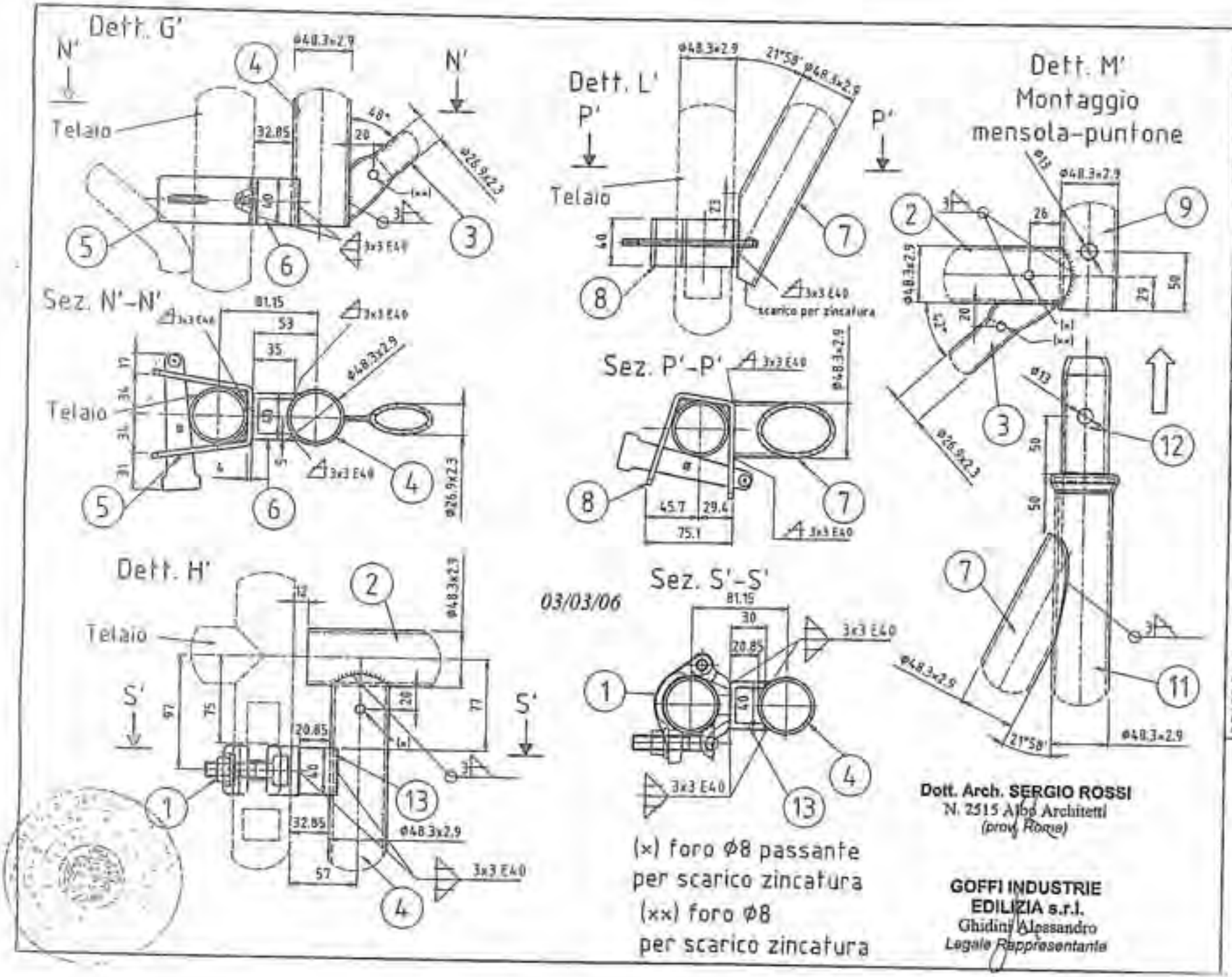
DISEGNATO: SIGNORINI

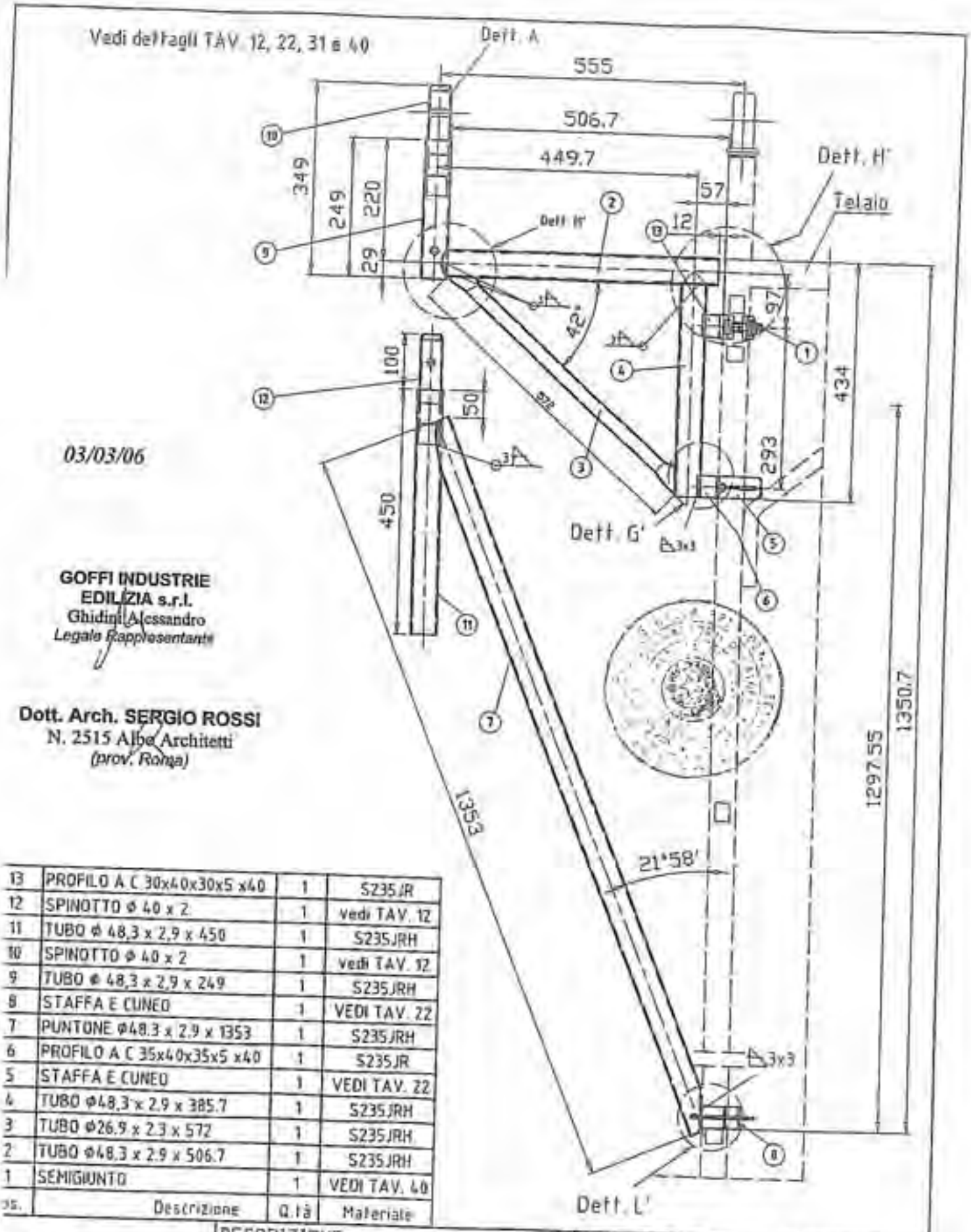
DATA: -

MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 28


Dett. G'
Telaio
Sez. N'-N'
Telaio
Dett. H'
Telaio
Dett. L'
Telaio
scarico per zincatura
Sez. P'-P'
Sez. S'-S'
Dett. M'
Montaggio
mensola-puntone
03/03/06
(×) foro Ø8 passante
per scarico zincatura
(××) foro Ø8
per scarico zincatura
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante
DATA
DISEGNATO
SIGNORINI
DISEGNO:
TAV. 29
DESCRIZIONE:
MENSOLA DA 0.55 E PUNTONE, PER
PIAZZOLA DI CARICO CON SPINOTTO
RASTREMATO (DETTAGLI)
MATERIALE
TIPOLOGIA:
GIE 180/250
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA S.r.l.



03/03/06

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

13	PROFILO A C 30x40x30x5 x40	1	S235JR
12	SPINOTTO ϕ 40 x 2	1	Vedi TAV. 12
11	TUBO ϕ 48,3 x 2,9 x 450	1	S235JRH
10	SPINOTTO ϕ 40 x 2	1	Vedi TAV. 12
9	TUBO ϕ 48,3 x 2,9 x 249	1	S235JRH
8	STAFFA E CUNEO	1	VEDI TAV. 22
7	PUNTONE ϕ48.3 x 2.9 x 1353	1	S235JRH
6	PROFILO A C 35x40x35x5 x40	1	S235JR
5	STAFFA E CUNEO	1	VEDI TAV. 22
4	TUBO ϕ48,3 x 2.9 x 385.7	1	S235JRH
3	TUBO ϕ26.9 x 2.3 x 572	1	S235JRH
2	TUBO ϕ48.3 x 2.9 x 506.7	1	S235JRH
1	SEMIGIUNTO	1	VEDI TAV. 40
Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
24020 VILLANOVA SEL. CLUSI (BG)
VIA LEONARDO, 41

DESCRIZIONE: MENSOLA E PUNTONE DA 0.55 PER PIAZZOLA DI CARICO CON SPINOTTO AGGRAFFATO

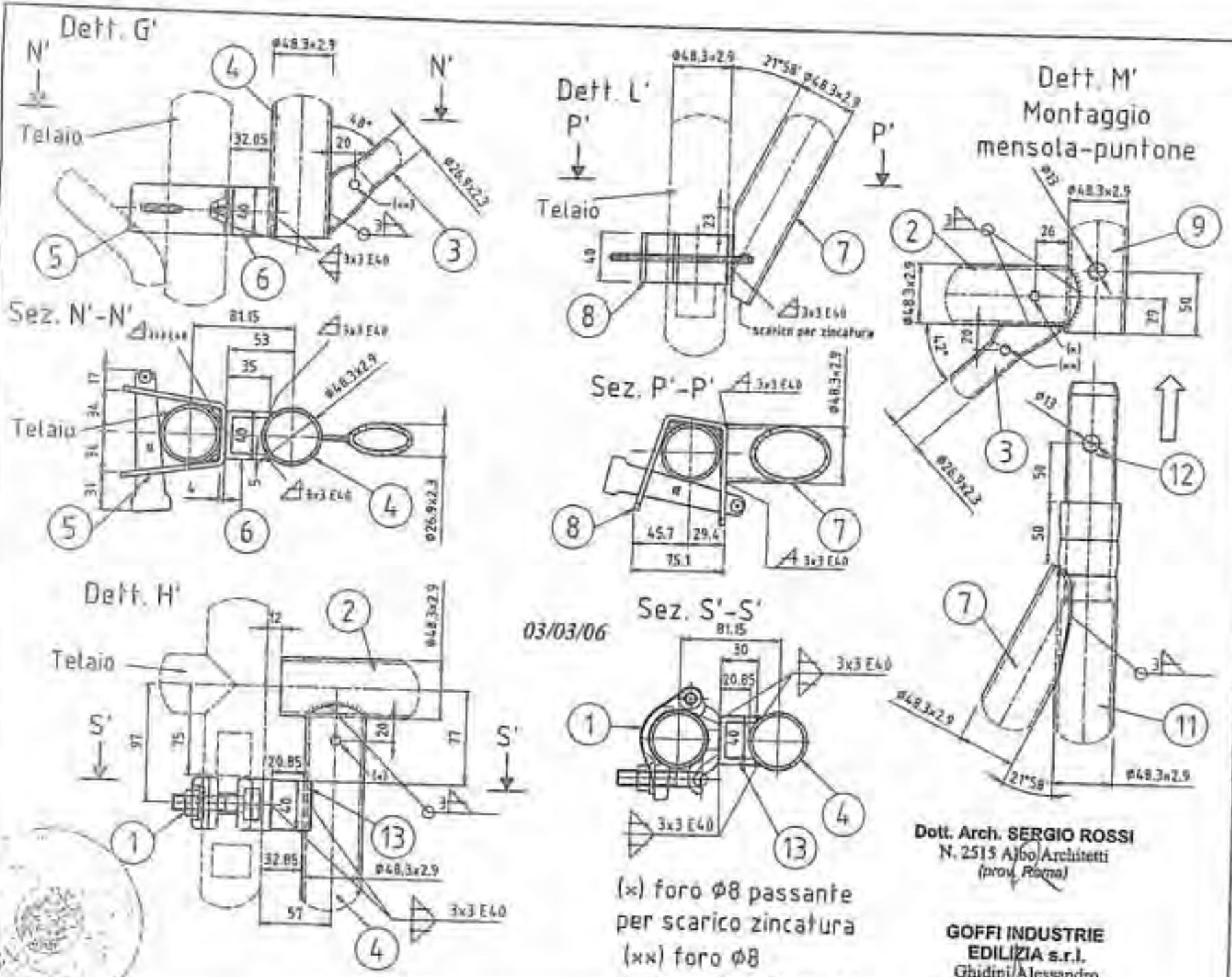
DISEGNATO: SIGNORINI

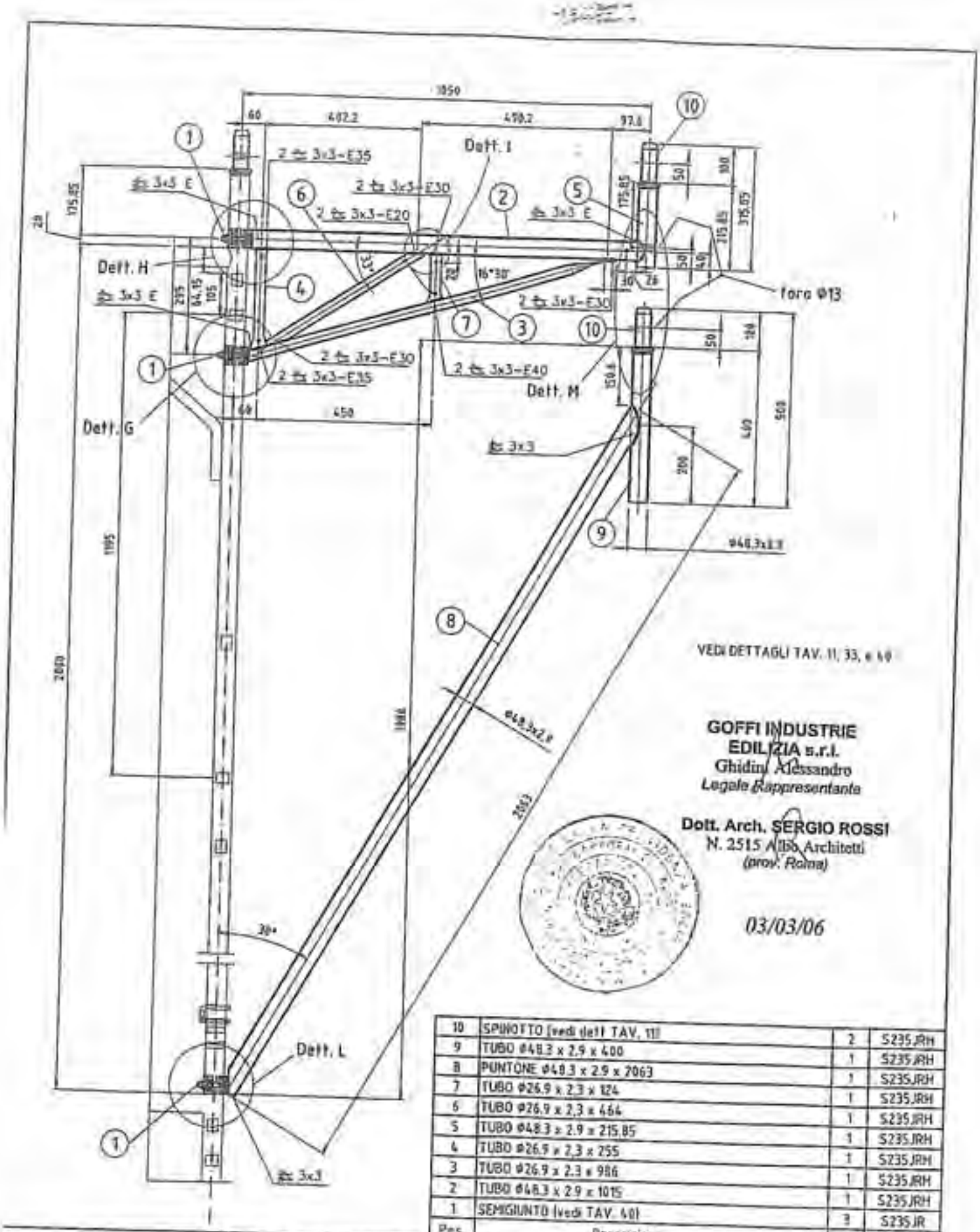
DATA: -

MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 30


Dett. G'
N'
Telaio
Ø48.3x2.9
32.05
20
40
Ø26.9x2.3
3x3 E40
Sez. N'-N'
81.15
53
35
Telaio
Ø48.3x2.9
Ø26.9x2.3
Dett. L'
P'
Telaio
Ø48.3x2.9
21°58'
23
40
3x3 E40
scarico per zincatura
Sez. P'-P'
3x3 E40
Ø48.3x2.9
45.7
29.4
75.1
Dett. M'
Montaggio
mensola-puntone
Ø13
Ø48.3x2.9
26
79
50
20
47°
Ø26.9x2.3
21°58'
Dett. H'
Telaio
S'
Ø48.3x2.9
97
75
20.85
20
77
40
32.85
57
3x3 E40
Sez. S'-S'
03/03/06
81.15
50
20.85
40
3x3 E40
(×) foro Ø8 passante
per scarico zincatura
(××) foro Ø8
per scarico zincatura
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante
DATA
-
DISEGNATO
SIGNORINI
DISEGNO
TAV. 31
DESCRIZIONE
MENSOLA DA 0.55 E PUNTONE, PER PIAZZOLA DI CARICO CON SPINOTTO AGGRAFFATO (DETTAGLI)
MATERIALE
-
TIPOLOGIA
GIE 180/250
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA S.r.l.



Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
10	SPINOTTO (vedi dett TAV. 11)	2	S235JRH
9	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 400	1	S235JRH
8	PUNTONE Ø48.3 x 2.9 x 2063	1	S235JRH
7	TUBO Ø26.9 x 2.3 x 124	1	S235JRH
6	TUBO Ø26.9 x 2.3 x 464	1	S235JRH
5	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 215.85	1	S235JRH
4	TUBO Ø26.9 x 2.3 x 255	1	S235JRH
3	TUBO Ø26.9 x 2.3 x 986	1	S235JRH
2	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 1015	1	S235JRH
1	SEMIGIUNTO (vedi TAV. 40)	3	S235JR

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
23899 VILLASANTA (MB)
VIA EMIGNANO, 67

DESCRIZIONE:
MENSOLA DA 1.05 E PUNTONE CON SPINOTTO RASTREMATO

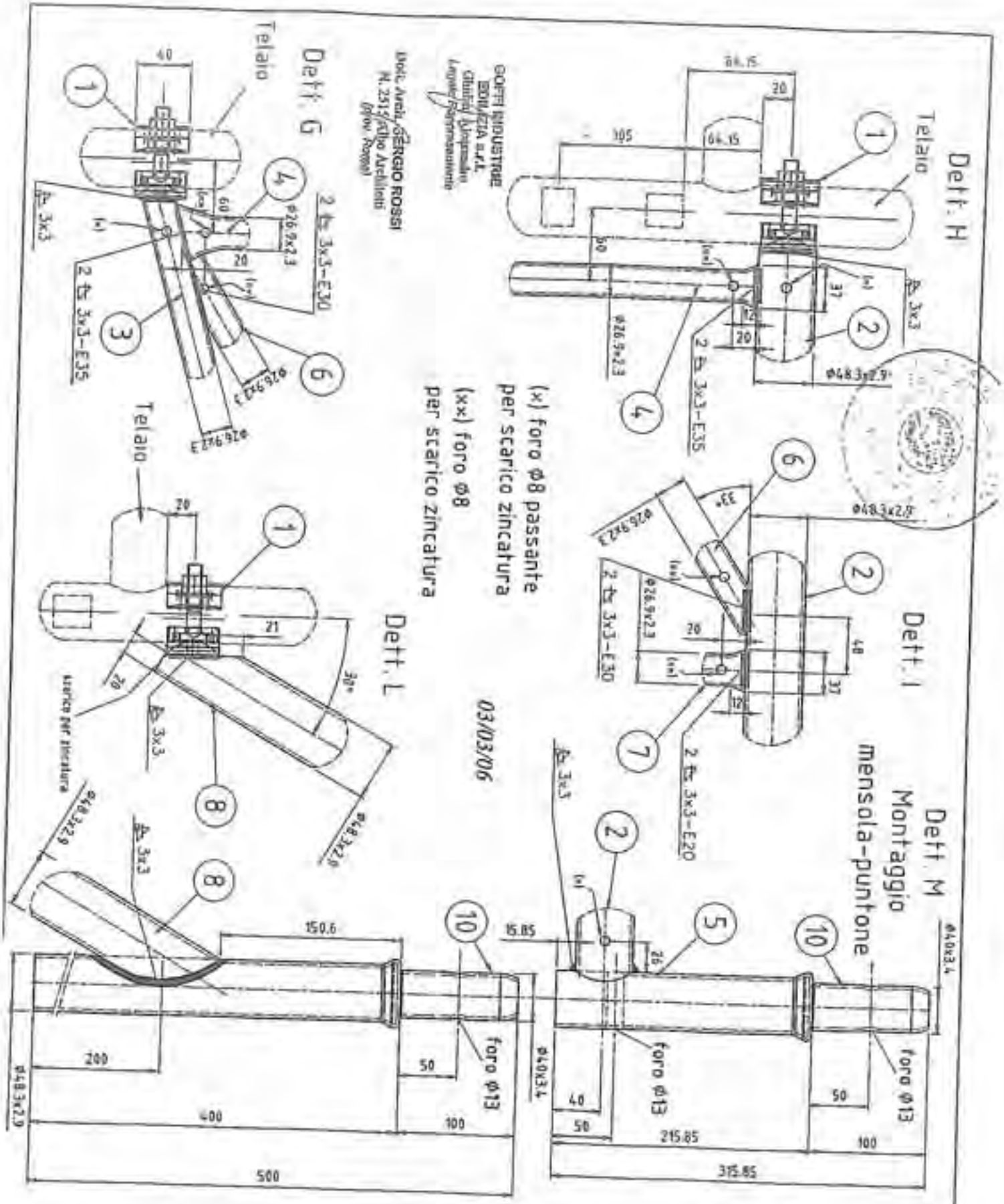
Disegnato: SIGNORINI

DATA: –

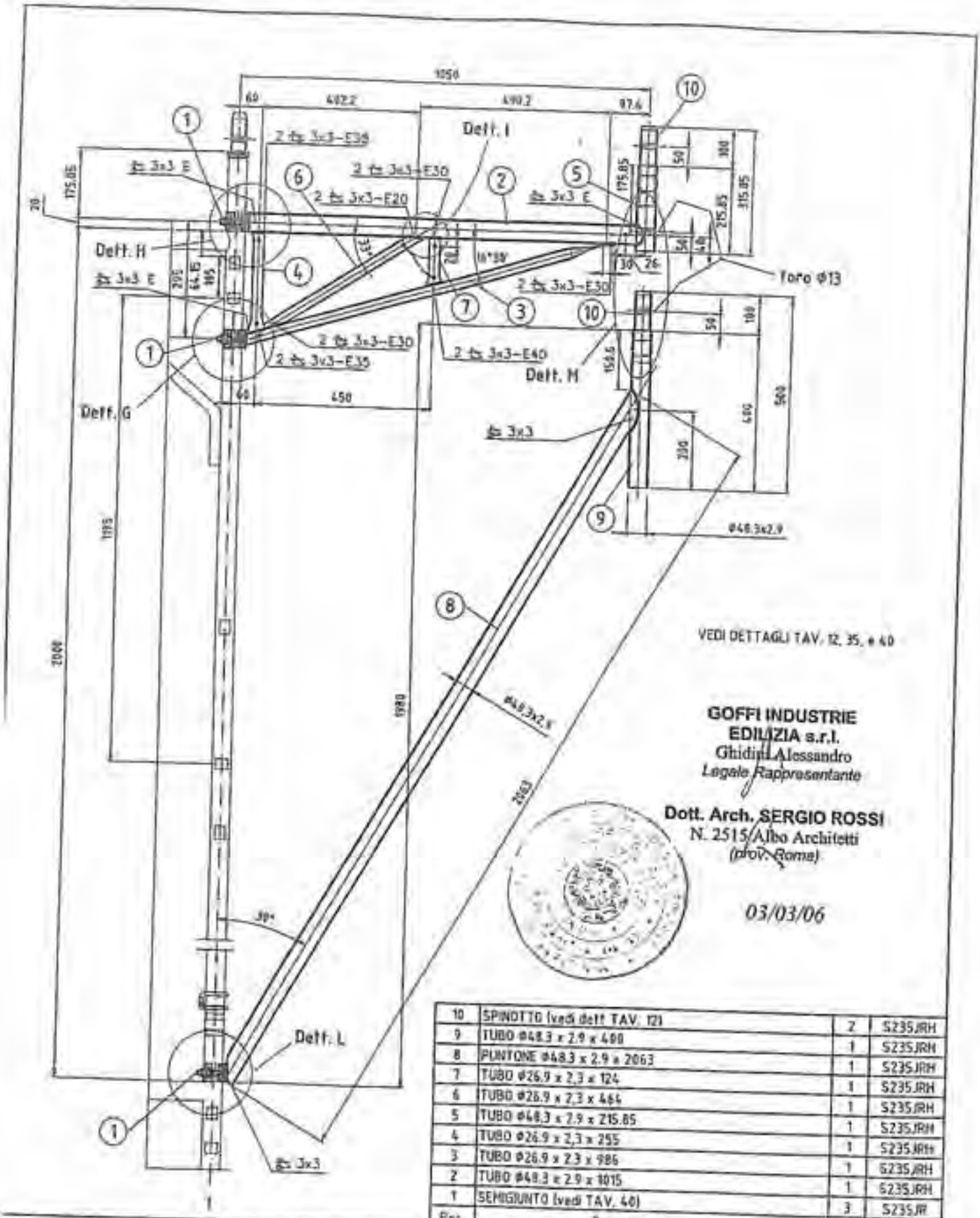
MATERIALE: –

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 32



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 21029 VILLANOVA D.S. CLERI (BS) VIA LEONARDO, 47	DESCRIZIONE MENSOLA DA 1.05 E PUNTONE CON SPINOTTO RASTREMATO (DETTAGLI)	DISEGNATO SIGNORINI	DATA -
	MATERIALE - / TIPOLOGIA GIE 180/250	DISEGNO TAV. 33	



Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
10	SPINOTTO (vedi dett TAV. 12)	2	S235JRH
9	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 400	1	S235JRH
8	PUNTONE Ø48.3 x 2.9 x 2063	1	S235JRH
7	TUBO Ø26.9 x 2,3 x 124	1	S235JRH
6	TUBO Ø26.9 x 2,3 x 464	1	S235JRH
5	TUBO Ø48,3 x 2,9 x 215.85	1	S235JRH
4	TUBO Ø26.9 x 2,3 x 255	1	S235JRH
3	TUBO Ø26.9 x 2.3 x 986	1	S235JRH
2	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 1015	1	S235JRH
1	SEMIGIUNTO (vedi TAV. 40)	3	S235JR

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

DESCRIZIONE: MENSOLA DA 1,05 E PUNTONE CON SPINOTTO AGGRAFFATO

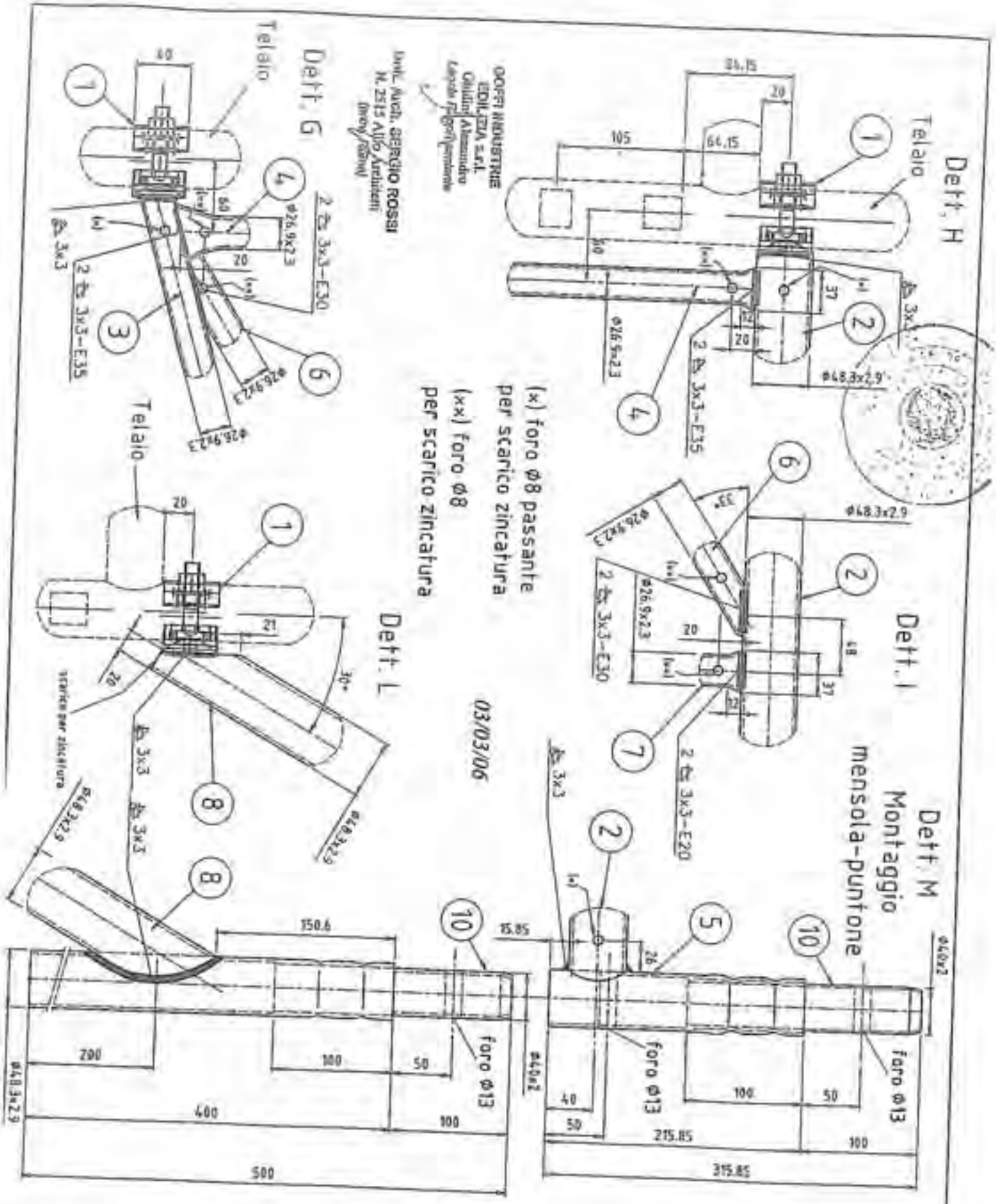
disegnato: SIGNORINI

DATA: -

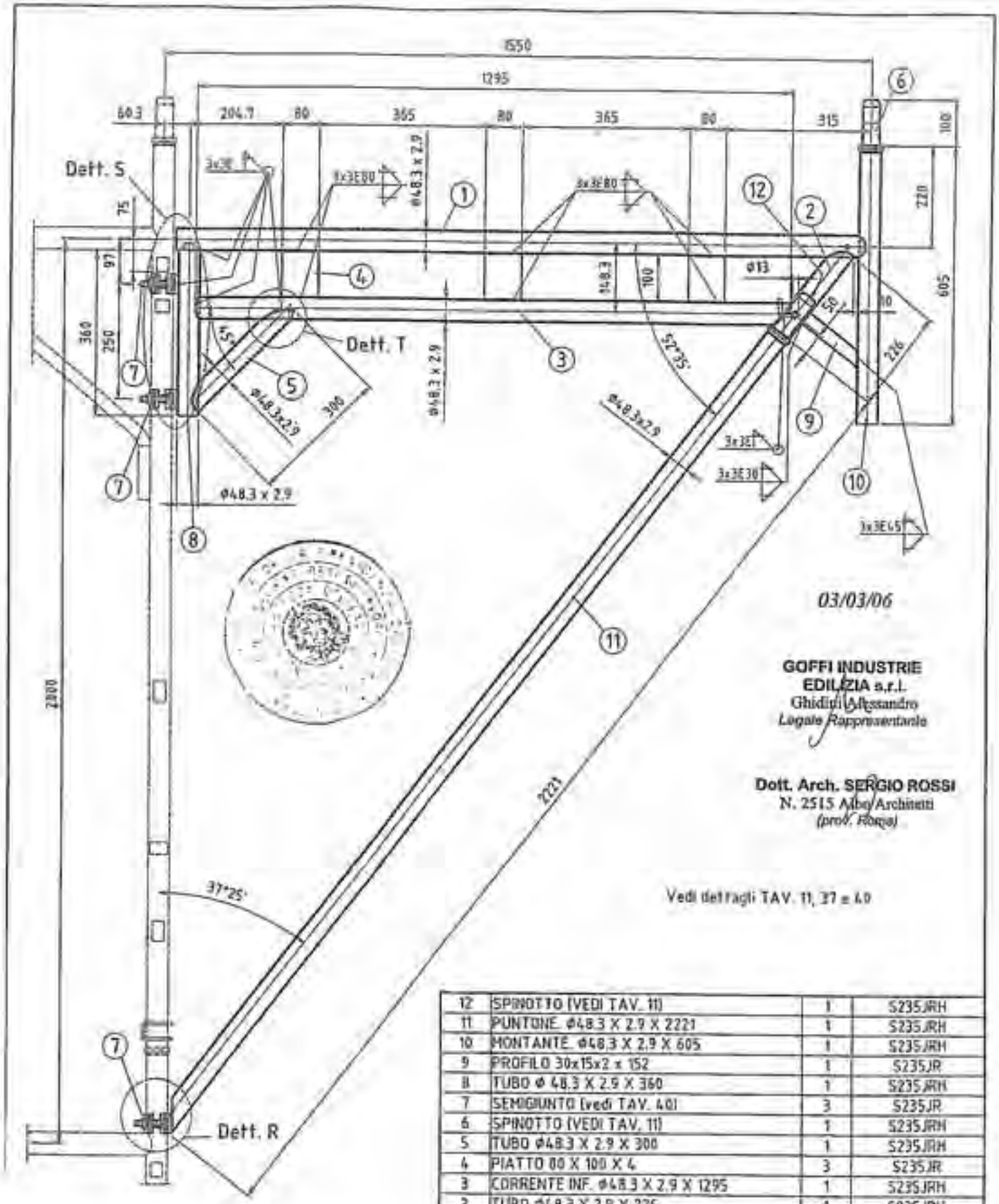
MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 34



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 17	DESCRIZIONE MENSOLA DA 1.05 E PUNTONE CON SPINOTTO AGGRAFFATO (DETTAGLI)	DISEGNATO SIGNORINI	DATA -
	MATERIALE - / TIPOLOGIA GIE 180/250	DISEGNO TAV. 35	



Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
12	SPINOTTO (VEDI TAV. 11)	1	S235JRH
11	PUNTONE. ø48.3 X 2.9 X 2221	1	S235JRH
10	MONTANTE. ø48.3 X 2.9 X 605	1	S235JRH
9	PROFILO 30x15x2 x 152	1	S235JR
8	TUBO ø 48.3 X 2.9 X 360	1	S235JRH
7	SEMIGIUNTO (vedi TAV. 40)	3	S235JR
6	SPINOTTO (VEDI TAV. 11)	1	S235JRH
5	TUBO ø48.3 X 2.9 X 300	1	S235JRH
4	PIATTO 80 X 100 X 4	3	S235JR
3	CORRENTE INF. ø48.3 X 2.9 X 1295	1	S235JRH
2	TUBO ø48.3 X 2.9 X 226	1	S235JRH
1	CORRENTE ø48.3 X 2.9 X 1500	1	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
23019 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 17

DESCRIZIONE: MENSOLA DA 1.55 m PER PIAZZOLA DI CARICO CON SPINOTTO RASTREMATO

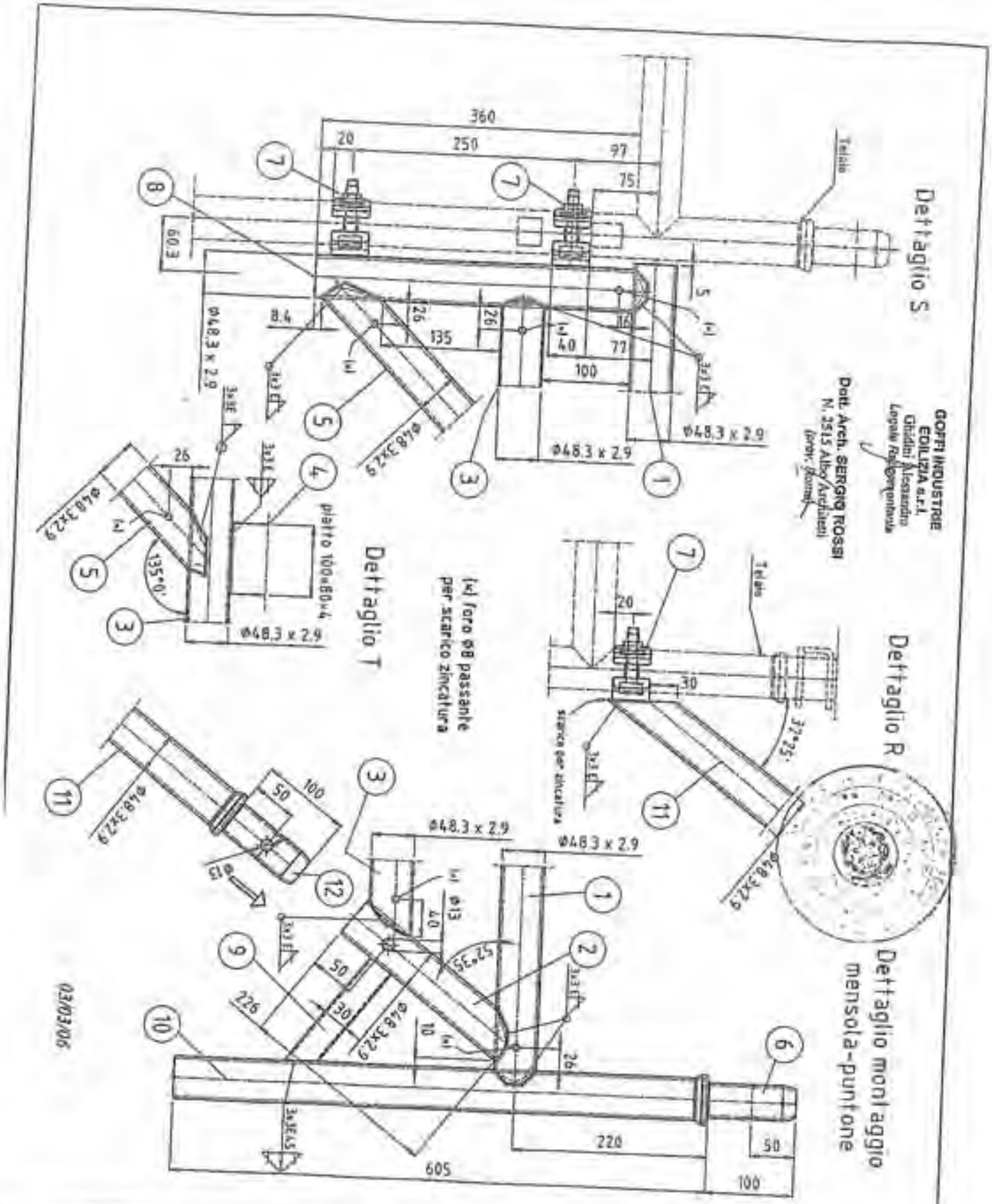
DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: -

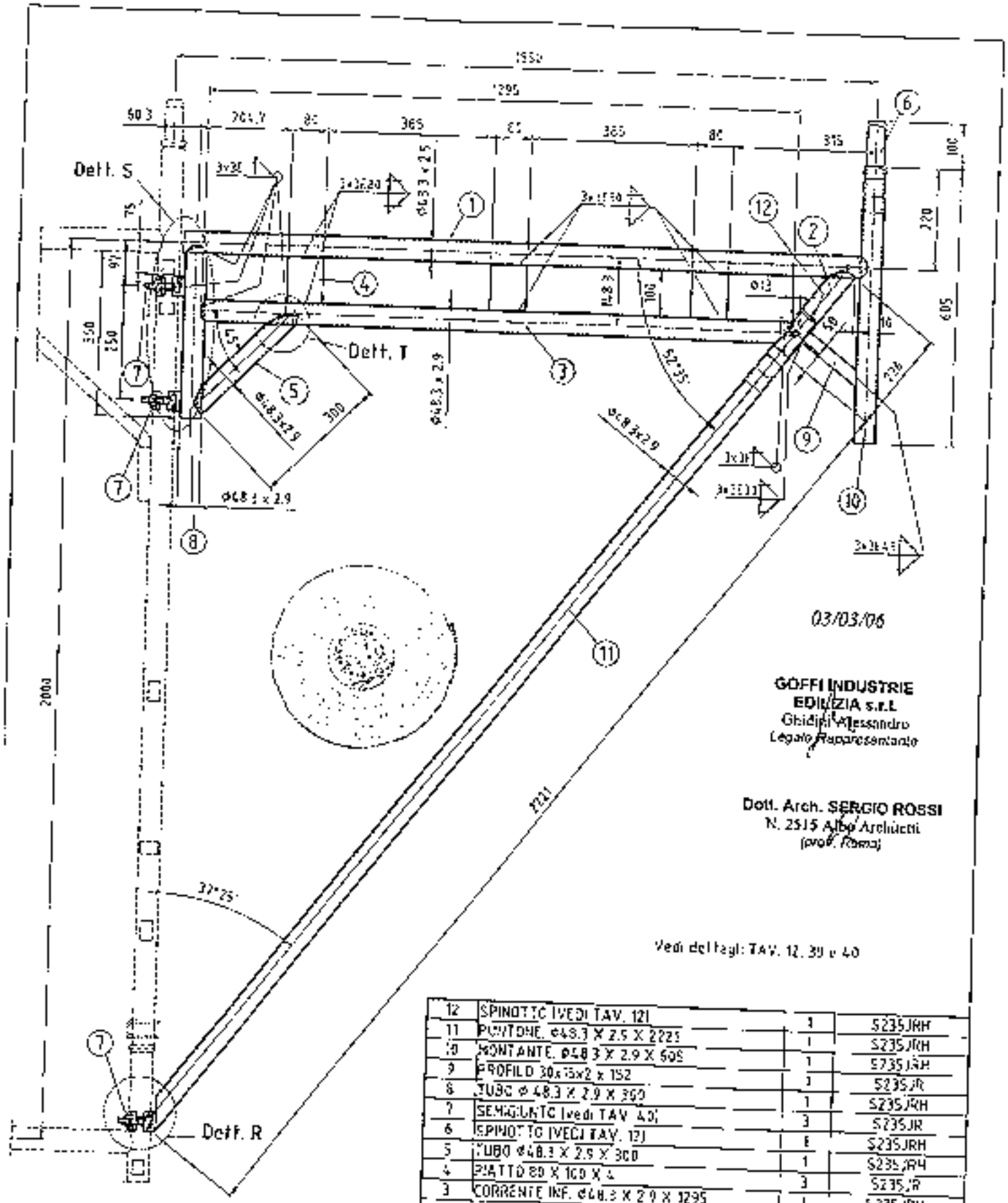
MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 36



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25069 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47	DESCRIZIONE: DETTAGLI MENSOLA DA 1.55 m PER PIAZZOLA DI CARICO CON SPINOTTO RASTREMATO	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
	MATERIALE: - / TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 37	



Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
12	SPINOTTO (VEDI TAV. 12)	1	S235JRH
11	PUNTONE, Ø48.3 X 2.9 X 2225	1	S235JRH
10	MONTANTE, Ø48.3 X 2.9 X 605	1	S235JRH
9	PROFILO 30x15x2 x 152	1	S235JR
8	TUBO Ø 48.3 X 2.9 X 300	1	S235JRH
7	SEMIGIUNTO (vedi TAV. 40)	3	S235JR
6	SPINOTTO (VEDI TAV. 12)	1	S235JRH
5	TUBO Ø48.3 X 2.9 X 300	1	S235JRH
4	PIATTO 80 X 100 X 4	3	S235JR
3	CORRENTE INF. Ø48.3 X 2.9 X 3295	1	S235JRH
2	TUBO Ø48.3 X 2.9 X 226	1	S235JRH
1	CORRENTE Ø48.3 X 2.9 X 1508	1	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25080 VILLANUOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDI, 47

DESCRIZIONE: MENSOLA DA 1.55 m PER PIAZZOLA DI CARICO CON SPINOTTO AGGRAFFATO

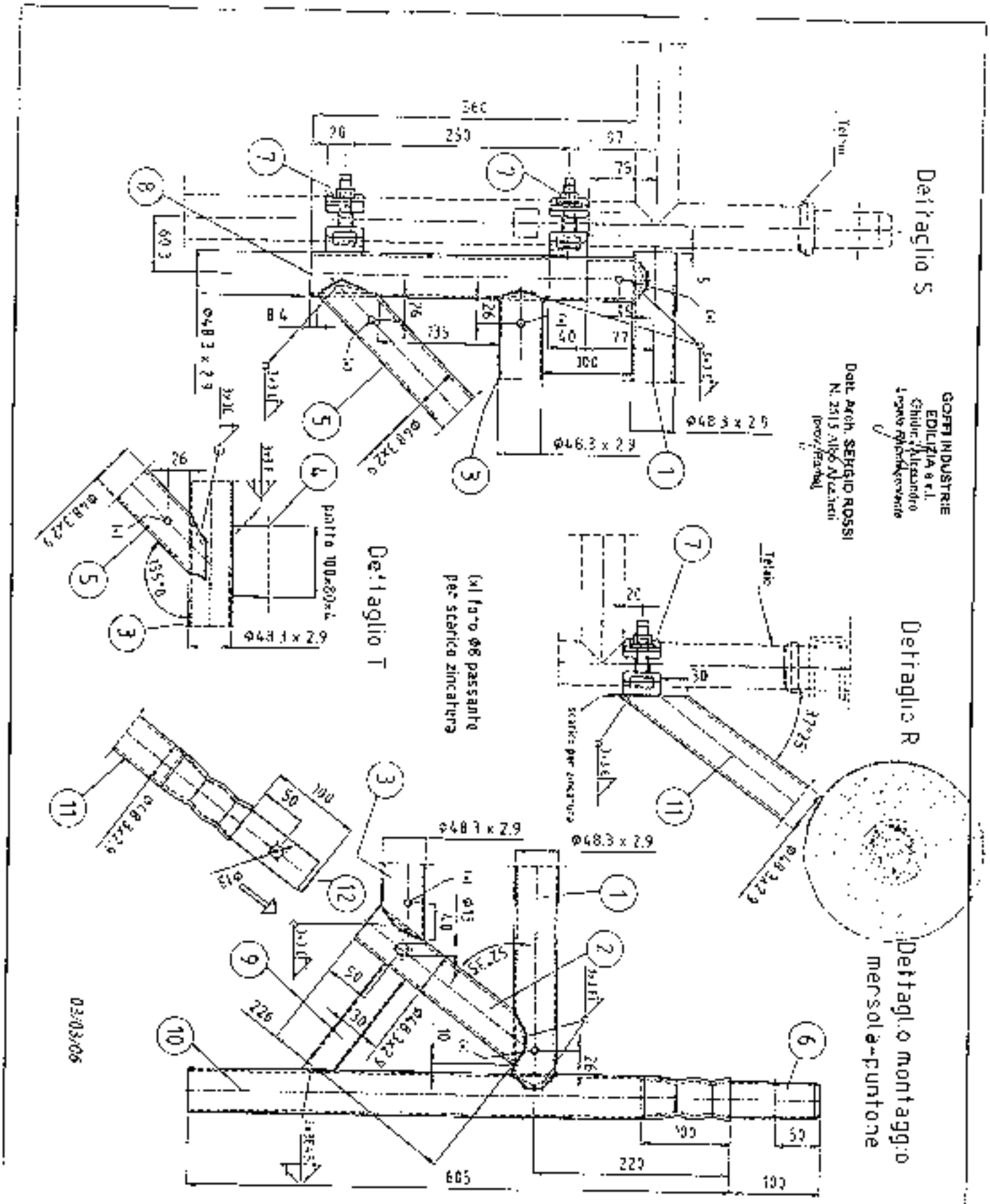
DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: -

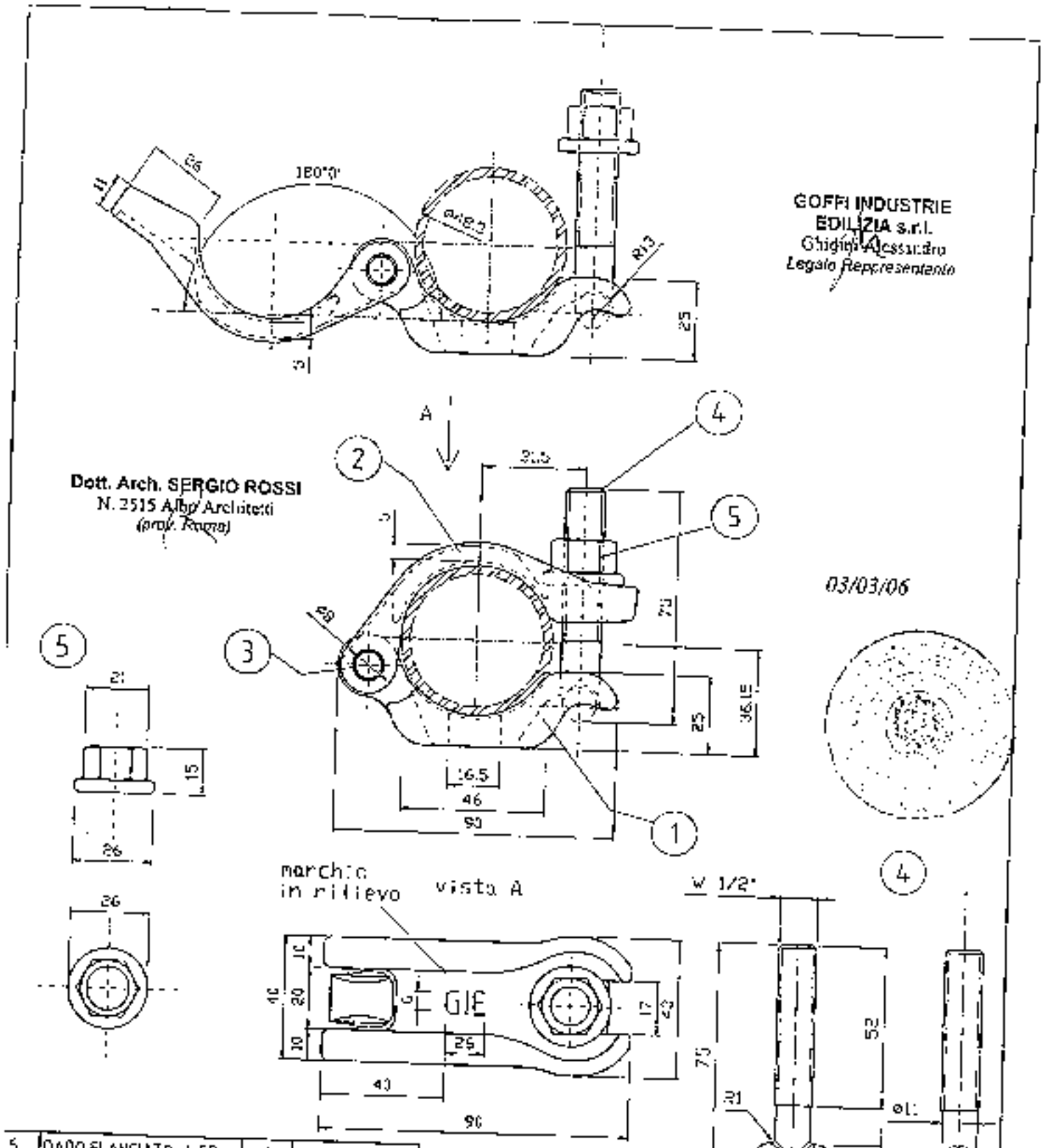
MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 38



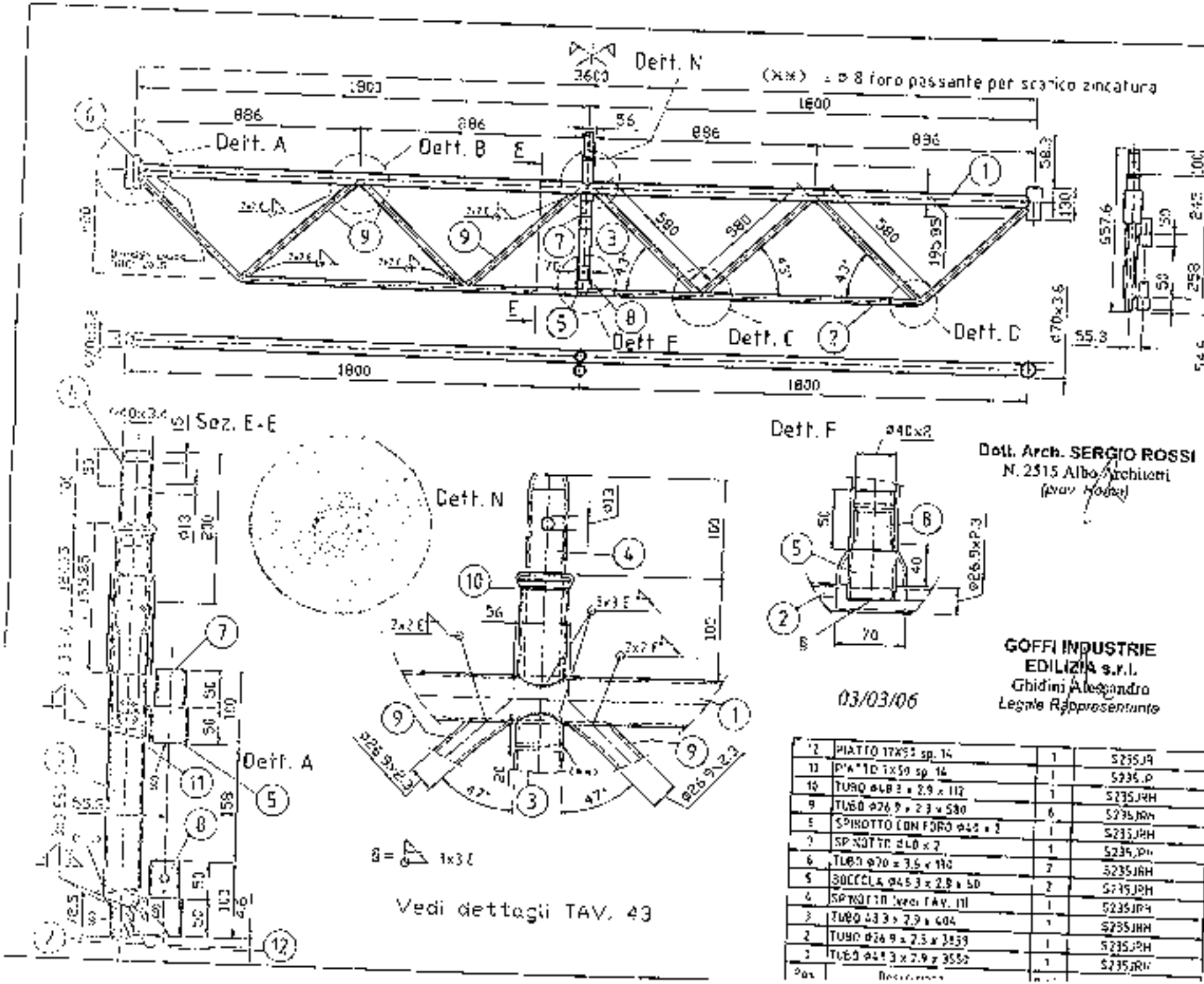
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 37069 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 41	DESCRIZIONE DETTAGLI MENSOLA DA 1.55 m PER PIAZZOLA DI CARICO CON SPINOTTO AGGRAFFATO	DISEGNATO SIGNORINI	DATA -
	MATERIALE -	TIPOLOGIA GIE 180/250	DISEGNO TAV. 39



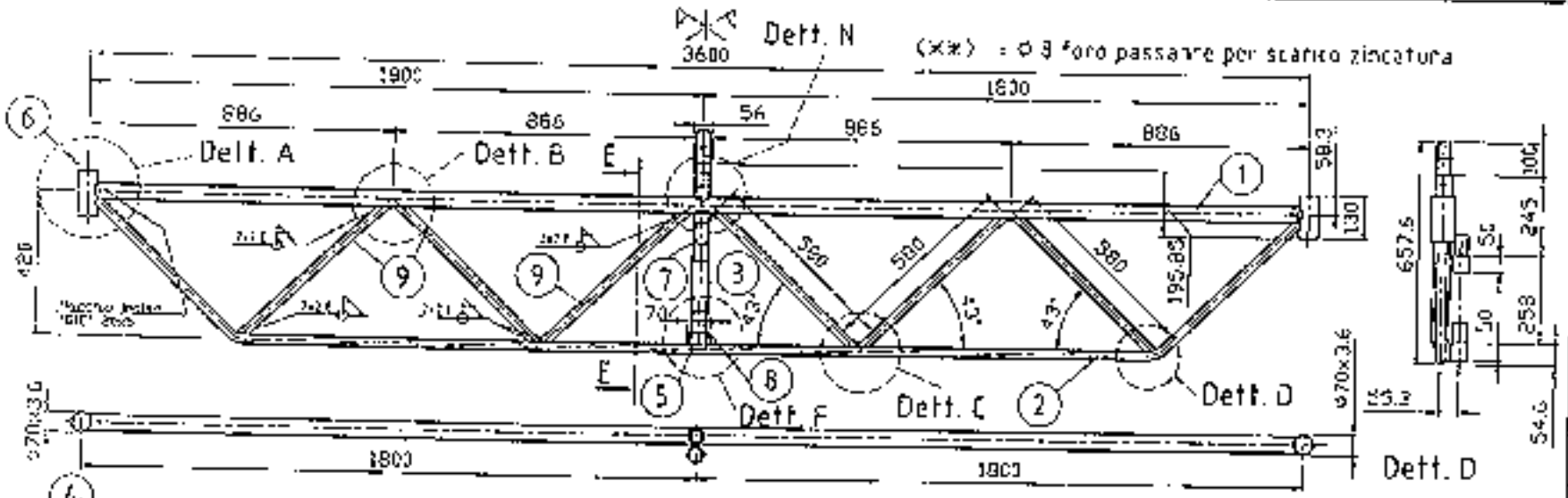
5	DADO FLANGIATO cl. 50	1	S235JR
4	BULLONE cl. 5.6	1	S235JR
3	PERNO ø6	1	S235JR
2	CAPPELLO sp. min. 5 mm	1	S235JR
1	NUCLEO sp. min. 5 mm	1	S235JR
cs	Descrizione	Q.tà	Materiale

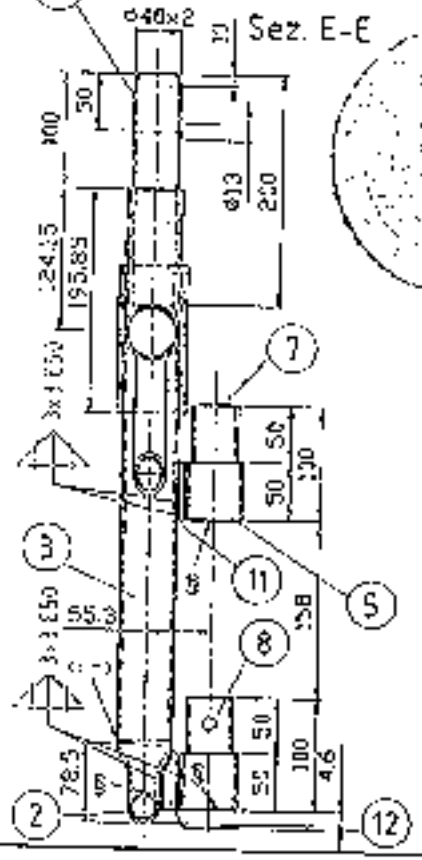
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25039 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 41

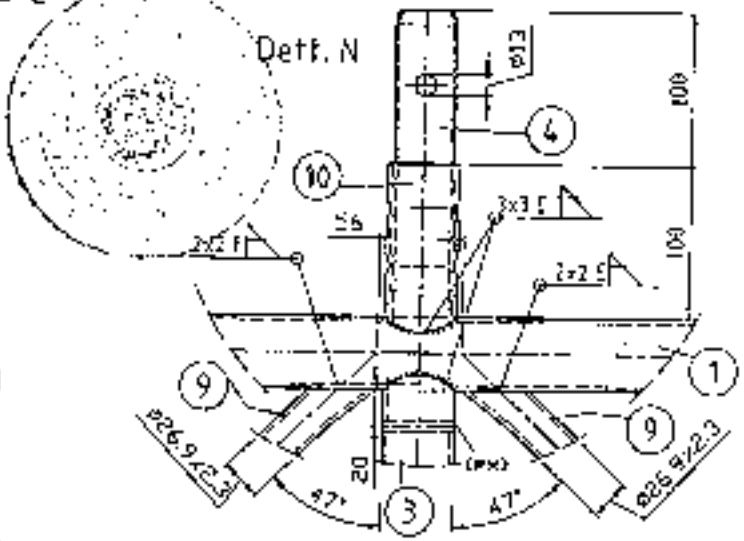
DESCRIZIONE: SEMIGUINTO		DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
MATERIALE: -	TIPOLOGIA: GIE 180/230	DISEGNO: TAV. 40	

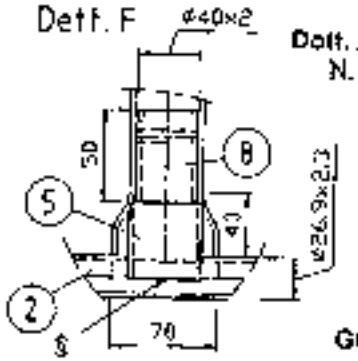


Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
12	PIATTO 17x55 sp. 14	1	S235JR
11	PIATTO 17x50 sp. 14	1	S235JR
10	TUBO ⌀48.3 x 2.9 x 112	1	S235JRH
9	TUBO ⌀26.9 x 2.3 x 580	6	S235JRH
8	SPINOTTO CON FORO ⌀45 x 2	1	S235JRH
7	SPINOTTO ⌀40 x 2	1	S235JRH
6	TUBO ⌀70 x 3.6 x 110	2	S235JRH
5	BOCCOLA ⌀45.3 x 2.9 x 50	2	S235JRH
4	SPINOTTO (vedi TAV. 11)	1	S235JRH
3	TUBO 48.3 x 2.9 x 604	1	S235JRH
2	TUBO ⌀26.9 x 2.3 x 3859	1	S235JRH
1	TUBO ⌀48.3 x 2.9 x 3552	1	S235JRH









§ = 3x3 F

Vedi Dettagli TAV. 43

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

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

03/03/06

Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
12	PIATTO 17X52 sp. 14	1	S235JR
11	PIATTO 7X51 sp. 14	1	S235JR
10	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 112	[illegible]	S235JRH
9	TUBO Ø26.9 x 2.3 x 561	6	S235JRH
8	SPINOTTO CON FORO Ø40 x 7	1	S235JRH
7	SPINOTTO Ø40 x 7	1	S235JRH
6	TUBO Ø70 x 3.6 x 330	2	S235JRH
5	BICCOLA Ø48.3 x 2.9 x 50	2	S235JRH
4	SPINOTTO Ivedi TAV. 121	1	S235JRH
3	TUBO 48.3 x 2.9 x 401	1	S235JRH
2	TUBO Ø26.9 x 2.3 x 3859	1	S235JRH
1	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 1550	1	S235JRH

DISEGNATO: SIGNURINI

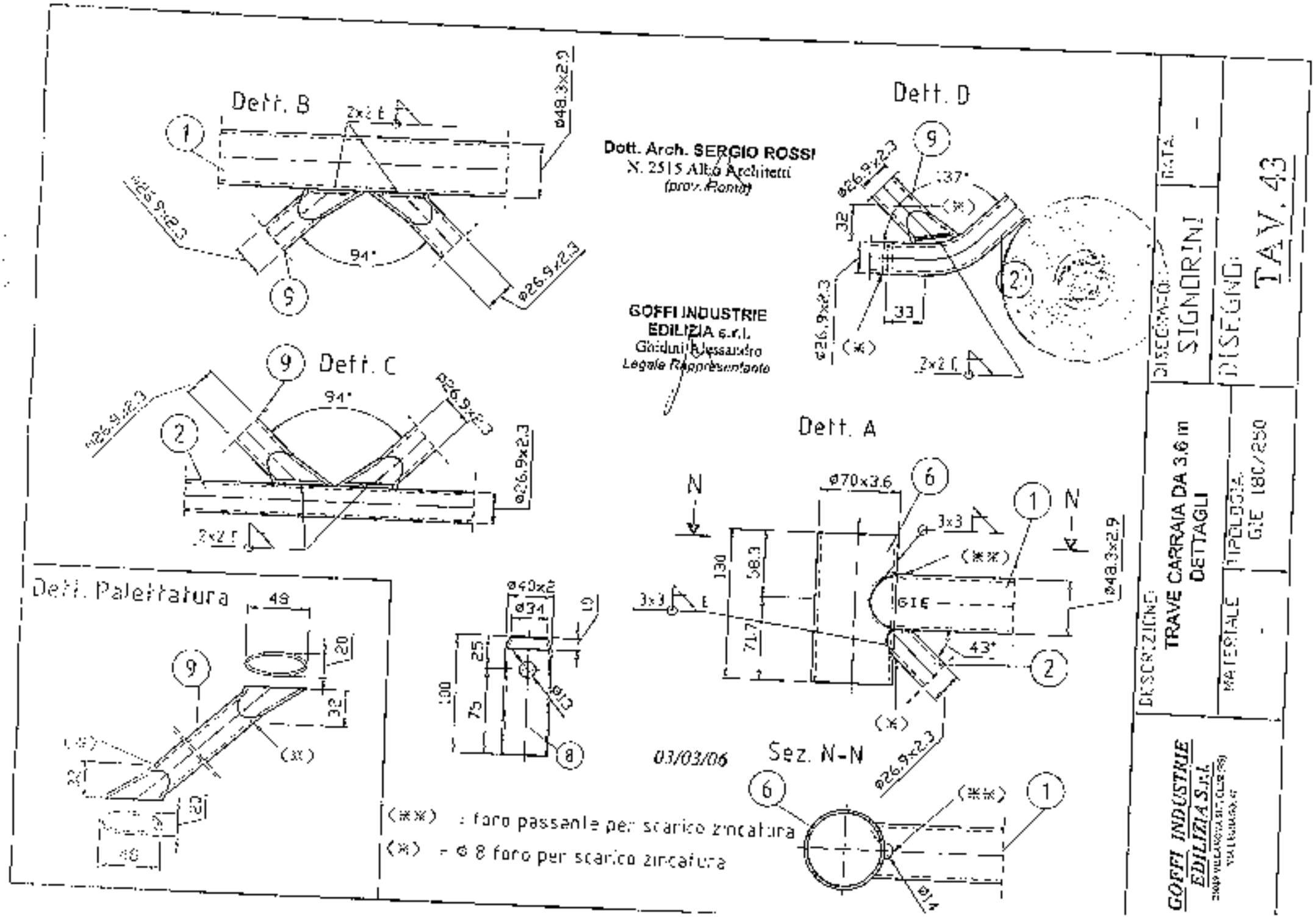
DISEGNO: TAV. 42

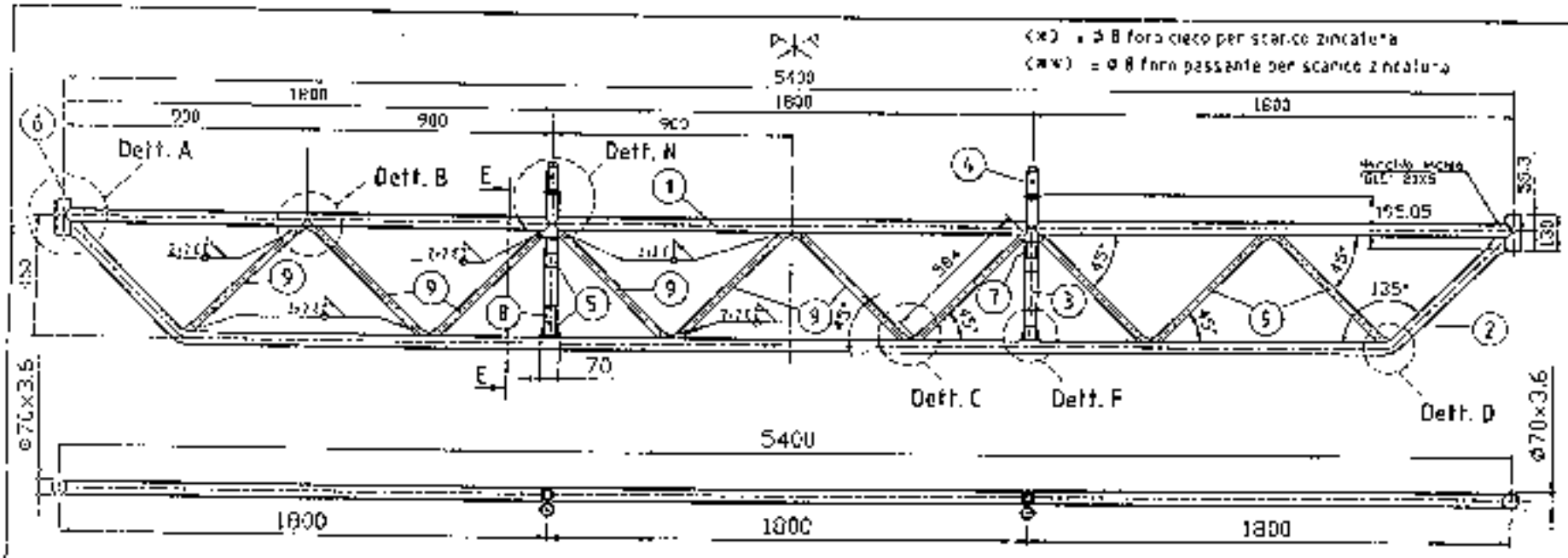
DESCRIZIONE: TRAVE CARRAIA DA 3.6 m CON SPINOTTO AGGRAFFATO

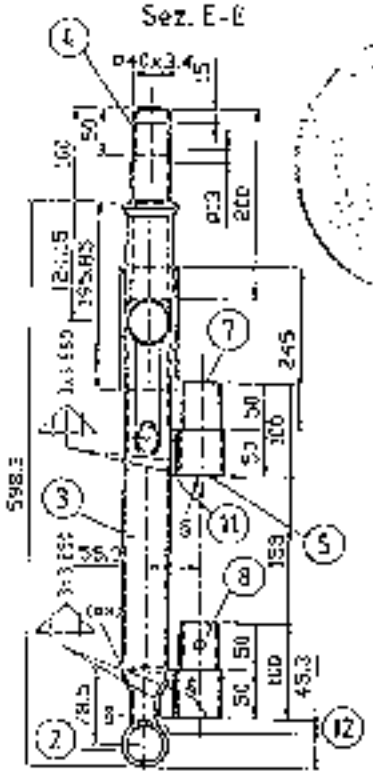
MATERIALE:

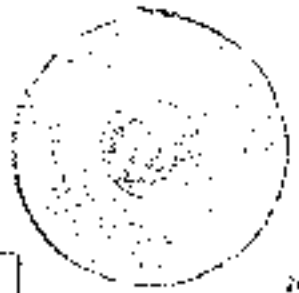
TIPOLOGIA: GIC 180/250

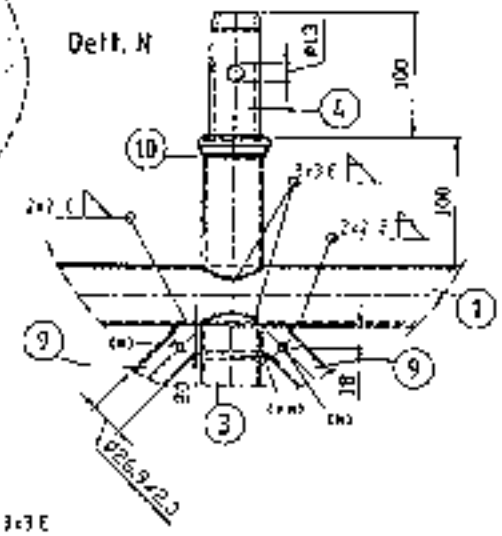
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.


Dett. B
Dett. C
Dett. D
Dett. A
Dett. Palettatura
Sez. N-N
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Pavia)
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA s.r.l.
Gaiduti Alessandro
Legale Rappresentante
03/03/06
(**) : foro passante per scarico zincatura
(*) : ø 8 foro per scarico zincatura
DESCRIZIONE
TRAVE CARRAIA DA 3.6 m
DETTAGLI
MATERIALE
TIPOLOGIA
GIE 180/250
DISEGNO
TAV. 43
DISEGNATO
SIGNORINI
DATA
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA S.r.l.

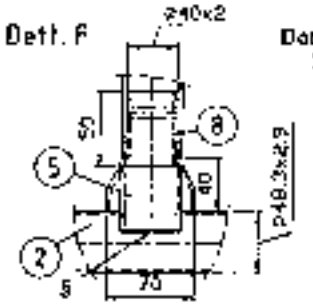








Vedi dettagli TAV. 46



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

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

03/03/06

12	PIATTO 17X50 so 14	2	S235JR
11	PIATTO 7X50 so 14	2	S235JR
10	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 172	2	S235JRH
9	TUBO Ø26.9 x 2.9 x 584	10	S235JRH
8	SPINOTTO CON FORO Ø40 x 2	2	S235JRH
7	SPINOTTO Ø40 x 2	2	S235JRH
6	TUBO Ø70 x 3.6 x 130	2	S235JRH
5	BOCCOLA Ø48.3 x 2.9 x 50	4	S235JRH
4	SPINOTTO (vedi TAV. 11)	2	S235JRH
3	TUBO 48.3 x 2.9 x 494	2	S235JRH
2	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 5700	1	S235JRH
1	TUBO Ø48.3 x 2.9 x 5350	1	S235JRH

DISEGNATO SIGNORINI

DATA

DISEGNO TAV. 44

DESCRIZIONE: TRAVE CARRAIA DA 5.4 m CON SPINOTTO RASTREMATO

MATERIALE:

TIPOLOGIA GIE 180/2000

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.

(*) = ø 8 foro cieco per scarico zincatura
(**) = ø 8 foro passante per scarico zincatura

Dett. A
Dett. B
Dett. N
Dett. C
Dett. F
Dett. D
Sez. E-E
Vedi Dettagli TAV 46

Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
12	PIATTO 17X50 sp. 4	2	S235JR
11	PIATTO 7X40 sp. 4	7	S235JR
10	TUBO ø48.9 x 2.9 x 192	2	S235JRH
9	TUBO ø26.9 x 2.3 x 586	10	S235JRH
8	SPINOTTO CON FORO ø40 x 2	2	S235JRH
7	SPINOTTO ø40 x 2	2	S235JRH
6	TUBO ø70 x 3.6 x 130	7	S235JRH
5	BOCCOLA ø48.3 x 2.9 x 50	4	S235JRH
4	SPINOTTO (vedi TAV 12)	2	S235JRH
3	TUBO 48.3 x 2.9 x 434	2	S235JRH
2	TUBO ø48.3 x 2.9 x 5133	1	S235JRH
1	TUBO ø48.3 x 2.9 x 5350	1	S235JRH

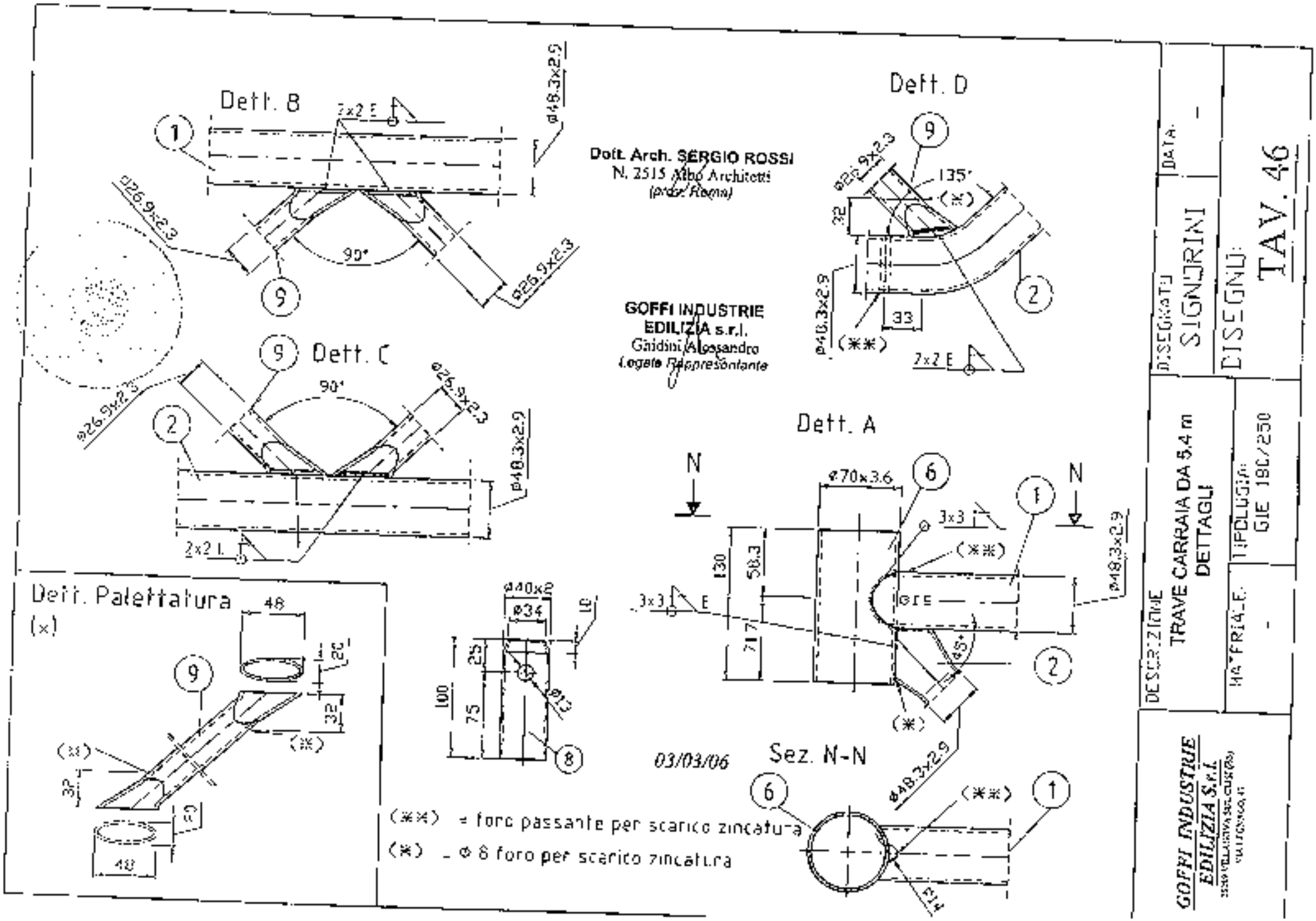
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

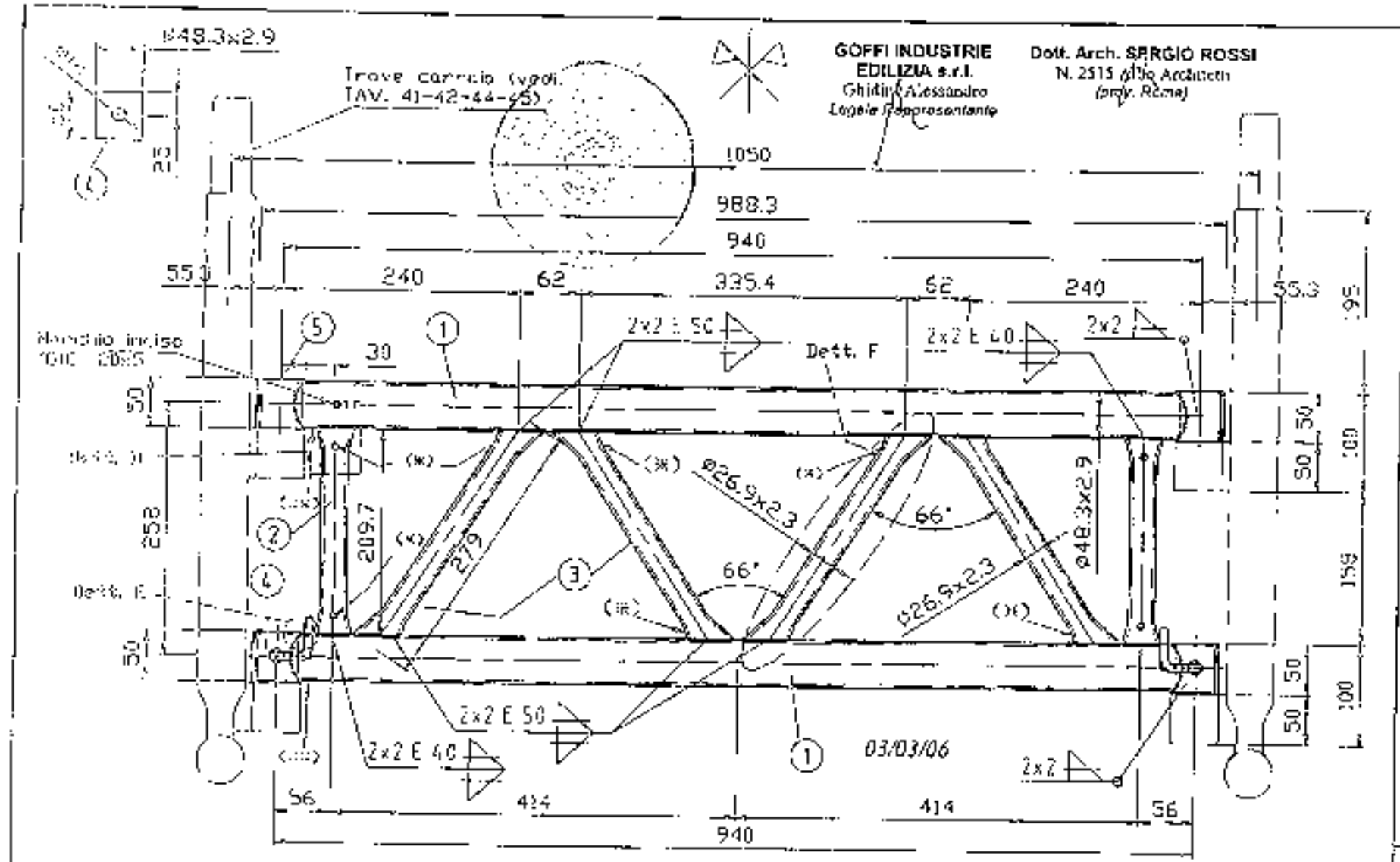
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Chidichi Alessandro
Legale Rappresentante

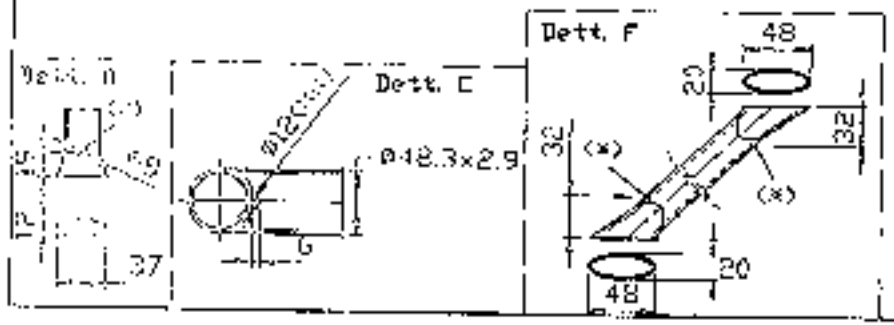
03/03/06

DATA: -
DISEGNATO: SIGNORINI
DISEGNO: TAV. 45
DESCRIZIONE: TRAVE CARRAIA DA 5.4 m CON SPINOTTO AGGRAFFATO
TIPOLOGIA: GIE 180/250
MATERIALE: -

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.


Dett. B
Dett. C
Dett. D
Dett. A
Dett. Palettatura
(x)
Sez. N-N
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA s.r.l.
Gaidini Alessandro
Legale Rappresentante
03/03/06
(**) = foro passante per scarico zincatura
(*) = Φ 8 foro per scarico zincatura
DESCRIZIONE
TRAVE CARRAIA DA 5,4 m
DETTAGLI
DISEGNATO
SIGNORINI
DATA
DISEGNO
TAV. 46
TIPOLOGIA
GIE 180/250
MATERIALE
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA S.r.l.

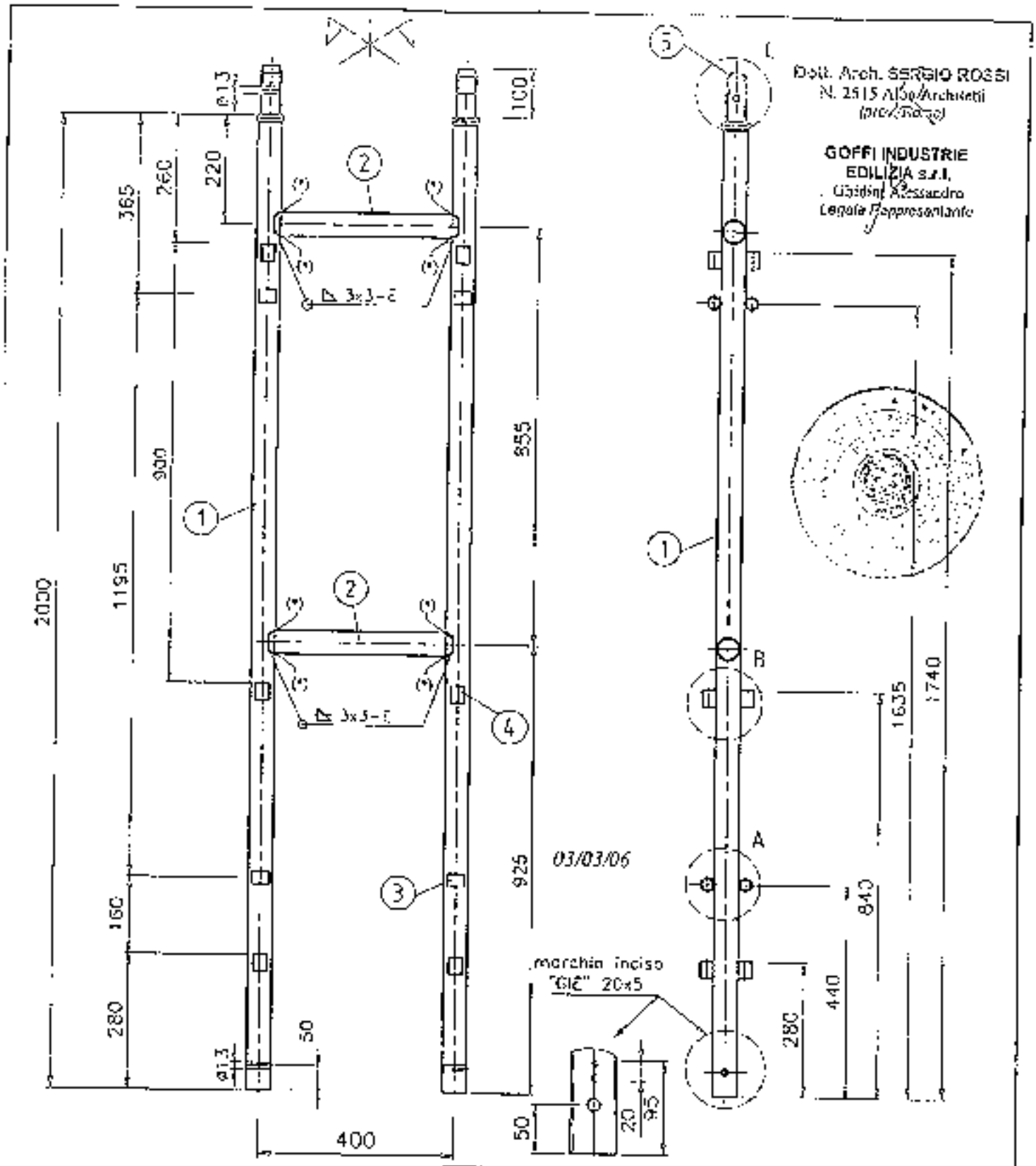




(**) = foro Ø12 pensante per scarico zincatura

(*) = foro Ø8 per scarico zincatura

Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
5	TUBO 48.3 x 2.9 x 50	2	S235JRH
4	TUBO 48.3 x 2.9 x 50 CON FORO	2	S235JRH
3	ASTE DI PARETE Ø26.9 x 2.3 x 279	4	S235JRH
2	MONTANTINO Ø26.9 x 2.3 x 209.7	2	S235JRH
1	TRAVERSO Ø48.3 x 2.9 x 917	2	S235JRH



Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
5	Spinotto (vedi TAV. 11)	2	S235JRH
4	Boccola verticale ø 76,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	32	S235JR
3	Boccola orizzontale ø 26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	8	S235JR
2	Tubo ø48,3 x 2,9 x 377	2	S235JRH
1	Tubo ø48,3 x 2,9 x 2000	2	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25019 VERUCHIETA (BS)
VIA TOMASO, 41

DESCRIZIONE:
TELAIO INFERIORE PER
PARTENZA STRETTA DA 0.40
CON SPINOTTO RASTREMATO

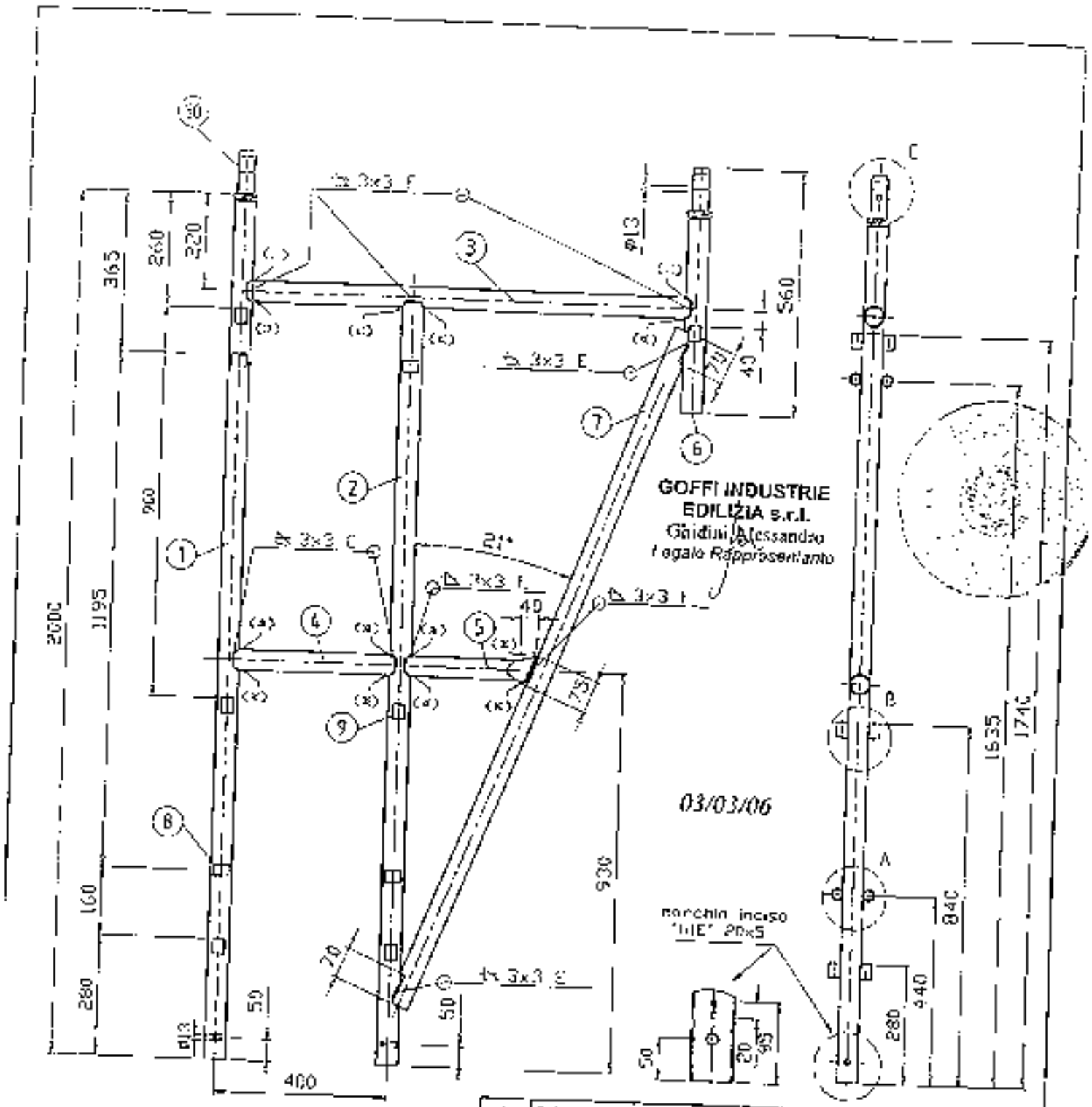
MATERIALE: -

TIPOLOGIA
SIE 180/250

disegnato -

DATA -

DISEGNO:
TAV. 48



Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
10	Spinotto (vedi TAV. 11)	2	S235JRH
9	Boccola verticale Ø26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	12	S235JR
8	Boccola orizzontale Ø26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	2	S235JR
7	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1740	2	S235JRH
6	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 460	2	S235JRH
5	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 300	2	S235JRH
4	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 377	1	S235JR
3	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1027	1	S235JR
2	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1770	1	S235JRH
1	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 2000	1	S235JRH

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

(*) = fori per scarichi zincatura (vedi Dett. E TAV. 9)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
00049 VELLETRI (RM)
Via Ermanno 47

DESCRIZIONE:
TELAIO SUPERIORE PER PARTENZA STRETTA DA 0.40 CON SPINOTTO RASTREMATO

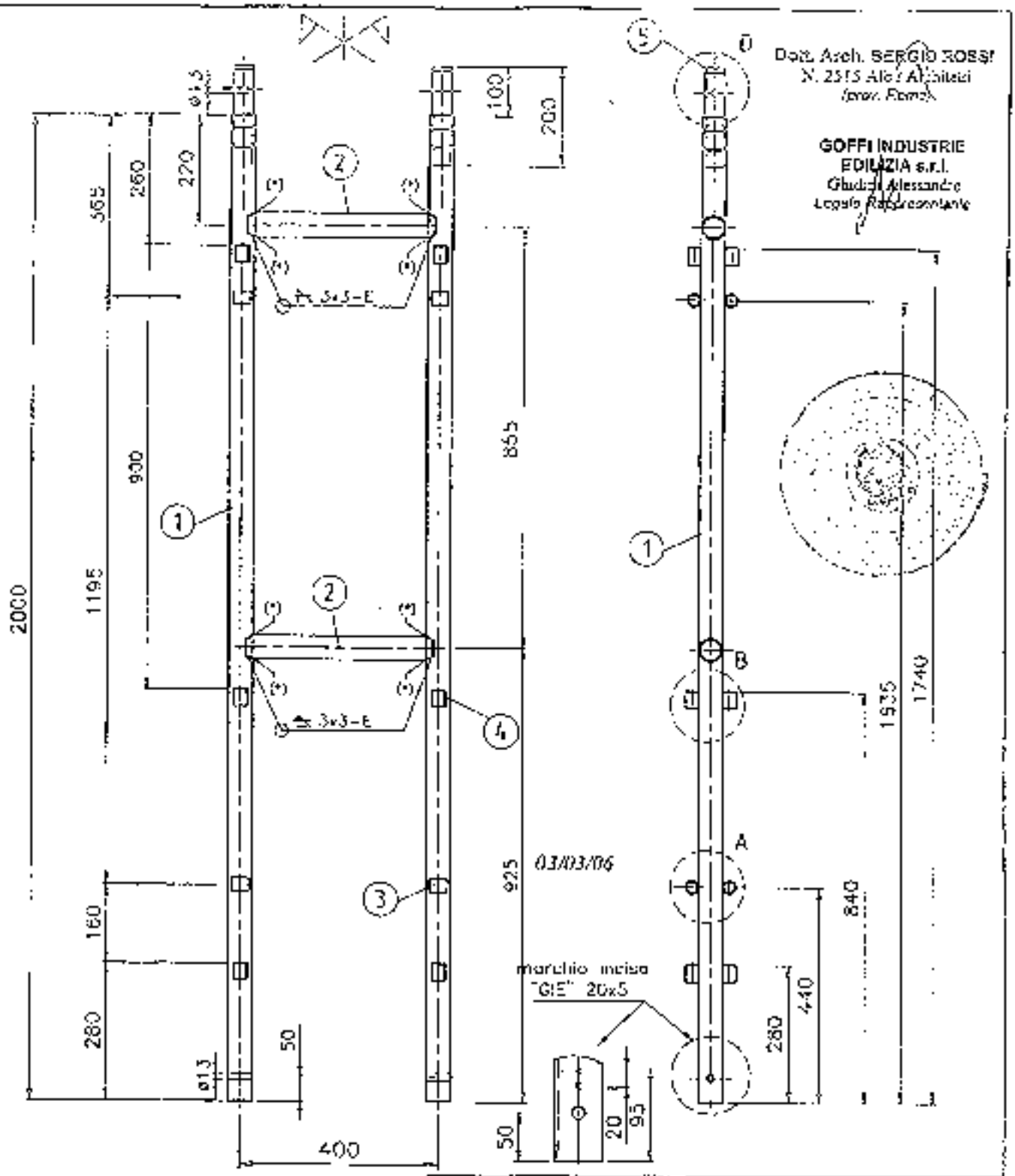
MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GTE 180/PSC

Disegnato: -

DATA: -

DISEGNO: TAV. 49



Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
5	Spinotto (vedi TAV. 12)	2	S235JRH
4	Boccola verticale Ø 26,5x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	12	S235JR
3	Boccola orizzontale Ø 26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	8	S235JR
2	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 377	2	S235JRH
1	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 2000	2	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
Zona Industriale S.S. Cassia (BS)
Via Leonardo, 47

DESCRIZIONE:
TELAIO INFERIORE PER
PARTENZA STRETTA DA 0.40
CON SPINOTTO AGGRAFFATO

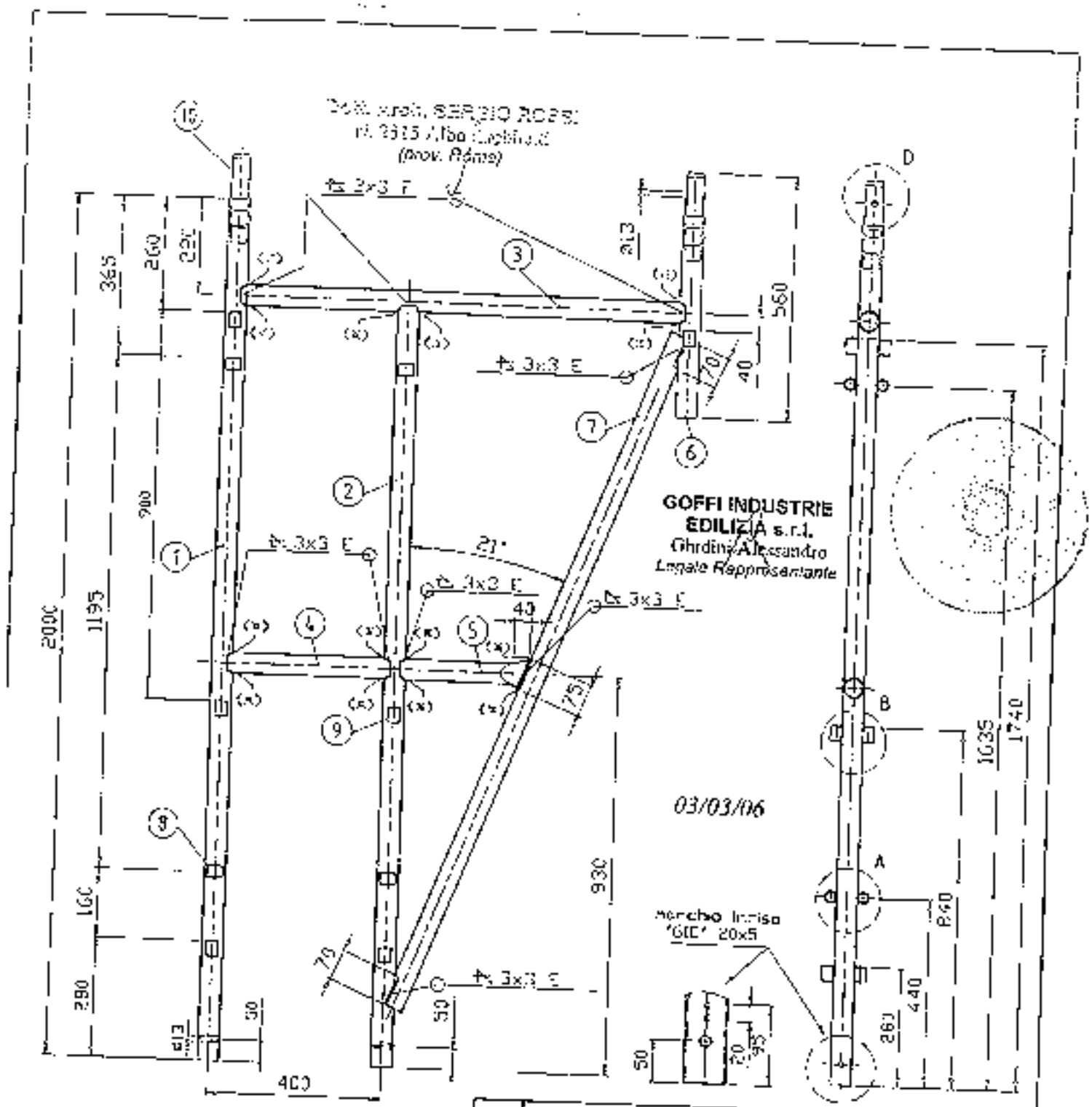
d segnato: —

DATA: —

MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 150/250

DISEGNO: TAV. 50



Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
10	Spinotto (vedi TAV. 12)	2	S235JRH
9	Boccola verticale Ø26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	12	S235JR
8	Boccola orizzontale Ø26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	8	S235JR
7	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1740	2	S235JRH
6	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 460	2	S235JRH
5	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 390	2	S235JRH
4	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 377	1	S235JR
3	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1027	1	S235JR
2	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1179	1	S235JRH
1	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 2000	1	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25029 VILLAROVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO 17

DESCRIZIONE:
TELAIO SUPERIORE PER PARTENZA STRETTA DA 0,40 CON SPINOTTO AGGRAFFATO

disegnato: –

DATA: –

MATERIALE: –

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 51

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/06

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

(*) = fori per scarichi zincatura (vedi Dett. E TAV. 9)

Pos	Descrizione	n°	Materiale
5	Spinotto (vedi TAV. 11)	2	S235JRH
4	Boccola verticale Ø26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	12	S235JRH
3	Boccola orizzontale Ø26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	8	S235JRH
2	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 627	2	S235JRH
1	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 2000	2	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
24059 VILLA DI ROVETTA (BG)
VIA LOMBARDIA, 41

DESCRIZIONE:
TELAIO INFERIORE PER PARTENZA STRETTA DA 0.65 CON SPINOTTO RASTREMATO

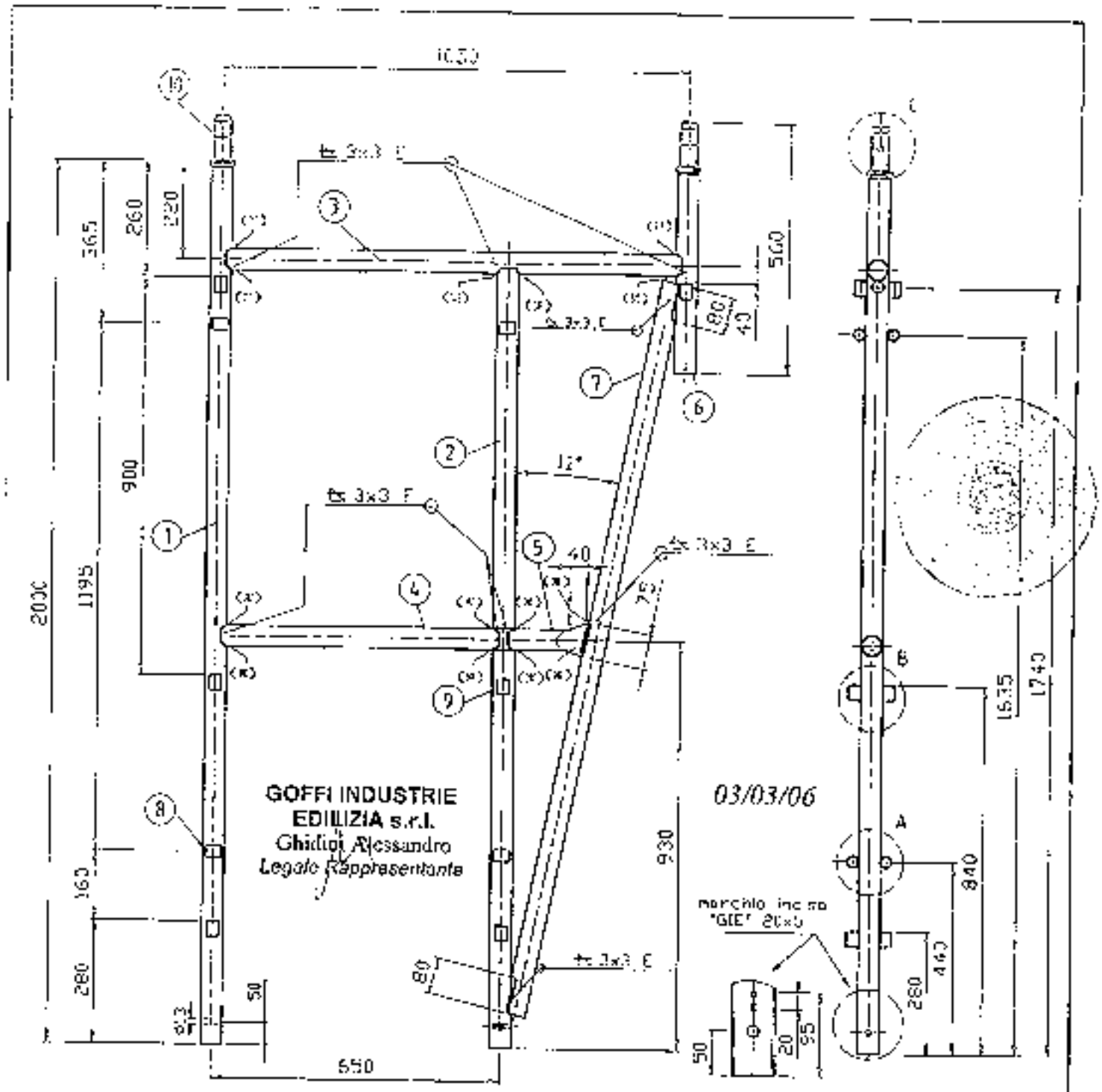
disegnato: —

DATA: —

MATERIALE: —

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 52



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

(*) = fori per scarichi zincatura (vedi Dett. E TAV. 9)

Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
10	Spinotto (vedi TAV. 11)	2	S235JRH
9	Boccola verticale Ø76,9x2,3 x95 (vedi TAV. 11)	12	S235JR
8	Boccola orizzontale Ø76,9x2,3 x95 (vedi TAV. 11)	8	S235JR
7	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1700	2	S235JRH
6	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 660	2	S235JRH
5	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 180	2	S235JRH
4	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 627	1	S235JRH
3	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1627	1	S235JRH
2	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1770	1	S235JRH
1	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 2000	1	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
20020 VILLANOVA DI CARUGATE
VIA LEONARDO

DESCRIZIONE
TELAIO SUPERIORE PER PARTENZA STRETTA DA 0.65 CON SPINOTTO RASTREMATO

MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

Disegnato: -

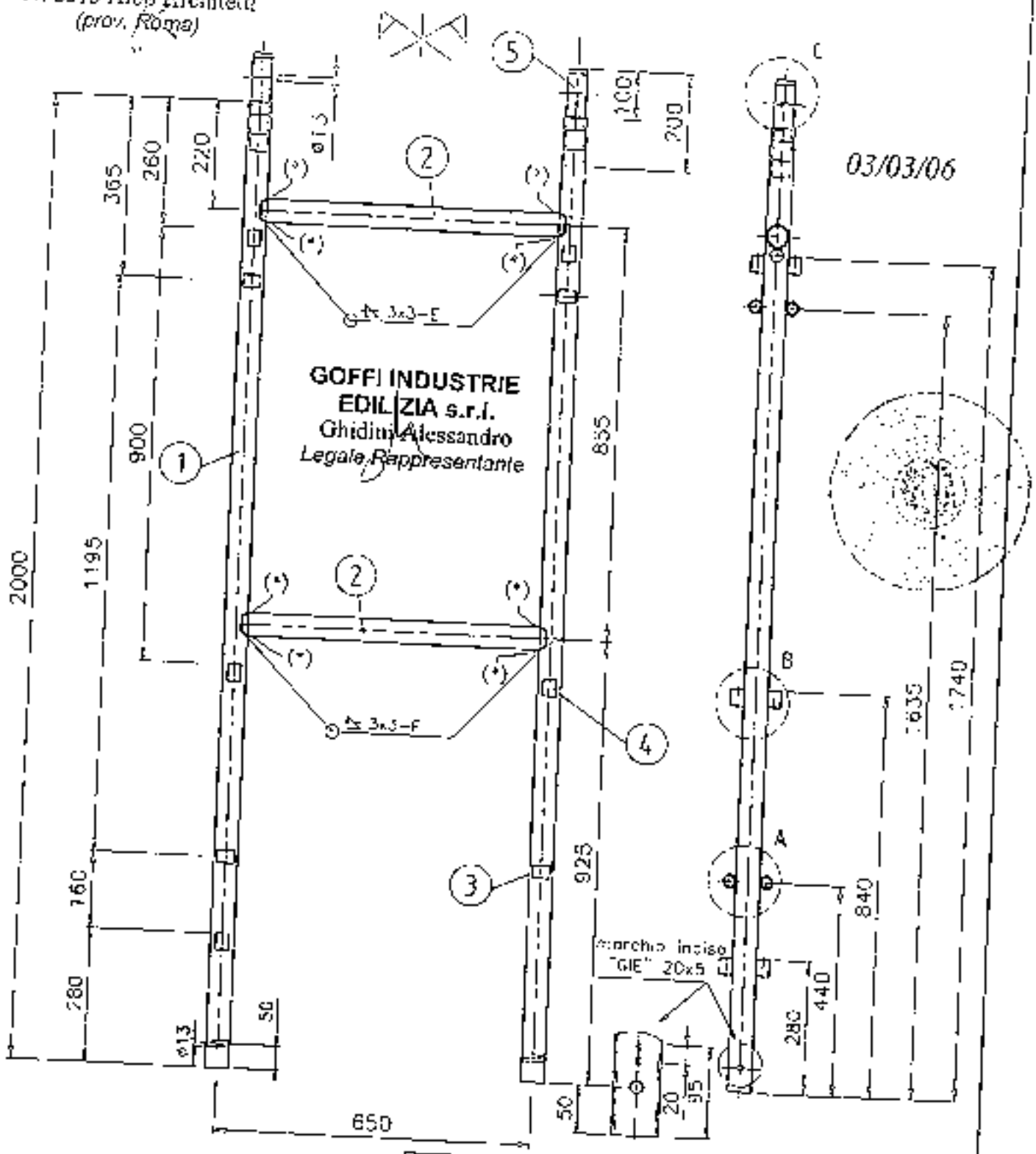
DATA: -

DISEGNO
TAV. 53

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/06

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



(*) = fori per scarichi zincatura (vedi Dett. E TAV. 9)

Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
5	Spinotto (vedi TAV. 12)	2	S235JRH
4	Boccola verticale ø26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	12	S235JR
3	Boccola orizzontale ø26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	8	S235JR
2	Tubo ø48,3 x 2,9 x 627	2	S235JRH
1	Tubo ø48,3 x 2,9 x 2000	2	S235JRH

OFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 41

DESCRIZIONE:
TELAIO INFERIORE PER PARTENZA STRETTA DA 0.65 CON SPINOTTO AGGRAFFATO

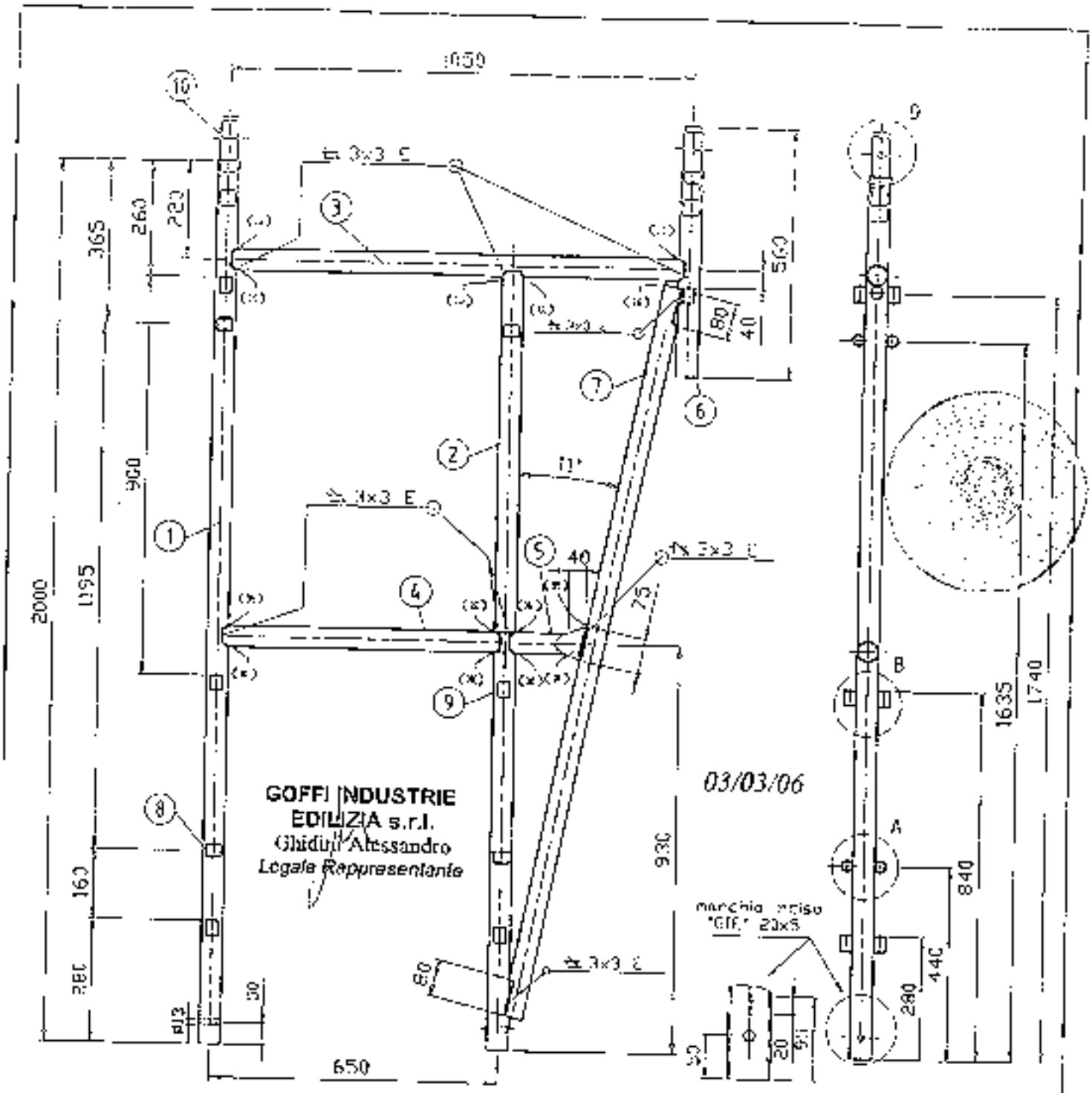
Disegnato: –

DATA: –

MATERIALE: –

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 54



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

(*) – Fori per scarichi zincatura (vedi Dett. E TAV. 9)

Pos.	Descrizione	Qta	Materiale
10	Spinotto (vedi TAV. 12)	2	S235JRH
9	Boccola verticale Ø25,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	12	S235JR
8	Boccola orizzontale Ø26,9x2,3 x35 (vedi TAV. 11)	8	S235JR
7	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1790	2	S235JRH
6	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 440	2	S235JRH
5	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 180	2	S235JRH
4	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 627	1	S235JRH
3	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1027	1	S235JRH
2	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 1770	1	S235JRH
1	Tubo Ø48,3 x 2,9 x 2000	1	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
00021 VILLANOVA SUL CLISIO
VIA LEONARDO 49

DESCRIZIONE:
TELAIO SUPERIORE PER PARTENZA STRETTA DA 0.65 CON SPINOTTO AGGRAFFATO

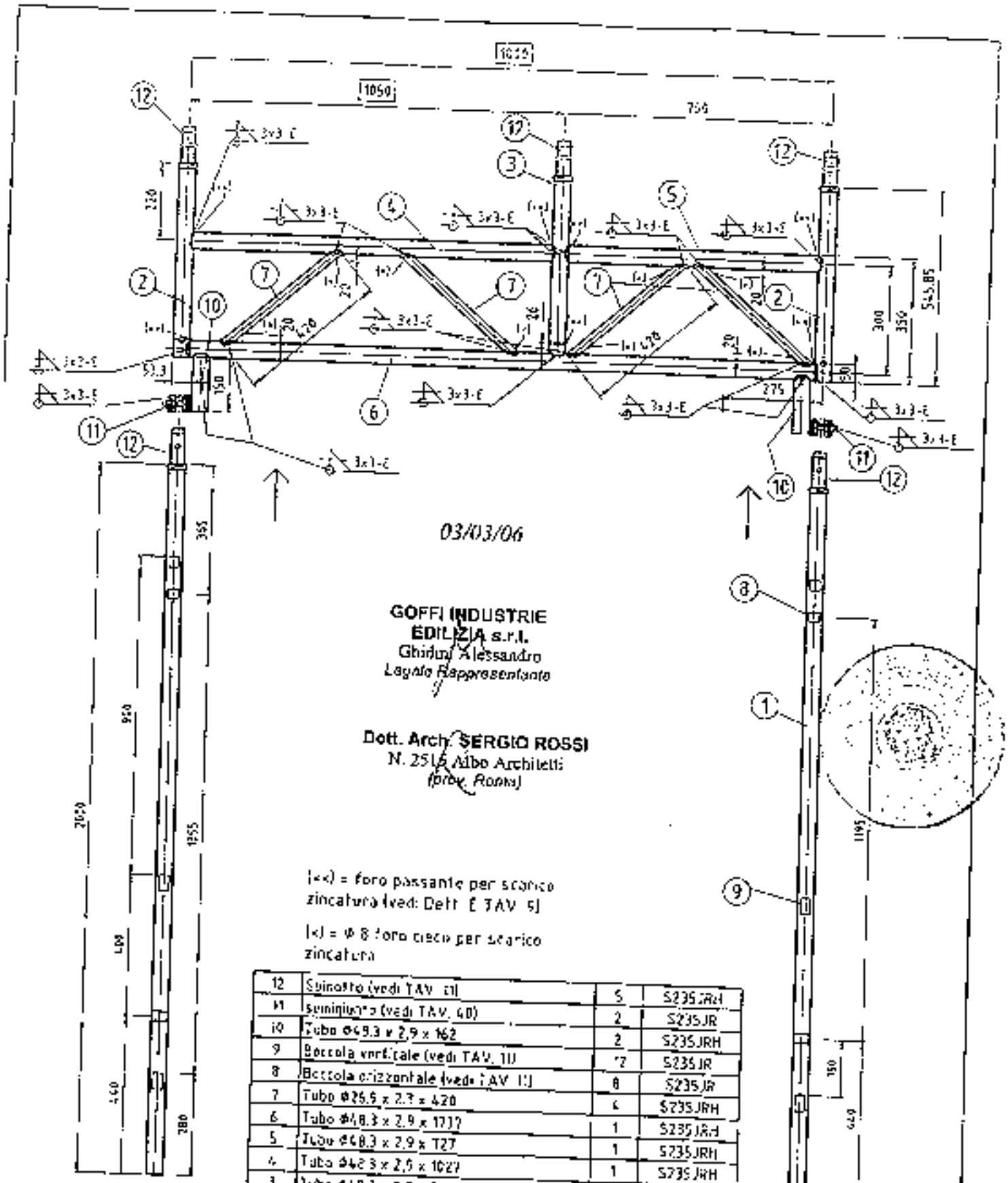
disegnato: –

DATA: –

MATERIALE: –

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 55



Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
12	Spinotto (vedi TAV. 11)	5	S235JRH
11	Seminipiano (vedi TAV. 40)	2	S235JR
10	Tubo Φ48.3 x 2,9 x 162	2	S235JRH
9	Boccola verticale (vedi TAV. 11)	12	S235JR
8	Boccola orizzontale (vedi TAV. 11)	8	S235JR
7	Tubo Φ26,9 x 2,9 x 420	6	S235JRH
6	Tubo Φ48.3 x 2,9 x 1717	1	S235JRH
5	Tubo Φ48.3 x 2,9 x 727	1	S235JRH
4	Tubo Φ48.3 x 2,9 x 1027	1	S235JRH
3	Tubo Φ48.3 x 2,9 x 503	1	S235JRH
2	Tubo Φ48.3 x 2,9 x 549,65	2	S235JRH
1	Tubo Φ48.3 x 2,9 x 2100	2	S235JRH

VEDI DETTAGLI TAV. 13 E 43

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
24060 VILLANOVA SUL CLISI (BG)
VIA LEONARDO, 49

DESCRIZIONE
PARTENZA LARGA CON SPINOTTO RASTREMATO

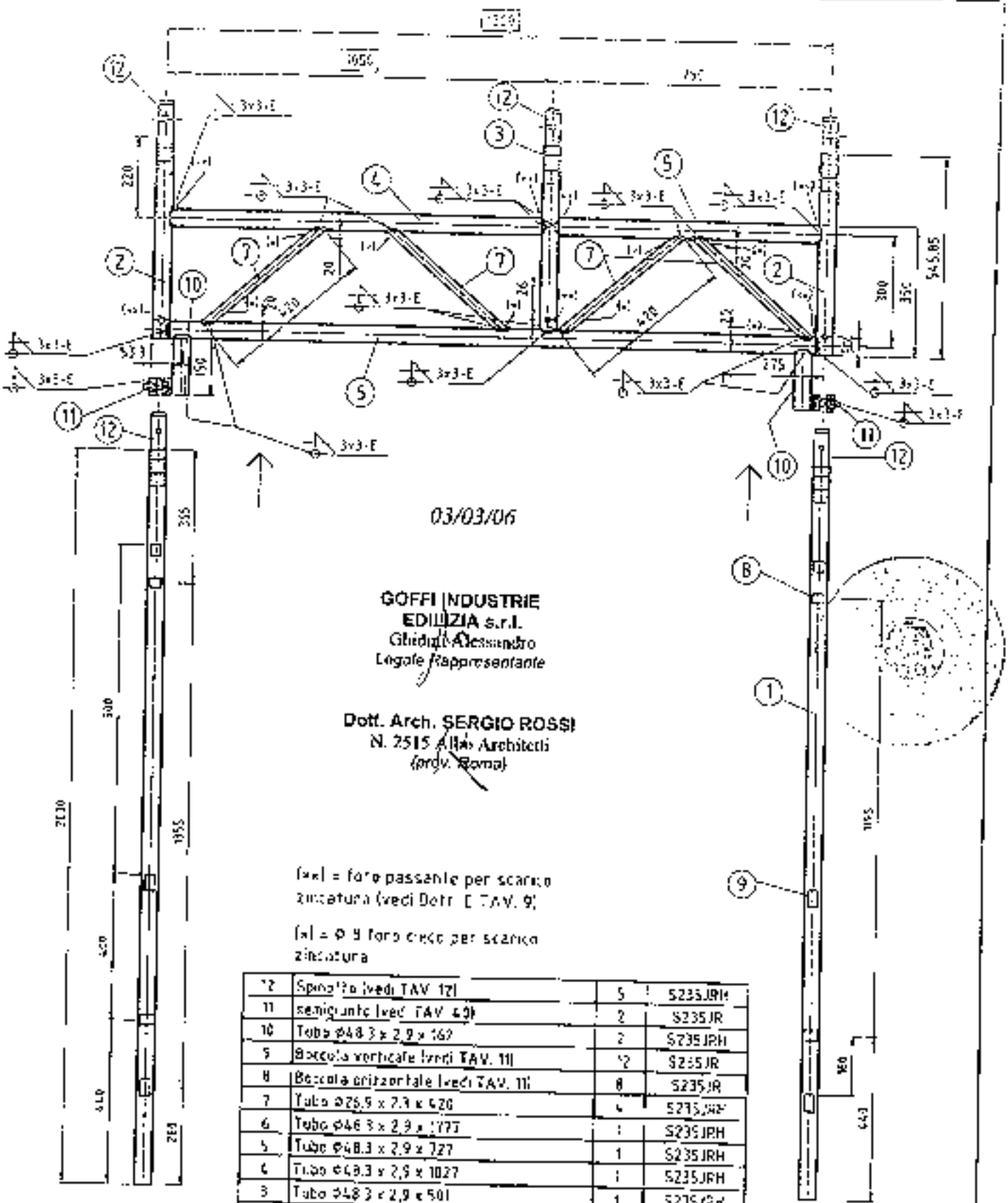
MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: -

DISEGNO: TAV. 56



VEDI DETTAGLI TAV. 13 E 43

Pos	Descrizione	Qtà	Materiale
12	Spinotto (vedi TAV. 12)	5	S235JRH
11	semigiunto (vedi TAV. 40)	2	S235JR
10	Tubo Ø48.3 x 2,9 x 162	2	S235JRH
9	Boccola verticale (vedi TAV. 11)	12	S235JR
8	Boccola orizzontale (vedi TAV. 11)	8	S235JR
7	Tubo Ø26,9 x 2,9 x 620	4	S235JRH
6	Tubo Ø48.3 x 2,9 x 1777	1	S235JRH
5	Tubo Ø48.3 x 2,9 x 727	1	S235JRH
4	Tubo Ø48.3 x 2,9 x 1027	1	S235JRH
3	Tubo Ø48.3 x 2,9 x 501	1	S235JRH
2	Tubo Ø48.3 x 2,9 x 943,85	2	S235JRH
1	Tubo Ø48.3 x 2,9 x 2150	2	S235JRH

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25100 VIA NUOVA SIR. CLIM (BS)
VIA LEONARDO, 43

DESCRIZIONE: PARTENZA LARGA CON SPINOTTO AGGRAFFATO

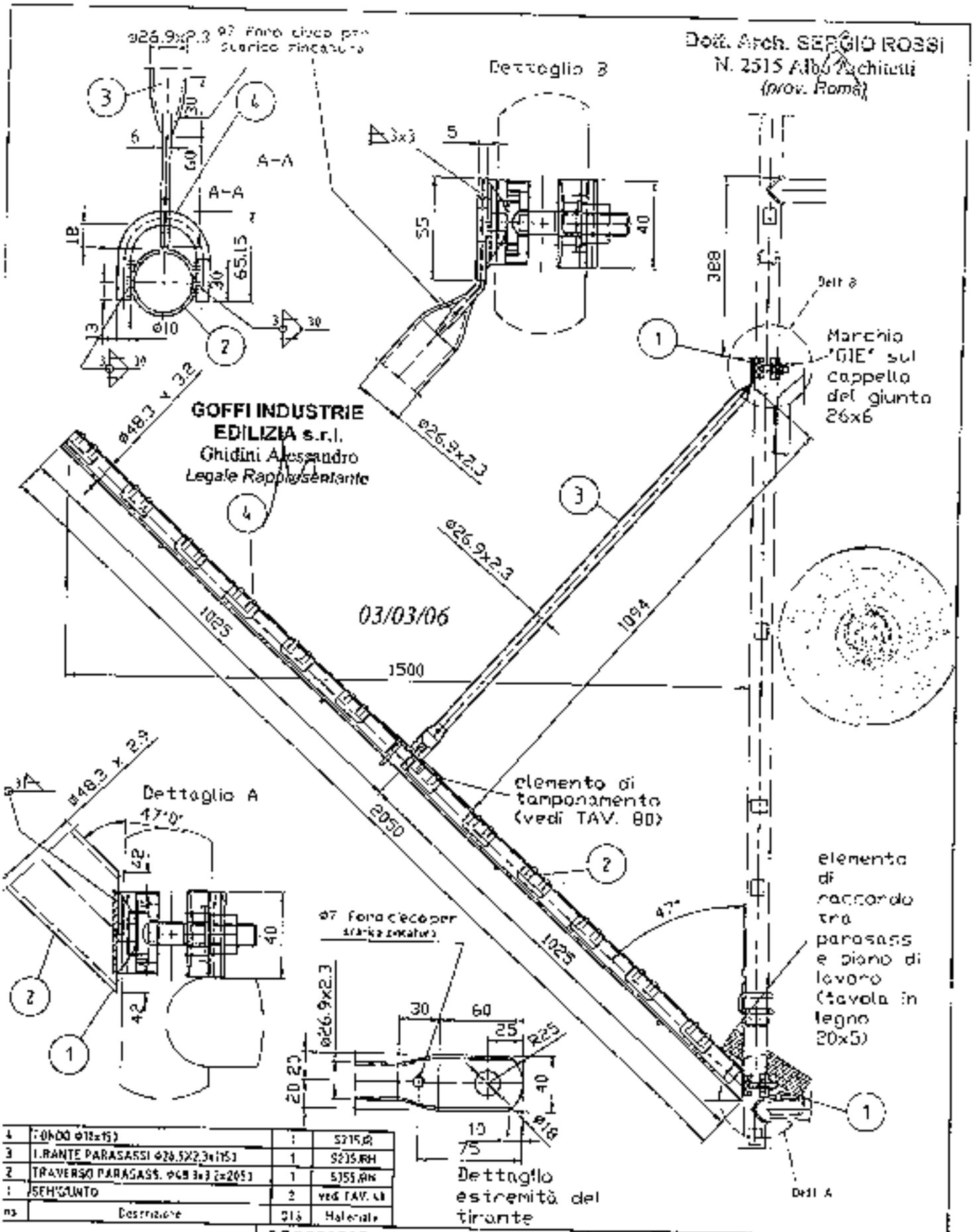
MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GE 180/250

DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: -

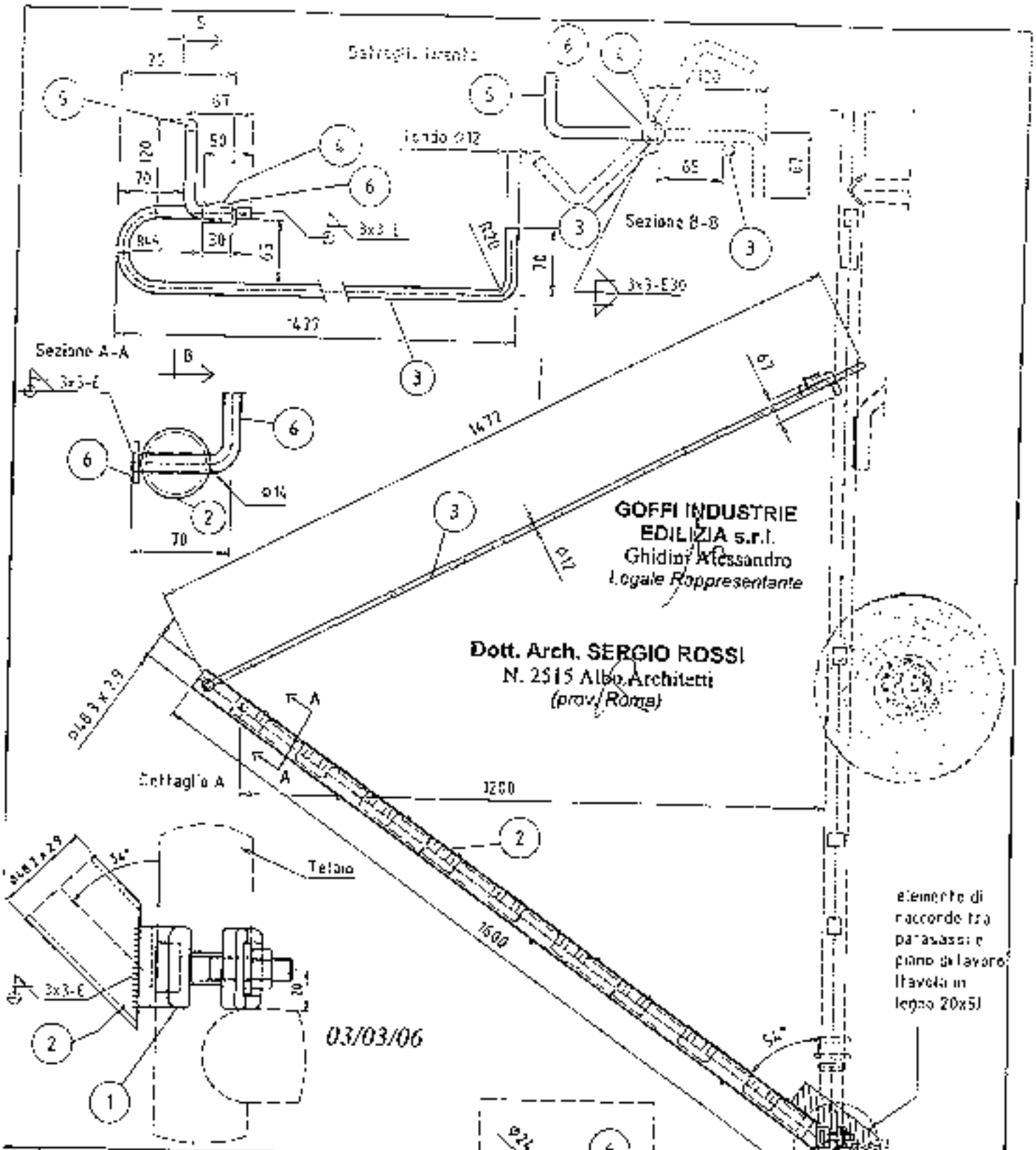
DISEGNO: TAV. 57



n°	Descrizione	Q.tà	Materiale
4	GIUNTO Ø18x15	1	S235JR
3	TIRANTE PARASASSI Ø26.9X2.3x(1151)	1	S235JRH
2	TRAVERSO PARASASS. Ø48.3x3 (x2051)	1	S355JRH
1	SEMIGIUNTO	2	vedi TAV. 61

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
10029 VILLANOVA SUL CLISIO (BG)
VIA LEGNIAGO, 41

DESCRIZIONE:	DISEGNATO:	DATA
PARASASSI DA 1.5 m	SIGNORINI	–
MATERIALE: -	TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 58

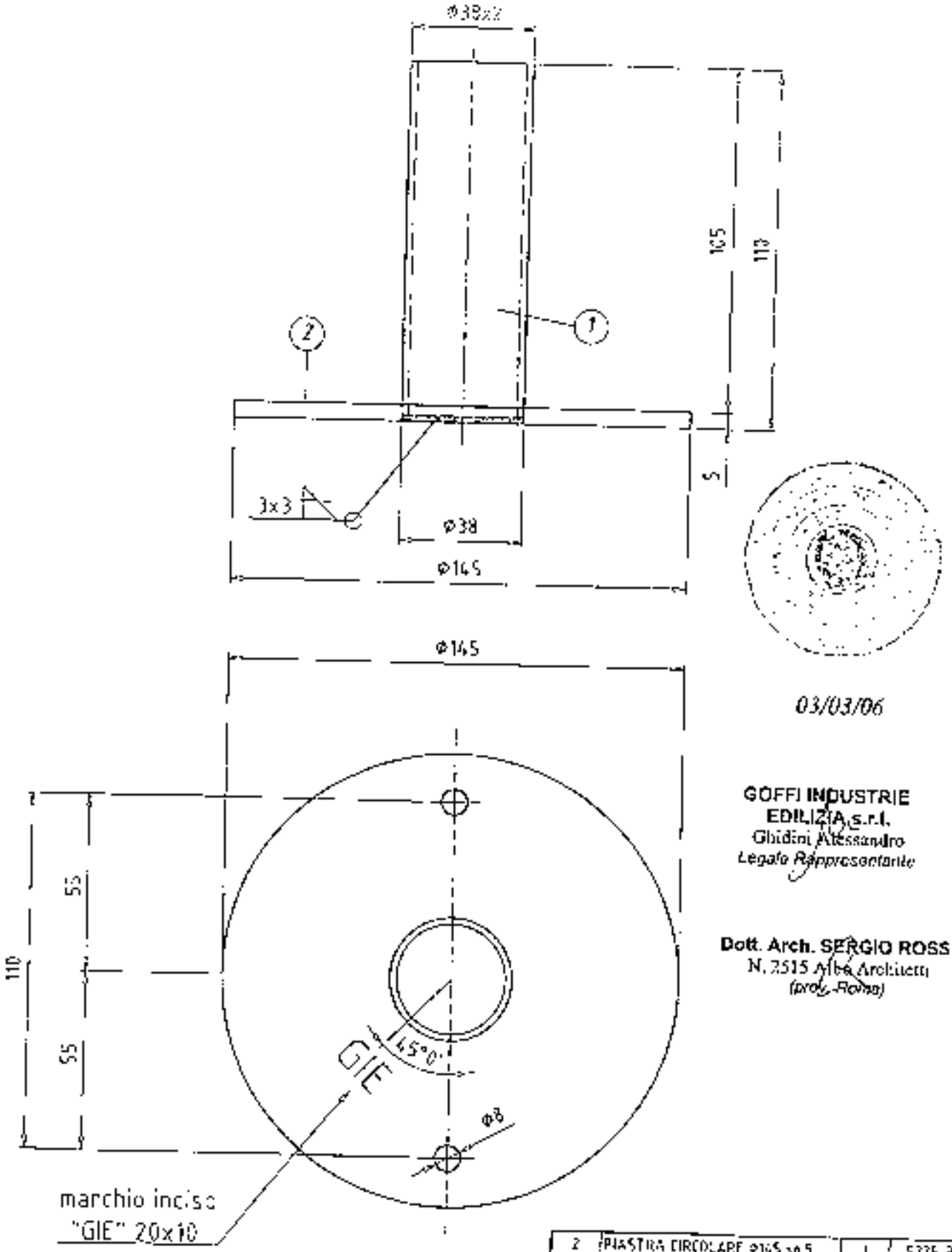


Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
6	RONDELLA Ø14 Ø26 sp. 3	2	S235JR
5	TONDO Ø12 x 240	1	S235JR
4	TUBO Ø20 x 2 x 30	1	S235JRH
3	TIRANTE PARASASSI Ø12	1	S355JR
2	TRAVERSO PARASASSI Ø 48.3 x 2.9	1	S235JRH
1	SEMIGIUNTO (vedi TAV. C3)	1	S235JR

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25029 VILLASTORNA SUL CLESI (BS)
VIA LEGNAGO, 41

DESCRIZIONE	DISEGNATO	DATA
PARASASSI DA 1.2 m	SINCORINI	-

MATERIALE	TIPOLOGIA	DISEGNO
-	GIE 180/250	TAV. 59



03/03/06

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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
2	PIASTRA CIRCOLARE Ø145 sp.5	1	S235JR
1	TUBO Ø38X2x197	1	S235JR

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25039 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 47

DESCRIZIONE: BASETTA FISSA

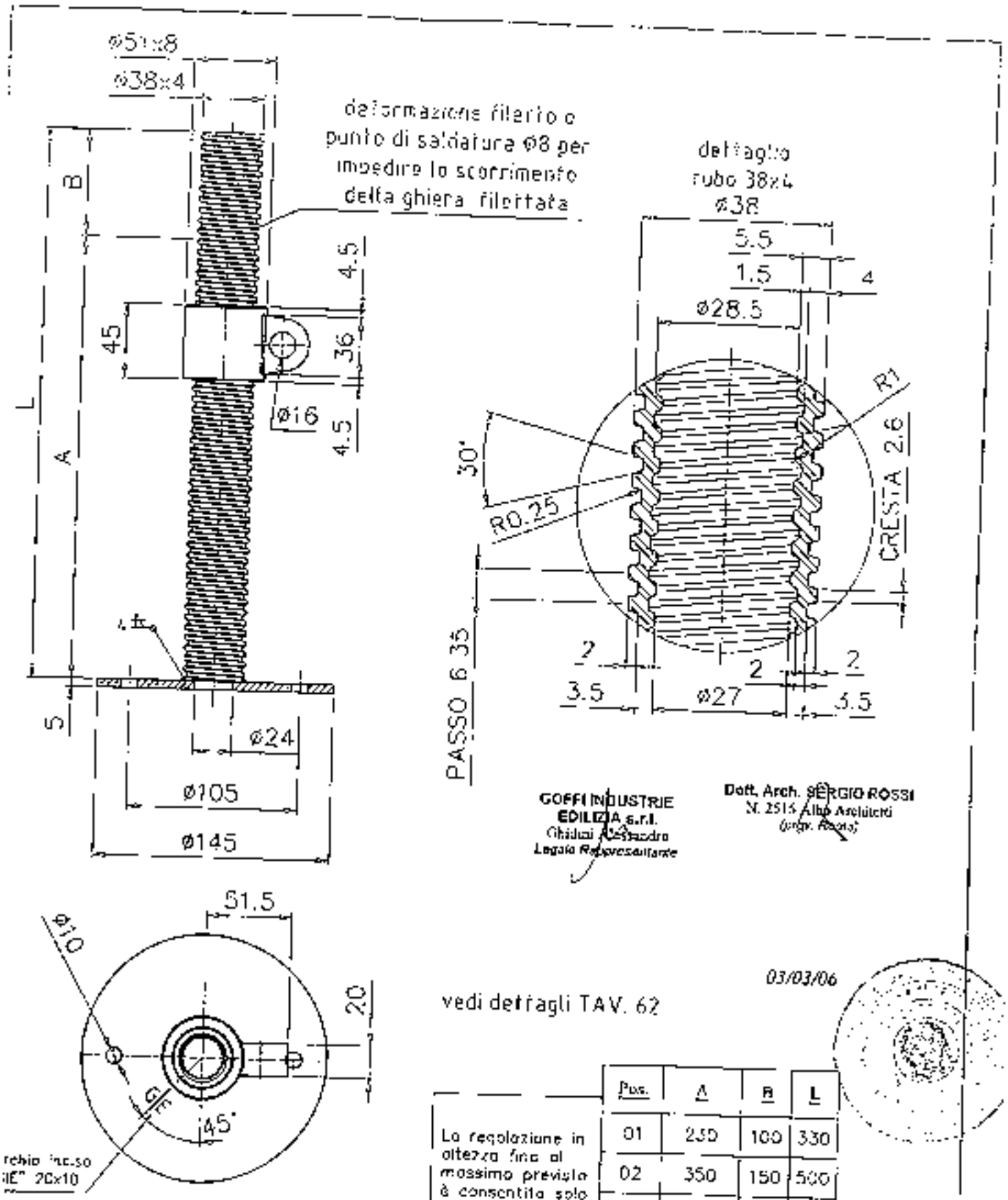
DISEGNATO: -

DATA: -

MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GIE 130/250

DISEGNO: TAV. 60



Pos.	A	B	L
01	250	100	330
02	350	150	500
03	500	200	700
04	700	300	1000

La regolazione in altezza fino al massimo previsto è consentita solo nell'ambito degli schemi Autorizzati

rchio inciso
GIE" 20x10

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25039 VILLAFRANCA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 47

DESCRIZIONE: BASETTA REGOLABILE

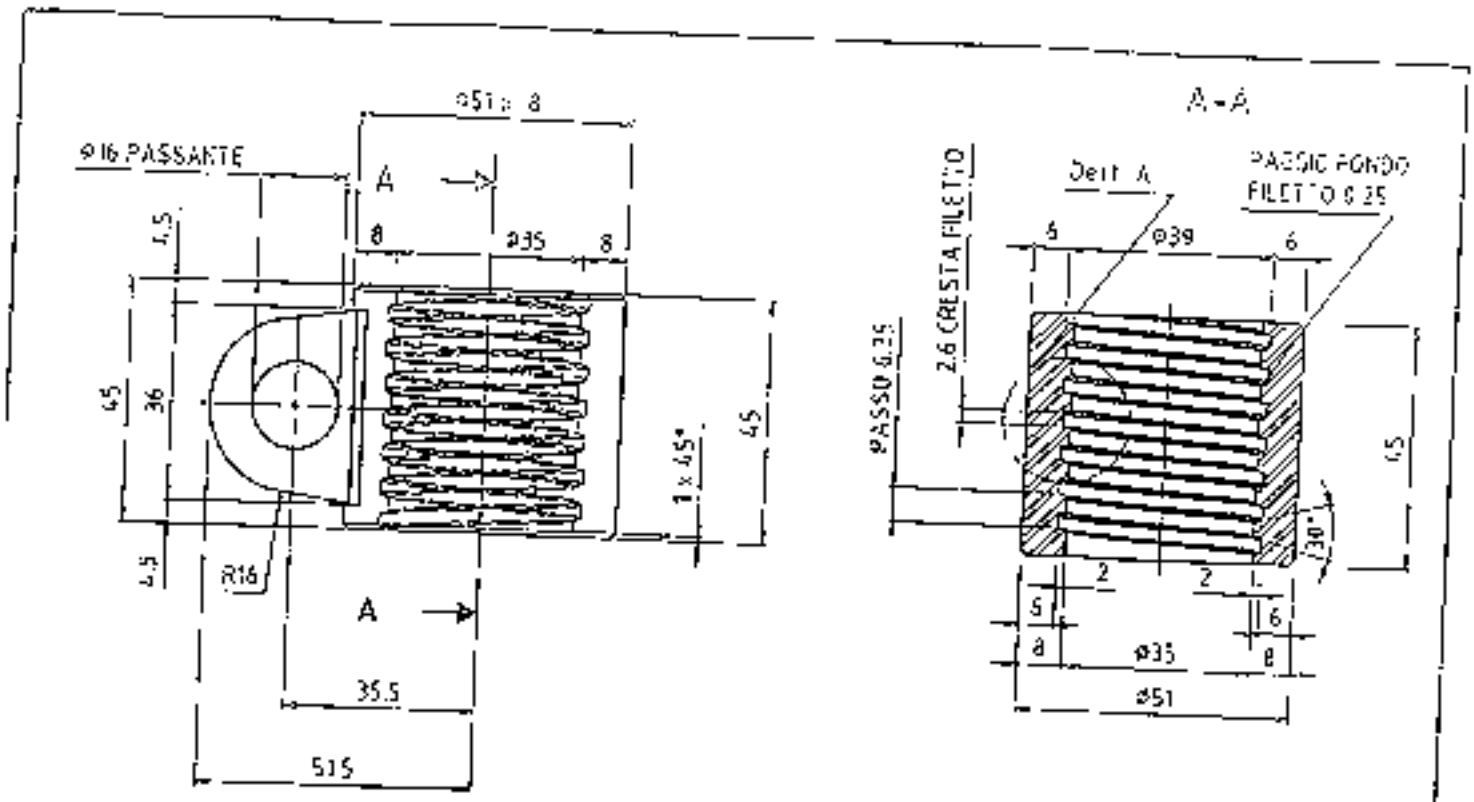
DISEGNATO: SIGNORINI

DATA: –

MATERIALE: –

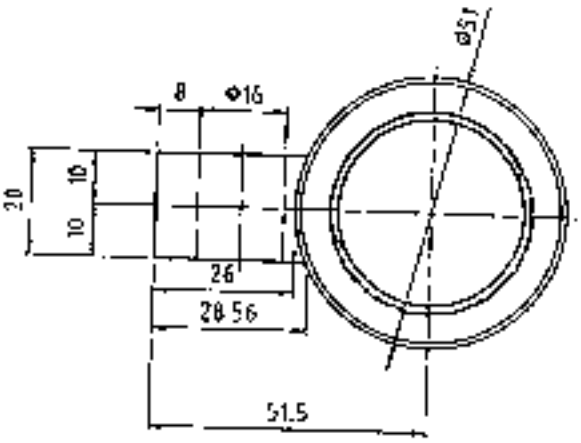
TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNO: TAV. 61

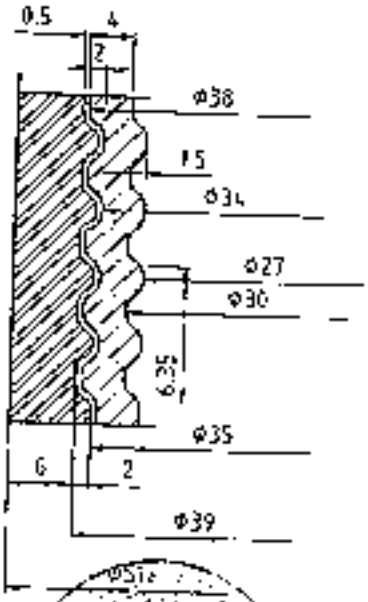


Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Rovigo)

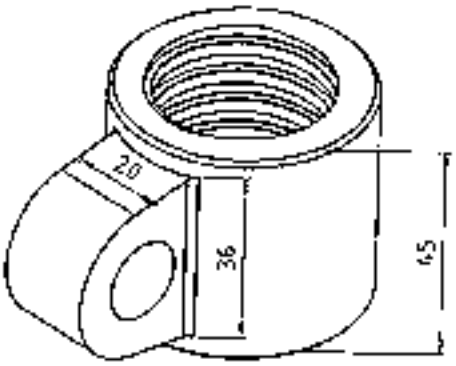
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA S.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante



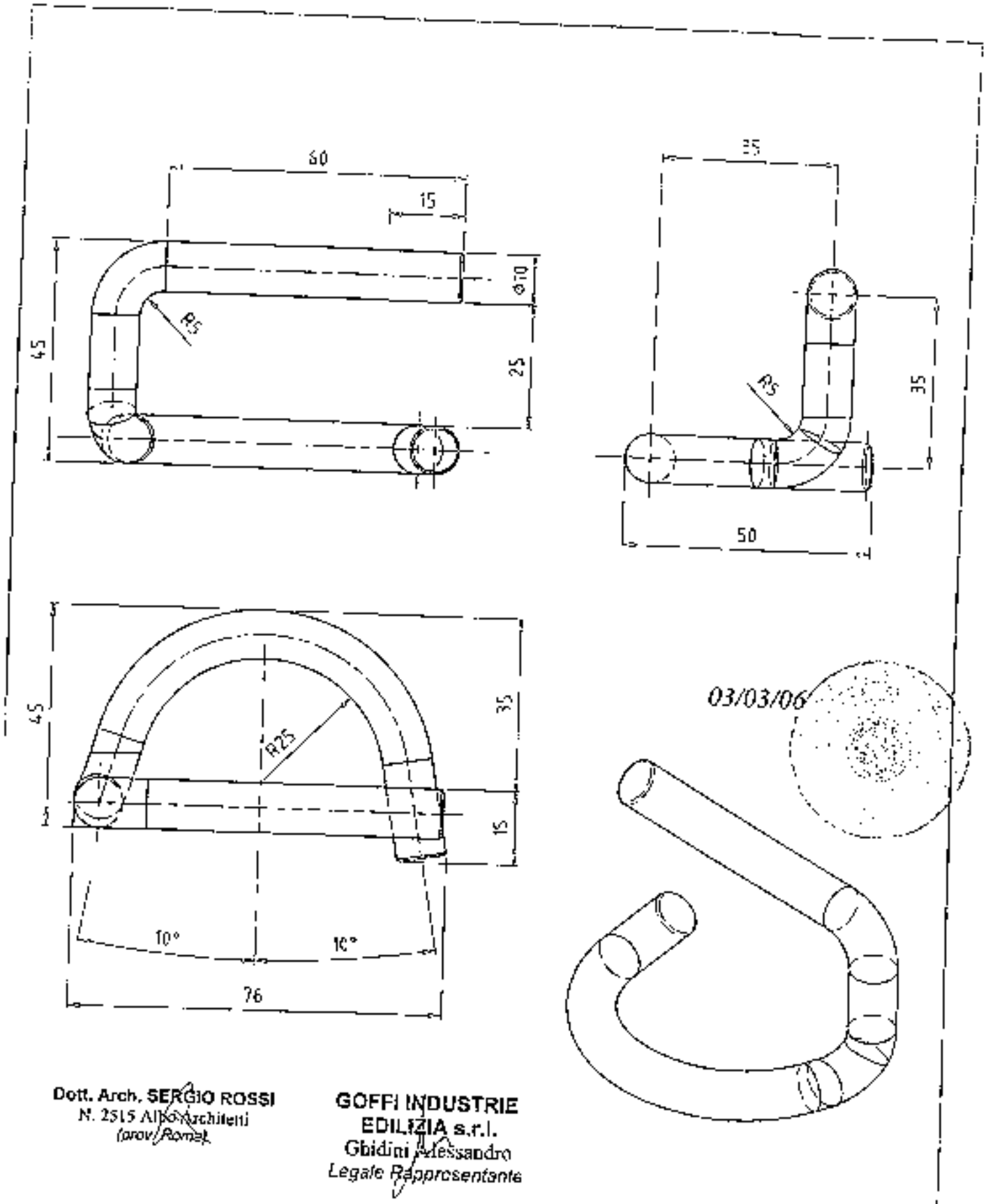
Dettaglio A



03/03/06



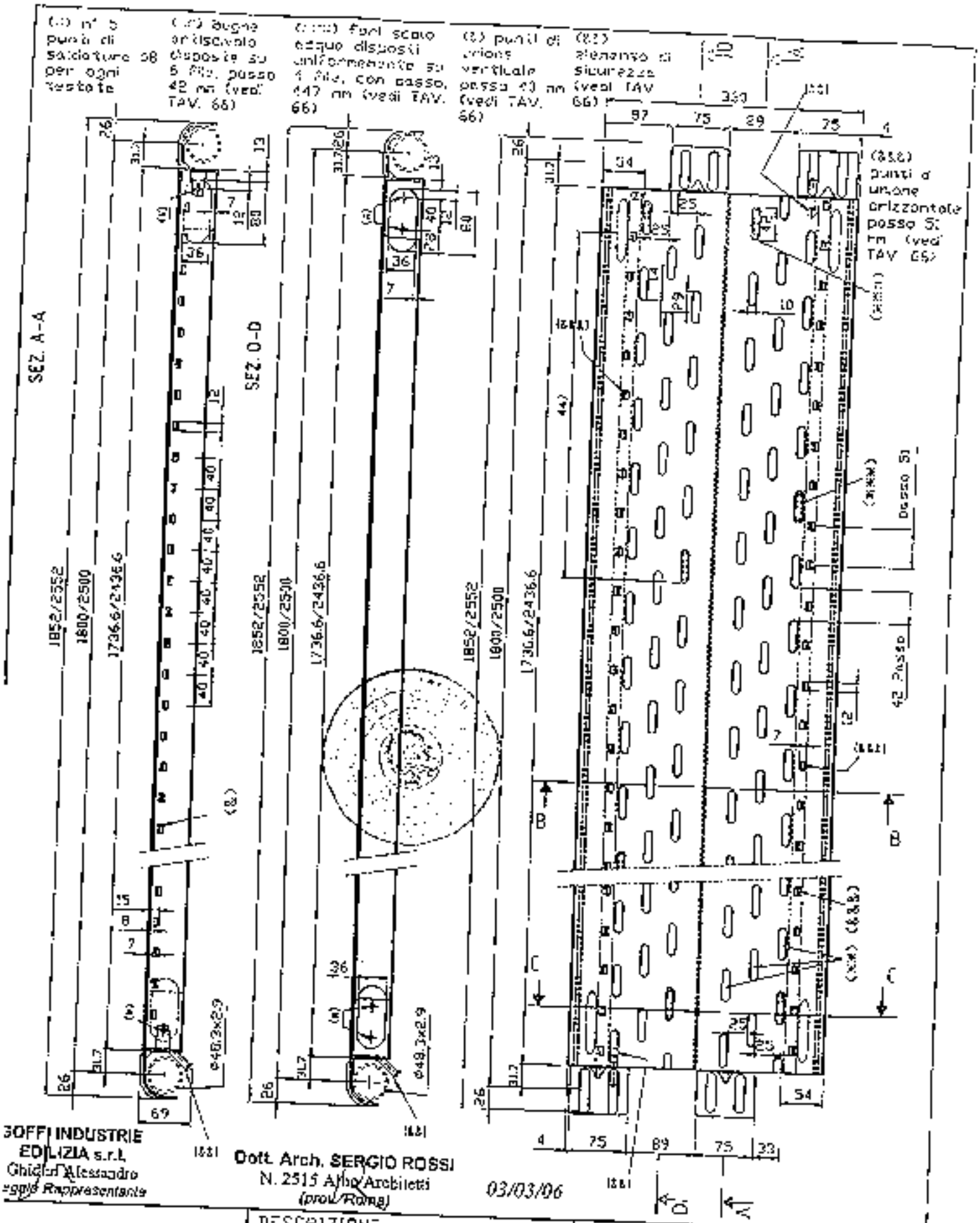
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 37029 VILLANOVA STZ. CEREA (RS) VIA LAGNAGO, 41	DESCRIZIONE: BASETTA REGOLABILE (GHIERA)	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
	MATERIALE: GHISA GTW45 / TIPOLOGIA: GE 180/250	DISEGNO: TAV. 62	



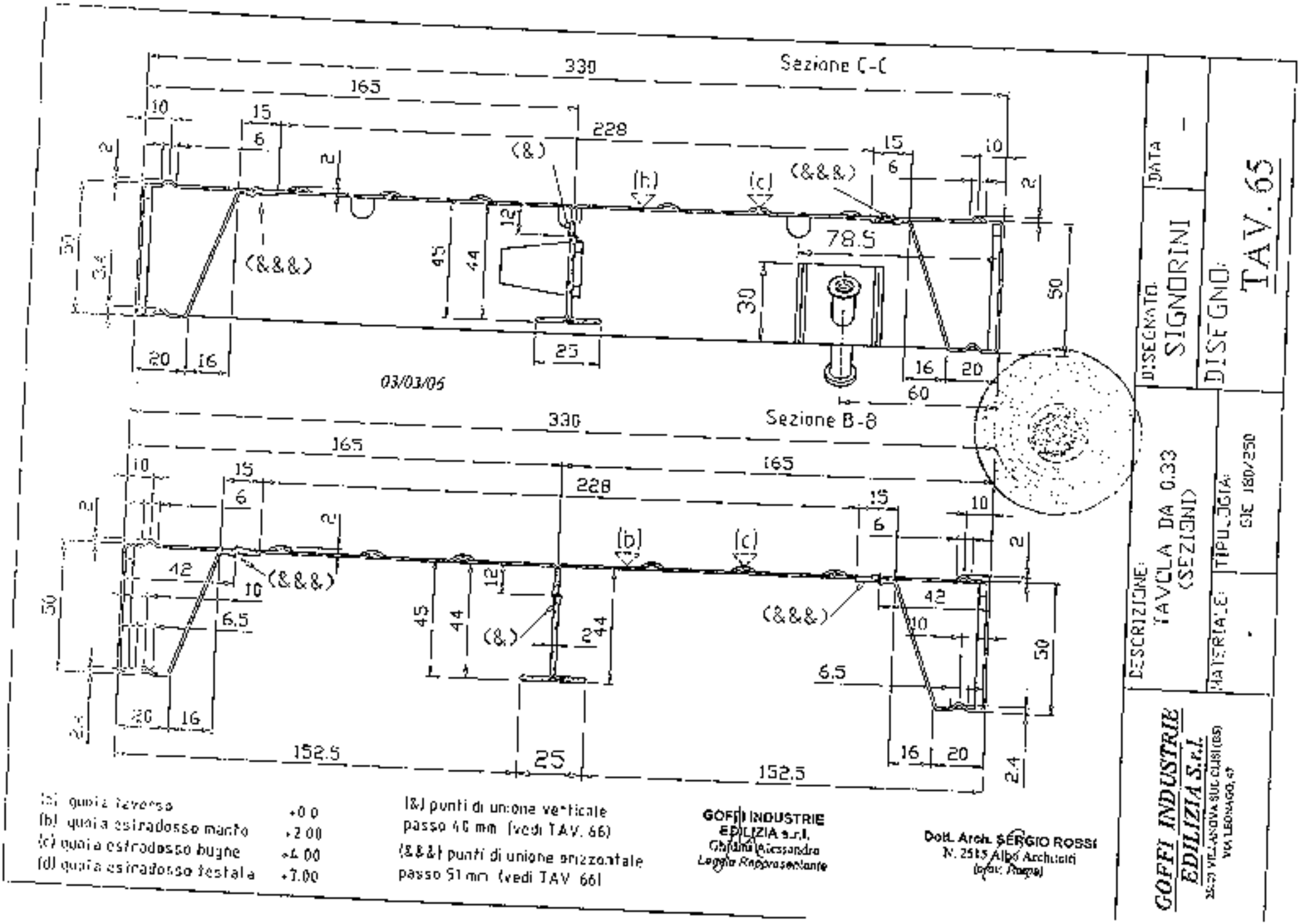
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

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

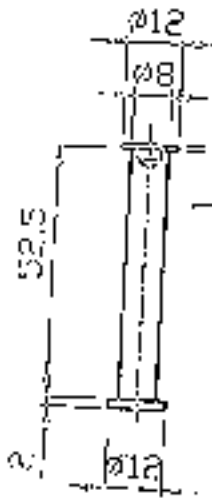
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 20020 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 27	DESCRIZIONE: SPINA A VERME	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
	MATERIALE: -	SISTEMA DI PONTEGGIO: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 63

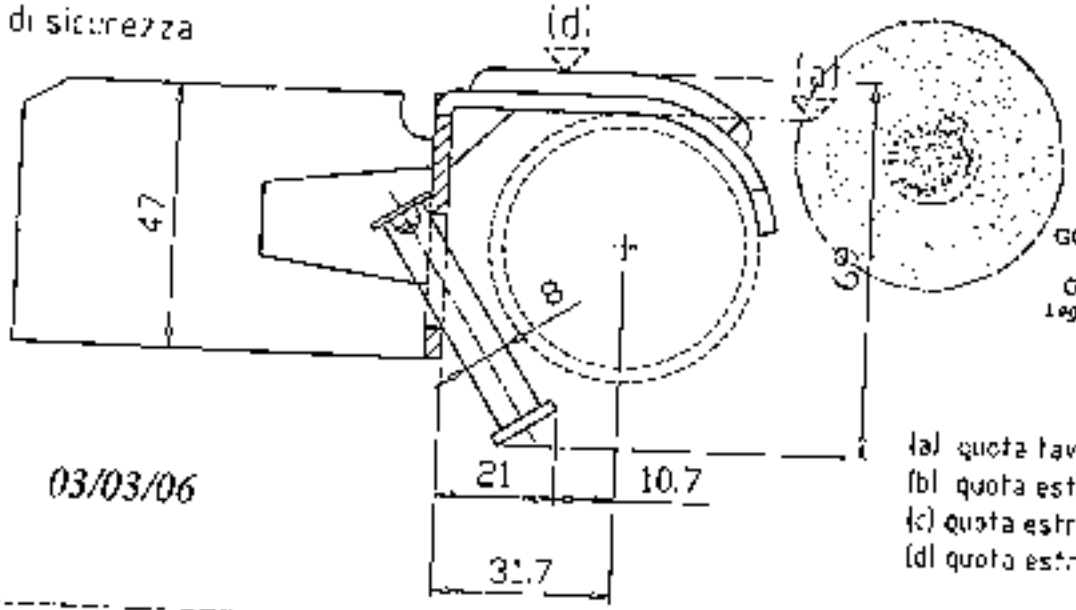


GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25029 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 47	DESCRIZIONE: TAVOLA DA 0.33	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: –
	MATERIALE: – / TIPOLOGIA: GIC 180/250	DISEGNO: TAV. 64	


Sezione C-C
Sezione B-B
03/03/06
(a) quota traverso +0.00
(b) quota estradosso manto +2.00
(c) quota estradosso bugne +4.00
(d) quota estradosso testata +7.00
(&) punti di unione verticale passo 40 mm (vedi TAV. 66)
(&&&) punti di unione orizzontale passo 51 mm (vedi TAV. 66)
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Pavia)
DATA -
DISEGNATO: SIGNORINI
DISEGNO: TAV. 65
DESCRIZIONE: TAVOLA DA 0.33 (SEZIONI)
TIPOLOGIA: GIE 180/250
MATERIALE:
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25039 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 47

Dettaglio elemento di sicurezza





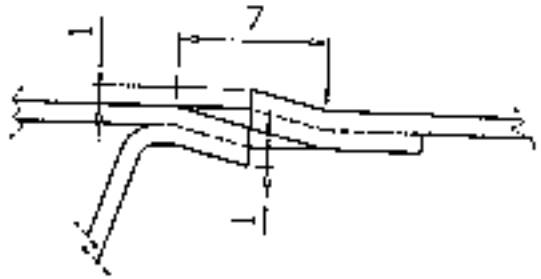
03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Alessandria)

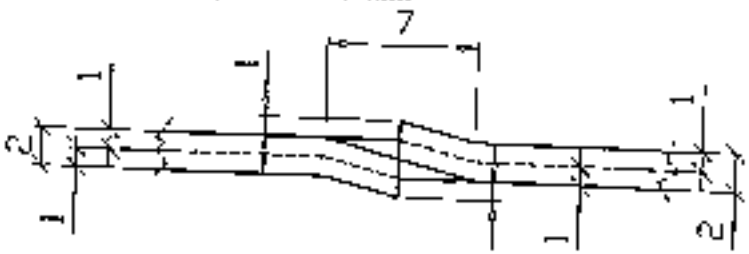
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Obidini Alessandro
Legale Rappresentante

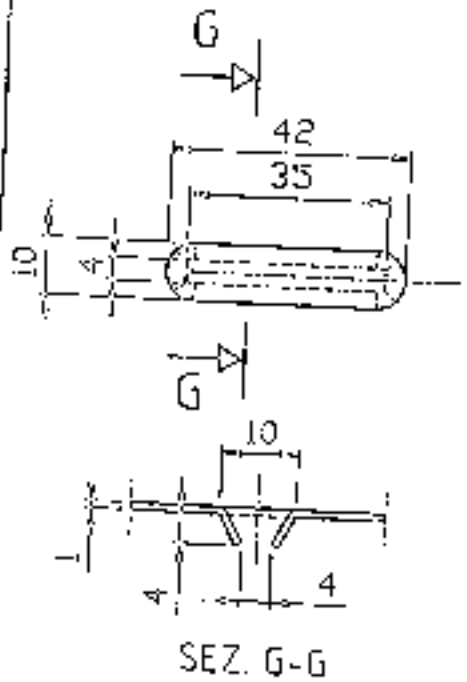
(a) quota taverso +0.0
(b) quota estradosso manto +2.00
(c) quota estradosso bugne +4.00
(d) quota estradosso testata +7.00

(&&&) punti di unione orizzontale
passo 51 mm



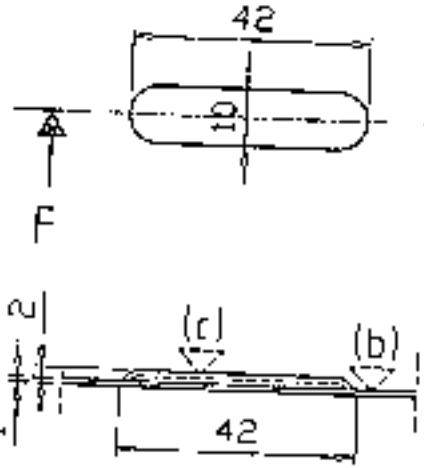
(&) punti di unione verticale
passo 40 mm





SEZ. G-G

Dettaglio fori scarico acqua

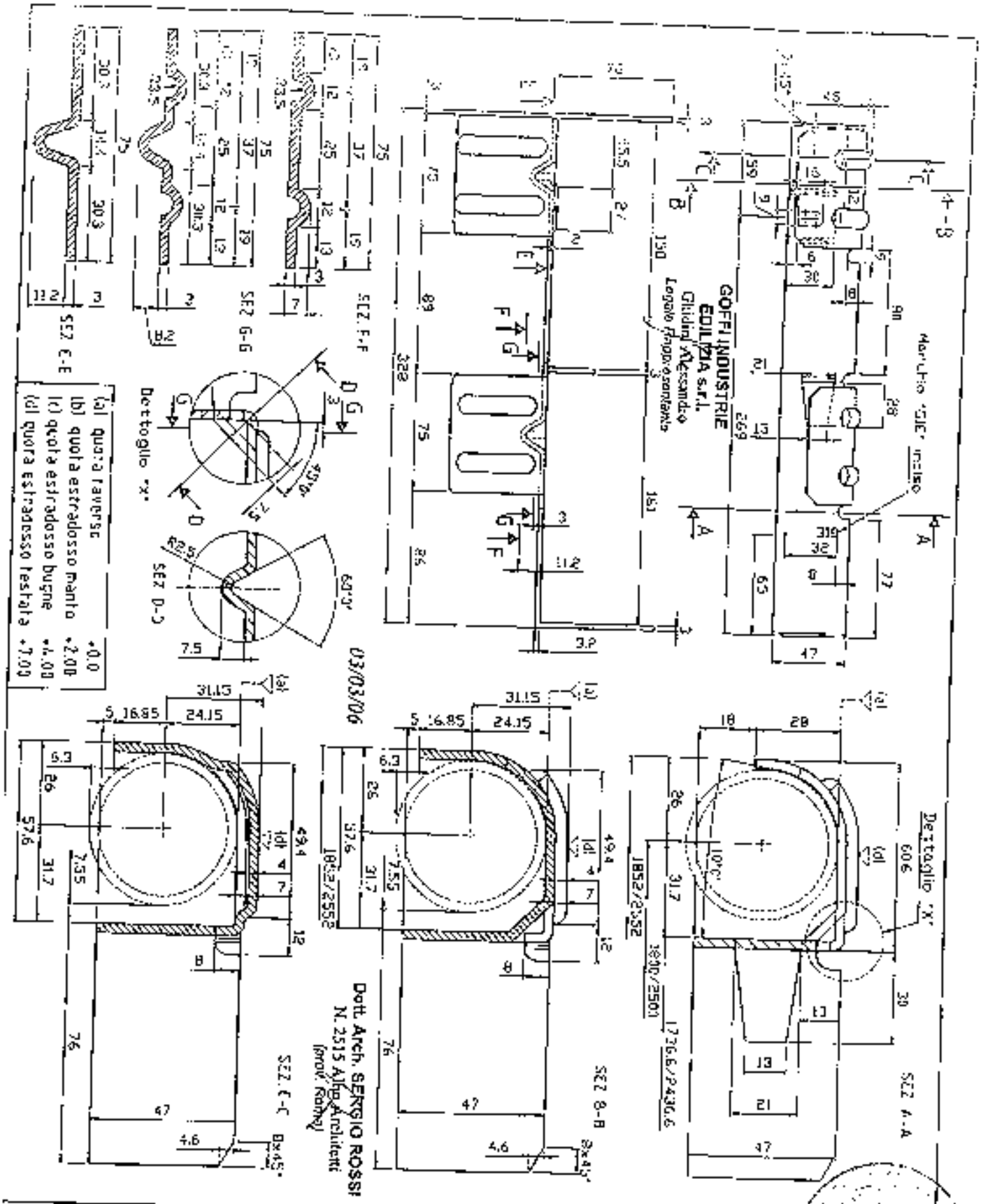


SEZ. F-F

Dettaglio bugne antiscivolo

DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
DISEGNO: TAV. 66	
DESCRIZIONE: TAVOLE (DETTAGLI)	TIPOLOGIA: GIE 180/250
MATERIALE: -	

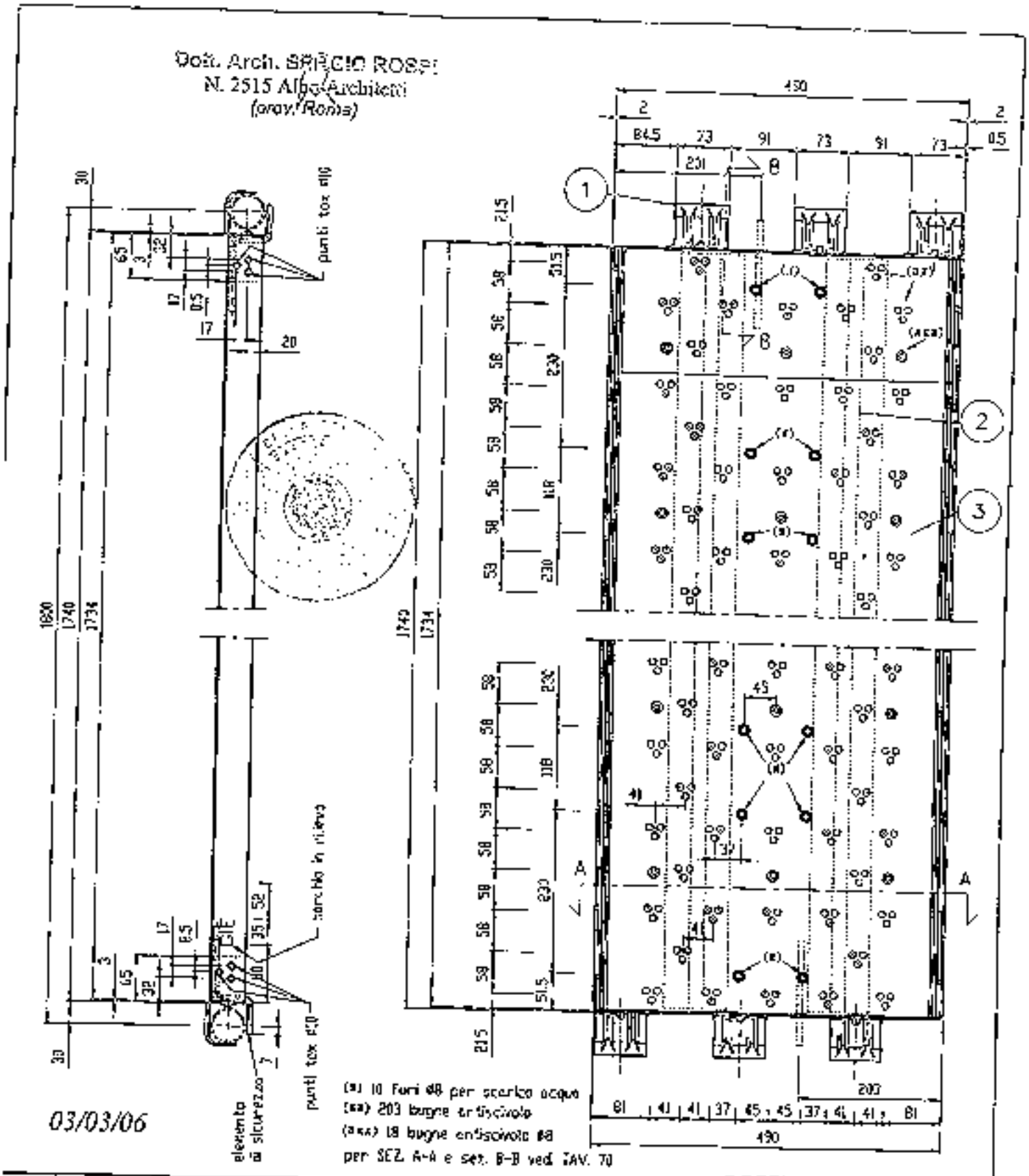
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
23899 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 0



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
20020 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 47

DESCRIZIONE: TAVOLA DA 0.33 (TESTATA)	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA
MATERIALE: - / TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 67	

Dott. Arch. SPAGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)



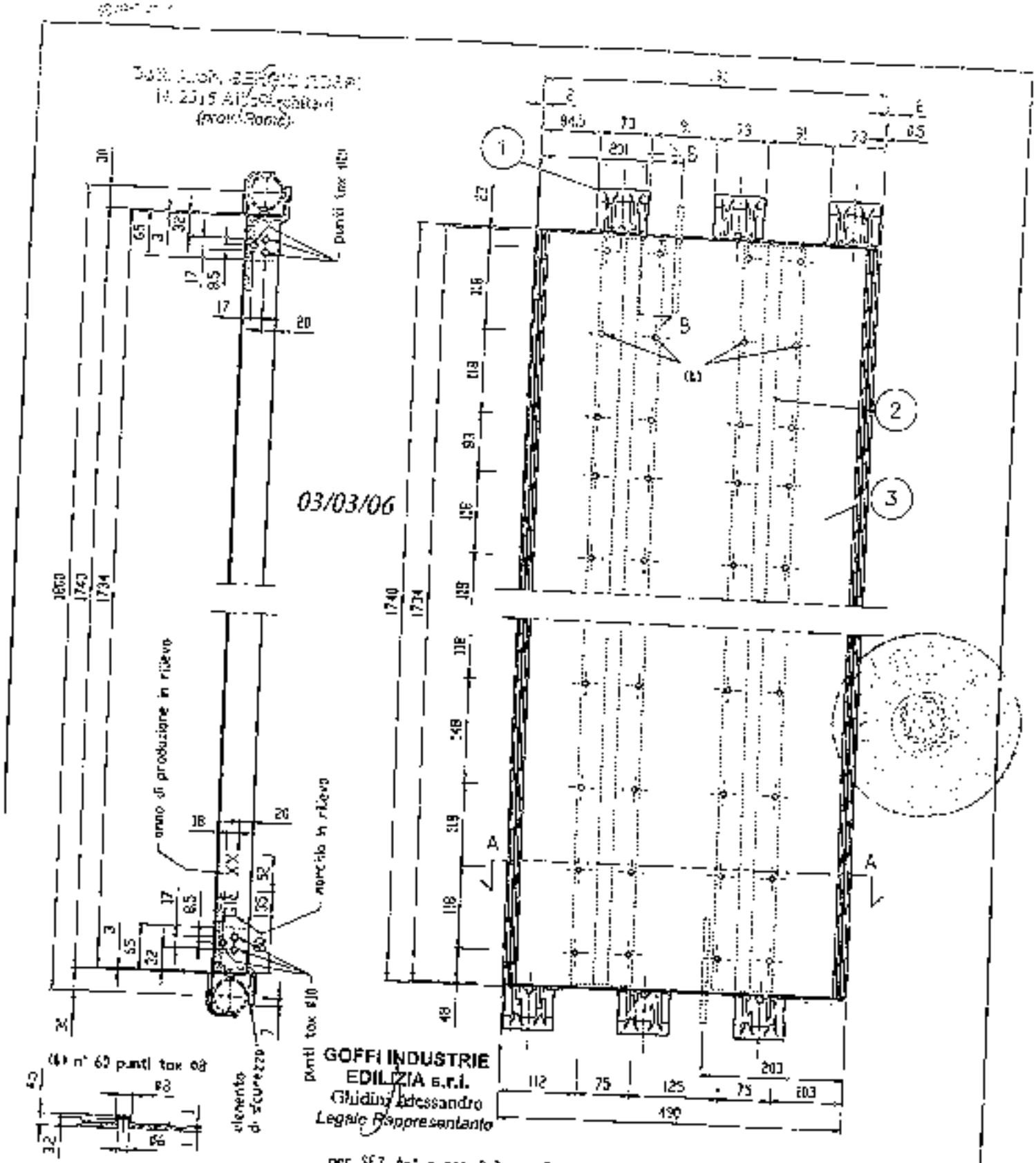
03/03/06

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

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

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25039 VERLADINA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 17

DESCRIZIONE:	DISEGNATO:	DATA:
TAVOLA 0.49x1.8	SIGNORINI	–
MATERIALE: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 68	



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

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.

DESCRIZIONE: TAVOLA 0.49x1.8 (dettagli punti tox)

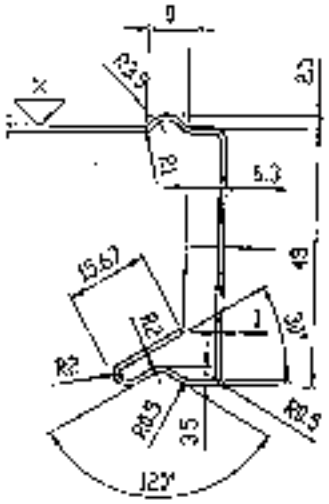
DISEGNATO: SIGNIRINI

DATA:

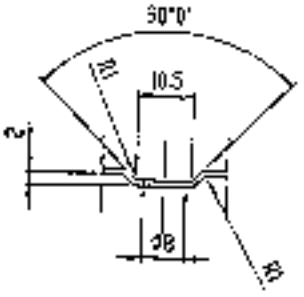
MATERIALE: GIE 180/250

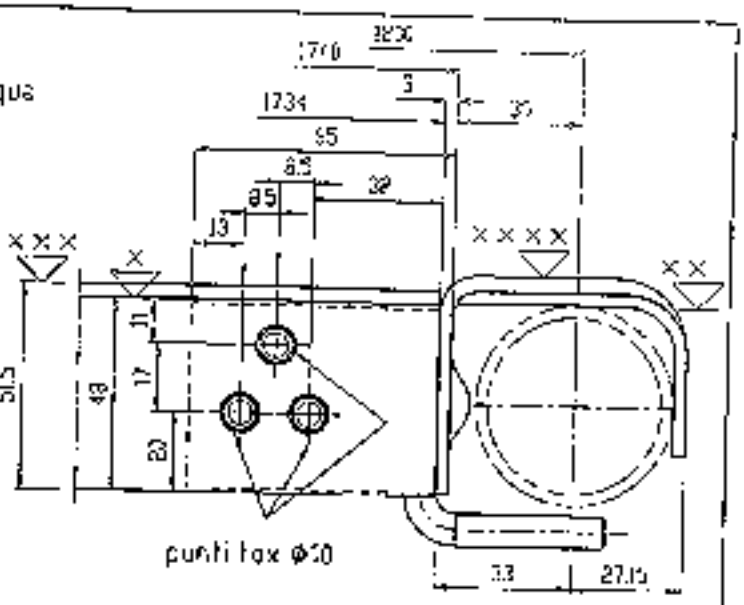
DISEGNO: TAV. 69

Dettaglio H

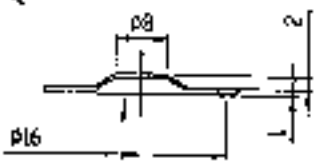


Dettaglio C
Bugne per deflusso acqua





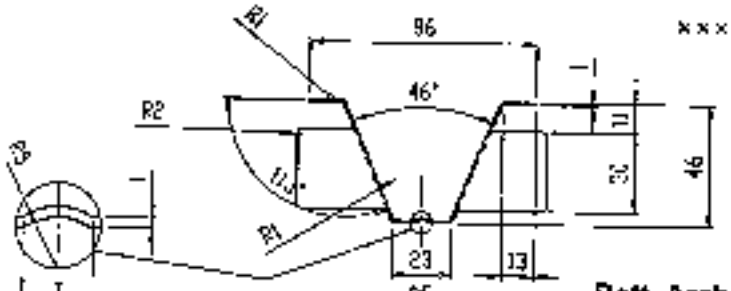
Bugne antiscivole Ø8



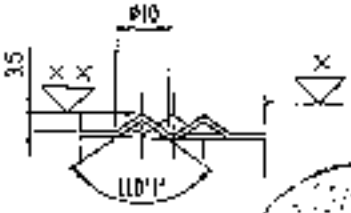
punti fox Ø10

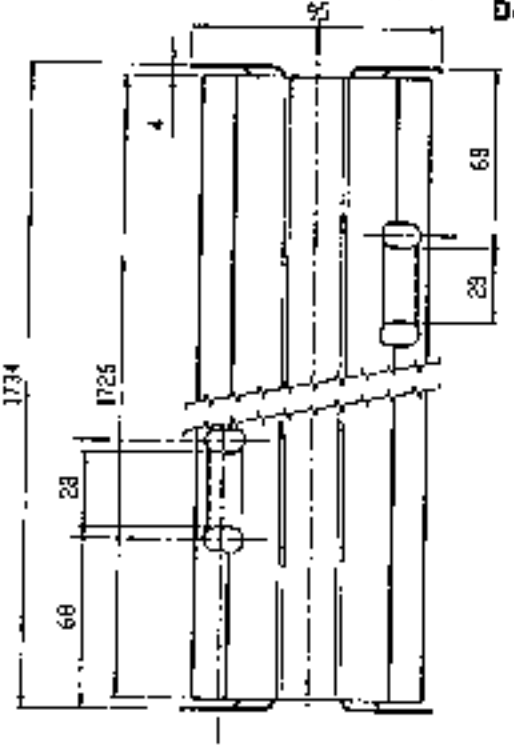
×	quota manto	-1.5
××	quota estradosso traverso	+0.0
×××	quota estradosso bugne	+ 2.0
××××	quota estradosso testata	+ 7

Rinforzo a OMEGA



Dettaglio F
Bugne antiscivole

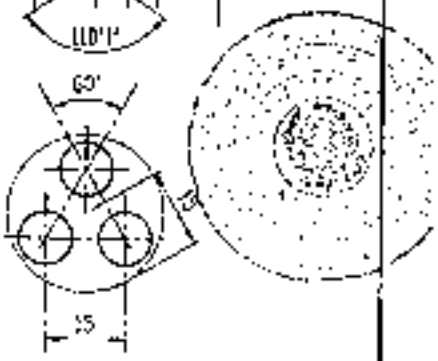


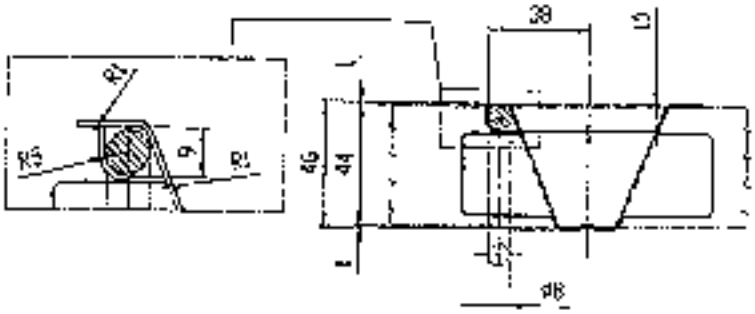


Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

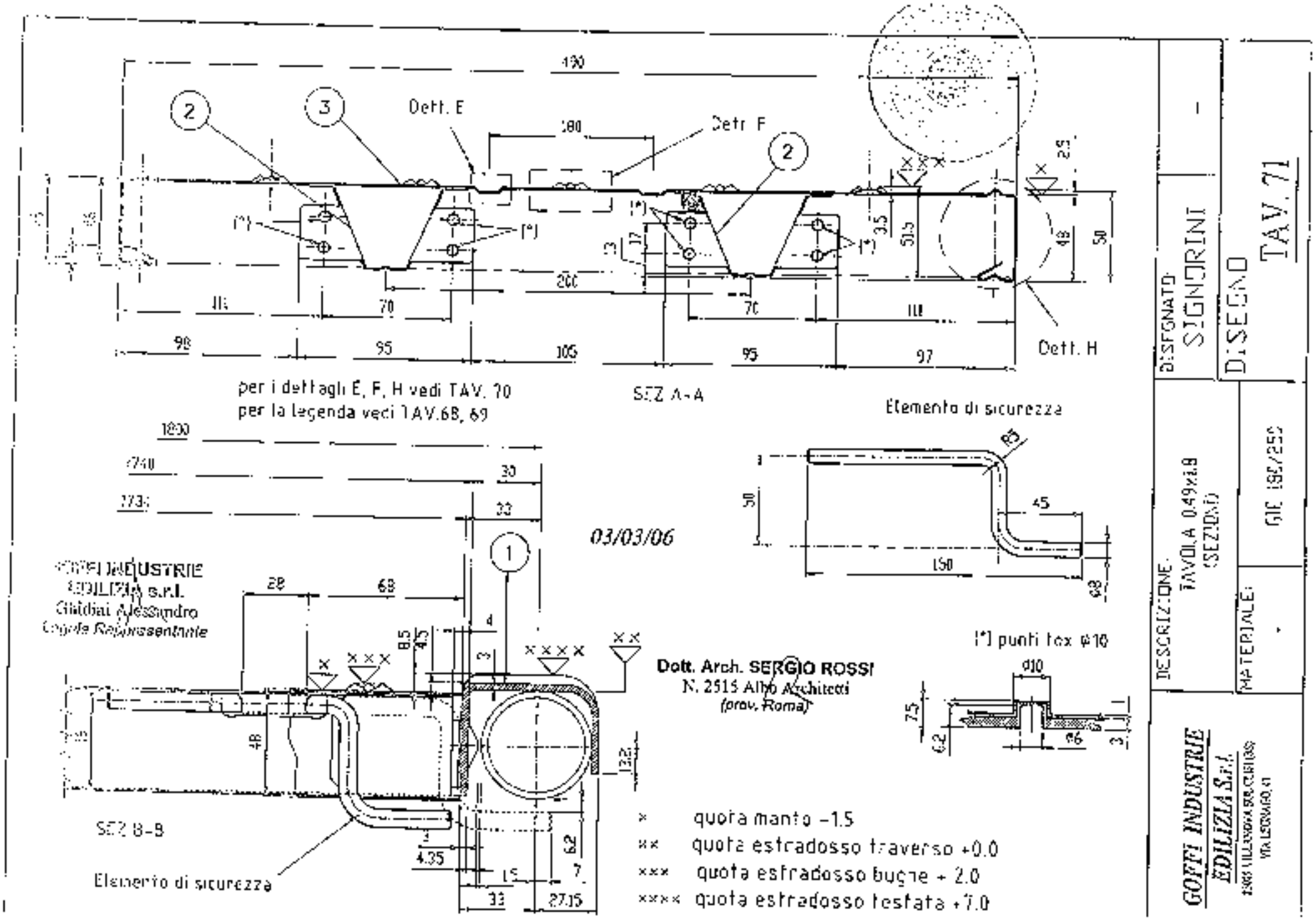
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

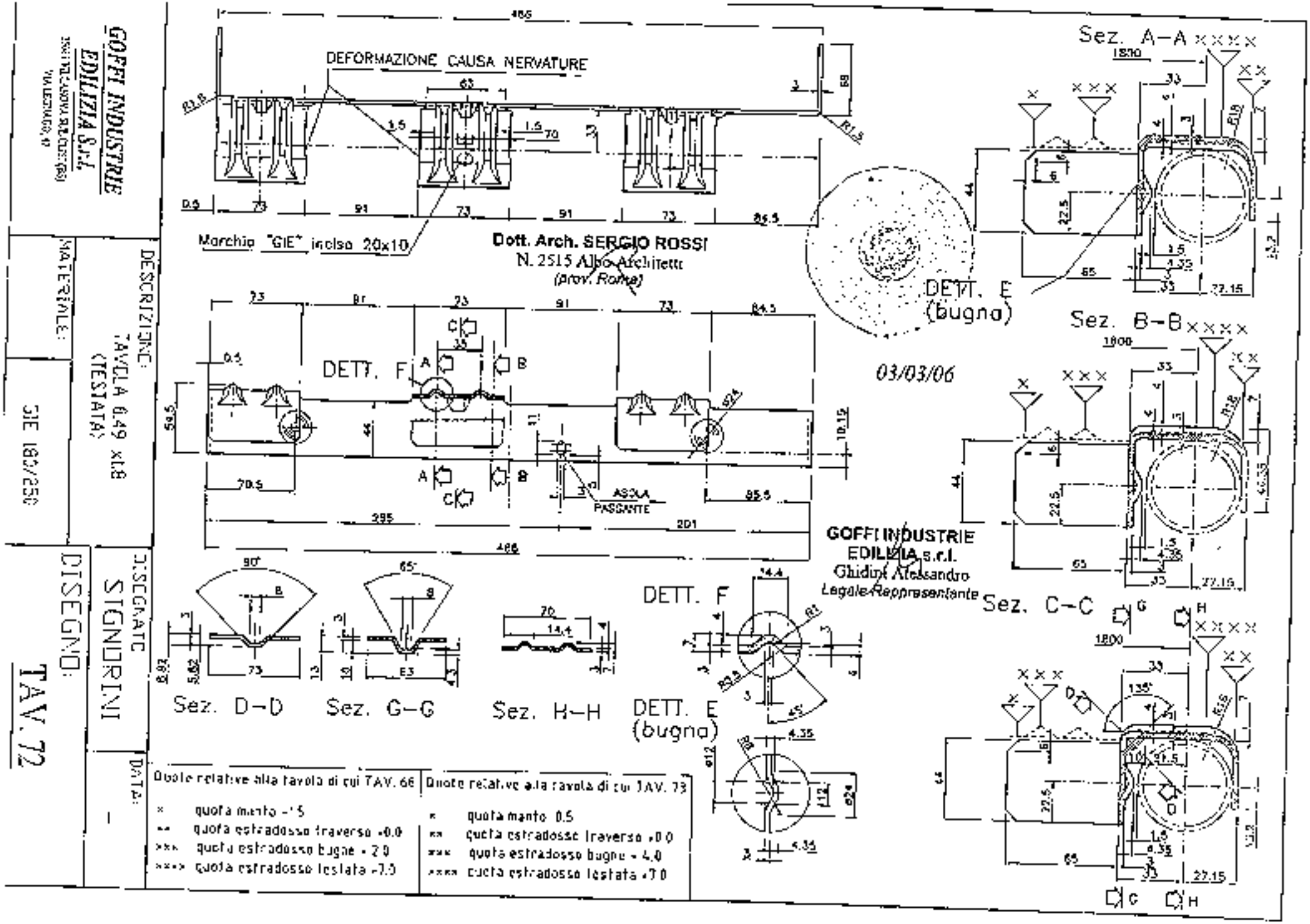
03/03/06

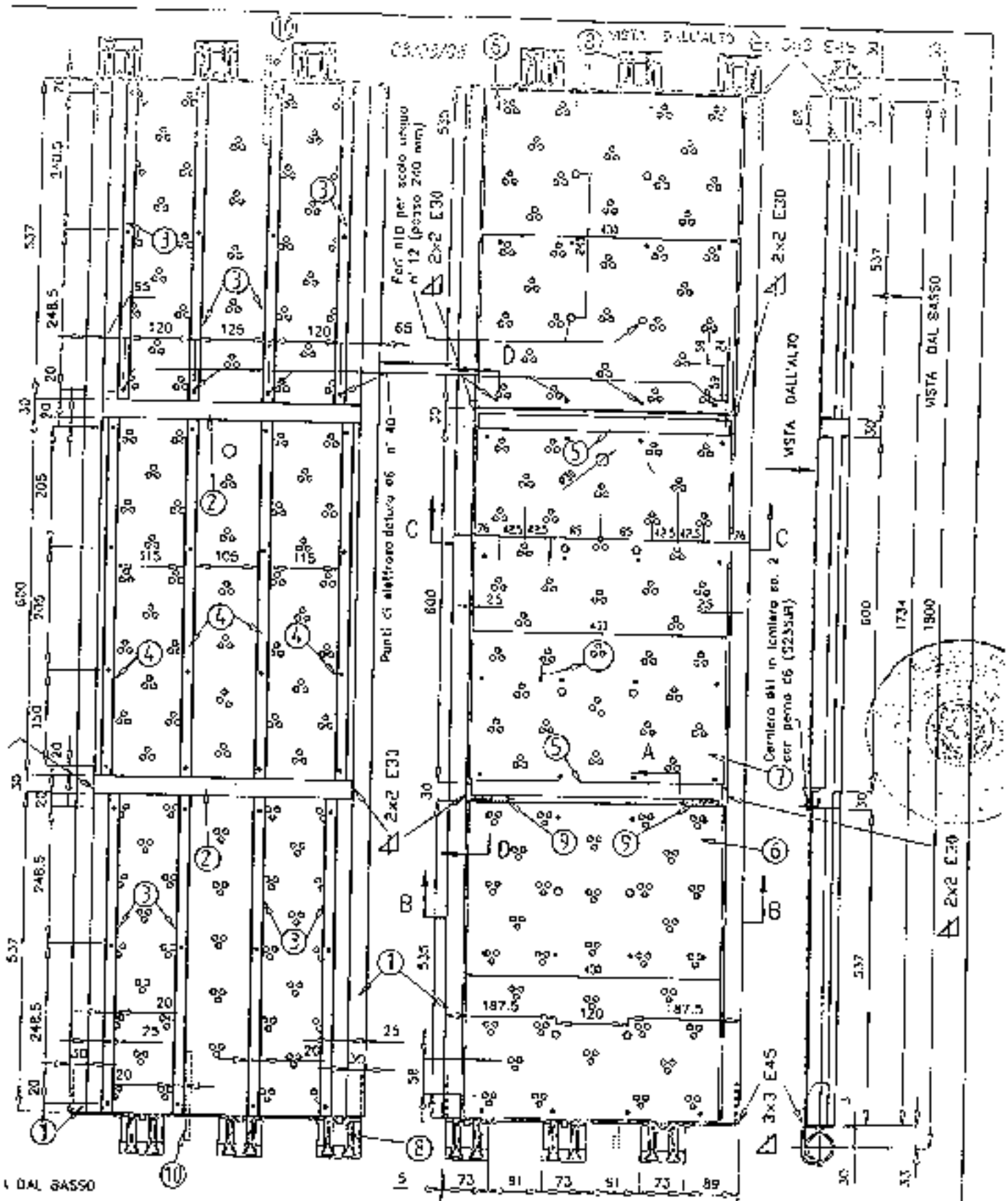




GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 47	DESCRIZIONE: TAVOLA 0.49x1.8 (DETTAGLI)	DISEGNATO: SIGNORINI	-
	MATERIALE: -	GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 70


Dett. E
Dett. F
Dett. H
per i dettagli E, F, H vedi TAV. 70
per la legenda vedi TAV.68, 69
SEZ A-A
Elemento di sicurezza
03/03/06
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Giubbai Alessandro
Legale Rappresentante
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)
SEZ B-B
Elemento di sicurezza
(*) punti fox ϕ10
× quota manto -1.5
×× quota estradosso traverso +0.0
××× quota estradosso bugne + 2.0
×××× quota estradosso testata +7.0
DISEGNATO SIGNORINI
DISEGNO
TAV. 71
DESCRIZIONE TAVOLA 0.49x1.8 (SEZIONE)
GIE 185/255
MATERIALE
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.


GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
DEFORMAZIONE CAUSA NERVATURE
Marchio "GIE" inciso 20x10
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)
DETT. E (bugna)
Sez. A-A
Sez. B-B
DETT. F
03/03/06
ACQUA PASSANTE
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante
Sez. C-C
Sez. D-D
Sez. G-G
Sez. H-H
DETT. F
DETT. E (bugna)
DESCRIZIONE: TAVOLA 0.49 x1.8 (TESTATA)
MATERIALE:
GIE 180/250
DISEGNATO: SIGNORINI
DISEGNO: TAV. 72
DATA: -
Quote relative alla tavola di cui TAV. 66
× quota manto -1.5
×× quota estradosso traverso +0.0
××× quota estradosso bugne + 2.0
×××× quota estradosso testata +7.0
Quote relative alla tavola di cui TAV. 73
× quota manto 0.5
×× quota estradosso traverso +0.0
××× quota estradosso bugne + 4.0
×××× quota estradosso testata +7.0



Elemento di sicurezza ø8	2	(vedi TAV. 74)
Cerniera ø11	2	S235JR
lamiera sp. 3 mm (resistal)	2	(vedi TAV. 72)
lamiera 592x455x1 (bottola)	1	S250GD
lamiera 537x455x1 (montol)	2	S250GD
profilo a L 20x20x2 x 425	2	S235J2G4
profilo a L 20x20x2 x 537	4	S235J2G4
profilo a L 20x20x2 x 537	8	S235J2G4
profilo a C 50x30x15x2 x 435	2	S235J2G4
profilo a C 50x30x15x2 x 1734	2	S235J2G4
Descrizione	Q.tà	Materiale

GOFFI INDUSTRIA EDILIZIA

TAVOLA CON BOTOLA (ASSIEME)

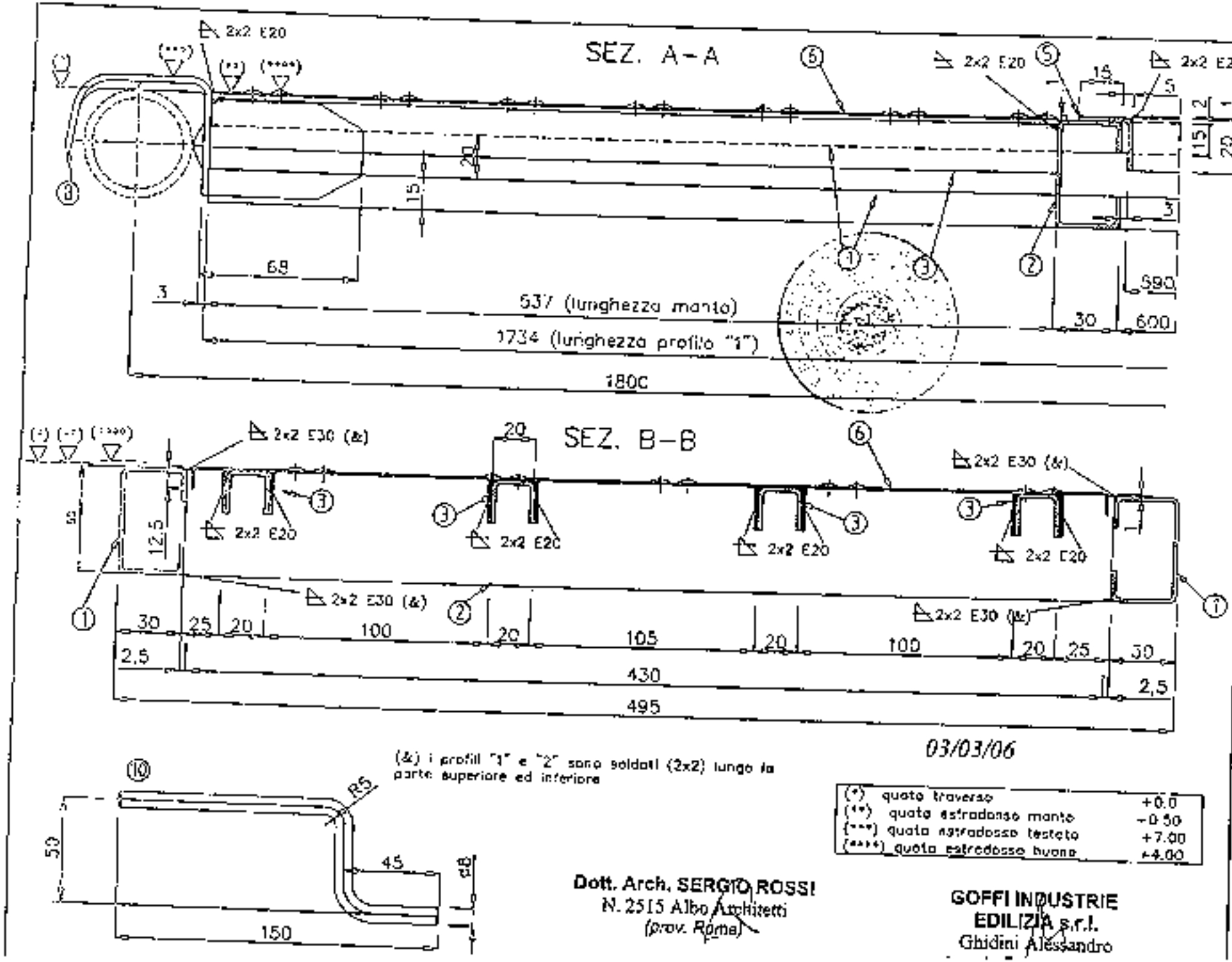
MATERIALE: -

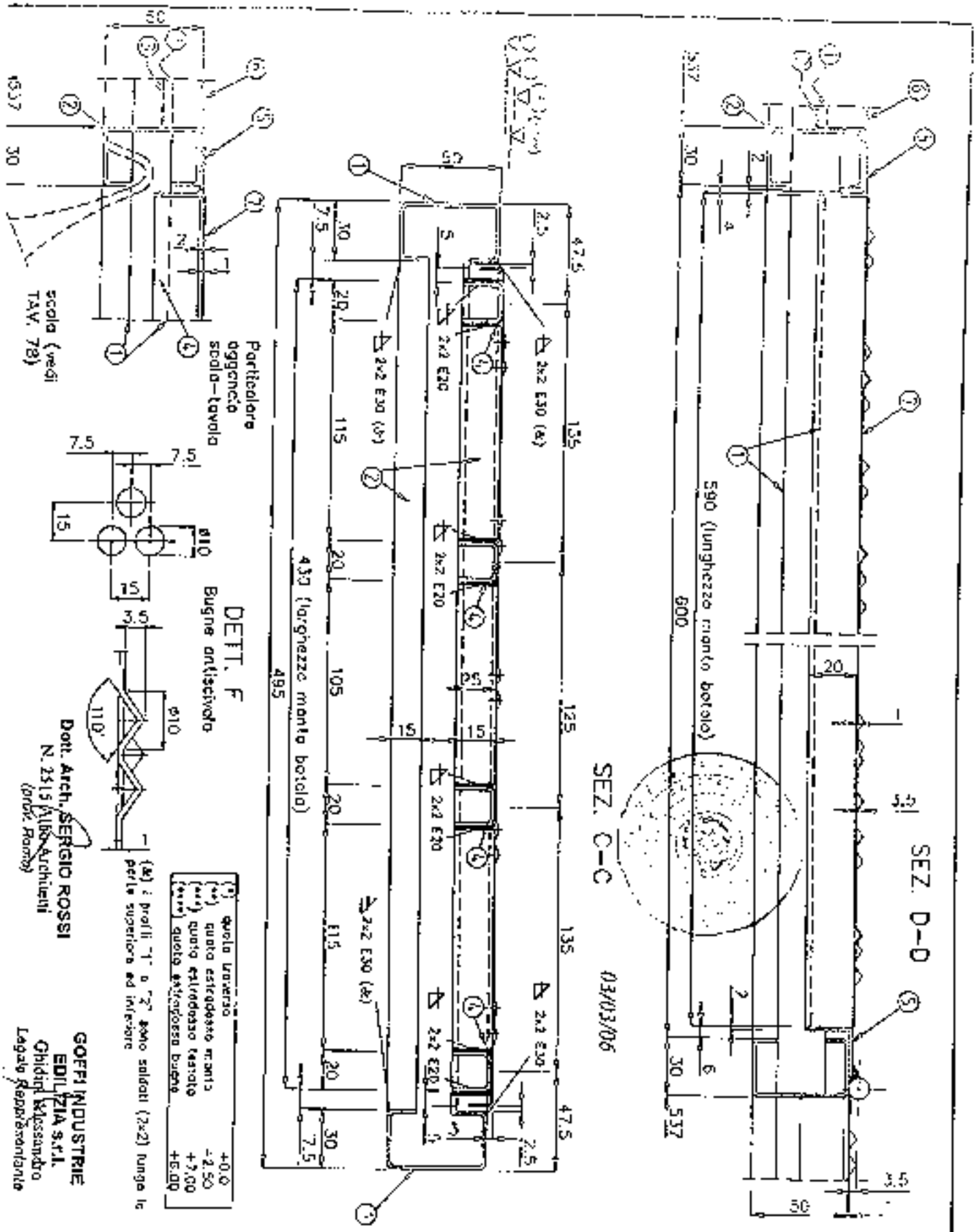
TIPOLOGIA: GIE 180/250

DISEGNATO: SIGNORINI

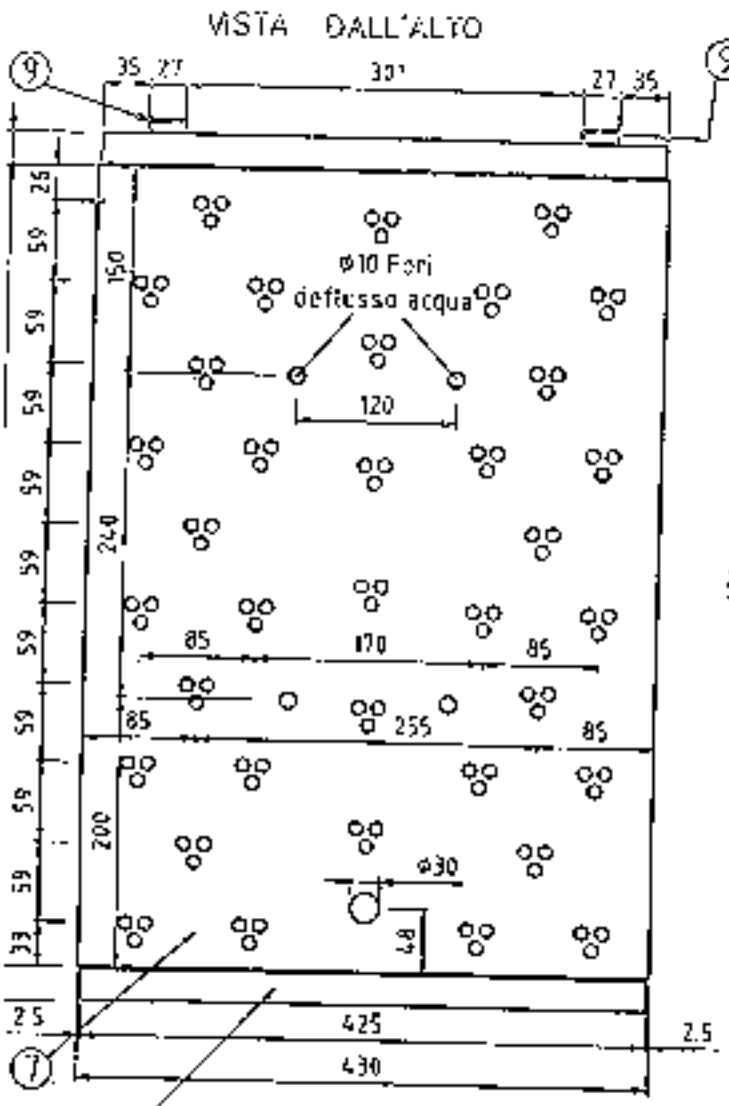
DATA: -

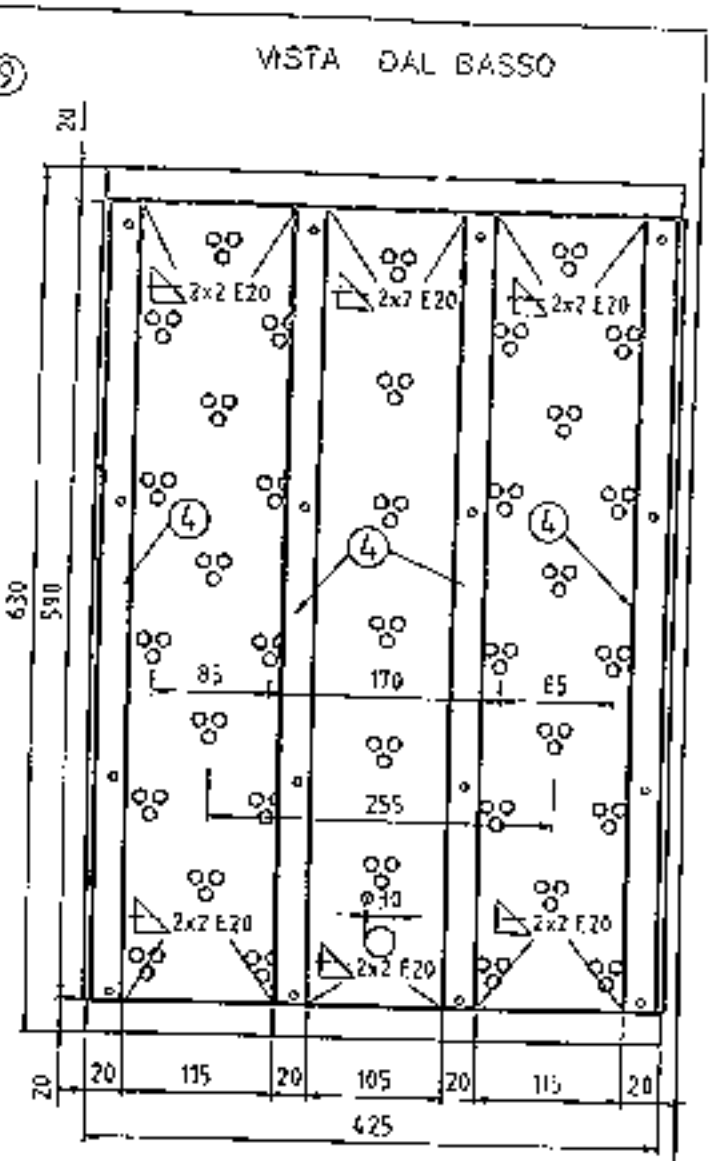
DISEGNO: TAV. 73


SEZ. A-A
2x2 E20
2x2 E20
2x2 E25
15
5
2
1
15
20
20
15
3
68
3
537 (lunghezza manto)
1734 (lunghezza profilo "1")
1800
30
600
590
SEZ. B-B
2x2 E30 (&)
20
2x2 E30 (&)
2x2 E20
2x2 E20
2x2 E20
2x2 E20
2x2 E30 (&)
2x2 E30 (&)
50
12,5
30
25
20
100
20
105
20
100
20
25
30
2,5
430
2,5
495
03/03/06
(&) i profili "1" e "2" sono saldati (2x2) lungo la parte superiore ed inferiore
R5
50
45
8
150
(*) quota traverso +0.0
(**) quota estradosso manto +0.50
(***) quota estradosso testata +7.00
(****) quota estradosso buona +4.00
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)
GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
DATA: -
DISEGNATO: SIGNORINI
DISEGNO: TAV. 74
DESCRIZIONE: TAVOLA CON BOTOLA (DETTAGLI)
TIPOLOGIA: GIE 180/250
MATERIALE: -
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.

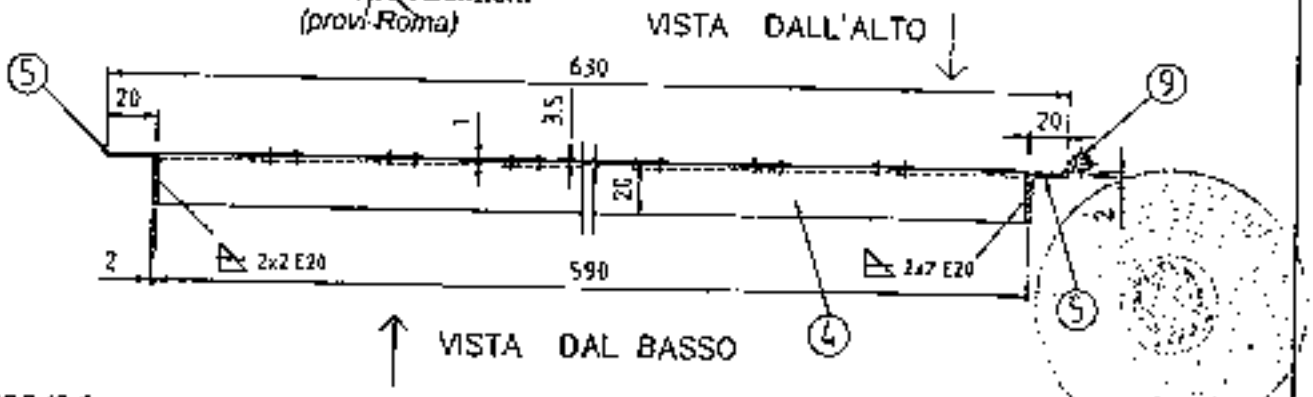


GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25069 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 17	DESCRIZIONE: TAVOLA CON BOTOLA (DETTAGLI)	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA:
	MATERIALE: -	TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 75





Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)



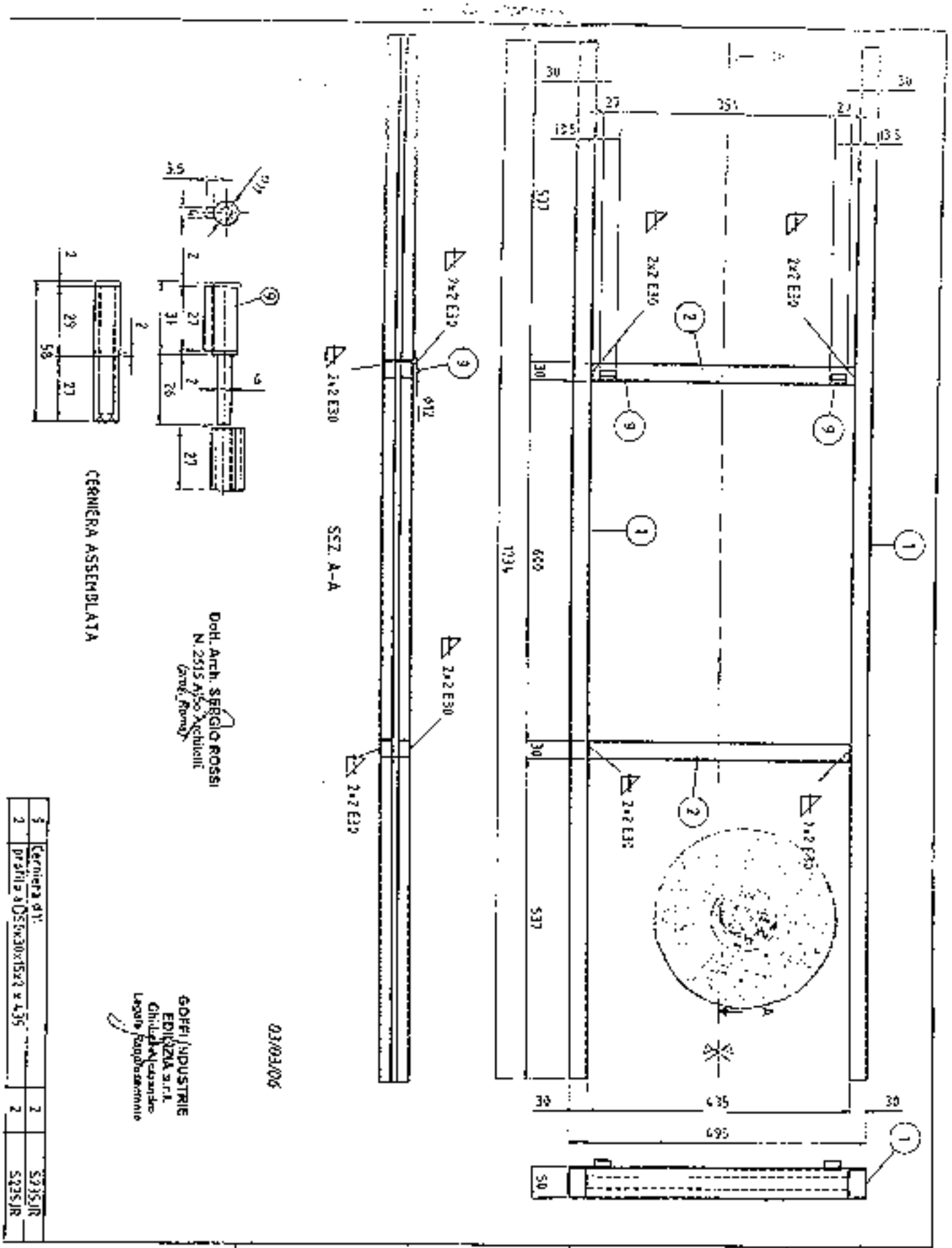
03/03/06

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

Pos.	Descrizione	Q.tà	Materiale
9	Cerniera ø11	2	S235JR
7	lamiera 590x455x1 (botola)	1	S250GD
5	profilo a L 20x20x2 x 425	2	S235J2G4
4	profilo a L 20x20x2 x 590	4	S235J2G4

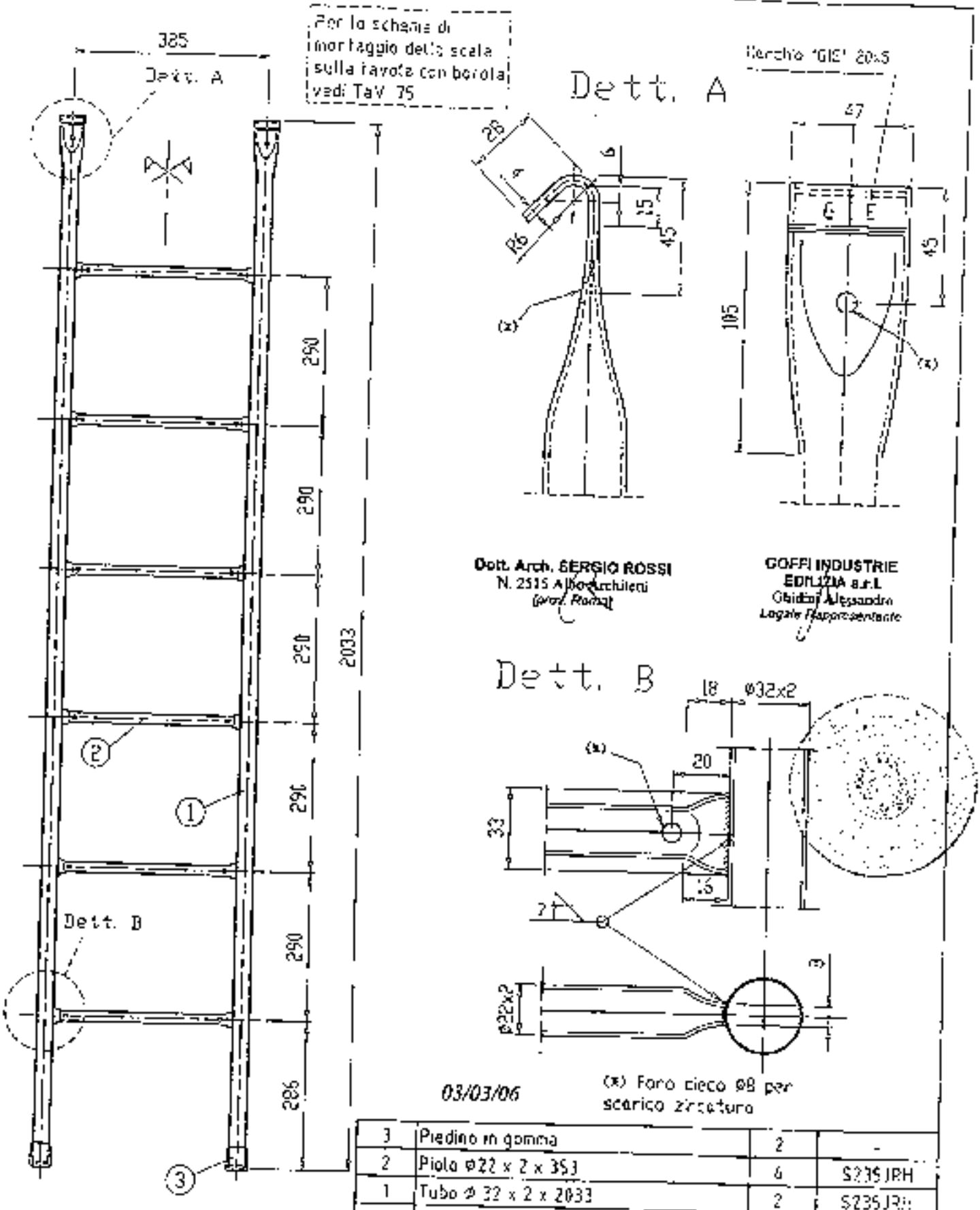
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
059 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 47

DESCRIZIONE: TAVOLA CON BOTOLA (BOTOLA)		DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
MATERIALE: -	TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 76	



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 43

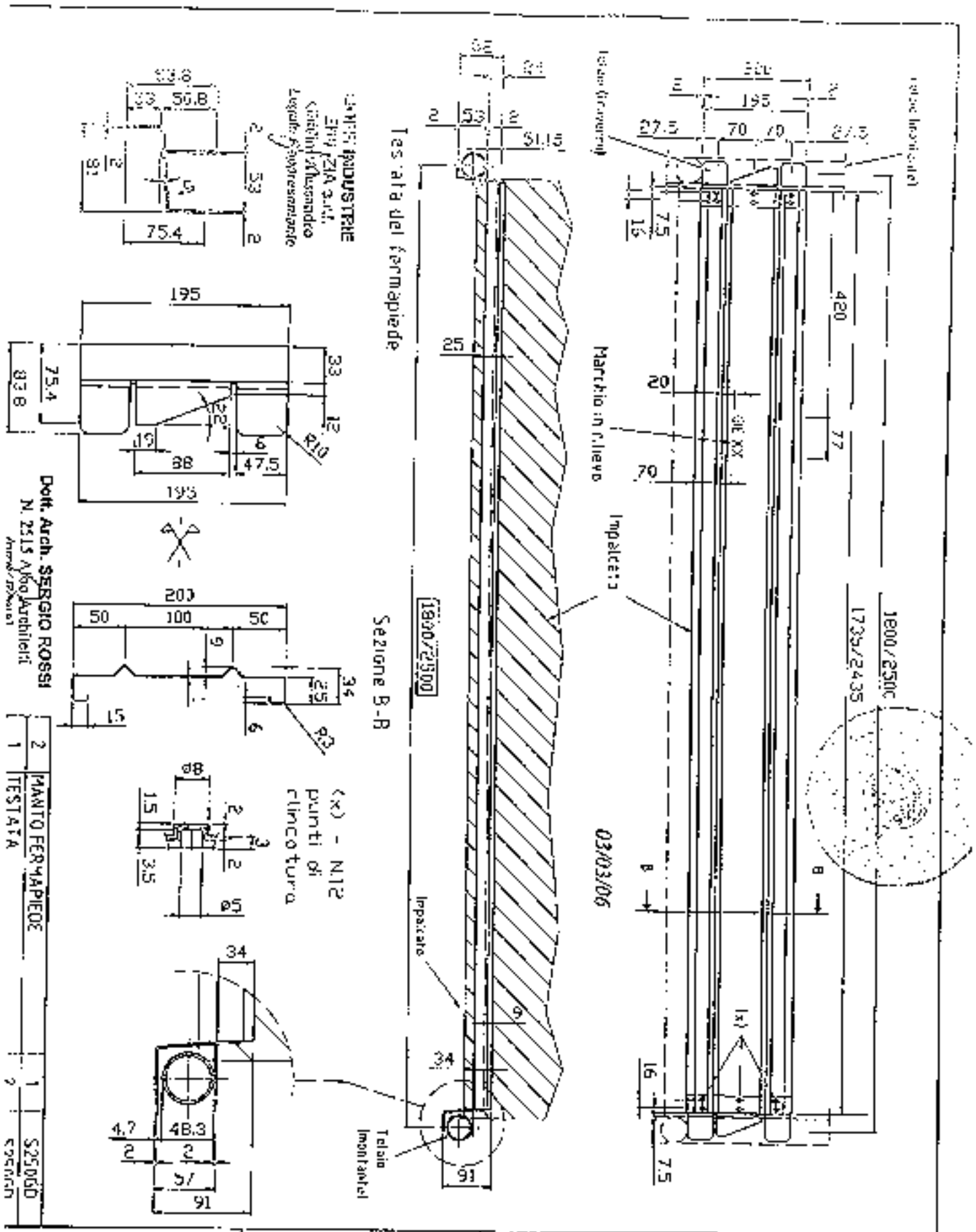
DESCRIZIONE	DISEGNATO	DATA
TAVOLA CON BOTOLA (TELAIO)	SIGNORINI	-
MATERIALE: -	TIPOLOGIA: GIE 180/750	DISEGNO: TAV. 77



Pos	Descrizione	Qtà	Materiale
3	Piedino in gomma	2	-
2	Piola ø22 x 2 x 353	6	S235JRH
1	Tubo ø 32 x 2 x 2033	2	S235JRH

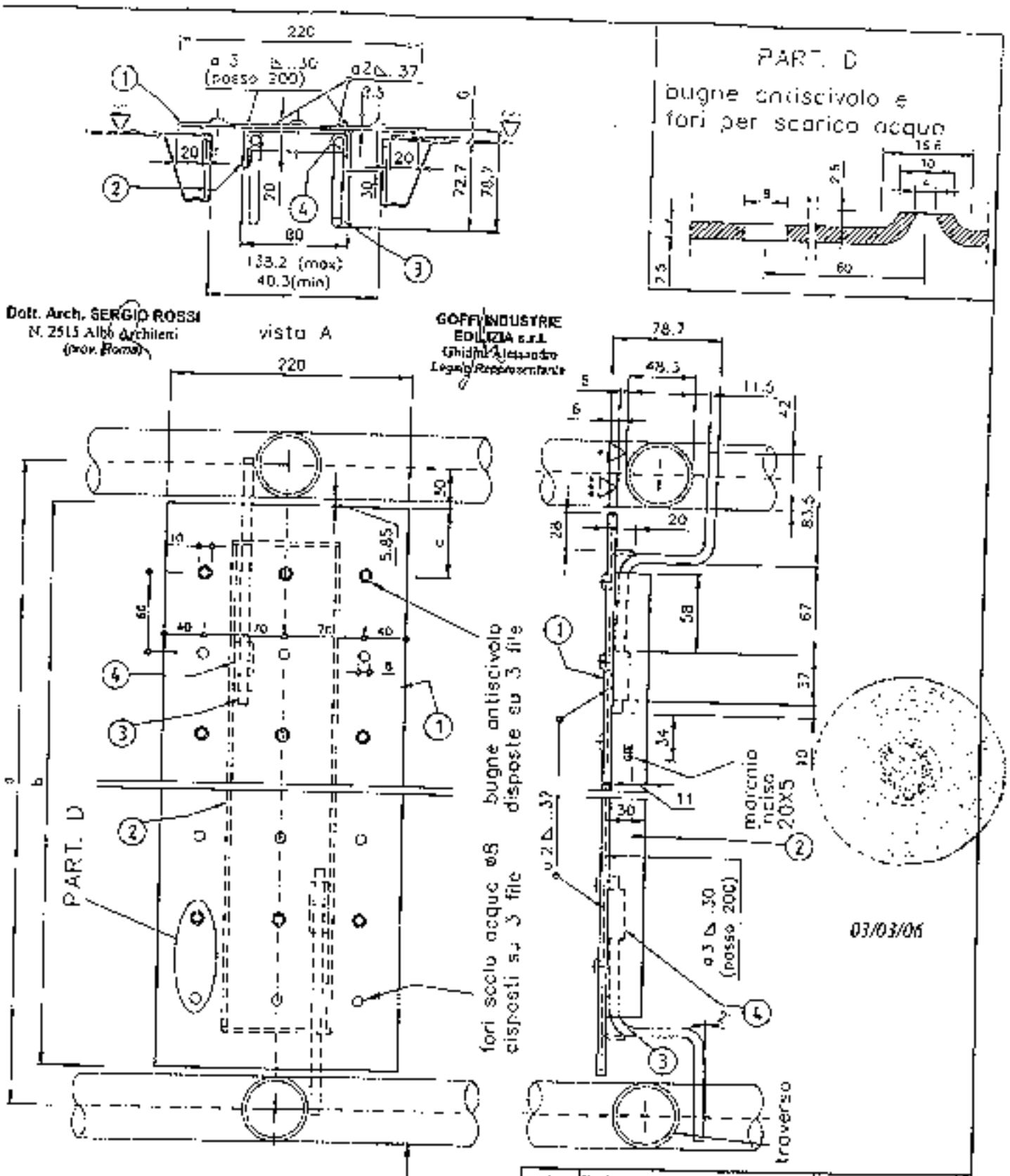
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
25039 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 41

DESCRIZIONE: SCALA		DISEGNATE: SIGNORINI	DATA: -
MATERIALE: -	TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 78	



DESCRIZIONE	DISEGNATO	DATA
FERMAPIEDE	SIGNORINI	-
MATERIALE: - / TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 79	

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l.
10039 VILLANOVA SUL CLISI (CS)
VIA LEONARDO, 47



	b (mm)	c (mm)
1	1740	60
2	2440	20

* quota traverso +0.0
** quota estradosso marta +2.0
*** quota estradosso bugne +4.0

Pos	Descrizione	Q.tà	Materiale
4	TUBO ø12x2x37	2	S235JRH
3	TONDO ø7	2	S235JR
2	PROFILO A U 30x80x30x3	1	S235JR
1	MANTO 2.5 x 220 x b	1	S235JR

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

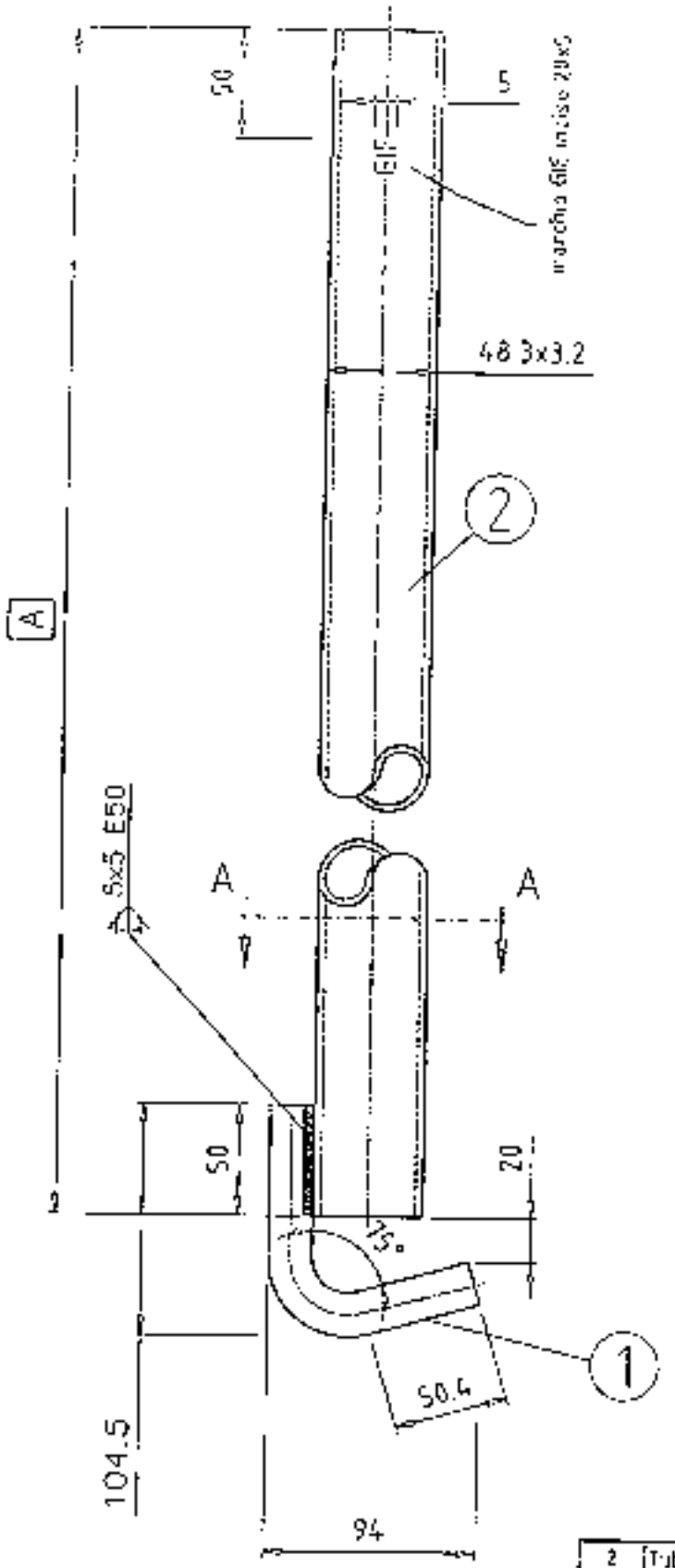
DESCRIZIONE: TAVOLA DI TAMPONAMENTO

SIGNORINI

DISEGNO: TAV. 80

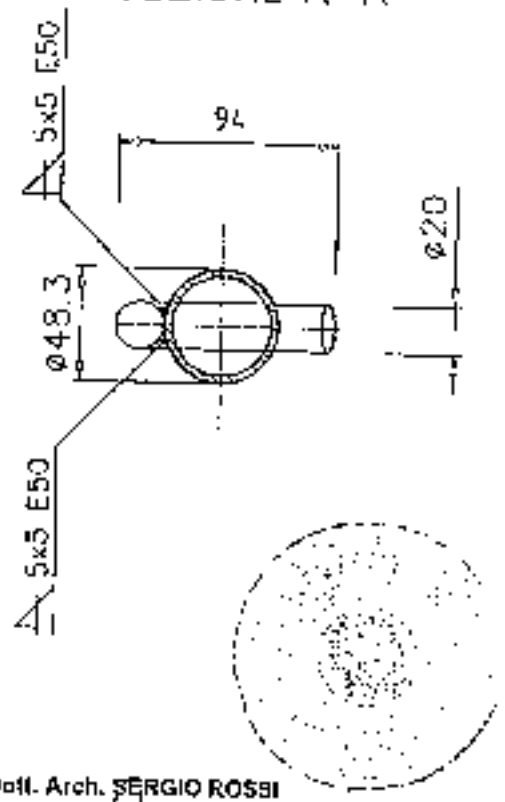
MATERIALE: -

TIPOLOGIA: GJE 185/250



03/03/06

SEZIONE A-A



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE
EDILIZIA S.r.l.
Giudici Alessandro
Legale Rappresentante

A (mm)
500
800
1300
1800

Pos	Descrizione	Materiale
2	Tubo ø48.3 x 3.2 x A	S235JRH
1	Tondo ø20	S235JR

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25019 (BS) VIA LEGNAGO, 47	DESCRIZIONE BARRA DI ANCORAGGIO	DISEGNATO SIGNORINI	DATA -
	MATERIALE -	GIF 180/250	DISEGNO. TAV. 81

per le condizioni limiti di impiego vedi TAV. 110÷120

ultimo piano praticabile

corrente interno a tutti i piani

H' = altezza misurata al piano di appoggio dell'elemento di ripartizione ai carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

diagonale in pianta ai piani ancorati

diagonale di facciata

corrente esterno

(*) tubi e giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione sulla facciata interna

impalcato metallico obbligatorio

(xx)

(*)

Sezione C–C

Distanza tra opera servita e filo impalcato

Sezione A–A

(xx) telaietto di testata a tutti i piani su entrambi i lati prospicienti il vuoto

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

- Ancoraggi NORMALI
- Ancoraggi SPECIALI a V

03/03/06

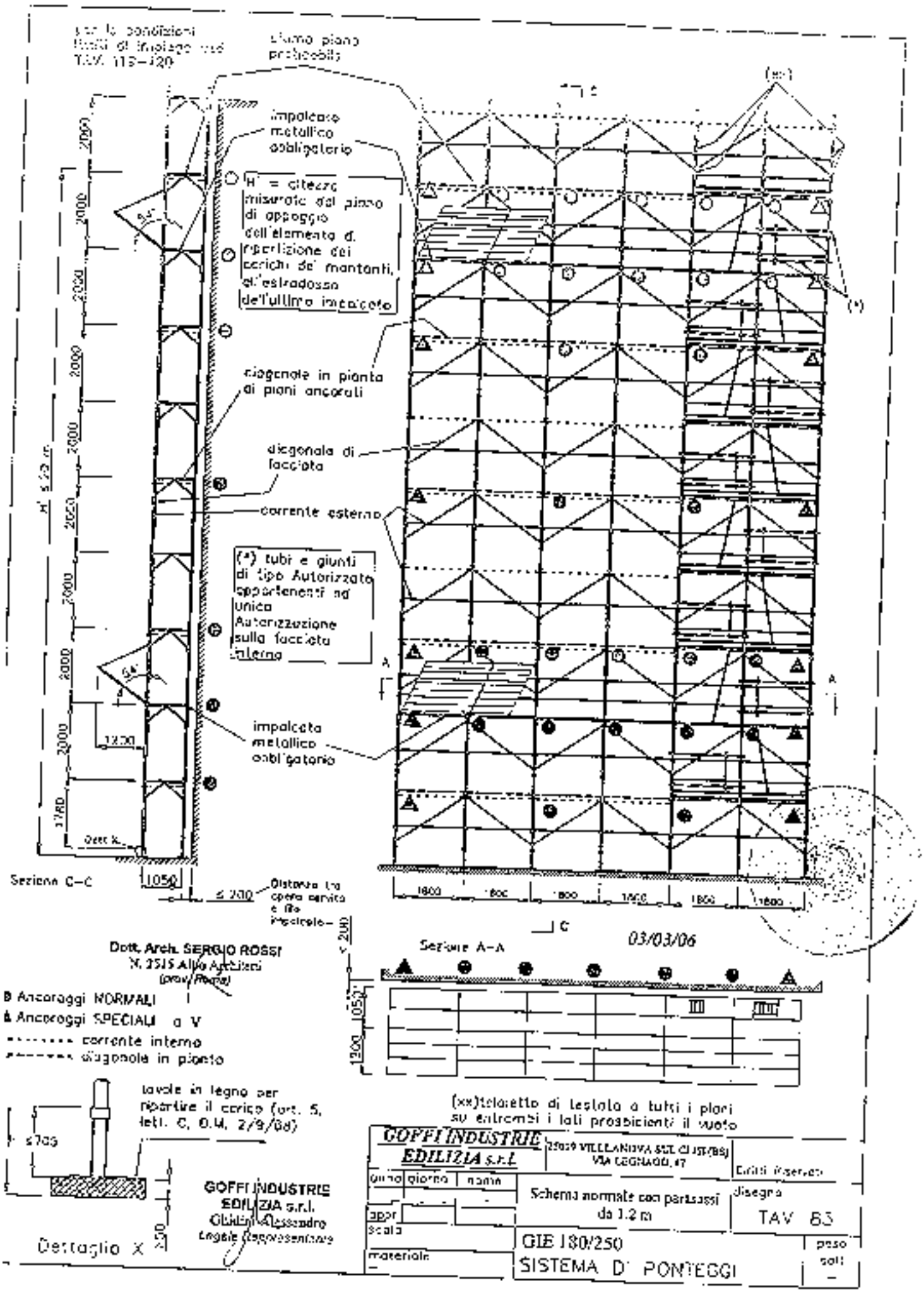
corrente interno
diagonale in pianta

tavole in legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C, D.M. 2/9/68)

Dettaglio X

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

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	25059 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47	Ordine Riservat
anno / giorno / norme	Scheda normale con parapassi da 1.5 m	disegno TAV 82
agor. / scala	GIE 180/250 SISTEMA DI PONTEGGI	peso del
materiale		


per le condizioni limite di impiego vedi T.A.V. 113-120
ultimo piano praticabile
impalcato metallico obbligatorio
H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato
diagonale in pianta di piani ancorati
diagonale di facciata
corrente esterno
(*) tubi e giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione sulla facciata esterna
impalcato metallico obbligatorio
H' ≤ 40 m
Sezione C-C
Distanza tra opera servita e filo impalcato
Sezione A-A
03/03/06
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Pavia)
Ancoraggi NORMALI
Ancoraggi SPECIALI a V
corrente interno
diagonale in pianta
tavole in legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C, D.M. 2/9/88)
Dettaglio X
(xx) tettoietta di lastrato a tutti i piani su entrambi i lati prospicienti il vuoto
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
25039 VILLANUOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47
Diritti riservati
Schema normale con passaggi da 1.2 m
disegno
TAV 63
GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Giulini Alessandro
Legale Rappresentante

per le condizioni limiti di impiego vedi TAV. 119–120

ultimo piano praticabile

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Ord. Architetti prov. Roma

corrente interno a tutti i piani

"H" = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

diagonale in pianta di piani ancorati

diagonale di facciata

corrente esterno

(*) Diagonale in Tubo e Giunti ortogonali di tipo Autorizzato sopportamenti ad unica Autorizzazione

impalcato metallico obbligatorio

Sezione C–C

Distanza tra opera servita e filo impalcato

Sezione A–A

03/03/06

Ancoraggi NORMALI

Ancoraggi SPECIALI o V

corrente interno

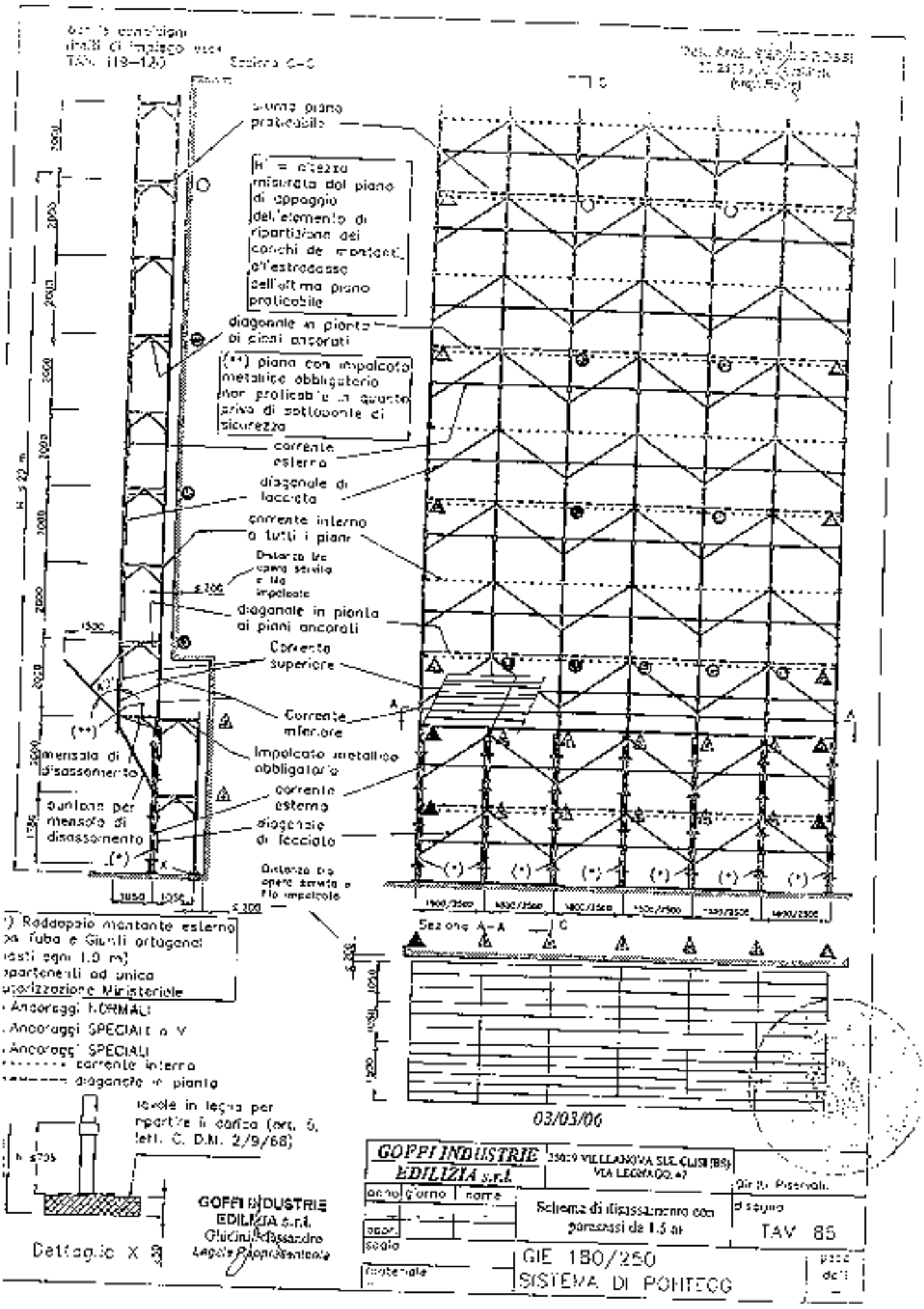
diagonale in pianta

tavole in legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C, D.M. 2/9/68)

Dettaglio X

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

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	25019 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 47	Dir. tl. Preventi.
anno/giorno / nome	Schema con telaio ridotto alla base e parapetti da 1.5 m	disegno TAV. 84
appr. / scale	GIE 180/250 SISTEMA D. PONTEGGI	peso
materiale		


Sezione C–C
Sezione A–A
H = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo piano praticabile
diagonale in pianta ai piani ancorati
(**) piano con impalcato metallico obbligatorio non praticabile in quanto privo di sottoponte di sicurezza
corrente esterno
diagonale di facciata
corrente interno a tutti i piani
diagonale in pianta ai piani ancorati
Corrente superiore
Corrente inferiore
Impalcato metallico obbligatorio
mensola di disassamento
puntone per mensola di disassamento
corrente esterno
diagonale di facciata
Distanza tra opera servita e l'impalcato
Raddoppio montante esterno
Ancoraggi NORMALI
Ancoraggi SPECIALI a V
Ancoraggi SPECIALI
corrente interno
diagonale in pianta
tavole in legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C. D.M. 2/9/68)
Dettaglio X
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Giuliani Alessandro
Legale Rappresentante
03/03/06
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
25019 VILLANUOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 47
Schema di disassamento con passaggi da 1.5 m
TAV 85
GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGG

per le condizioni limiti di impiego vedi TAV. 119 - 120

ultimo piano praticabile

corrente interno a tutti i piani

H' = altezza misurata al piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

diagonale in pianta ai piani ancorati

diagonale di facciata

corrente esterno

(*) Raddoppio montante esterno con Tubo e Giunti ortogonali (posti ogni 1.0 m) di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

impalcato metallico obbligatorio

H' ≤ 20 m

2000 2000 2000 2000 2000 2000 2000 2000 2000 1500 1350

Sezione C–C

1050

≤ 200

Distanza tra opera servita e l'impalcato

Sezione A–A

1800/2500 1800/2500 1800/2500 1800 1800/2500 1800/2500

(Vedi TAV. 105)

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

03/03/06

D Ancoraggi NORMALI
A Ancoraggi SPECIALI a V
corrente interno
diagonale in pianta

tavole in legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C, D.M. 2/9/68)

≤ 705

Dettaglio X

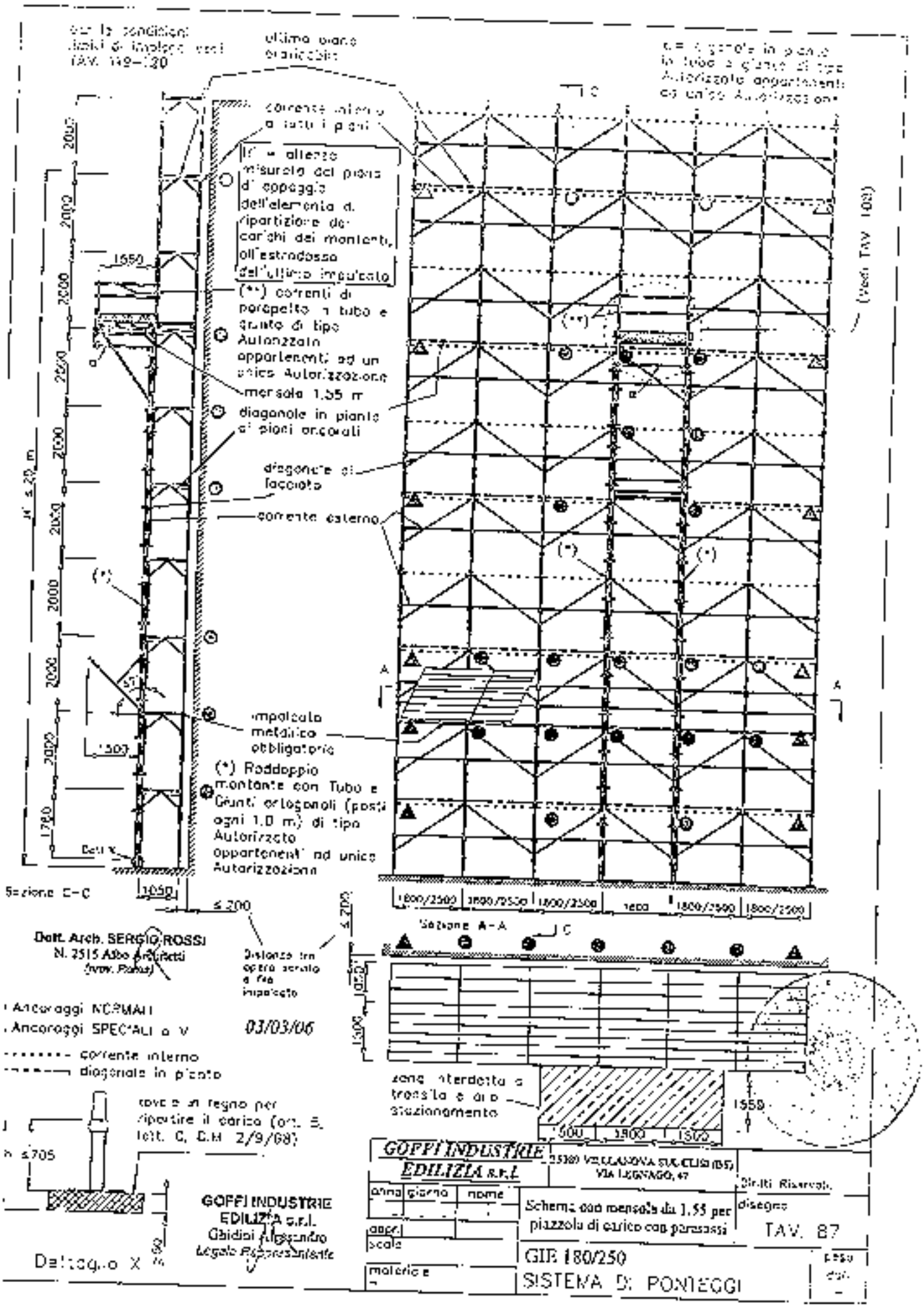
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

zona interdetta al transito e allo stazionamento

1500 1800 1500

555

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	25020 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 41
data giorno / mese	Soletta con piazzola di carico da 0.55 e parapetti da 1.5 m.
appr.	disegno TAV. 86
scala	GIE 180/250
materiale	SISTEMA DI PONTEGGI
	peso dati


ultimo piano
corrente interno a tutti i piani
H = altezza misurata dal piano d'appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo impalcato
(**) correnti di parapetto a tubo e giunto di tipo Autorizzato appartenenti ad un unico Autorizzazione
mensola 1.55 m
diagonale in pianta ai piani orizzontali
diagonale di facciata
corrente esterno
impalcato metallico obbligatorio
(*) Raddoppio montante con Tubo e Giunti ortogonali (posti ogni 1.0 m) di tipo Autorizzato appartenenti ad unico Autorizzazione
Sezione C-C
Sezione A-A
Dett. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(vedi Piano)
Distanza tra opera provvisionale e fronte impalcato
03/03/06
Ancoraggi NORMALI
Ancoraggi SPECIALI a V
corrente interno
diagonale in pianta
zona interdetta a transito e di parcheggio
Dettaglio X
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante
anno giorno nome
Schema con mensola da 1.55 per piazzola di carico con parapetti
TAV. 87
GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI

per le condizioni limiti di impiego vedi TAV. 119÷120

ultimo piano praticabile

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Ordine Architetti
Prov. Roma

corrente interno a tutti i piani

H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

diagonale in pianta ai piani ancorati

diagonale di facciata

corrente esterno

(**) diagonale in pianta in tubo e giunti appartenenti ad unica Autorizzazione, su campi alterni

piano con impalcato metallico obbligatorio non praticabile in quanto privo di sottoponte di sicurezza

H' ≤ 70 m

2000 2000 2000 2000 2000 2000 2000 2000 2000 1780

47°

1500

(**)

Det. K

Sezione C–C

400

≤ 200

Distanza tra opera servita e filo impalcato

C

(**) (**) (**)

1800 1800 1800 1800 1800 1800

A

A

C

03/03/06

Sezione A–A

250

250

1500

Ancoraggi NORMALI
Ancoraggi SPECIALI a V
Ancoraggi SPECIALI

corrente interno
diagonale in pianta

tavole in legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C, D.M. 2/9/68)

≤ 700

250

Dettaglio X

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

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

anno	giorno	nome

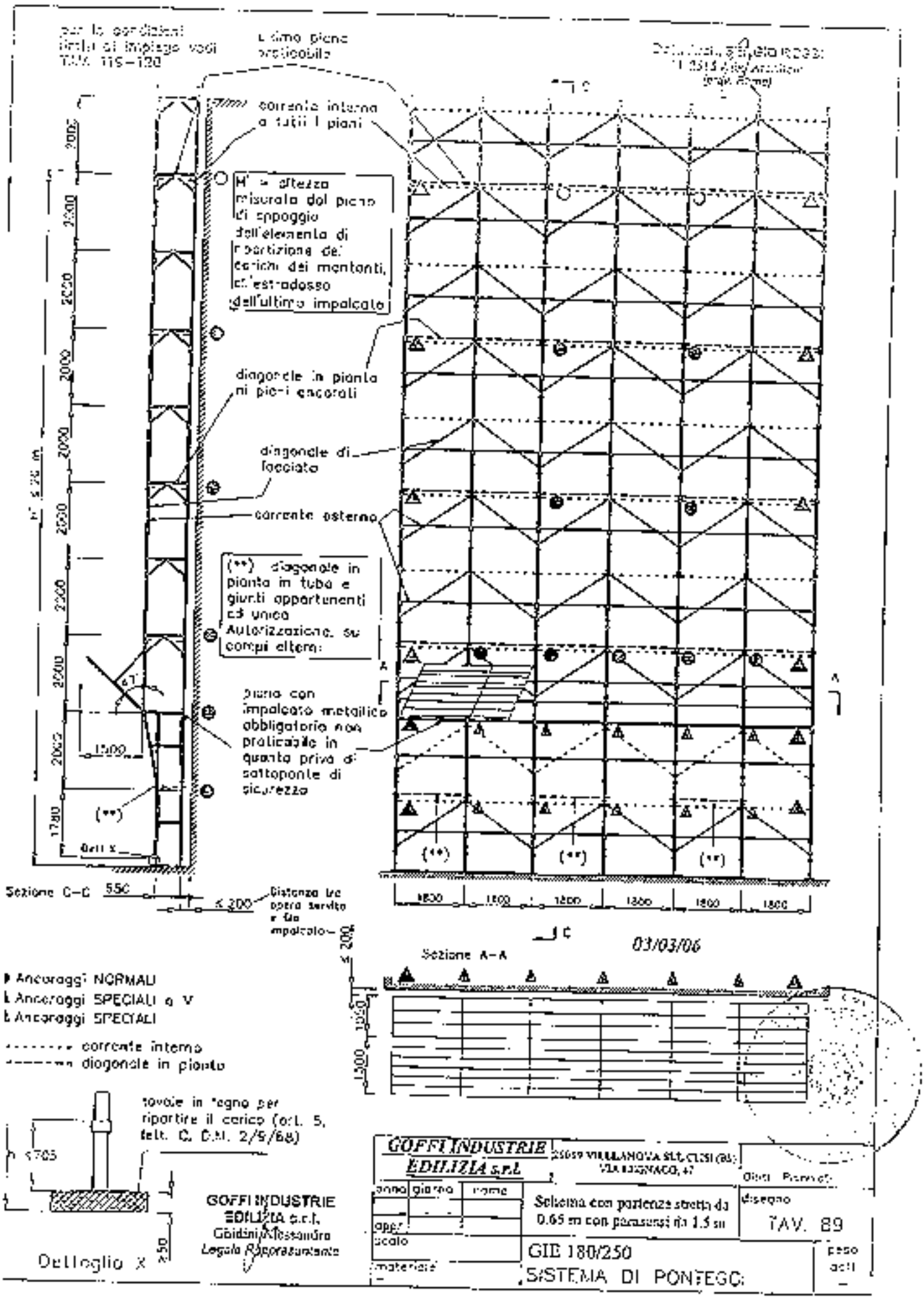
Sicur. Riservat.

Schema con portanza stretta da 0.40 m con parapetti da 1.5 m

disegno TAV. 88

GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI

peso gen.


per le condizioni limite di impiego vedi TAV. 115-120
ultimo piano praticabile
corrente interno a tutti i piani
H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato
diagonale in pianta ai piani ancorati
diagonale di facciata
corrente esterno
(**) diagonale in pianta in tubo e giunti appartenenti ad unica Autorizzazione su campi interni
piano con impalcato metallico obbligatorio non praticabile in quanto privo di sottoponte di sicurezza
Sezione C-C
Distanza tra opera servita e fine impalcato
Sezione A-A
03/03/06
Ancoraggi NORMALI
Ancoraggi SPECIALI a V
Ancoraggi SPECIALI
corrente interno
diagonale in pianta
tavole in legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C, D.M. 2/9/68)
Dettaglio X
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Giudini Alessandro
Legale Rappresentante
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
25059 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA RAGNACO, 47
Schema con partenza sbalzi da 0.65 m con parasensi da 1.5 m
TAV. 89
GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI

per le condizioni limiti di impiego vedi TAV. 119–120

ultimo piano praticabile

Dott. Arch. SERGIO ROSSI N. 2515 A (Brescia) (prot. Rossi)

corrente interno a tutti i piani

H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

diagonale in piano ai piani ancorati

(***) piano con impalcato metallico obbligatorio non praticabile con tavole di tamponamento

diagonale di facciata

corrente esterno

h' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso del primo impalcato

impalcato metallico obbligatorio

due diagonali sulla facciata esterna

due diagonali sulla facciata interna

telaio per partenza larga

cisterna o opere servite e fisse impalcato

H ≤ 20 m

Sezione C–C

Sezione A–A

03/03/06

Ancoraggi NORMALI

Ancoraggi SPECIALI o V

corrente interno

diagonale in piano

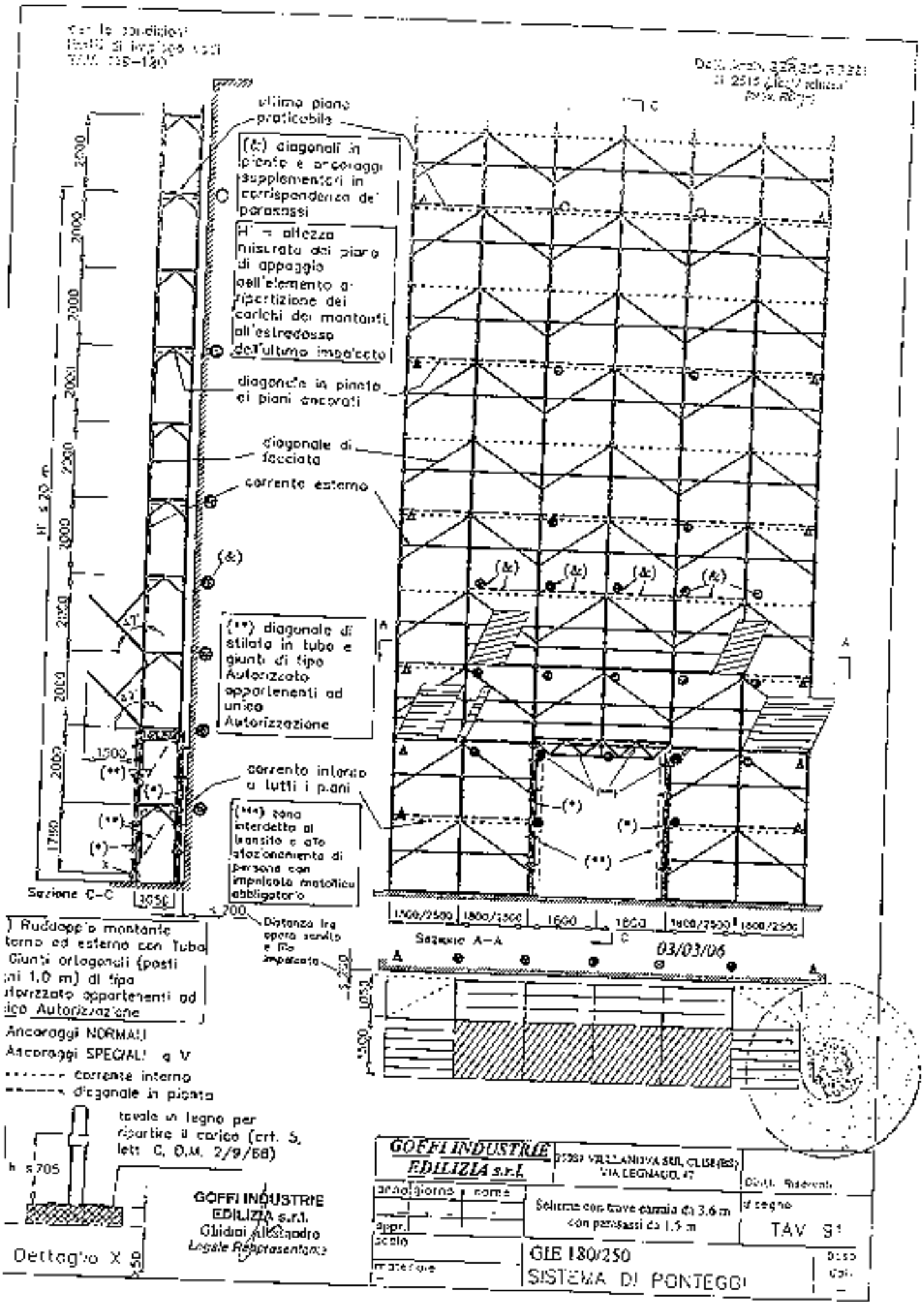
tavole in legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C, D.M. 2/9/68)

h ≤ 160

Dettaglio X

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

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	25039 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LUGNAGO, 47		Dritti Riservati
data	giorno	nome	Schema con partenza larga con parapassi da 1.5 m
appr.			disegno TAV. 20
scala			GIE 180/250
materiale			SISTEMA DI PONTEGGI
			peso dati


ultimo piano praticabile
(&) diagonali in pianta e ancoraggi supplementari in corrispondenza dei parapassi
H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo impalcato
diagonale in pianta ai piani ancorati
diagonale di facciata
corrente esterno
(**) diagonale di stilata in tubo e giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unico Autorizzazione
corrente interno a tutti i piani
(***) zona interdetta al transito e alla stazionamento di persone con impalcato metallico obbligatorio
Sezione C-C
Sezione A-A
Distanza tra opera servita e l'ultimo impalcato
Ancoraggi NORMALI
Ancoraggi SPECIALI
corrente interno
diagonale in pianta
travale in legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C, D.M. 2/9/68)
Dettaglio X
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Giudici Alessandro
Legale Rappresentante
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
VIA LEGNAGO, 47
Schema con trave eretta da 3.6 m con parapassi da 1.5 m
TAV. S1
GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI
03/03/06

per le condizioni limite di impiego vedi TAV. 119÷120

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 / B Architetto
Prov. Bergamo

ultimo piano praticabile

(&) diagonali in pianta e ancoraggi supplementari in corrispondenza dei parapetti

H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

diagonale in pianta di piani ancorati

diagonale di facciata

corrente esterno

(&)

(**) diagonale di stilata in tubo e giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

corrente interno a tutti i piani

(***) zona interdetta al transito e allo stazionamento di persone con impalcato metallico obbligatorio

(*) ancoraggio supplementare

(**)

Sezione C–C

Sezione A–A

≤ 700 Distanza tra opera provvisionale e filo impalcato

(*) Raddoppio montante interno ad esterno con Tubo Giunti ortogonali (posti ogni 1.0 m) di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

Ancoraggi NORMALI

Ancoraggi SPECIALI o V

corrente interno

diagonale in pianta

03/03/06

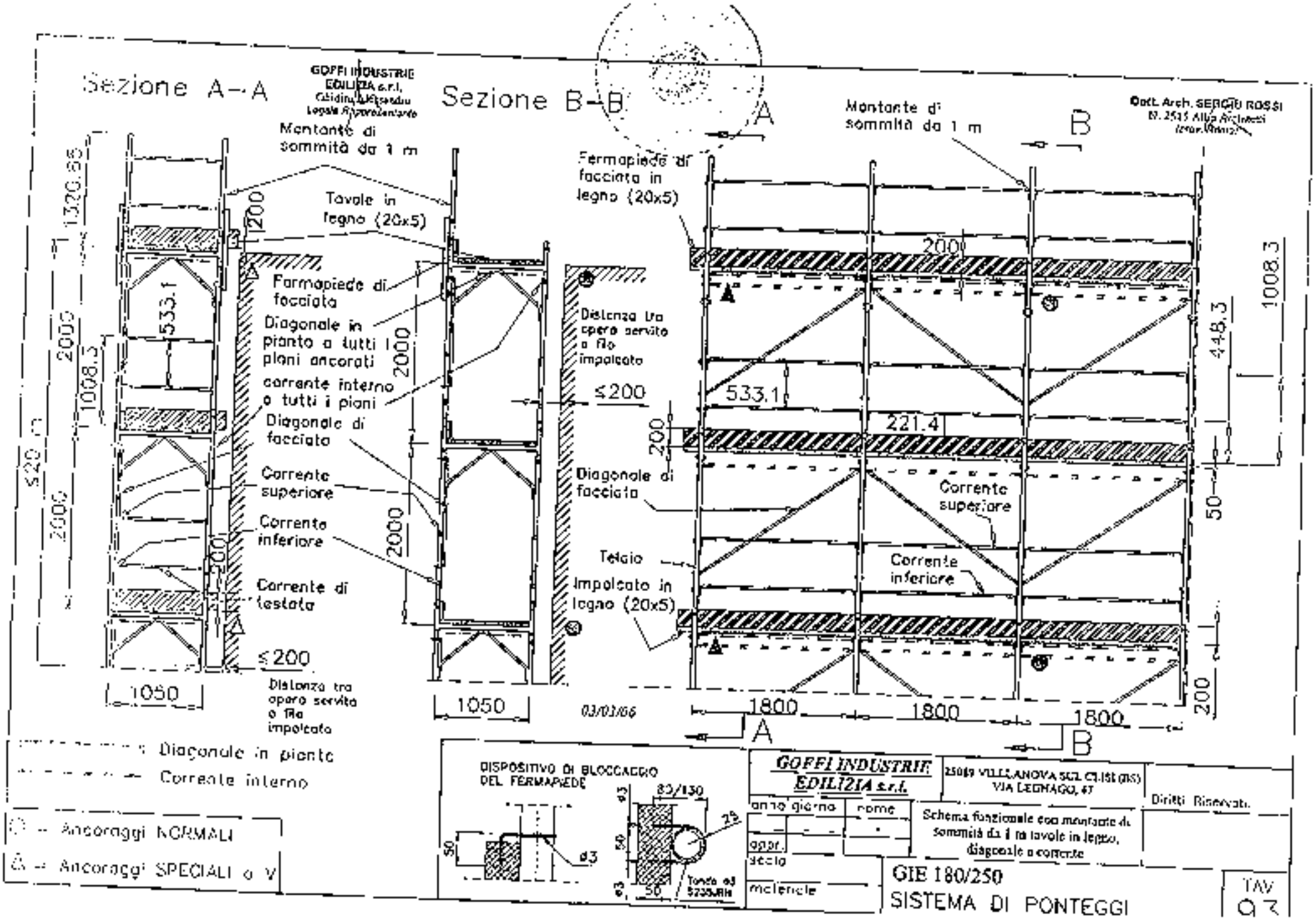
tavole di legno per ripartire il carico (art. 5, lett. C, D.M. 2/9/68)

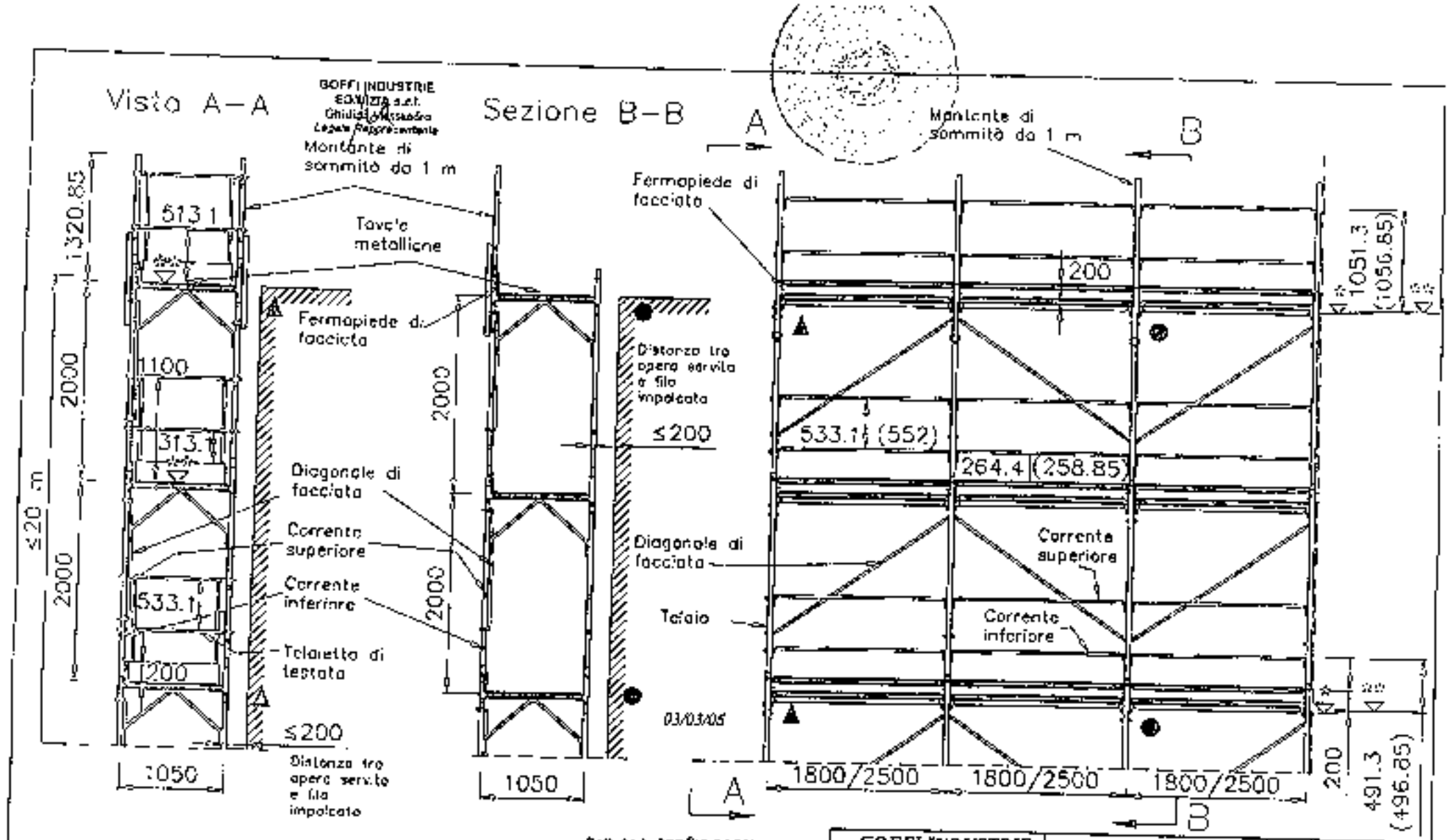
h ≤ 700

Dettaglio X

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

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	24039 VILLANOVA SUL CLISI (BG) VIA LEGNAGO, 47		Diritti Riservati
anno / giorno / mese	Schema con trave cornice da 5.4 m con parapetti da 1.5 m		disegno TAV. 92
agg.			
scala	GIE 180/250		
materiale	SISTEMA DI PONTEGGI		foto dat.


Sezione A–A
Sezione B–B
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Montante di sommità da 1 m
Tavole in legno (20x5)
Fermapiede di facciata
Diagonale in pianta a tutti i piani ancorati
corrente interno a tutti i piani
Diagonale di facciata
Corrente superiore
Corrente inferiore
Corrente di testata
Distanza tra opera servita e fila impalcata
Fermapiede di facciata in legno (20x5)
Diagonale di facciata
Telaio
Impalcato in legno (20x5)
Corrente superiore
Corrente inferiore
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
1320.85
2000
1008.3
533.1
221.4
448.3
1050
1800
03/03/06
Diagonale in pianta
Corrente interno
Ancoraggi NORMALI
Ancoraggi SPECIALI o V
DISPOSITIVO DI BLOCCAGGIO DEL FERMAPIEDE
80/130
Tondo ø3 S235JRH
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
25019 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 47
Diritti Riservati
anno giorno
nome
appr.
scala
materiale
Schema funzionale con montante di sommità da 1 m tavole in legno, diagonale a corrente
GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI
TAV
03



Dott. Arch. Sergio Rossi
N. 2515 Albo Architetti
(Ordine Roma)

– NELLA DISPOSIZIONE DEI CORRENTI DI PARAPETTO, SI INDICANO TRA PARENTESI LE QUOTE RELATIVE AL PASSO 2,50 m

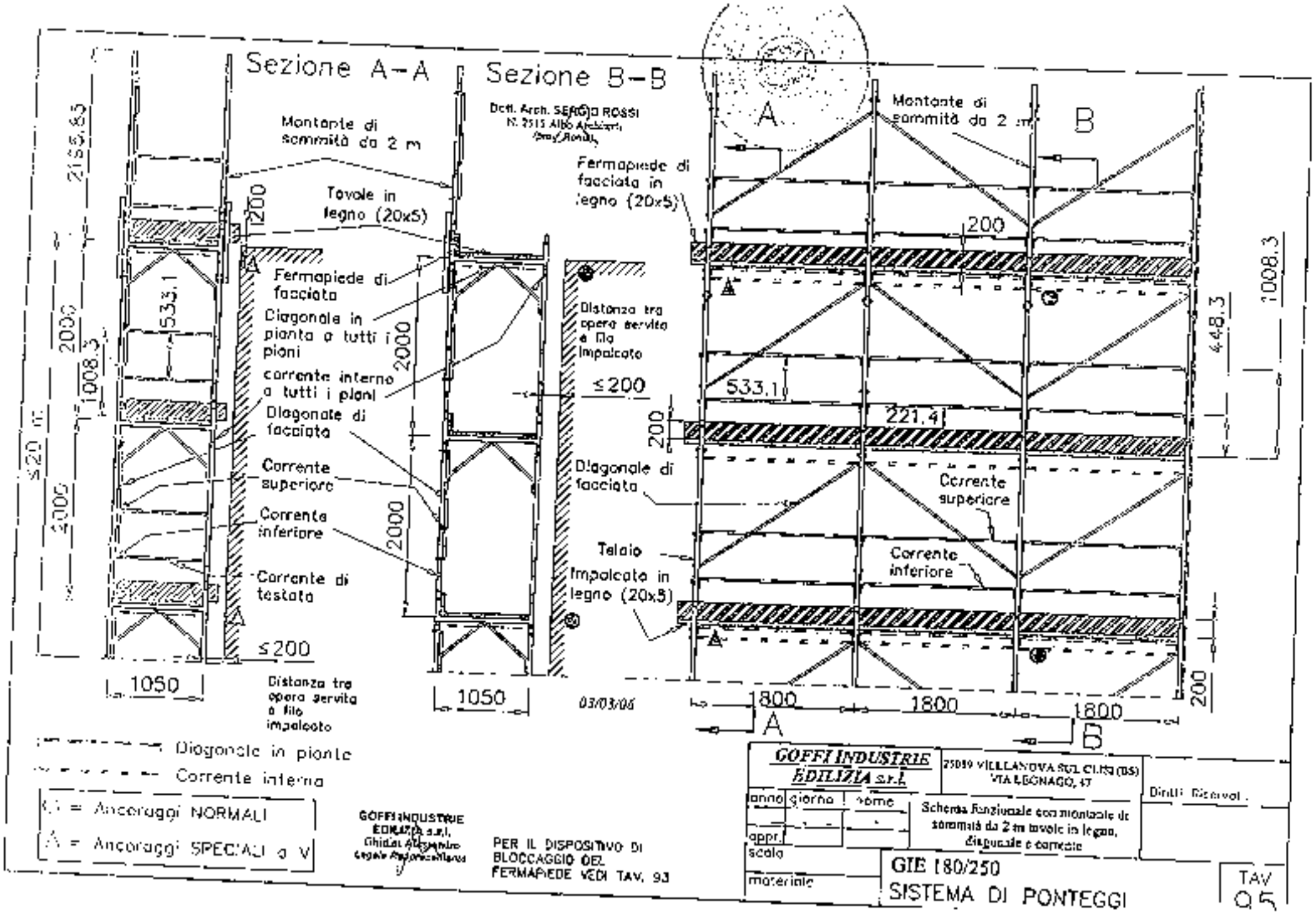
O = Ancoraggi NORMALI

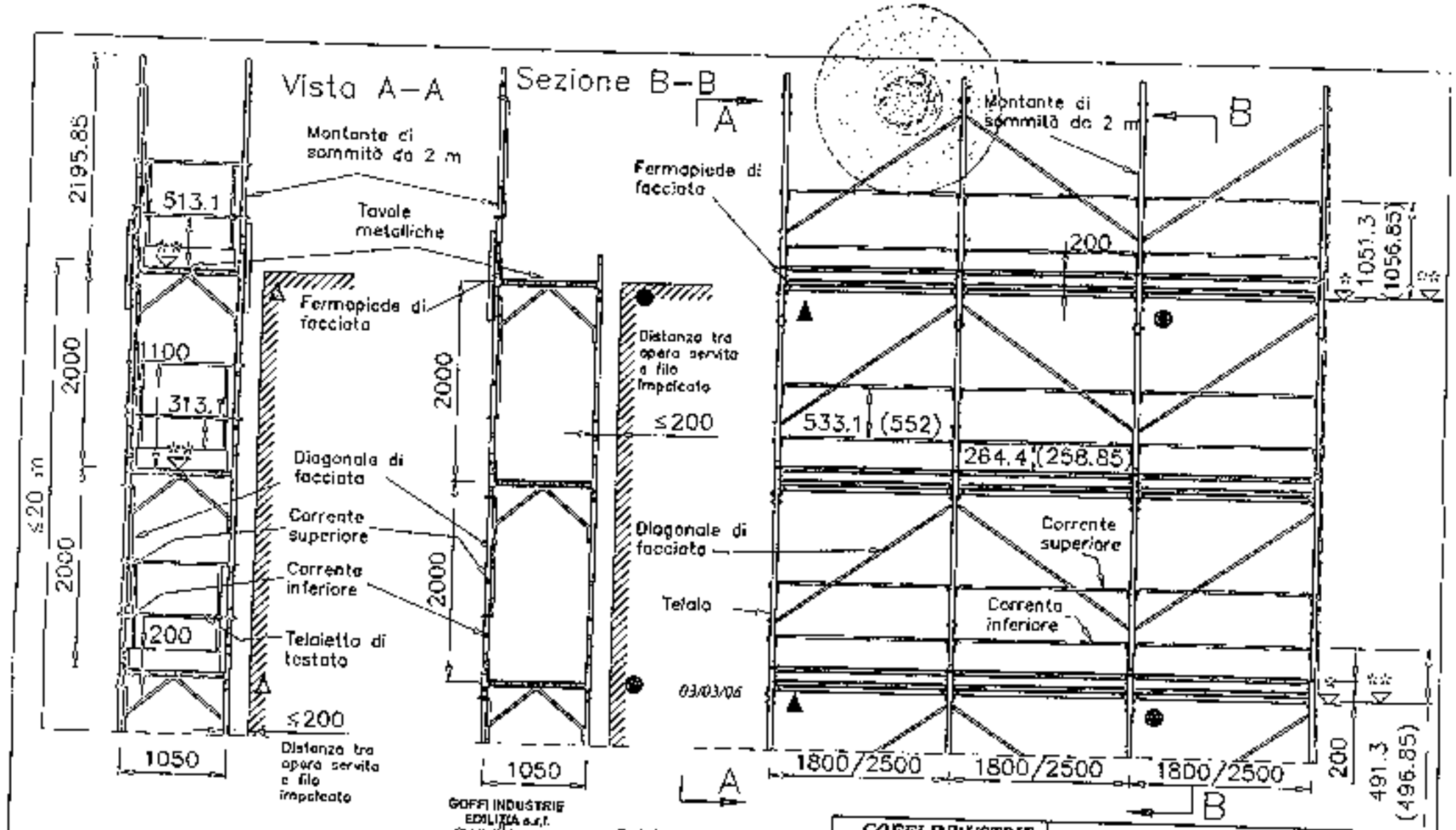
Δ = Ancoraggi SPECIALI o V

* + 0.0 quota estradosso traverso

** + 7.0 quota estradosso testata tavola

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	25089 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47	Diritti Riservati
anno / giorno / nome	Schema funzionale con montante di sommità da 1 m tavole metalliche, diagonale e corrente	
oppr.		
scala	GIE 180/250	TAV
materiale	SISTEMA DI PONTEGGI	94


Sezione A–A
Sezione B–B
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
Brescia
Montante di sommità da 2 m
Tavole in legno (20x5)
Fermapiede di facciata
Diagonale in pianta a tutti i piani
corrente interno a tutti i piani
Diagonale di facciata
Corrente superiore
Corrente inferiore
Corrente di testata
Distanza tra opera servita e fila impalcato
Fermapiede di facciata in legno (20x5)
Diagonale di facciata
Telaio
Impalcato in legno (20x5)
Montante di sommità da 2 m
Corrente superiore
Corrente inferiore
2155,85
1200
533,1
2000
1008,3
≤20 m
≤200
1050
1050
03/03/06
200
533,1
221,4
448,3
1008,3
1800
1800
1800
A
B
Diagonale in pianta
Corrente interna
Ancoraggi NORMALI
Ancoraggi SPECIALI a V
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante
PER IL DISPOSITIVO DI BLOCCAGGIO DEL FERMAPIEDE VEDI TAV. 93
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
25039 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEGNAGO, 47
anno
giorno
nome
appr.
scala
materiale
Scheda funzionale con montante di sommità da 2 m tavole in legno, diagonale e corrente
GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI
TAV
Q 5



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

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N 2515 Albo Architetti
Brescia

- NELLA DISPOSIZIONE DEI CORRENTI DI PARAPETTO, SI INDICANO TRA PARENTESI LE QUOTE RELATIVE AL PASSO 2.50 m

O = Ancoraggi NORMALI

Δ = Ancoraggi SPECIALI o V

*	+ 0.0 quota estradosso traverso
**	± 7.0 quota estradosso testata tavola

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

25019 VILLANOVA SUL CLISI (BS)
VIA LEONARDO, 47

Diritti Riservati.

anno	giorno	nome
repr.		
scala		
materiale		

Schema funzionale con montante di sommità da 2 m tavole metalliche, diagonale e corrente

GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI

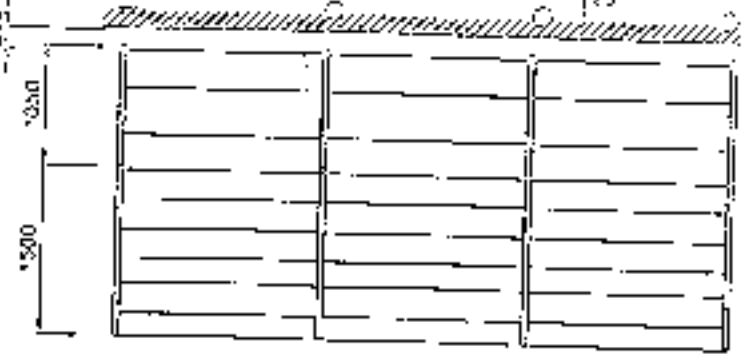
TAV 96

(*) Diagonale in Tubo e Giunti ortogonali di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

(**) piano con impalcato metallico obbligatorio

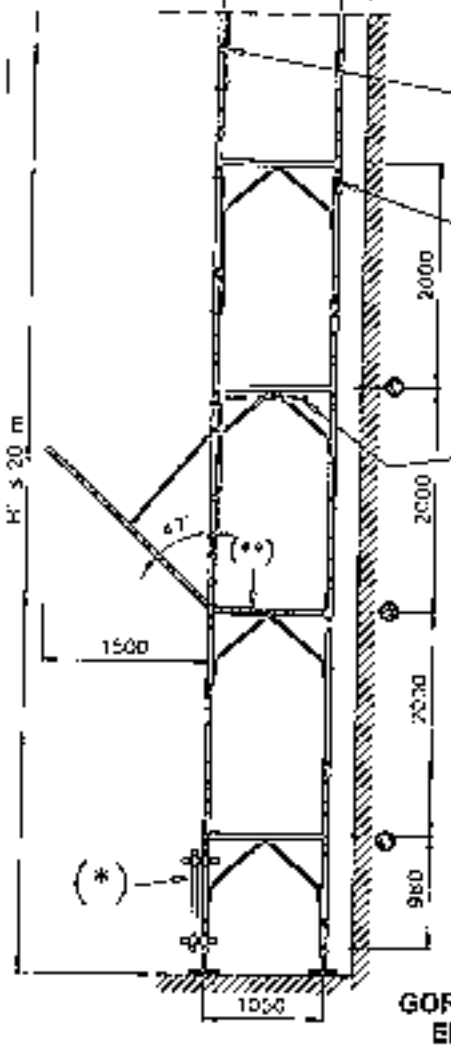
H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

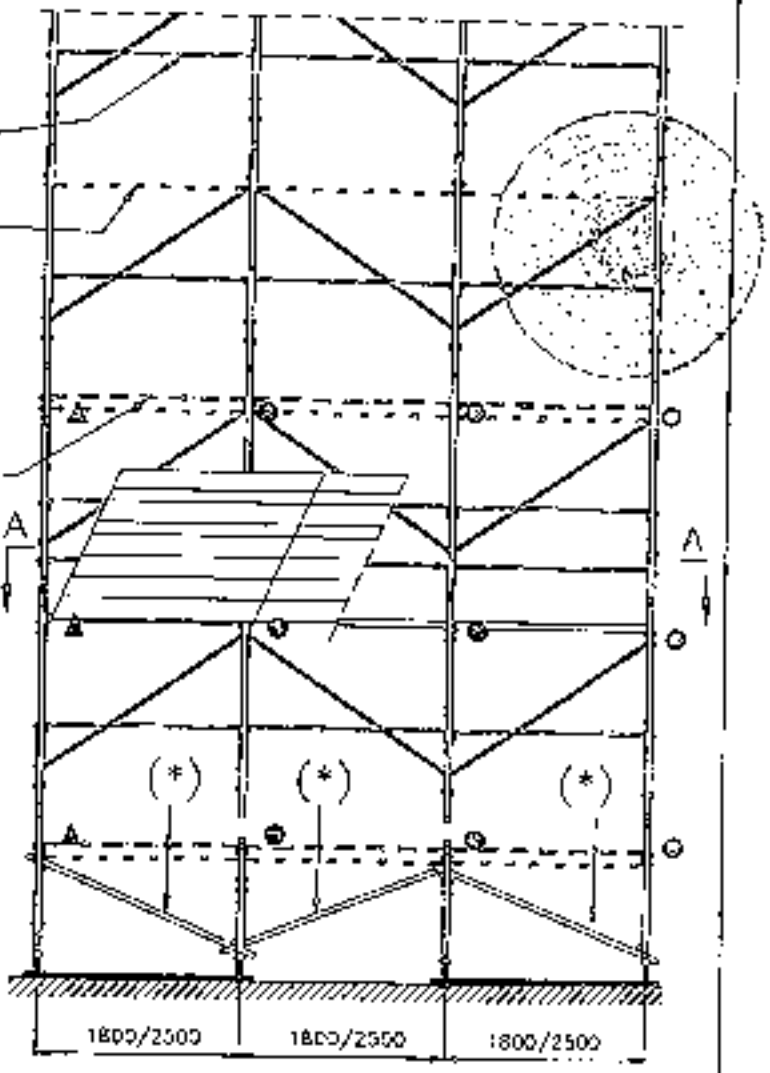
Sezione A–A



Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

Sez. B–B





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

Diagonale in pianta

Corrente interno

O Ancoraggi NORMALI

Δ Ancoraggi SPECIALI a V

03/03/06

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

Schema con telaio aperto con parapetti da 1.5 m

GIE 180/250

SISTEMA DI PONTEGG. TAV. 97

(**) piano con impalcato metallico obbligatorio

(***) piano con impalcato metallico obbligatorio non praticabile in quanto privo di sottoponte di sicurezza

(*) Raddoppio montante esterno con Tubo e Giunti ortogonali (posti ogni 1,0 m) di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

Sez. A-A

Distanza tra opera servita e lato impalcato ≤200

1050

1050

1500

Tavola di tamponamento (vedi TAV. 80)

Sez. B-B

1050 ≤200

Distanza tra opera servita e lato impalcato

2000

2000

2000

corrente esterno

corrente interno a tutti i piani

diagonale in pianta ai piani ancorati

diagonali di facciata

H' ≤ 20 m

67°

(**)

(***)

1500

mensola di disassamento

puntone per mensola di disassamento

2000

1760

(*)

1050 1050

≤200

Distanza tra opera servita e lato impalcato

1800/2500 1800/2500 1800/2500

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti (prov. Roma)

03/03/06

Diagonale in pianta

Corrente interno

) Ancoraggi NORMALI

Ancoraggi SPECIALI a V

Ancoraggi SPECIALI

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

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

00069 VALLANOVA (RM) CERVARA
VIA SEGNACCO, 43

Dott. Rossi

anno giorno nome

Scala

materiale

Schema di disassamento con passaggi da 1,5 m

GIE 150/250
SISTEMA DI PONTEGGI

disegno
TAV. 98

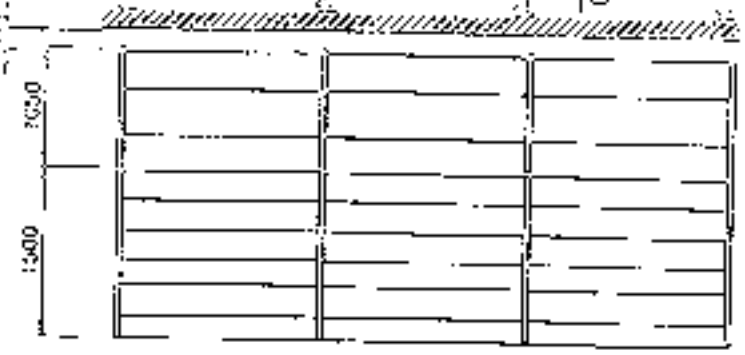
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
Tel. 2513 Alto Lazio
(prov. Roma)

(*) piano con impalcato metallico obbligatorio non praticabile in quanto privo di sottoponte di sicurezza

H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

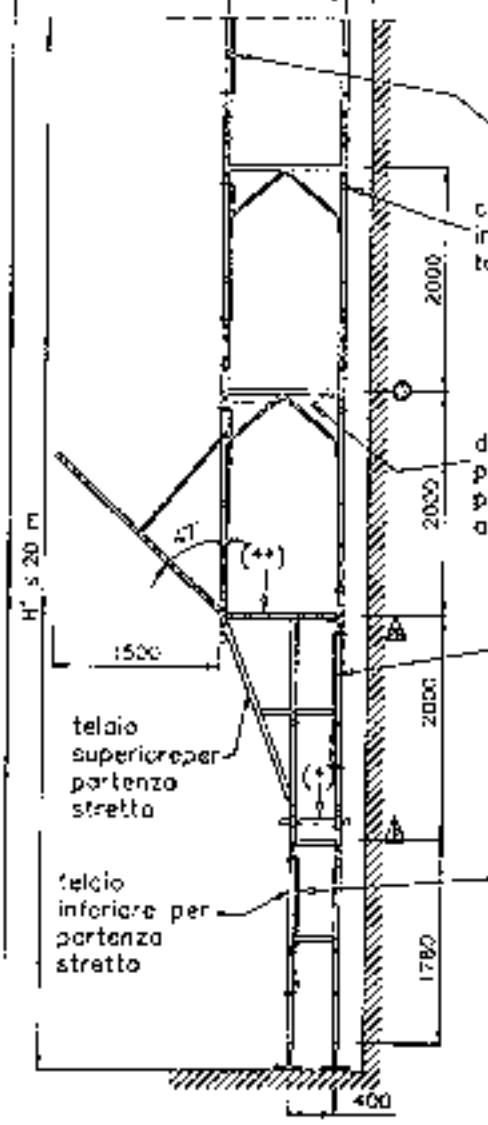
Distanza tra opera servita e lato impalcato

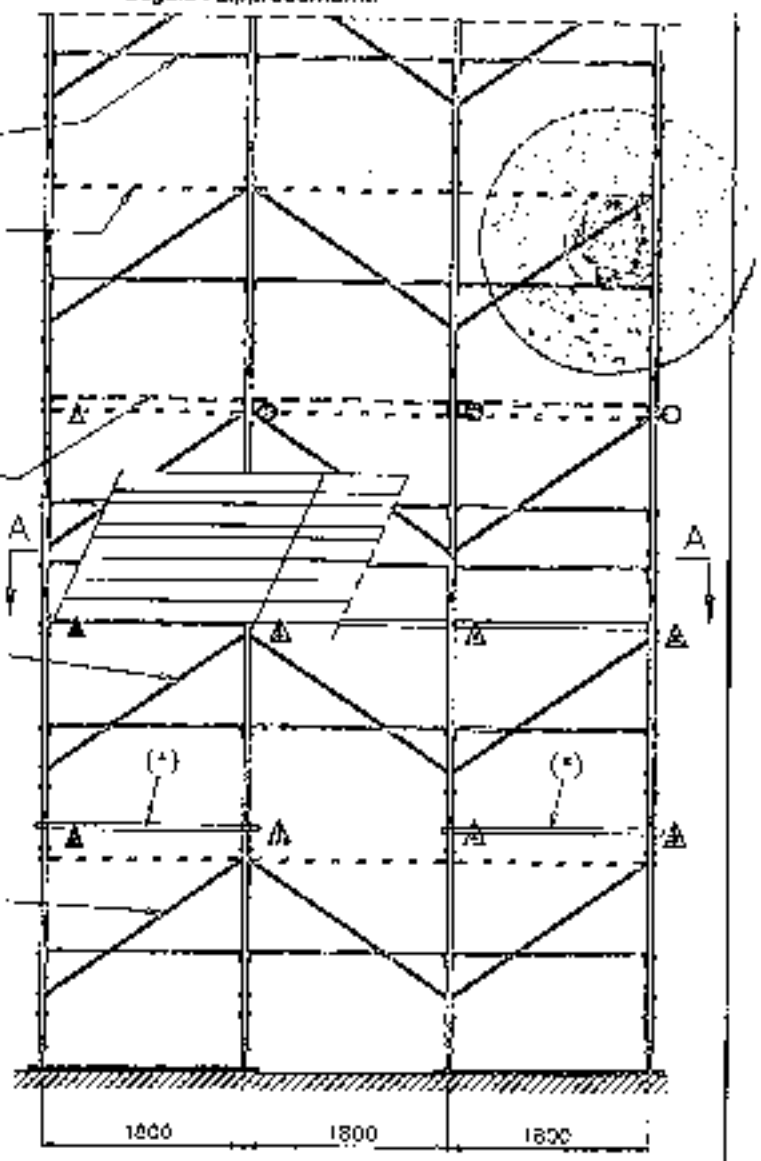
Sezione A–A



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

Sez. B–B





Diagonale in pianta

Corrente interno

03/03/06

○ Ancoraggi NORMALI

△ Ancoraggi SPECIALI a V

△ Ancoraggi SPECIALI

(*)= diagonale in pianta a campi alterni in tubo a giunto di tipo autorizzato appartenenti ad altra Autorizzazione

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

Dott. Ing. Riccardo

icona	giorno	nome

Schema con partenza stretta da 0.40 m con passaggi da 1.5 m

GDS 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI

disegno TAV. 99

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Alb. Architetti
Prov. Roma

(**) piano con impalcato metallico obbligatorio non praticabile in quanto privo di sottoponte di sicurezza
H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

Sezione A–A

Distanza tra opera servita e fila impalcato ≤200

1000

1500

B

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

Sez. B–B

1050

≤200

Distanza tra opera servita e fila impalcato

corrente esterno

corrente interno a tutti i piani

2000

2000

2000

1780

H' ≤ 20 m

47°

(**)

1500

diagonale in pianta ai piani ancorati

diagonale di facciata interna

telaio superiore per partenza stretta

(*)

telaio inferiore per partenza stretta

diagonale di facciata esterna

650

A

A

(*)

(*)

1800

1800

1800

Diagonale in pianta

Corrente interno

03/03/06

D Ancoraggi NORMALI

L Ancoraggi SPECIALI o V

Ancoraggi SPECIALI

(*)= diagonale in pianta a campi alterni in tubo e giunto di tipo autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

data | firma | nome

Schema con partenza stretta da 0.65 m con Parapetto da 1.5 m

GIE 180/250

SISTEMA DI PONTEGGI

TAV. 100

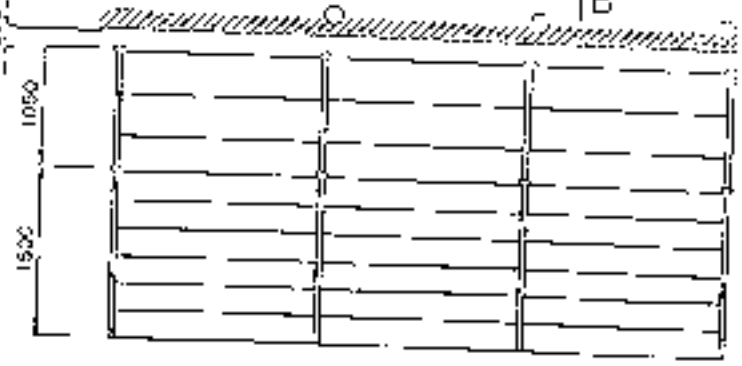
§ = n. 2 tavole da 0.33 (vedi TAV. 64)

§§ = n. 2 tavole da 0.49 (vedi TAV. 68) oppure n. 3 tavole da 0.33 (vedi TAV. 64)

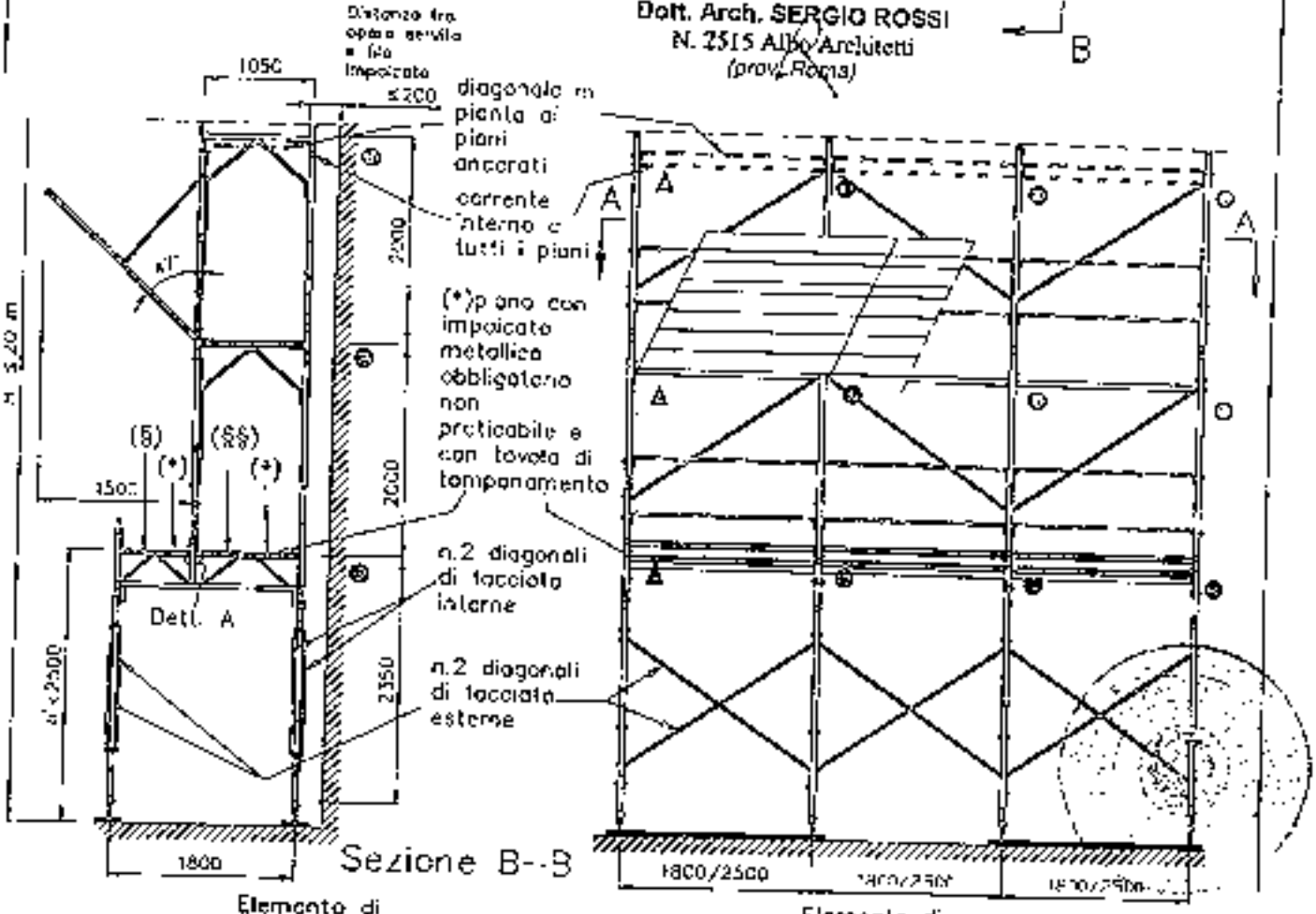
h' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso del primo impalcato

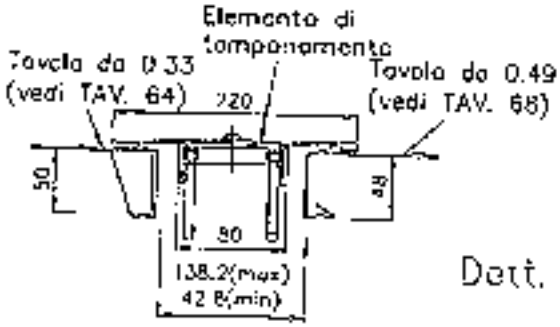
H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

Sezione A–A

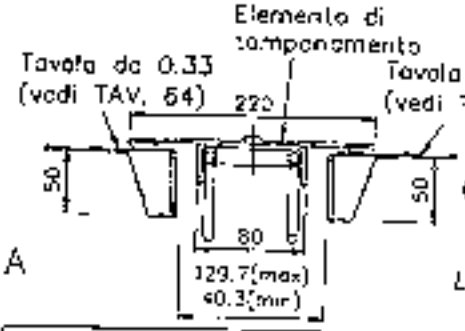


Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)





Dett. A



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

Diagonale in pianta

Corrente interno

03/03/06

○ Ancoraggi NORMALI

△ Ancoraggi SPECIALI o V

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	25020 VILLANUOVA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 2	Dotti Riservati
data / g. orno / nome	Schema con portanza fango con passaggi da 1.5 m	
appr. / ised. / molenate	GIE 180/250 SISTEMA DI PONTEGGI	1:50 / 1:100 TAV. 101

H = altezza misurata dal piano d' appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato

Tubi e Giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

(*) Raddoppio montante interno ed esterno con tubo e Giunti ortogonali (posti ogni 1 m)

(****) diagonale di stilato in tubo e giunti

(***) tubo intercetta di transito e allo stazionamento di persone

(&) ancoraggi supplementari in corrispondenza del parapetto

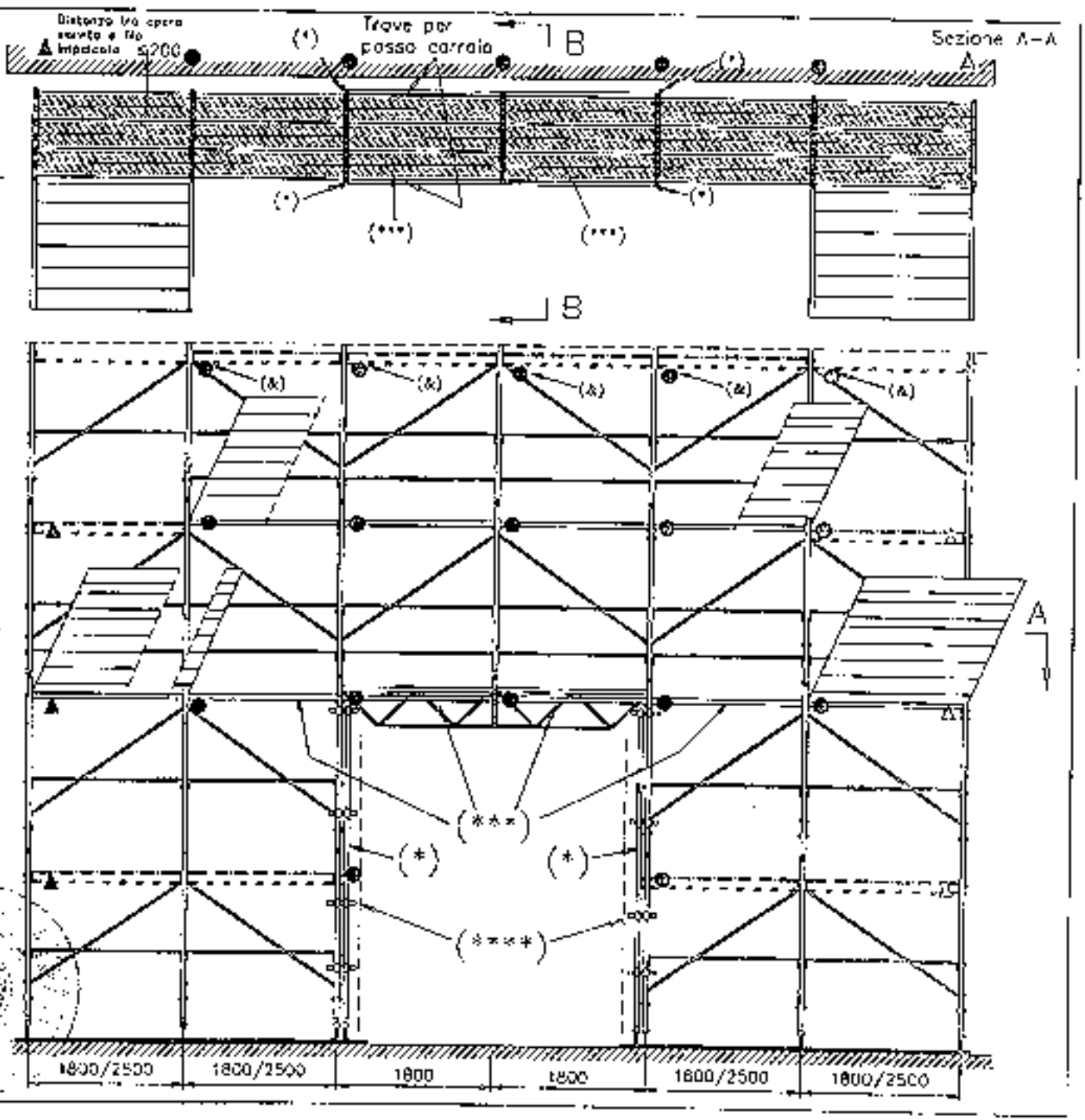
○ Ancoraggi NORMALI

△ Ancoraggi SPECIALI a V

Diagonale in piano

Corrente interno

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 A.R.B. Architetti
(Prov. Roma)



per la SEZ B-B vedi TAV. 104

COFFI INDUSTRIE EDILSIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

03/03/06

COFFI INDUSTRIE EDILSIA s.r.l.
Via Leonardo da Vinci, 8
00027 VILLANOVA MONTELEONE (SS)

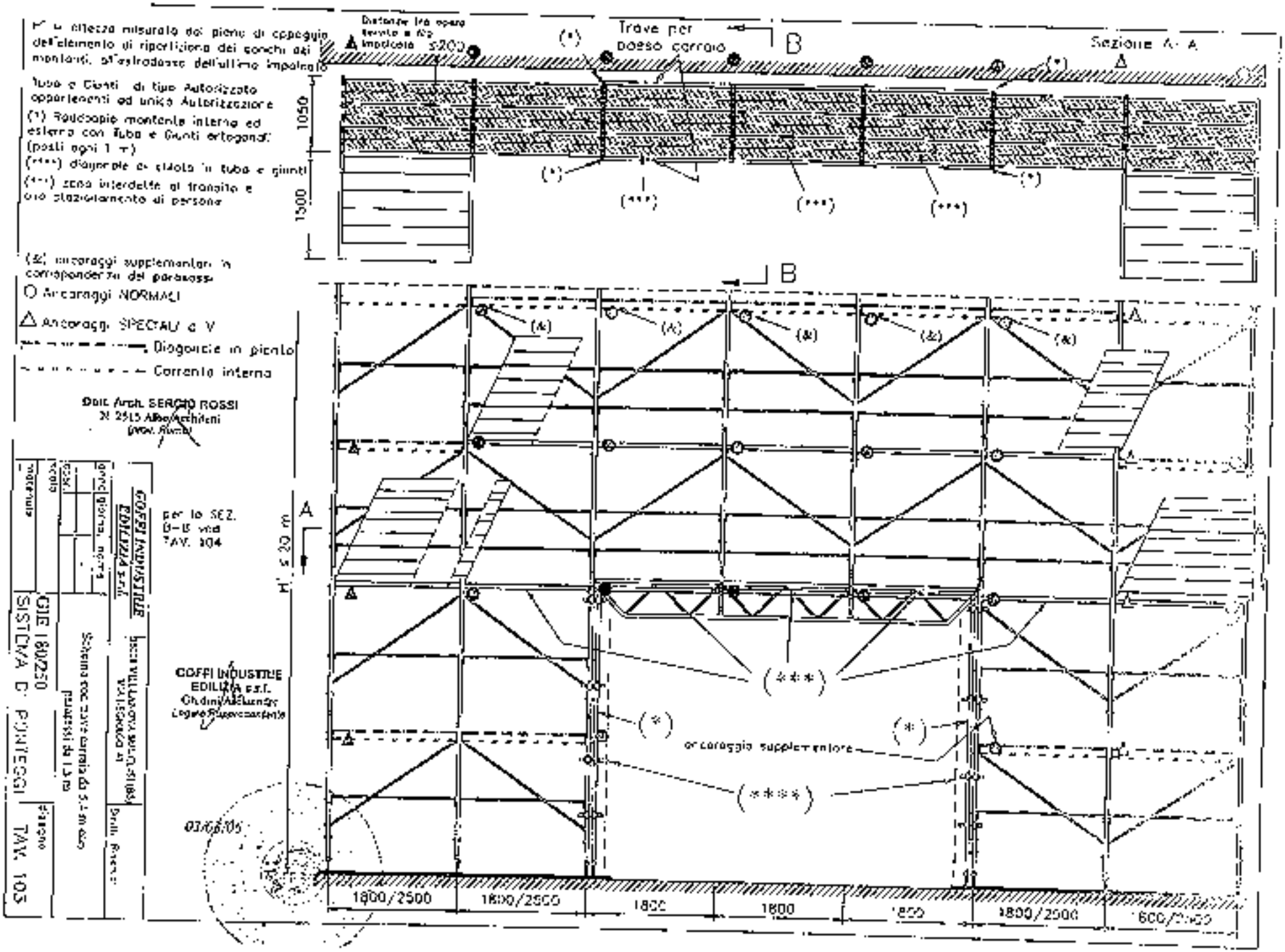
Dr. Ing. Giorgio Rossi

Schema con trave centrale da 3,6 m con parapetti da 1,5 m

GIB 180/250

SISTEMA Dr PONTEGG

Disegno TAV. 102


Trave per posa carrato
Sezione A - A
B
A
1050
1500
H ≤ 20 m
(*)
(***)
(****)
(&)
ancoraggio supplementare
1800/2500
1800
Tubo e Giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione
(*) Raddoppio montante interno ed esterno con tubo e Giunti ortogonali (posti ogni 1 m)
(***) diagonale di stabilità in tubo e giunti
(****) zona interdetta al transito e allo stazionamento di persone
(&) ancoraggi supplementari in corrispondenza del parapetto
O Ancoraggi NORMALI
△ Ancoraggi SPECIALI a V
Diagonale in piano
Corrente interna
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti prov. Roma
per la SEZ. B-B vedi TAV. 104
COFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ordini Allegati
Legale Rappresentante
03.06.05
COFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
CIE 180250
SISTEMA DI PONTEGGI
TAV. 103

03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2575/A Ord. Architetti
Prov. Brescia

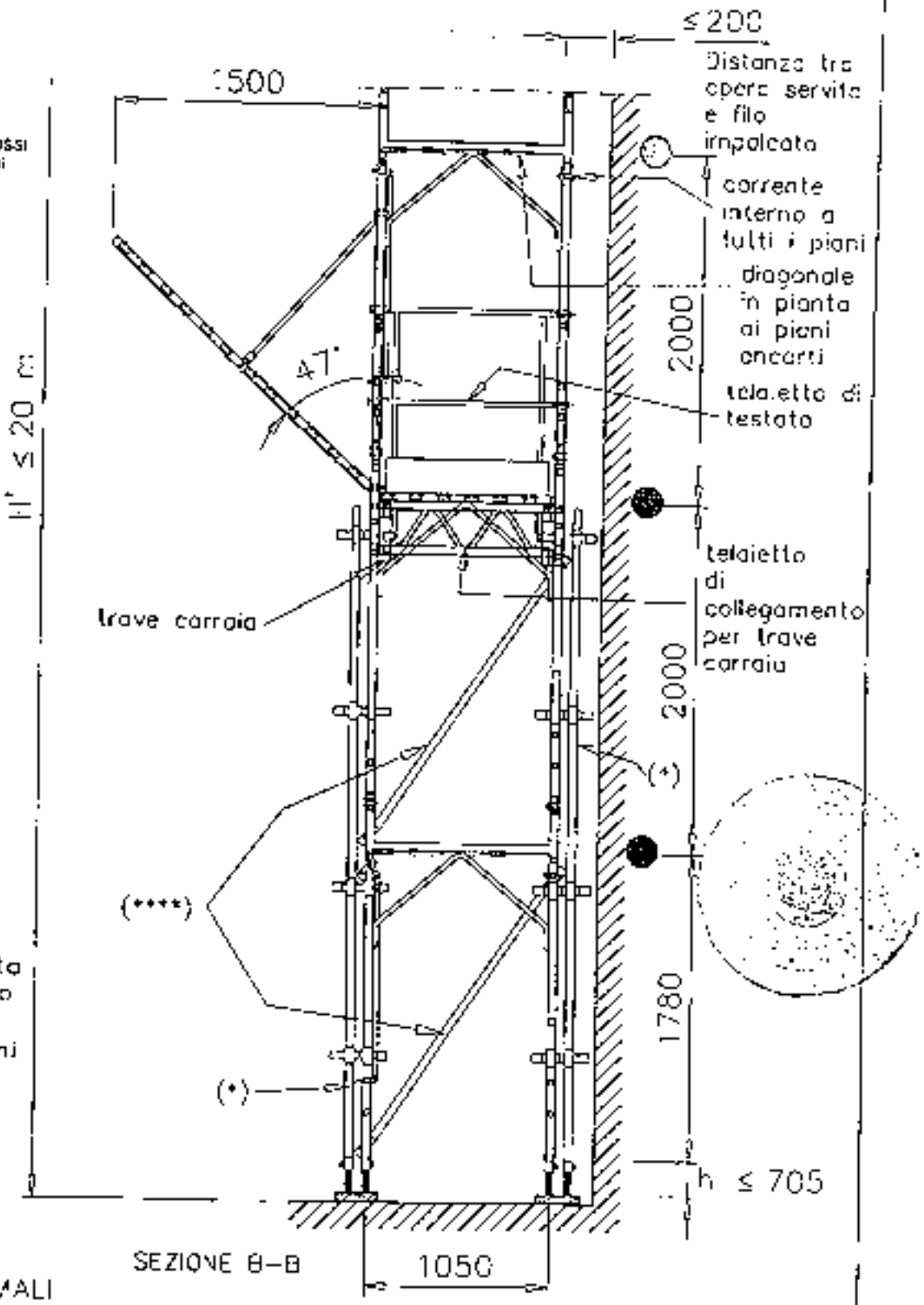
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Gadini Alessandro
Legale Rappresentante

Tubo e Giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

(*) Raddoppio montante interno ed esterno con Tubo e Giunti ortogonali (posti ogni 1 m)

(****) diagonale di stilato in tubo e giunti

H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato



SEZIONE B–B

Ancoraggi NORMALI

Diagonale in pianta

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	25050 VILLA ANCONA SUL CLISI (BS) VIA LEONARDO, 47	Diritti Riservati
data / giorno / firma	Schema funzionale con trave carraia, con puntasassi, diagonali e correnti (sezione)	
oggetto		
scala	GIB 108/250	disegno
materiale	SISTEMA DI PONTEGGI	TAV. 104

(*) Raccordo montante con Tubo e Giunti ortogonali (posti ogni 1,0 m) di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

Due tavole metalliche obbligatorie da 0,49 (vedi TAV. 68) oppure una tavola metallica obbligatoria da 0,33 (ved. TAV. 64)

555

1050

SEZ. A – A

Corrente esterno

Mensole 0,55 per piazzola di carico

Una tavola metallica obbligatoria da 0,49 (ved. TAV. 68)

Diagonale in pianta

Corrente interno

OPERA SERVITA

Telaietto di testata 0,55 per piazzola di carico

(*)

Ancoraggi NORMALI

03/03/06

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

B

180C

B

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(Prov. Roma)

Telaietto di testata 0,55 per piazzola di carico

Mensola 0,55 per piazzola di carico

(*)

Diagonale in pianta

≤ 200

Distanza tra opera servita e filo impalcato

Dett. A

Corrente esterno

Corrente interno

Elemento di tamponamento

Ferrenta di tamponamento

vedi Sez. B – B TAV. 106

Tavola da 0,49 (vedi TAV. 68) 220

Tavola da 0,49 (vedi TAV. 68)

48

80

48

91,7(max)
44,3(min)

Dett. A

Tavola da 0,49 (vedi TAV. 68) 220

Tavola da 0,33 (vedi TAV. 64)

48

80

50

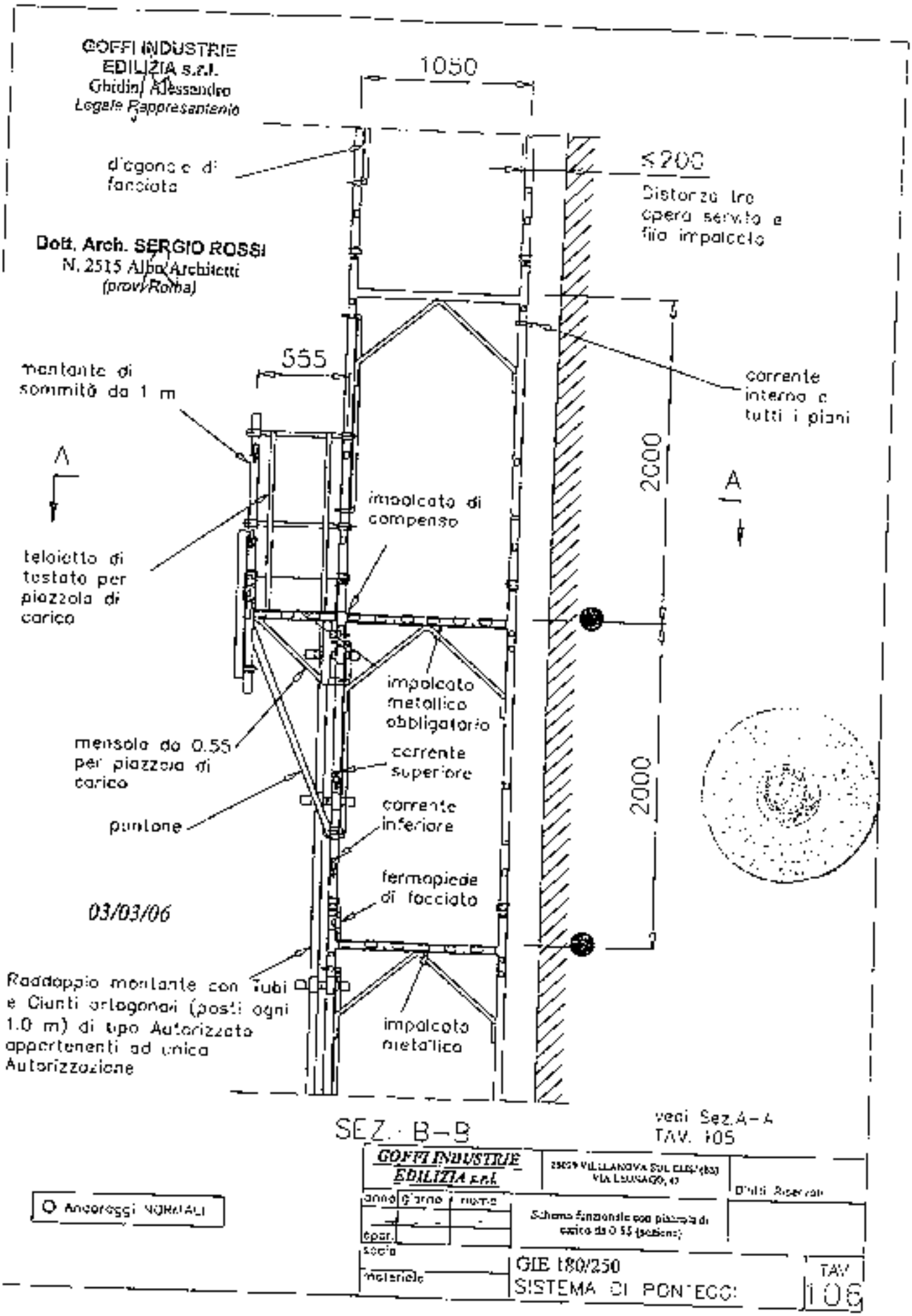
83,2(max)
42,3(min)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

Schema funzionale con piazzola di carico da 0,55, pianta

GIE 180/250

TAV. 105

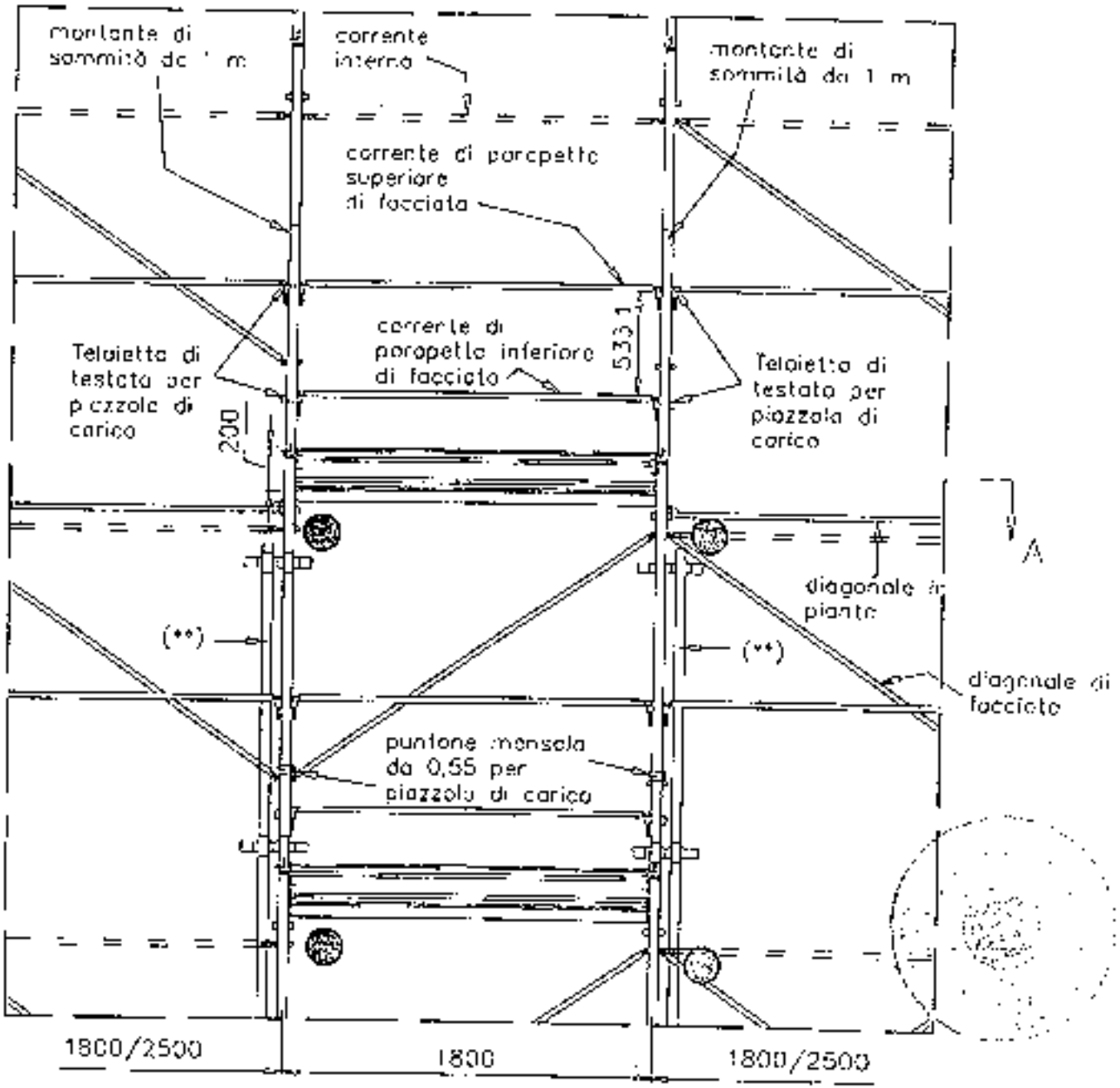

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante
1050
diagonale di facciata
≤200
Distanza tra opera servita e filo impalcato
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)
555
montante di sommità da 1 m
corrente interno a tutti i piani
2000
A
A
impalcato di compensa
telaietto di testata per piazzola di carico
impalcato metallico obbligatorio
mensola da 0.55 per piazzola di carico
corrente superiore
puntone
corrente inferiore
2000
fermapiede di facciata
03/03/06
Raddoppio montante con Tubi e Giunti ortogonali (posti ogni 1.0 m) di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione
impalcato metallico
SEZ. B-B
vedi Sez.A-A
TAV. 105
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ancoraggi NORMALI
anno
giorno
mese
Schema funzionale con piazzola di carico da 0.55 (posizione)
GIE 180/250
SISTEMA DI PONTEGGIO
TAV
106

(**) Raddoppio montante con Tubi e Giunti ortogonali (posti ogni 1.0 m) di tipo Autorizzato appartenenti ad unico Autorizzazione

Per la SEZ. A–A vedi TAV. 105

Ancoraggi NORMALI

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(Roma)



03/03/06

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

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

Sistema Innovativo con piazzola di carico da 0,55 (prototipo)

Diritti Riservati

CDF 180/250
SISTEMA DI PONTEGGI

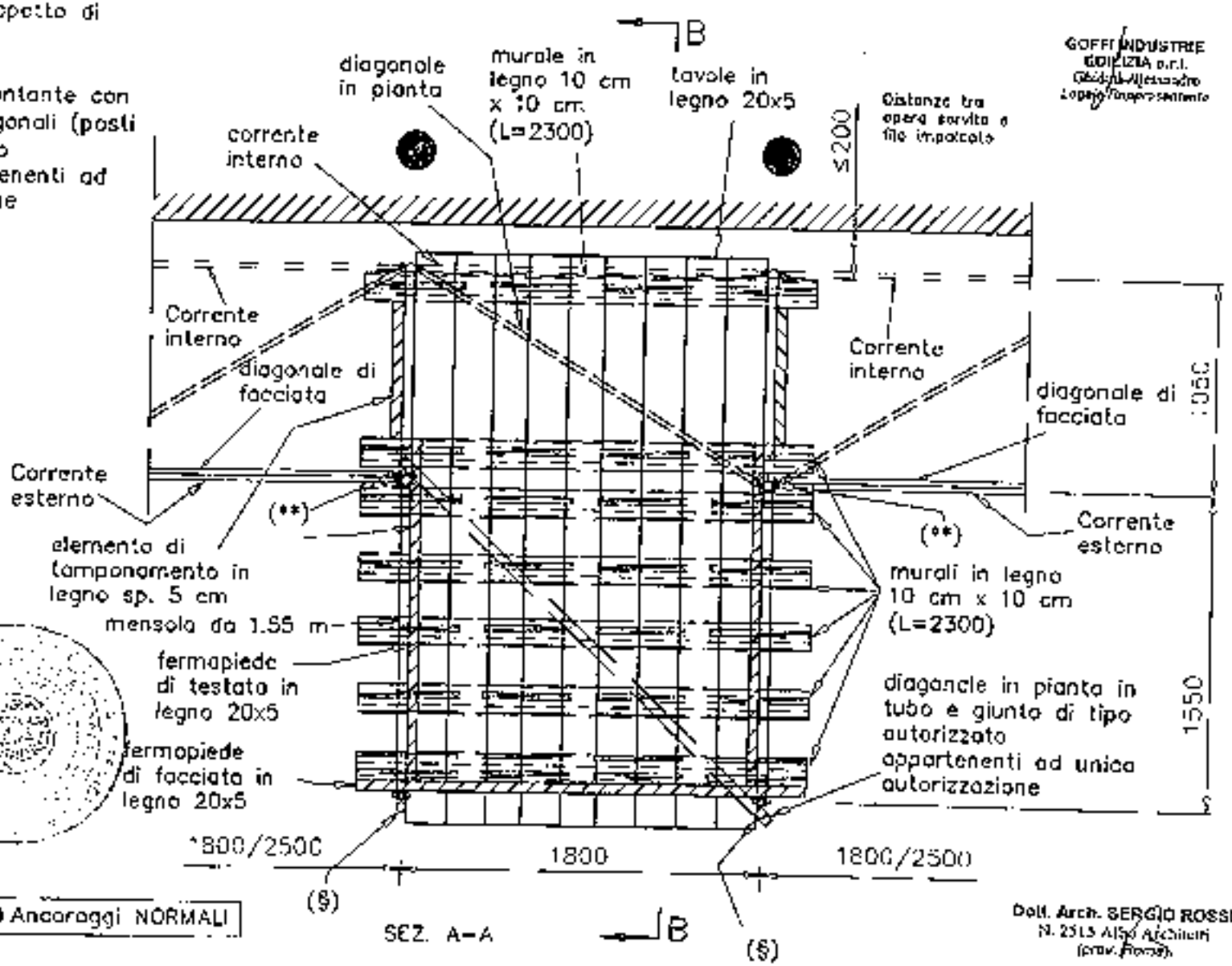
TAV. 107

03/03/06

(§) Montante parapetto di sommità da 1 m

(**) Raddoppio montante con Tubi e Giunti ortogonali (posti ogni 1,0 m) di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

Per la SEZ. B-B vedi TAV. 109



(**) Ancoraggi NORMALI

SEZ. A-A

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

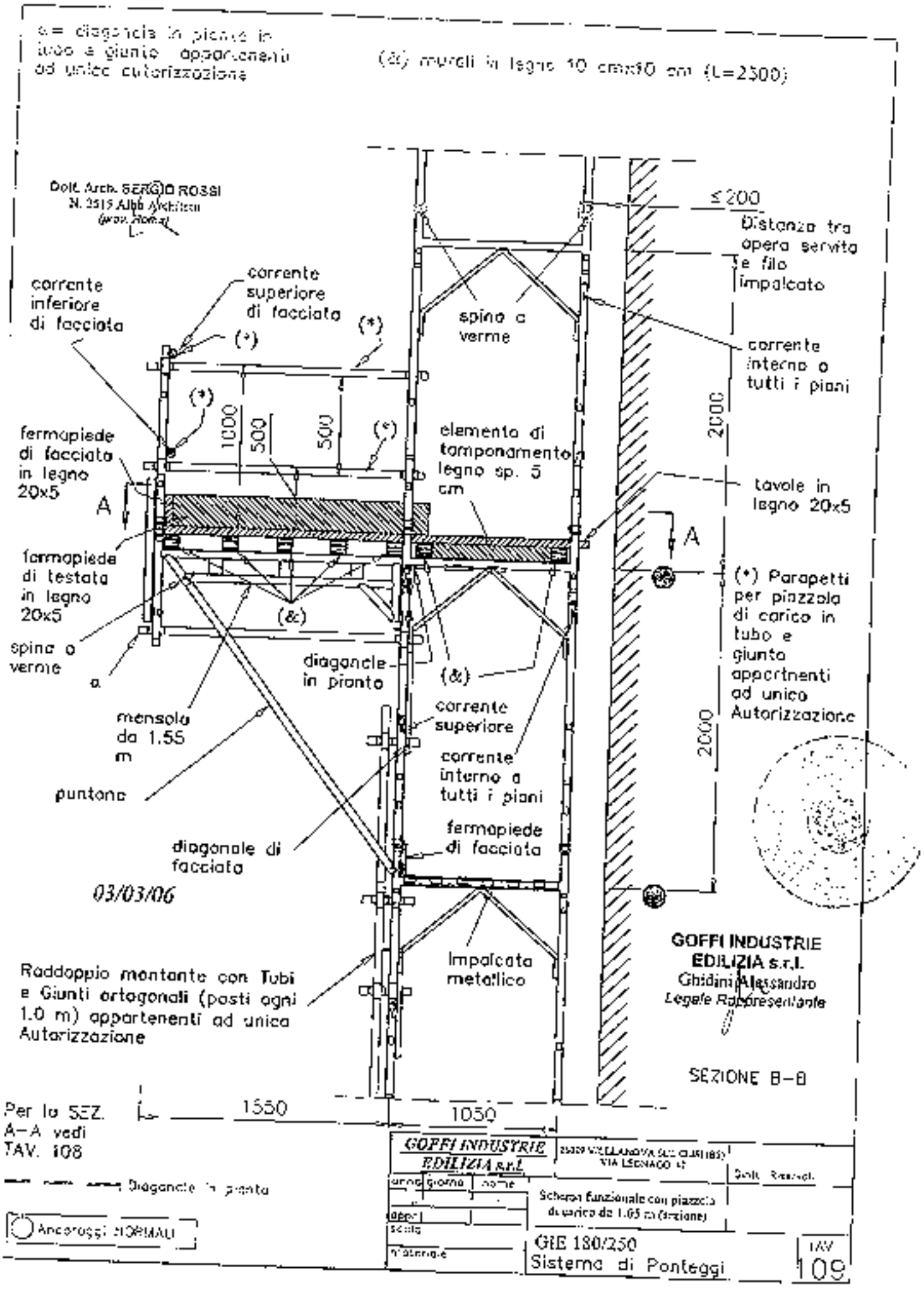
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

Schema normale con mensole da 1.5 m

GIE 180/250

Sistema di Ponteggi

TAV. 108


(&) diagonali in piante in tubo e giunto appartenenti ad unica autorizzazione
(&) mutali in legno 10 cmx10 cm (L=2500)
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
corrente inferiore di facciata
corrente superiore di facciata
(*)
spina o verme
≤200
Distanza tra opera servita e filo impalcato
corrente interno a tutti i piani
fermapiede di facciata in legno 20x5
1000
500
500
elemento di tamponamento legno sp. 5 cm
2000
tavole in legno 20x5
A
fermapiede di testata in legno 20x5
(&)
spina o verme
diagonale in pianta
(&)
(*) Parapetti per piazzola di carico in tubo e giunto appartenenti ad unica Autorizzazione
mensola da 1.55 m
corrente superiore
corrente interno a tutti i piani
2000
puntone
fermapiede di facciata
diagonale di facciata
03/03/06
Raddoppio montante con Tubi e Giunti ortogonali (posti ogni 1.0 m) appartenenti ad unica Autorizzazione
Impalcata metallico
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante
SEZIONE B-B
Per la SEZ. A-A vedi TAV. 108
1550
1050
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Diagonale in pianta
Ancoraggi NORMALI
Schema funzionale con piazzola di carico da 1.05 m (sezione)
GIE 180/250
Sistema di Ponteggi
TAV 109

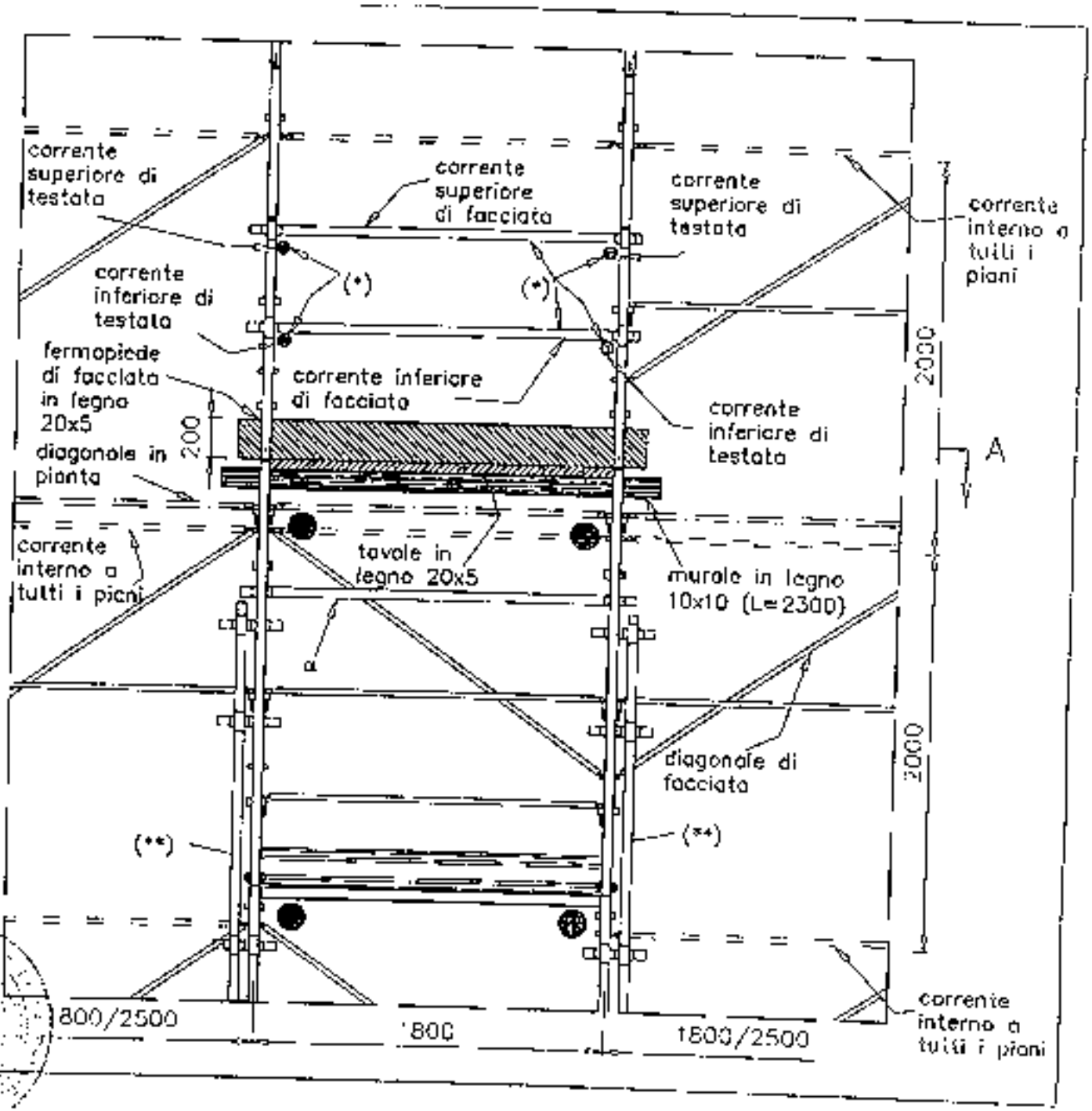
(*) tubo e giunto di tipo autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

(**) Raddoppio montante con Tubi e Giunti ortogonali (posti ogni 1.0 m) di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione

a = diagonale in pianta in tubo e giunto di tipo autorizzato appartenenti ad unica autorizzazione

Per la SEZ. A–A vedi TAV. 108

Ancoraggi NORMALI

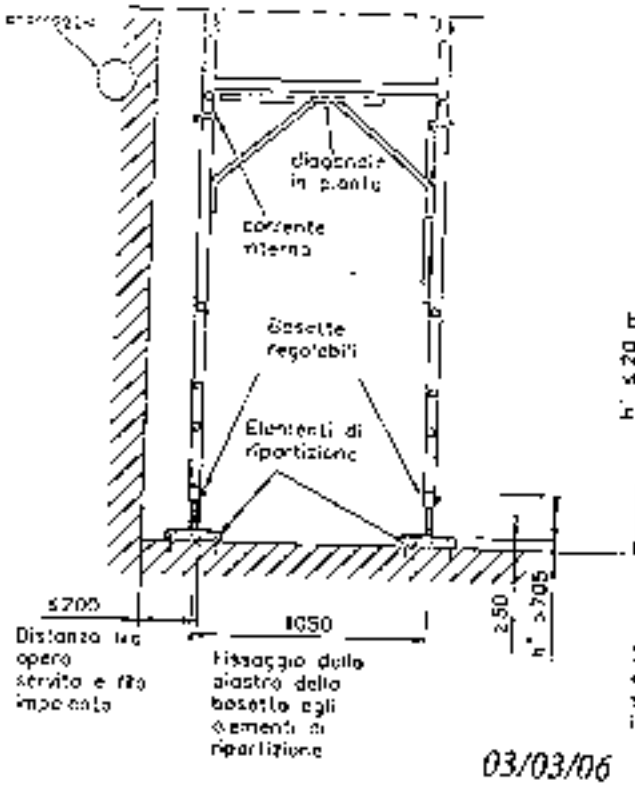


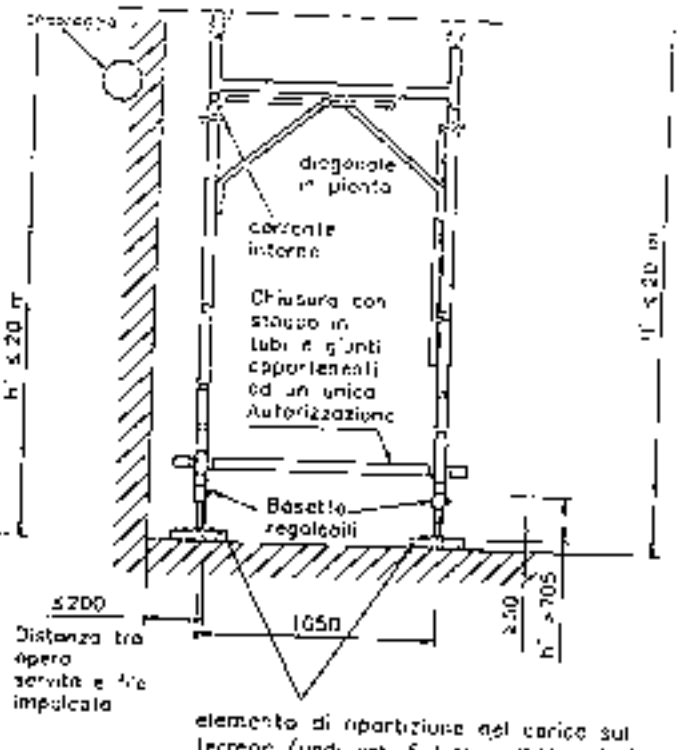
Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Torino)

03/03/06

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

materiale MATERIALE	GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
data DATA	Sistema funzionale con piazzola di carico da 1.55 m (gruppetto)
scala SCALA	GIE 180/250
	Sistema di Ponteggi
	Tav. 10
	Dott. Riservato





03/03/06

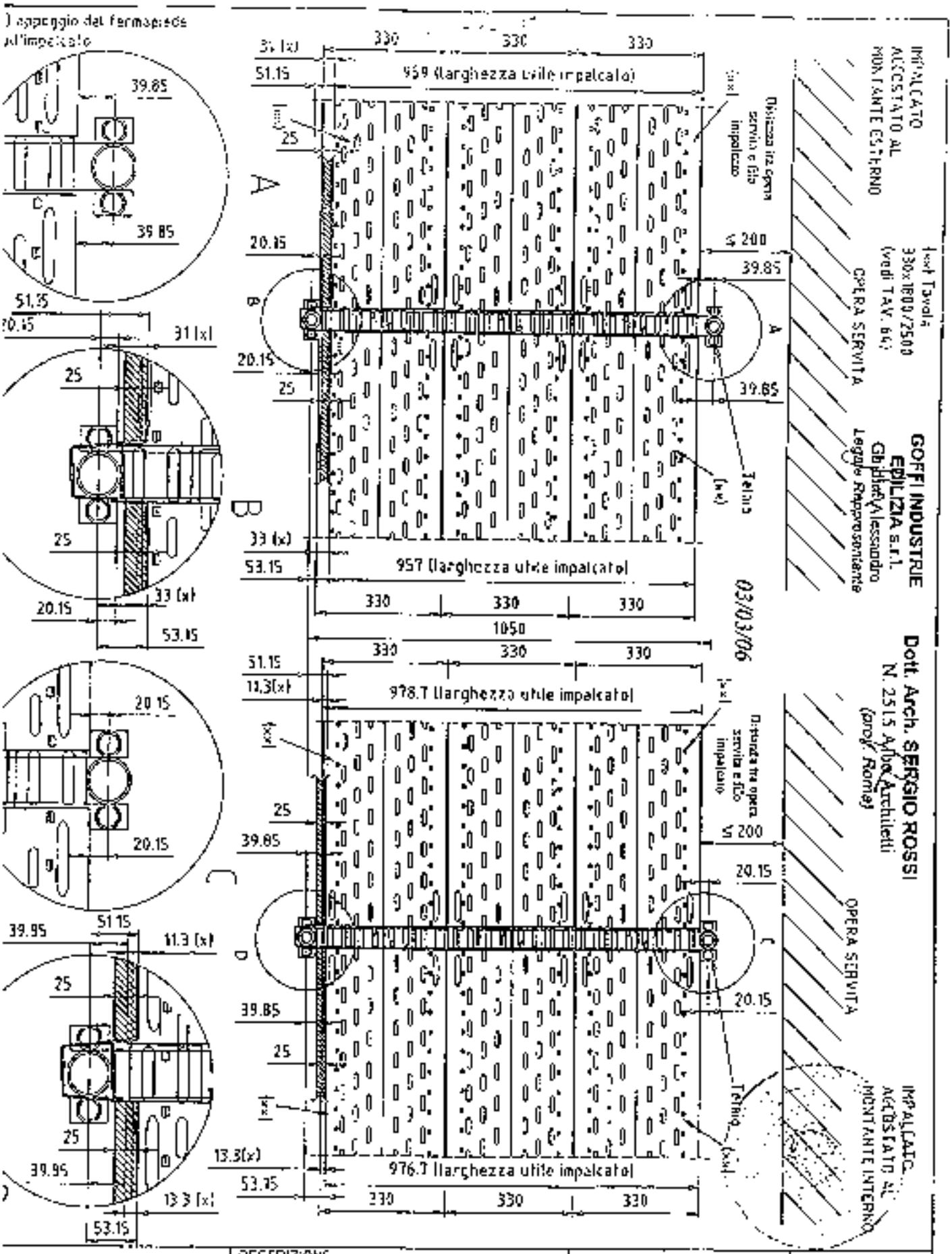
Per h'>200 mm le piastre delle basette vanno fissate agli elementi di ripartizione che devono interessare almeno due montanti contigui, ovvero il telaio viene chiuso alla base con stacco in tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione

h' = altezza massima del pontaggio dal piano di campagna all'estradosso del piano praticabile

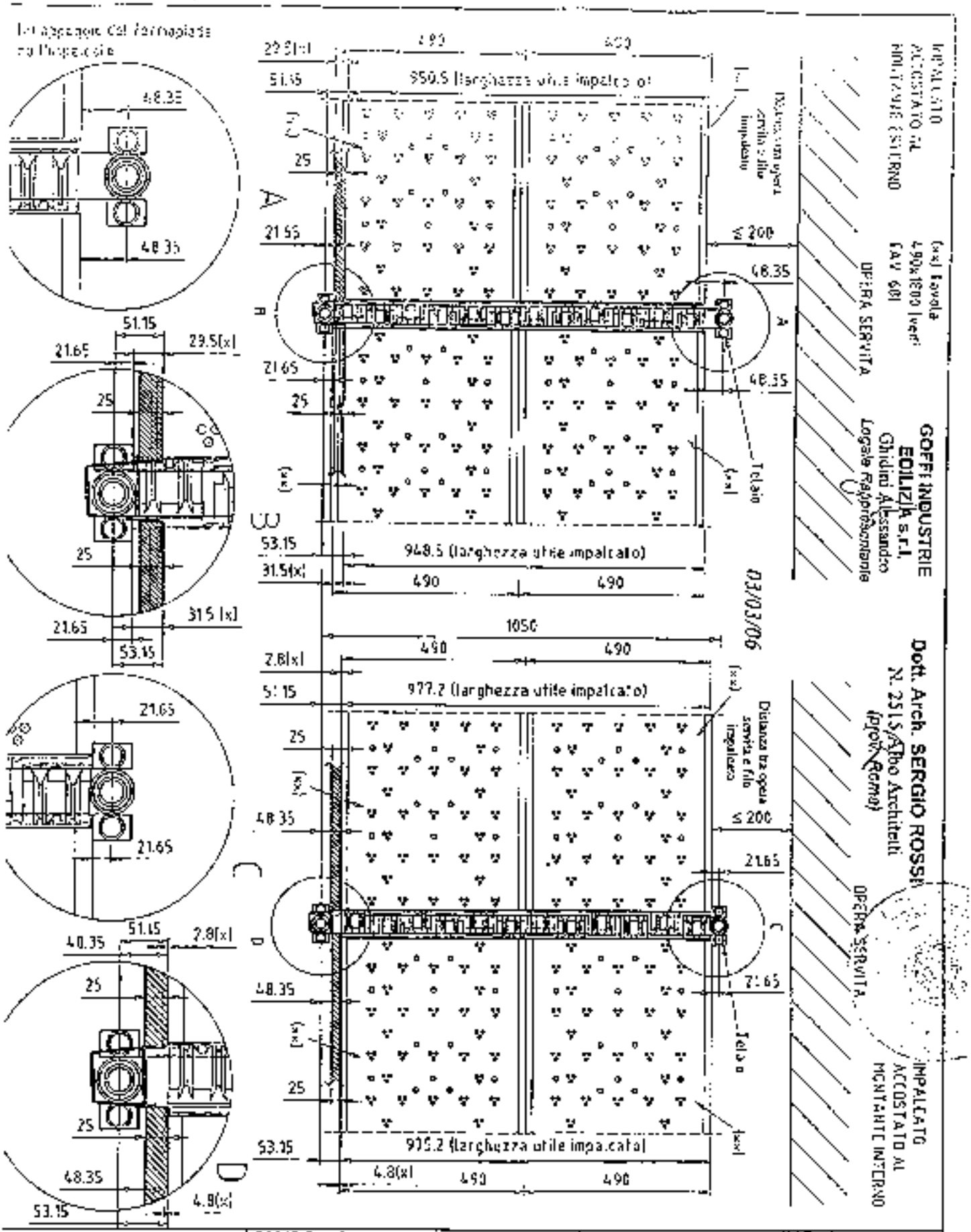
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Ghidini Alessandro
Legale Rappresentante

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

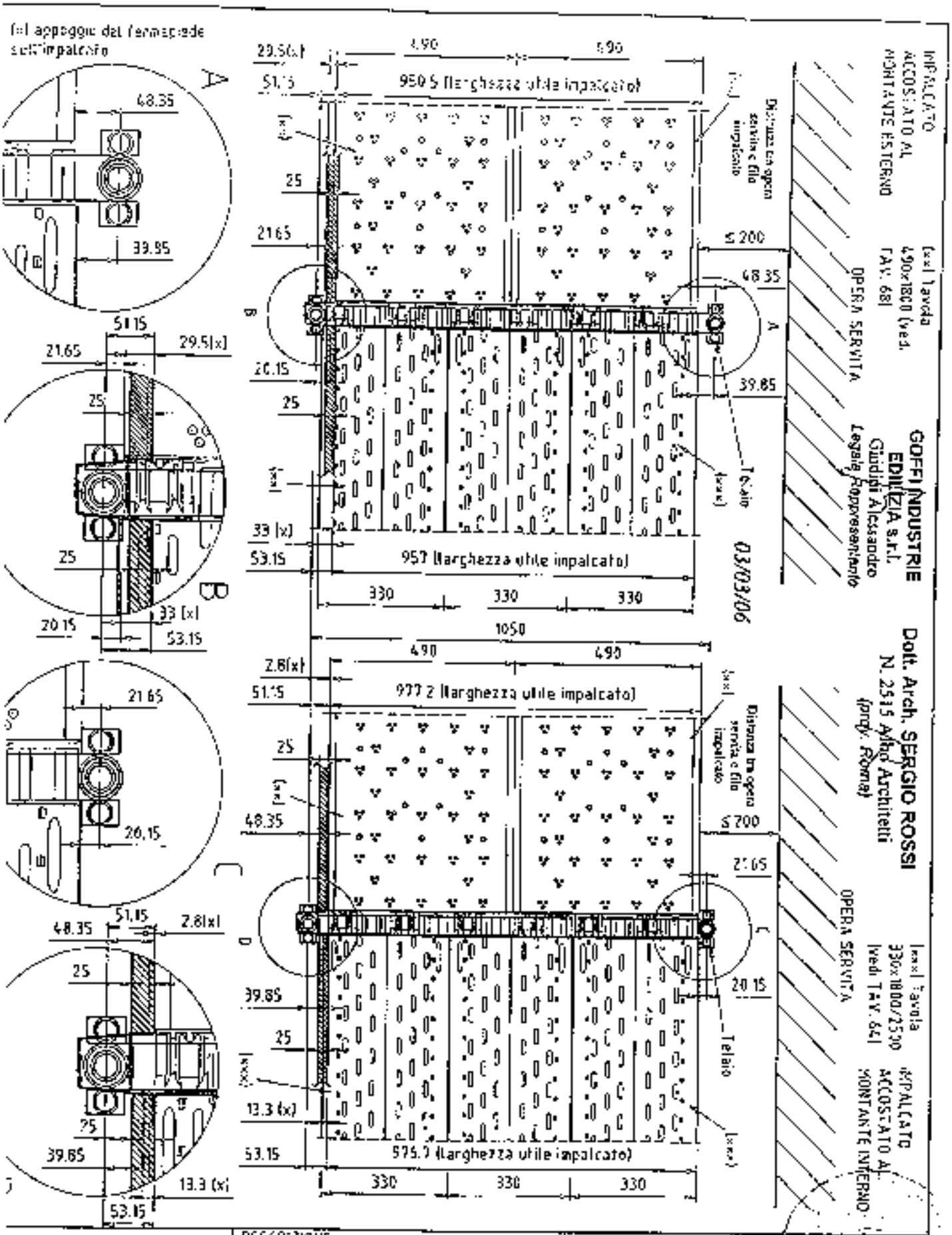
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	25039 VILLACHIARA SUL LEGNO (BS) VIA LEGNAGO, 47	Dr.Ing. Rossi
data / giorno / nome	Disposizione per l'impiego delle basette	
disegno / scala	GIE 180/250	TAV.
materiale	Sistema di Pontaggio	111



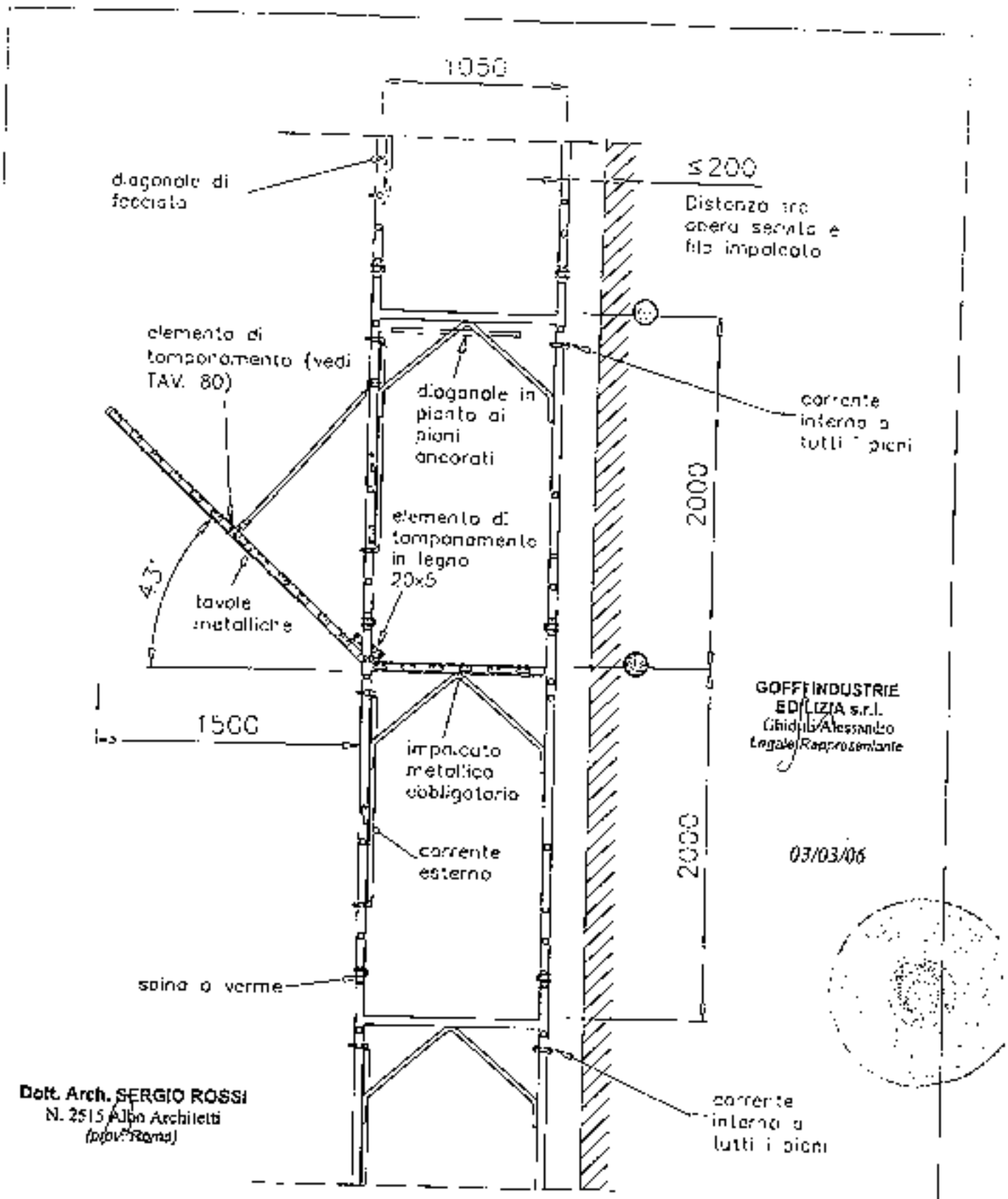
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25069 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LECCIAGO, 47	DESCRIZIONE: DISPOSIZIONE FERMAPIEDE E TAVOLE METALLICHE DA 0.33	DISEGNATO SIGNORINI	DATA -
	MATERIALE -	TIPOLOGIA GIE 180/250	DISEGNO TAV. 112



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 37069 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 41	DESCRIZIONE: DISPOSIZIONE FERMAPIEDE E TAVOLE METALLICHE DA 0.490	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA: -
	MATERIALE: - / TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 113	



GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA S.r.l. 25039 VILLANOVA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 41	DESCRIZIONE: DISPOSIZIONE FERMAPIEDE E TAVOLE METALLICHE DA 0.33 E 0.490	DISEGNATO: SIGNORINI	DATA:
	MATERIALE: -	TIPOLOGIA: GIE 180/250	DISEGNO: TAV. 114



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

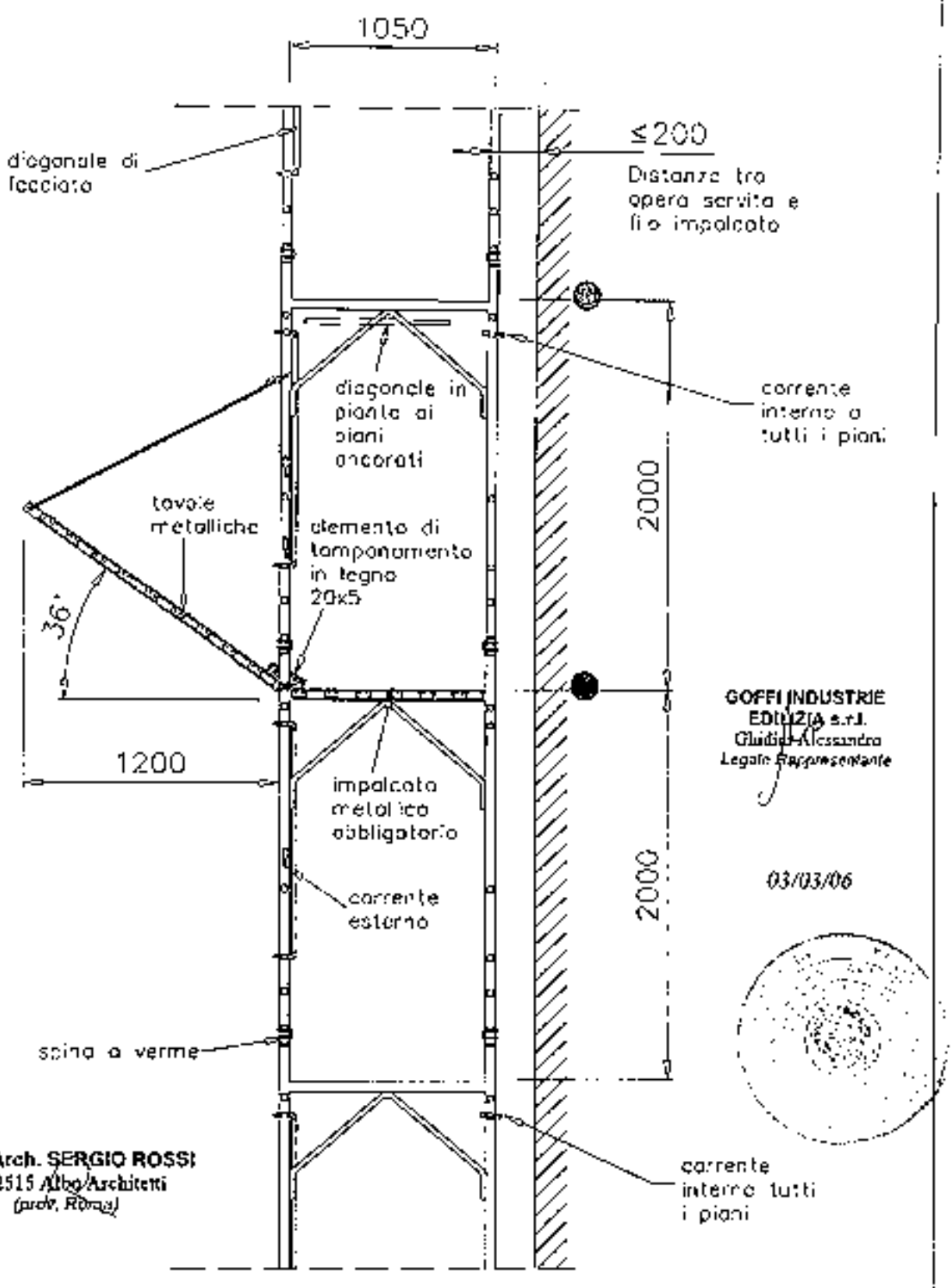
03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

Diagonale in pianta

Ancoraggi NORMALI

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	30019 VIA LAMBRA Sn. (CUSI (BS) VIA LEONARDO 47	Grafi Ramati
disegnato	nome	Schema funzionale con parapetti da 1,5 m
	De Filippi	
scala		GIE 180/250
materiale		Sistema di Ponteggi
NATURALE		TAV 115



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

03/03/06

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

Diagonale in pianta

Ancoraggi NORMALI

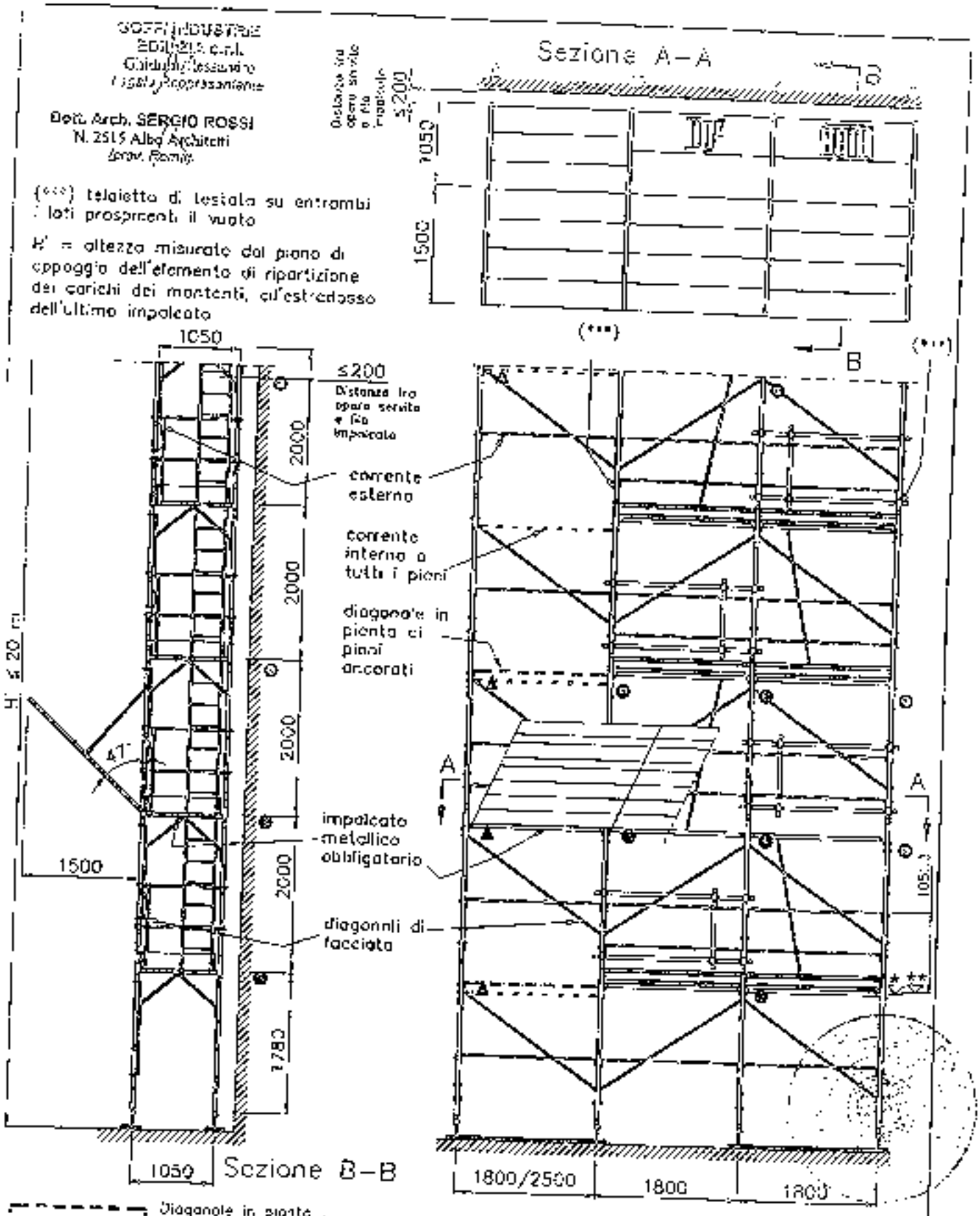
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.	00065 VILLANOVA DI CASTELLI (TE) VIA LEONARDO, 47	Dott. Arch. Sergio
anno / giorno / mese: Da lugl	Schema funzionale con parasassi da 1.2 m	
scala	GIE 180/250	TAV
materiale MATERIALE	Sistema di Ponteggi	116

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.
Costruzioni Tessuto
Vendita/Noleggio/Rappresentanze

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
Prov. Roma

(***) telaietto di testata su entrambi i lati prospicenti il vuoto

H' = altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti, all'estradosso dell'ultimo impalcato



Diagonale in pianta
Corrente interno

03/03/06

D Ancoraggi NORMALI
Ancoraggi SPECIALI

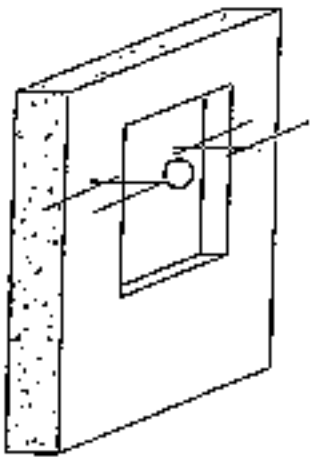
GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA s.r.l.

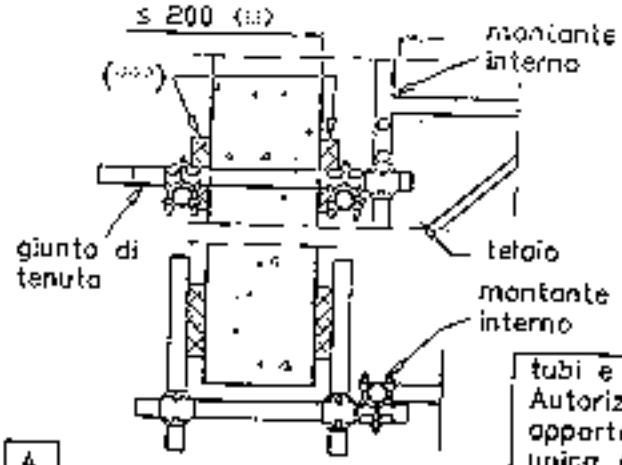
Schema fondiscate con campi di ancoraggio

GEB 180/250

SISTEMA DI PONTEGGI

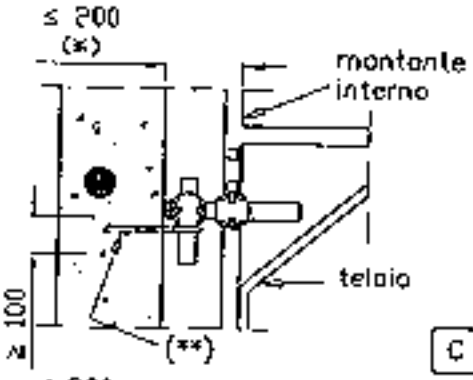
TAV. 117



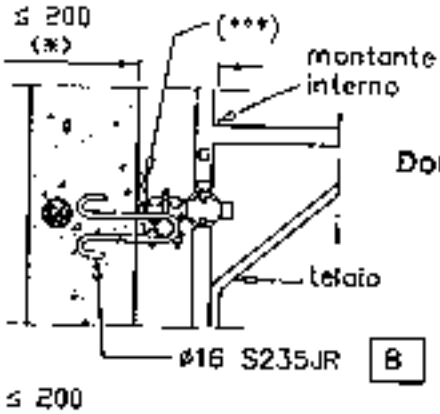


A

tubi e giunti di tipo Autorizzato appartenenti ad unica Autorizzazione



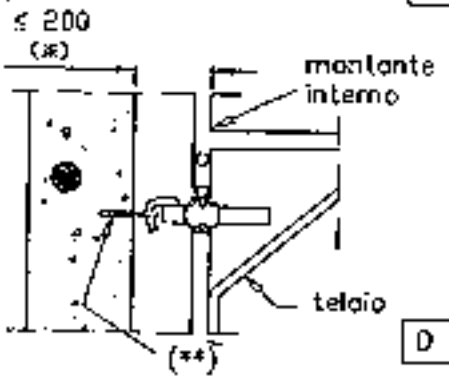
C



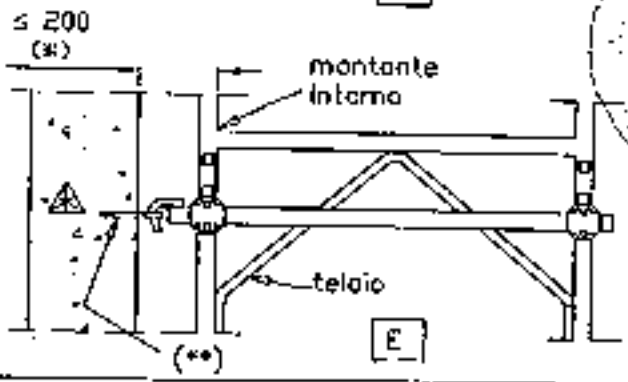
B

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

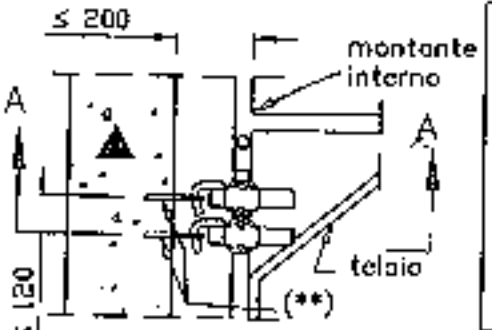
03/03/06

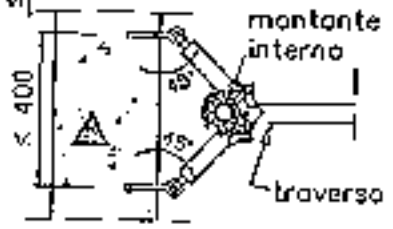


D



E





SEZ. A–A

F

LEGENDA:
A) ancoraggio a cravatta
B) ancoraggio ad anello
C) ancoraggio con tubi ø48.3x3,2
D) ancoraggio con barra con gancio
E) ancoraggio con barra con gancio
F) ancoraggio a "V" con barra con gancio
(*) distanza tra opera servita e l'ancoraggio
(**) tassello
(***) elemento di ripartizione

N.B. Le prestazioni del sistema di trattenuta devono essere desunte da prove sperimentali effettuate nel luogo di installazione o (nel caso dei soli tasselli) da dati sperimentali fornite dalle ditte costruttrici, e devono offrire un grado di sicurezza non inferiore a 2,5 rispetto all'azione prevista sull'ancoraggio

● Ancoraggi NORMALI
▲ Ancoraggi SPECIALI a V
▲ Ancoraggi SPECIALI

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

GOFFI INDUSTRIA EDILIZIA s.r.l.	25060 VILLA ANTONA SUL CLISI (BS) VIA LEGNAGO, 47		Ghilti Raeroli
anno / giorno / name	ANCORAGGI		disegno TAV. 118
apor. / scala			
materiale MATERIALE	GIE 130/250 SISTEMA DI PONTEGGI		peso dati –

CONDIZIONI LIMITE DI MONTAGGIO DI COSTRUZIONE DI TIPO "SCAFFOMATIC TIPO"

ALTEZZA MASSIMA DELL'INSIEME (TOTALE ALTEZZA VERTICALE)	
NUMERO MASSIMO DI IMPALCATI MONTABILE	≤ 20 m
CONDIZIONI MASSIME DI CARICO DI SERVIZIO	2
PUNTEGGIO DA COSTRUZIONE:	- 1 piano di lavoro 200 daN/m² - 1 piano di lavoro 150 daN/m²
PUNTEGGIO DA MANUTENZIONE:	- 3 piani di lavoro 150 daN/m²

ALTITUDINI MASSIME SUL LIVELLO DEL MARE, nelle diverse zone geografiche, ove è possibile utilizzare il punteggio 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

AZIONI MASSIME DA TRASMETTERE AL PIANO D'APPOGGIO:

SCHEMI con parasassi da 1,5 m	Montante interno [daN]		Montante esterno [daN]	
	in esercizio	fuori esercizio	in esercizio	fuori esercizio
chema normale (passo 1,8 m)	930	880	1170	1310
chema con mensola di disassamento (passo 1,8 m)	930	880	1985 (**)	2010 (**)
chema con partenza stretta da 0.40 (passo 1,8 m)	950	880	1150	1170
chema con partenza stretta da 0.65 (passo 1,8 m)	910	830	1170	1240
chema con partenza larga (passo 1,8 m)	1490	1480	630	710
chema con piazzola di carico da 0,555 m (campo piaz. 1,8 m)	930	880	1400 (**)	1400 (**)
chema con piazzola di carico da 1,55 m (campo piaz. 1,8 m)	930	880	1800 (**)	1550 (**)
chema normale (passo 2,5 m)	1000	930	1210	1410
chema con mensola di disassamento (passo 2,5 m)	1000	930	2140 (**)	2170 (**)
chema con partenza larga (passo 2,5 m)	1320	1550	560	710
chema con trave da 3,6 m	1450 (**)	1360(**)	1790 (**)	2040 (**)
chema con trave da 5,4 m	1970 (**)	1840 (**)	2360 (**)	2670 (**)
) montante raddoppiato				

SCHEMA con n. 2 parasassi da 1,2 m	Montante interno [daN]		Montante esterno [daN]	
	in esercizio	fuori esercizio	in esercizio	fuori esercizio
chema normale (passo 1,8 m)	942	890	1206	1376

AZIONI MASSIME SUGLI ANCORAGGI (PERPENDICOLARI ALLA FACCIATA)

			N° Ancoraggi (***)	
			Stilate alternate	tipo
ema normale e con trave carrala (passo 1,8 m e parasassi 1,5 m)				
ano di raccordo con il parasassi	+	372 daN (-100 daN)	tutte	
ano superiore a quello di raccordo col parasassi	-	330 daN (+ 58 daN)	tutte	
ni diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	382 daN (-401 daN)	alternate	
ema normale e con trave carrala (passo 1,8 m e parasassi 1,2 m)				
ano di raccordo con il parasassi	+	332 daN (-145 daN)	tutte	
ano superiore a quello di raccordo col parasassi	-	309 daN (+ 102 daN)	tutte	
ni diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	351 daN (-339 daN)	alternate	
ema con disassamento di stilata (passo 1,8 m e parasassi 1,5 m)				
no a cui si impegna il puntone mensola	+	604 daN (0 daN)	tutte	
no di raccordo con il parasassi e piano mensola	+	0 daN (- 688 daN)	tutte	
uno superiore a quello di raccordo col parasassi	-	306 daN (+75 daN)	tutte	
ni diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	365 daN (-427 daN)	alternate	
ema con partenza stretta da 0.40 m (passo 1,8 m e parasassi 1,5 m)				
no a cui si impegna il puntone mensola	+	415 daN (0 daN)	tutte	
no di raccordo con il parasassi e piano mensola	+	52 daN (- 459 daN)	tutte	
no superiore a quello di raccordo col parasassi	-	326 daN (+58 daN)	tutte	
ni diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	371 daN (-402 daN)	alternate	
ema con partenza stretta da 0,65 m (passo 1,8 m e parasassi 1,5 m)				
no a cui si impegna il puntone mensola	+	288 daN (0 daN)	tutte	
no di raccordo con il parasassi e piano mensola	+	178 daN (- 318 daN)	tutte	
no superiore a quello di raccordo col parasassi	-	330 daN (+54 daN)	tutte	
ni diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	378 daN (-415 daN)	alternate	

(**) Per le travi carrale vedi TAV. 91 e 92

03/03/2006

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Giudici Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 119

...ieria con piazzola di carico da 0,555 m (campo piazzole 1,5 m e parasassi 1,5 m)				
...iano di raccordo con il parasassi	-	372 daN (-100 daN)	tutte	
...iano superiore a quello di raccordo col parasassi	-	330 daN (+ 58 daN)	tutte	
...iani diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	382 daN (-401 daN)	alternate	
...ncoraggi al piano della mensola	+	190 daN (-130 daN)	tutte	
...ncoraggi al piano del puntone	-	220 daN (-50 daN)	tutte	
...iera con piazzola di carico da 1,55 m (campo piazzole 1,6 m e parasassi 1,5 m)				
...iano di raccordo con il parasassi	+	372 daN (-100 daN)	tutte	
...iano superiore a quello di raccordo col parasassi	-	330 daN (+ 58 daN)	tutte	
...iani diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	382 daN (-401 daN)	alternate	
...ncoraggi al piano della mensola	+	190 daN (-350 daN)	tutte	
...ncoraggi al piano del puntone	+	440 daN (-50 daN)	tutte	
...iera con partenza larga (passo 1,8 m e parasassi 1,5 m)				
...rimo piano	+	88 daN (-77 daN)	tutte	
...iano di raccordo con il parasassi	+	384 daN (-86 daN)	tutte	
...iano superiore a quello di raccordo col parasassi	-	327 daN (+ 57 daN)	tutte	
...iani diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	363 daN (-430 daN)	alternate	
...iera normale e con trave carrata (passo 2,5 m e parasassi 1,5 m)				
...iano di raccordo con il parasassi	+	485 daN (-158 daN)	tutte	
...iano superiore a quello di raccordo col parasassi	-	421 daN (+ 100 daN)	tutte	
...iani diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	534 daN (-562 daN)	alternate	
...iera con disassamento di stilata (passo 2,5 m e parasassi 1,5 m)				
...iano a cui si impegna il puntone mensola	+	675 daN (0 daN)	tutte	
...iano di raccordo con il parasassi e piano mensola	+	0 daN (-816 daN)	tutte	
...iano superiore a quello di raccordo col parasassi	-	398 daN (+120 daN)	tutte	
...iani diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	515 daN (-581 daN)	alternate	
...iera con partenza larga (passo 2,5 m e parasassi 1,5 m)				
...rimo piano	+	114 daN (-104 daN)	tutte	
...iano di raccordo con il parasassi	+	498 daN (-144 daN)	tutte	
...iano superiore a quello di raccordo col parasassi	-	422 daN (199 daN)	tutte	
...iani diversi dal piano di raccordo del parasassi e dal piano immediatamente superiore	+	414 daN (-584 daN)	alternate	

...LE AZIONI PERPENDICOLARI ALLA FACCIATA dell'opera servita gli ancoraggi potranno essere realizzati, oltre che con sistemi a ...atta o ad anello, anche mediante tasselli (ad espansione o chimici). Per il tipo di ancoraggio realizzato viene richiesto che il sistema ancoraggio-...a servita garantisca un grado di sicurezza non inferiore a 2,5 rispetto all'azione prevista sull'ancoraggio. Tale grado di sicurezza deve risultare ...ertificazioni di prove effettuate dal fabbricante del sistema di trattenuta o da prove sperimentali effettuate in cantiere.

...LE AZIONI PARALLELE ALLA FACCIATA dell'opera servita, nei piani ancorati devono essere realizzati, ALMENO OGNI 6 STILATE, ...aggi idonei a resistere con grado di sicurezza non inferiore a 2,5, ad azioni di 510 daN parallele al piano di facciata. Tali ancoraggi devono essere ...zzati utilizzando ancoraggi speciali a V (▲) di cui alla presente Autorizzazione.

È consentito il montaggio di un numero minimo di 2 piani consecutivi (ponte e sottoponte di sicurezza) di impalcati metallici di cui alle TAV. 64 e 68, fino ad un numero di 9.

In presenza di impalcato metallico di cui alle TAV. 64 e 68, al piano può essere omesso il montaggio del corrente interno, e ai piani ancorati, della diagonale in pianta.

Il 1° piano del ponteggio non è praticabile (in quanto privo di sottoponte di sicurezza) quando l'altezza dell'estradosso di tale impalcato supera i 2,5 m dal piano di appoggio al suolo dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti.

Occorre predisporre protezioni regolamentari (parapetti e fermapiedi) su tutti i lati dei piani di lavoro prospicienti il vuoto.

ACCESSO AL PONTEGGIO: l'accesso ai piani del ponteggio, sarà realizzato con gli impalcati con botola e relativa scala di accesso di cui alla TAV. 73, oppure con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio appartenenti ad unica Autorizzazione nel rispetto del comma 6 dell'art. 8 del D.P.R. 7/1/1956 n° 164, oppure direttamente dall'opera servita.

03/03/2006

Dott. Arch. SERGIO ROSSI
N. 2515 Albo Architetti
(prov. Roma)

GOFFI INDUSTRIE EDILIZIA srl
Giudici Alessandro
Legale Rappresentante

TAV. 120

ISTRUZIONI DI CALCOLO PER PONTEGGI METALLICI AD ELEMENTI PREFABBRICATI DI ALTEZZA SUPERIORE A 20 METRI E PER ALTRE OPERE PROVVISIONALI COSTITUITE DA ELEMENTI METALLICI, DI NOTEVOLE IMPORTANZA E COMPLESSITÀ.

MINISTERO DEL LAVORO E DELLE POLITICHE SOCIALI

Direzione Generale della tutela delle condizioni di lavoro – Div.VI

ALLEGATO N. 2 all'autorizzazione di cui alla lettera prot. n. 8340

Le presenti istruzioni definiscono le modalità per il calcolo dei ponteggi metallici di altezza superiore a 20 metri e di altre opere provvisionali (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 provvisionali di notevole importanza o complessità eretti in conformità agli schemi tipo assoggettati a prove globali in laboratorio ed approvati, possono essere seguite le metodologie vigenti per i ponteggi aventi altezza fino a 20 metri.

2) CARICHI FISSI.

Debbono essere valutati in relazione agli schemi di ponteggio o di opera provvisionale 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 costruzione edili si deve considerare la presenza di impalcati (ponti sottoponti e parasassi) in 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 progettista 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

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

(1)Strutture di sostegno,(centine,ecc.),vie di transito per veicoli,sovrapassi, strutture a torre,castelli di tiro,strutture di sostegno per gelli,coperture provvisionali,ecc.

3.1. 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 desunta dal prospetto DIA.
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 impalcato e considerando scarichi gli altri impalcati), sia valutazioni specifiche in relazione alla destinazione dell'opera provvisionale, da specificare 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 sollevamento portati vengono maggiorate attraverso un coefficiente dinamico ψ fornito dall'espressione $\psi = 1 + 0,6\ V$ ove V è la velocità del carico movimentato, espressa in m/s.

3.4 Azioni del vento

Vengono valutate con i criteri indicati nelle istruzioni CNR 10012/85 assumendo come velocità di riferimento:
Vrif = 16 m/s, per la condizione di lavoro;
Vrif = 30 m/s, per la condizione di fuori servizio.
L'effetto di schermo dell'opera servita nei riguardi dell'azione del vento perpendicolare all'opera stessa viene valutato attraverso un coefficiente di permeabilità fornito dall'espressione:

$$\mu = 0,3 + \frac{Aa}{At}$$

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

At, è la superficie totale della facciata dell'opera servita

ALLEGATO 3.A CARICHI MINIMI DI SERVIZIO

Classe dell'impalcato	Genere di lavoro	Carico uniformemente ripartito KN/m^2
1	Lavori di ispezione Carico di servizio - aggiuntivo rispetto alle azioni previste per i carichi movimentati - per impalcati di mensole di estrazione dei tunnels	0,75
2	Lavori di manutenzione (pitturazione, pulitura di superifici, 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 (pinzzuole di carico)	4,50
6	Lavori di muratura pesante, vie di transito per veicoli leggeri	6,00

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

Carico uniformemente ripartito

Gli impalcati devono essere verificati per i carichi uniformente ripartiti indicati nella colonna 2.

Carico su una superficie 500 mm x 500 mm

Gli impalcati devono essere verificati per il carico concentrato su una superficie 500 mm x 500 mm, indicato nella colonna 3 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 CNR 10027/85, i parapetti destinati alla protezione contro la caduta di

persone di sottoponti 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

1	2	3	4	5	6
Classe	Carico uniformemente ripartito kN/m²	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/m²	Superficie parziale A_c m²
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	non applicabile	
5	4,50	3,00	1,00	5,00	0,4 · A
6	6,00	3,00	1,00	7,50	0,4 · A
			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

Nelle verifice 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:

$$\gamma = \frac{1}{1 - \frac{\nu \cdot N}{N_{crit.}}}$$

ove : a) ν è il coefficiente di sicurezza assunto

ν = 1.0, per le verifiche agli stati limite

ν = 1.5, per le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili, per la I condizione di carico

ν = 1.33 per le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili, per la II condizione di carico

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

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

Quando la snellezza delle aste 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 e a cuneo è necessario considerare la rigidezza effettiva dei collegamenti tra le aste ed effettuare la verifica 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 provvisionale(montanti, traversi diagonali di facciata, diagonali in pianta, parapetti, giunti, impalcati, mensole di ampliamento, piazzuole di carico, schermi paramassi, 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 provvisionali 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 provvisionali 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.