
SOCOME

Ponteggi Metallici Fissi
a Telai Prefabbricati
"Portale S18 Attacchi a Perni"
MARCHIO SOCOME 1

AUTORIZZAZIONE MINISTERIALE

n° 20591/DM-4 del 02.04.1999

n° 20806/DM-4 del 11.07.2002

n° 21426/PR/OP/PONT/E del 07.07.2003

n° 15/VI/4986/14.03.01.02 del 20.03.2007

n° 15/VI/2584/14.03.01.02 del 11.02.2009

CRONOLOGIA PONTEGGIO

SISTEMA A PORTALE S18 – ATTACCHI A PERNI – MARCHIO SOCOME1

PAGINA	DESCRIZIONE	N° Protocollo di VOLTURA o ESTENSIONE rilasciata alla SOCOME SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE
1	VOLTURA Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di ponteggi metallici fissi – <i>Artt. 30 & segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164</i> – Ponteggio Metallico Fisso a Telai Prefabbricati tipo "Portale S18 attacchi a Perni". – Marchio "SOCOME1"	VOLTURA N° 20591/OM-4 del 02.04.1999
95 (PG.1 di EST.)	<i>Artt. 30 & segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164</i> – Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all' impiego del Ponteggio Metallico Fisso a Telai Prefabbricati tipo "Portale S18 attacchi a Perni". – Marchio "SOCOME1"	ESTENSIONE N° 20806/OM-4 del 11.07.2002
111 (PG.1 di EST.)	<i>Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164</i> – Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all' impiego del Ponteggio Metallico Fisso a Telai Prefabbricati tipo "Portale S18 attacchi a Perni" – Denominazione "S18".– Marchio "SOCOME1"	ESTENSIONE N° 21426/PR/OP/PONT/E del 07.07.2003
147 (PG.1 di EST.)	<i>Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164</i> – Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all' impiego del Ponteggio Metallico Fisso a Telai Prefabbricati tipo "Portale S18 attacchi a Perni" – Denominazione "S18".– Marchio "SOCOME1"	ESTENSIONE N° 15/VI/4986/14.03.01.02 del 20.03.2007
230 (PG.1 di EST.)	<i>Artt. 131 e segg. D.Lgs. 9 aprile 2008, n. 81</i> – Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all' impiego del Ponteggio Metallico Fisso a Telai Prefabbricati tipo "Portale S18 attacchi a Perni" – Denominazione "S18".– Marchio "SOCOME1"	ESTENSIONE N° 15/VI/2584/14.03.01.02 del 11.02.2009



Ministero del Lavoro
e della Previdenza Sociale
DIREZIONE GENERALE DEI RAPPORTI DI LAVORO

Igiene e sicurezza del Lavoro

DIV. I/II

Prov. 4^a 20591/OM-4

ACC. n. 2



1976
Roma 19.....

Alla Ditta SOCOME S.p.A.
Località Tavernanova S.S 18, Km.86
84025 EBOLI (SA)

e, p.c.: Alla Direzione Provinciale
del Lavoro di
C.so Garibaldi, 142/D
84100 SALERNO

OGGETTO: Voltura dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di ponteggi metallici fissi - Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 - Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "Portale S 18 attacchi a perni". - Marchio "SOCOME 1".

VISTI gli artt. 30 e segg. del D.P.R. 7/1/56, n. 164, concernente norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;

VISTO il decreto ministeriale 2/9/68 (G.U. n. 242 del 23/9/68), relativo al riconoscimento di alcune misure tecniche di sicurezza per i 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 la voltura a suo nome dell'autorizzazione n. 22436/OM-4 del 13/07/93 rilasciata alla Ditta SOCOME s.r.l., concernente la costruzione e l'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati di cui codesta Ditta stessa è fabbricante;

VISTA la relazione tecnica e relativi allegati prodotti a corredo della predetta voltura e le relative integrazioni e modifiche;

ACCERTATA la conformità della predetta documentazione alla relazione tecnica e relativi allegati già facenti parte integrante dell'autorizzazione oggetto di voltura;

SI AUTORIZZA



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

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 stesse allegati. Copia di tale documentazione resta depositata presso questo Ministero e presso la Direzione Provinciale del Lavoro cui la presente è diretta per conoscenza.

L'autorizzazione è subordinata alla osservanza delle vigenti disposizioni legislative, regolamentari e di buona tecnica nonché delle 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. I costi di detto prelievo, insieme 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 (capitolo 4,5,6, e 7) concernenti il calcolo del ponteggio, le istruzioni e 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 DIRIGENTE

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

MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE

Direc.Gen.Rapp.lavoro - Div.VII - Igiene e sicurezza del lavoro
ALLEGATO N.2 all'autorizzazione di cui alla lettera prot.n.2059/p

1) SCOPPO *del 12 APR. 1999*

Le presenti istruzioni definiscono le modalità per il calcolo dei pon-
teggi metallici di altezza superiore a 20 metri e di altre opere prov-
visionali (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 provvisorie di notevole im-
portanza o complessità eretti in conformità agli schemi tipo assogget-
tati a prove globali in laboratorio ed approvati, possono essere segui-
te le metodologie vigenti per i ponteggi aventi altezza fino a 20 metri.

2) CARICHI FISSI

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

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

$$N > 3 + \frac{H}{10}$$

avendo indicato con H (>20) l'altezza del ponteggio in metri.

Quando sia previsto il ricorso ad un minor numero di impalcati, il proget-
tista può tener conto di tale situazione adottando nei calcoli un diverso
valore per N ed indicando i limiti d'impiego nei progetti del ponteggio
e dell'opera speciale.



3) CARICHI VARIABILI

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

(1) Strutture di sostegno, (montine, ecc.), vie di transito per veicoli, sovrappassi,
strutture a torre, sistemi di tiro, strutture di sostegno per getti, copertu-
re provvisorie, ecc.

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

In relazione alle esigenze specifiche il progettista può adottare, sia nelle 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 provvisoria, 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 caricamento, espressa in m/s.

3.4. Azioni del vento

Vengono valutate con i criteri indicati nelle istruzioni seguenti come velocità di riferimento:

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

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

L'effetto di schermo dell'opera servita nei riguardi dell'azione del vento perpendicolare all'opera stessa viene valutato attraverso un coefficiente di permeabilità fornito dall'espressione:

$$\mu = 0.3 + \frac{A_a}{A_t}$$

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

A_t è la superficie totale della facciata dell'opera servita.



PROGETTO 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 (pittura = zione, puliture di superfici, intonacatura, 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 (muraia, getti in calcestruzzo, ecc.)	3,00
5	Deposito temporaneo di materiali (pinzuoie di carico)	4,50
6	Lavori di muratura pesante, vie di transito per veicoli leggeri	6,00



Impalcati

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

- freccia elastica non superiore a 35 mm sotto un carico concentrato di 0,3 kN;
- assenza di rottura o di fessure 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/m ²	Carico concentrato su una superf. di 500 mm x 500 mm kN	Carico concentrato su una superficie di 200 mm x 200 mm kN	Carico su una superficie parziale kN/m ²	Superficie parziale A _c m ²
1*	0,75	1,50	1,00	non applicabile	
2	1,50	1,50	1,00	non applicabile	
3	2,00	1,50	1,00	non applicabile	
4	3,00	3,00	1,00	5,00	0,4 · A
5	4,50	3,00	1,00	7,50	0,4 · A
6	6,00	3,00	1,00	10,00	0,5 · A

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



4. Calcolo di Verifica

4.1. Calcolo di stabilità globale

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

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



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

$V = 1.0$, per le verifiche agli stati limite

$V = 1.5$, per le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili, per la I condizione di carico

$V = 1.33$ per le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili, per la II condizione di carico

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

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

Quando la snellezza 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 o a cuneo) è necessario considerare la rigidezza effettiva dei collegamenti tra le aste ed effettuare le verifiche di scorrimento per garantire un coefficiente di sicurezza di almeno 1.5 rispetto al frattile 5% delle risultanze delle prove di scorrimento.

4.2. Verifiche locali di stabilità e di resistenza

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

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



5. Collaudo e prove di carico

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

Per i ponteggi e le altre prove provvisorie eretti secondo schemi non approvati, ovvero, non sufficientemente sperimentati per realizzazioni analoghe è necessario il collaudo statico ai sensi di quanto precisato nelle Norme CNR 10011/85 e 10027/85. Gli esiti delle eventuali prove di carico devono essere allegati alla relazione di collaudo; la relazione di collaudo, insieme alla relazione di calcolo, deve essere tenuta in cantiere a disposizione degli organi di vigilanza.

~~SOCOME s.r.l.~~

~~SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE~~

~~SEDE: 84023- CARILLIA (SALERNO)-VIA EX TABACCHIFICIO~~

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025 EBOLI (SA)

**RELAZIONE TECNICA E ISTRUZIONI
PER L' USO DEL PONTEGGIO A
TELAI PREFABBRICATI**

**TIPO A PORTALE S18
ATTACCHI A PERNI
MARCHIO: SOCOME**



VOLUME PRIMO

**RELAZIONE
CALCOLI DI VERIFICA
SCHEMI TIPO**

SOCOME S.p.A.

[Handwritten signature]
Società di Ingegneria e Architettura



19 MAR. 1991



CAP.4 - CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

4.1 - PREMESSA

Sono stati elaborati i calcoli relativi a:

- verifiche di resistenza degli elementi di ponteggio descritti nel Cap.1;
- verifiche di stabilità degli schemi tipo allegati alla presente relazione e riportati nel Cap.7.

I calcoli sono stati eseguiti in osservanza delle seguenti Norme legislative:

- D.P.R. 27 aprile 1955 N.547
 - D.P.R. 7 gennaio 1956 N.164
 - D.M. 2 settembre 1968 (Riconoscimenti di efficacia)
 - D.M. 23 marzo 1990 N. 115 (Riconoscimenti di efficacia)
 - Circolare Ministero del Lavoro e Previdenza Sociale N. 44/90 del 15.5.1990, "Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per i ponteggi fissi a telai prefabbricati".
- Ove non diversamente disciplinato dalle disposizioni di legge sono osservate nei calcoli le seguenti Norme tecniche del C.N.R.:

- Norme C.N.R. 10011/85, 10012/85, 10022/85, 10027/85

4.2 - METODOLOGIA DI CALCOLO

Le verifiche sono state effettuate con l'ausilio dell'elaboratore utilizzando il programma ed elementi finiti SAP90, in grado di effettuare l'analisi in campo elastico lineare per le varie combinazioni di carico.

L'analisi strutturale è stata condotta adottando schemi ridotti nel piano. Le verifiche di stabilità delle aste presso-inflesse sono effettuate secondo un metodo di calcolo semplificato, adottabile nelle seguenti condizioni:

- è previsto un ancoraggio almeno ogni 22 m²
- la snellezza λ non supera 200 nelle membrature principali e 250 in quelle secondarie.

4.3 - VALUTAZIONE DEI CARICHI

I carichi agenti sulla struttura sono considerati in accordo alle prescrizioni della Normativa; le azioni sono descritte secondo un criterio deterministico, riferendosi ai valori massimi di carico stabiliti dalla Normativa nelle varie condizioni di impiego.

I carichi agenti sulla struttura si distinguono in:

- carichi fissi;
- carichi variabili.

4.3.1. Carichi fissi

Per i ponteggi illustrati negli schemi del Cap. 7 i carichi fissi sono costituiti dal peso proprio della struttura e degli impalcati.

I pesi propri degli elementi strutturali considerati nelle verifiche sono i seguenti:

- telaio
- corrente

$$\begin{aligned} G_1 &= 19.7 \text{ daN} \\ G_2 &= 2.4 \text{ daN} \end{aligned}$$



SOCOME s.p.a.

- diagonale di facciata
- diagonale in pianta
- impalcato di servizio
(30 daN/m², per modulo)
- spina a verme
- mantovana parasassi (per modulo)
- fermapiède in legname (per modulo)

$$\begin{aligned} G_3 &= 2.9 \text{ daN} \\ G_4 &= 2.7 \text{ daN} \\ G_5 &= 54.0 \text{ daN} \\ G_6 &= 0.13 \text{ daN} \\ G_7 &= 140.0 \text{ daN} \\ G_8 &= 8.0 \text{ daN} \end{aligned}$$



4.3.2. Carichi variabili

Sono costituiti da:

Carichi di servizio, assunti come segue:

- $p_2 = 150 \text{ daN/m}^2$ per gli impalcati di servizio dei ponteggi di manutenzione;
- $p_4 = 300 \text{ daN/m}^2$ per gli impalcati di servizio dei ponteggi di costruzione.

Carichi della neve

I carichi della neve (q_s) sono valutati per altitudini sul livello del mare di h (m) mediante l'espressione:

$$q_s = q_{s0} \alpha_r \mu, \text{ essendo:}$$

- $q_{s0} = \eta \times (900 + 2.4h)$ per $h < 750 \text{ m}$
- $q_{s0} = \eta 2700 + 7 \times (h - 750)$ per $h > 750 \text{ m}$

- α_r = coefficiente di ritorno = 1 (per durata inferiore a 2 anni)
- μ = coefficiente di esposizione = 0.8 per superfici piane
0.4 per superfici inclinate a 45°

Nella zona geografica I con $\eta = 1$ e $\mu = 0.8$ si ottiene:

$$q_s = 0.8 (900 + 2.4h) = 720 + 1.92 h$$

per $h=500 \text{ m}$ $q_s = 1680 \text{ N/m}^2$. Tale carico della neve viene assunto come carico di progetto per tutte le zone geografiche.

Nella zona geografica II con $\eta = 2/3$ si ottiene $q_s = 1680 \text{ N/m}^2$ per $h=793 \text{ m}$.

Nella zona geografica III con $\eta = 1/3$ si ottiene $q_s = 1680 \text{ N/m}^2$ per $h=921 \text{ m}$.

Il carico della neve su un modulo di impalcato 1.8×1.0 risulta:

$$Q_{n1} = 168 \times 1.8 \times 1.0 = 302.4 \text{ daN}$$

Su ciascuno dei tre impalcati di servizio sottostanti, in accordo alla Normativa, si assume un carico di neve pari a $0.10 Q_{n1}$.

$$Q_{n2} = 0.10 \times 302.4 = 30.24 \text{ daN}$$

Il carico di neve su un modulo di mantovana ($m 1.5 \times 1.8$) risulta:

$$Q_{n3} = 1.5 \times 1.8 \times 168 \times \frac{0.40}{0.80} = 227 \text{ daN}$$



19 FEB. 1993

[Handwritten signature]
S.r.l.
di COSTRUZIONI METALLICHE
SOCOME S.p.A.

Sull'impalcato di raccordo grava anche un carico di neve Q_{n3} corrispondente alla quantità di neve ridistribuita per scivolamento dalla mantovana stessa pure uguale a 227 daN (per inclinazione di 45°).

Azioni del vento

Le azioni del vento F_v sono valutate in accordo alle Norme C.N.R. 10012/85 con la seguente espressione:

$$F_v = p_v G C S \quad \text{in cui:}$$

- S = proiezione della superficie di ponteggio investita su un piano normale alla direzione del vento;
- C = coefficiente di forma assunto pari a:
 - 1.2 per la struttura del ponteggio
 - 1.3 per la mantovana parasassi.
- la pressione cinetica p_v ha la seguente espressione:

$$p_v = \frac{(\alpha_t \alpha_r \alpha_z \times V_r)^2}{1.6} \quad \text{in cui:}$$

α_t è il coefficiente topografico assunto = 1.

α_r è il coefficiente di ritorno = 0.93 (per un periodo di 20 anni)

α_z è il coefficiente di profilo, assunto come segue (categoria 3):
per altezze fino a 5 m = 0.69
per altezze fino a 10 m = 0.77
per altezze fino a 20 m = 0.92

V_r è la velocità di riferimento del vento fissata come segue:

16 m/s per la condizione di lavoro
30 m/s per la condizione di fuori servizio

G = coefficiente di raffica è dato dalla relazione:

$$G = 1 + 1.12 \frac{\alpha_d}{\alpha_z}$$

con α_z assunto come sopra indicato e $\alpha_d = 1$



SOCOME S.p.A.



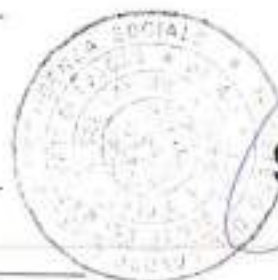
TABELLA prodotti pressione cinetica x coefficienti di raffica dall'ma

Piano	Altezza (m)	Condizioni di servizio	Fuori servizio
		$P_v \times G$	$P_v \times G$
1	2	17.3	60.7
2	4	17.3	60.7
3	6	20.1	70.7
4	8	20.1	70.7
5	10	20.1	70.7
6	12	26.0	91.4
7	14	26.0	91.4
8	16	26.0	91.4
9	18	26.0	91.4
10	20	26.0	91.4

Superfici investite dal vento in direzione normale alla facciata:

a) Modulo di facciata 1.8 x 2 m (con impalcato):

Elemento strutturale	Superficie investita m ²
Montanti	$2.0 \times 0.0483 \times N.2 = 0.193$
Correnti di parapetto	$1.752 \times 0.0269 \times N.2 = 0.094$
Corrente posteriore	$1.752 \times 0.0269 = 0.047$
Diagonale di facciata	$2.136 \times 0.0269 = 0.057$
Diagonale in pianta	$1.752 \times 0.0269 = 0.047$
	$S_{1n} = 0.44$
Tavola fermapiede	$1.752 \times 0.200 = 0.35$
Impalcato	$1.736 \times 0.050 = 0.09$
	$S_{2n} = 0.44$
Superficie totale	$S_n = 0.88$



SOCOME S.p.A.

b) Modulo con parasassi (1.8 x 2.12 m)

La proiezione verticale della superficie della mantovana parasassi esposta al vento vale:

$$S_m = 1.80 \times 2.12 \times \sin 45^\circ = 2.70 \text{ m}^2$$



Superfici investite dal vento in direzione parallela alla facciata su un piano con impalcato (una stilata per un piano):

Elemento strutturale	Superficie investita m ²	
Telato	2.0 x 0.0483 x N.2=	
	+ 1.0 x 0.0483	
	+ 1.53 x 0.0269	= 0.282
Diagonale di facciata	1.24 x 0.0269	= 0.033
Diagonale in pianta	1.0 x 0.0269	= 0.027
Parapetto di testata	1.0 x 0.0483 x N.2=	0.097
Tavola fermapiede	1.0 x 0.20	= 0.200
Impalcato	1.0 x 0.05	= 0.050
Superficie totale	S _p	= 0.689



Calcolo delle azioni

A favore della sicurezza non si tiene conto della riduzione di superficie esposta al vento nel caso di piani sprovvisti di impalcato e relativo fermapiede: le azioni del vento in direzione normale e parallela alla facciata sono calcolate con riferimento alla massima superficie che può essere esposta a ogni piano.

Azioni del vento, carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione normale alla facciata su un modulo di ponteggio: CONDIZIONI DI SERVIZIO:

Altezza		Ponteggio in servizio		
		Azione del vento	Carichi dovuti alle imperfezioni geometriche	Azioni complessive
(m)	daN		daN	daN
2	18.3		17.6	35.9
4	18.3		17.4	35.7
6	21.2		16.5	37.7
8	21.2		14.8	36.0
10	21.2		14.5	35.7
12	27.4		14.2	41.6
14	27.4		13.9	41.3
16	27.4		13.6	41.0
18	27.4		10.0	37.4
20	27.4		6.4	33.8
22	27.4		-	27.4



SOCOME S.p.A.

Azioni del vento, carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione normale alla facciata su un modulo di ponteggio: CONDIZIONE DI FUORI SERVIZIO:

Ponteggio fuori servizio			
Altezza	Azione del vento	Carichi dovuti alle imperfezioni geometriche	Azioni complessive
(m)	daN	daN	daN
2	64.1	15.4	79.5
4	64.1	15.1	79.2
6	74.7	11.5	86.2
8	74.7	7.6	82.3
10	74.7	7.3	82.0
12	96.5	7.0	103.5
14	96.5	6.8	103.3
16	96.5	6.5	103.0
18	96.5	5.2	101.7
20	96.5	4.0	100.5
22	96.5	-	96.5



Azioni dovute al vento in direzione normale alla facciata su un modulo dello schermo parasassi:

Altezza	Ponteggio in servizio	Fuori servizio
(m)	daN	daN
4 m	60.8	213.0



SOCOME S.p.A.



Azioni del vento, carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione parallela alla facciata su un modulo di ponteggio: CONDIZIONI DI SERVIZIO:

Ponteggio in servizio			
Altezza	Azione del vento	Carichi dovuti alle imperfezioni geometriche	Azioni complessive
(m)	daN	daN	daN
2	14.3	17.6	31.9
4	14.3	17.4	31.7
6	16.6	16.5	33.1
8	16.6	14.8	31.4
10	16.6	14.5	31.1
12	21.5	14.2	35.7
14	21.5	13.9	35.4
16	21.5	13.6	35.1
18	21.5	10.0	31.5
20	21.5	6.4	27.9
22	21.5	-	21.5



Azioni del vento, carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione parallela alla facciata su un modulo di ponteggio: CONDIZIONI DI FUORI SERVIZIO:

Ponteggio fuori servizio			
Altezza	Azione del vento	Carichi dovuti alle imperfezioni geometriche	Azioni complessive
(m)	daN	daN	daN
2	50.0	15.4	65.4
4	50.0	15.1	65.1
6	58.2	11.5	69.7
8	58.2	7.6	65.8
10	58.2	7.3	65.5
12	75.2	7.0	82.2
14	75.2	6.8	82.0
16	75.2	6.5	81.7
18	75.2	5.2	80.4
20	75.2	4.0	79.2
22	75.2	-	75.2



4.3.3 Carichi per verifiche locali

a) Carichi sui parapetti



198/122

SOCOME Sp.A.

Le azioni da considerare sui correnti di parapetto sono le seguenti:

- carico concentrato di 30 daN applicato normalmente al corrente
- carico concentrato di 125 daN, applicato normalmente al corrente

b) Carichi sugli Impalcati

In alternativa ai carichi di servizio, per gli impalcati dei ponteggi da costruzione viene considerato un carico di 300 daN ripartito su una superficie 0.5×0.5 m, oppure un'azione di 100 daN su una superficie 0.2×0.2 m, o infine un'azione ripartita di 500 daN/m² su una superficie parziale pari al 40% della superficie totale dell'impalcato.

4.3.4 Condizioni di carico

Sono considerate le seguenti condizioni di carico:

I) Condizione di servizio

Cumula nel modo più sfavorevole:

- i pesi propri, compresi i pesi di N.4 impalcati;
- il carico di servizio su di un impalcato di 300 daN/mq;
- il 50% del carico di servizio su un secondo impalcato (150 daN/mq);
- l'azione del vento prevista per la condizione di servizio.

II) Condizione di fuori servizio normale

Cumula nel modo più sfavorevole:

- i pesi propri, compresi i pesi di N.4 impalcati;
- il 50% del carico di servizio su di un solo impalcato (150 daN/mq);
- l'azione del vento prevista per la condizione di fuori servizio.

III) Condizione di fuori servizio per neve

Cumula nel modo più sfavorevole:

- i pesi propri, compresi i pesi di N.4 impalcati;
- il carico dovuto alla neve applicato per intero sul primo impalcato e sul parasassi e per il 30% globalmente sugli impalcati sottostanti;
- l'azione del vento prevista per la condizione di fuori servizio.

4.4 - TENSIONI AMMISSIBILI PER L'ACCIAIO Fe 350

Per la condizione di carico di servizio sono adottate le seguenti tensioni ammissibili:

- $\sigma_{adm} = 1600 \text{ daN/cm}^2$ per i profilati formati a caldo;
- $\sigma_{adm} = 1570 \text{ daN/cm}^2$ per i profilati formati a freddo.

Per le condizioni di carico di fuori servizio sono adottate le seguenti tensioni ammissibili:

- $\sigma_{adm} = 1800 \text{ daN/cm}^2$ per i profilati formati a caldo;
- $\sigma_{adm} = 1766 \text{ daN/cm}^2$ per i profilati formati a freddo.



SOCOME S.p.A.



4.5 - CALCOLO DELLE AZIONI SUL PONTEGGIO

4.5.1 Caratteristiche del ponteggio

Il ponteggio in oggetto è destinato a:

- lavori di costruzione con un carico di servizio di 300 daN/m² sull'impalcato di lavoro e 150 daN/m² su un secondo impalcato
- lavori di manutenzione con un carico di servizio di 150 daN/m² su tre impalcati.

Il ponteggio nello schema tipo presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- N.4 impalcati di servizio, compreso quello di raccordo con la mantovana parasassi;
- N.1 mantovana parasassi a quota 4 m circa ($\alpha = 45^\circ$, aggetto m 1.50)
- corrente posteriore a tutti i piani;
- corrente anteriore a tutti i piani;
- diagonale di controventatura anteriore su tutti i moduli;
- diagonale di controventatura in pianta ogni due piani di ponteggio e sul piano della mantovana parasassi;
- ancoraggio di una stilata su tre a piani alterni al piano generico;
- ancoraggio di una stilata su due al piano della mantovana parasassi e a quello soprastante;
- altezza massima dell'ultimo impalcato: 19.85 m.

Le dimensioni principali che interessano le verifiche di stabilità sono le seguenti (in mm):

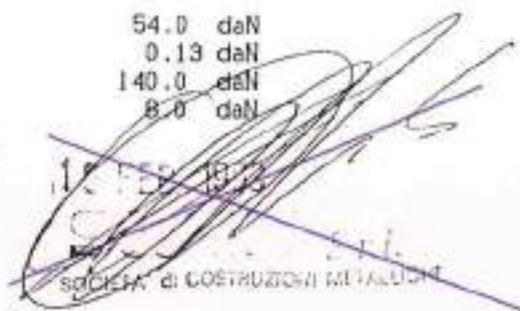
- interasse fra i montanti della stessa stilata :	1050
- interasse fra le stilate :	1800
- larghezza di un elemento di impalcato:	990
- luce di inflessione correnti parapetto:	1800
- luce di inflessione diagonali di facciata:	2184
- luce di inflessione diagonali in pianta:	2025
- luce libera piolo scala:	330
- luce trave passo carraio:	3600
- altezza telaio:	2000
- altezza impalcato prefabbricato:	50
- altezza tavola fermapiede:	200
- altezza della parte inclinata del parasassi:	1500
- aggetto totale parasassi:	1500
- eccentricità di azione giunti ortogonali	60



4.5.2 - Pesi propri

I pesi propri degli elementi strutturali considerati nelle verifiche sono i seguenti:

- telaio	19.7 daN
- corrente	2.4 daN
- diagonale di facciata	2.9 daN
- diagonale in pianta	2.7 daN
- impalcato di servizio (assumendo 30 daN/m ² , per modulo)	54.0 daN
- spina a verme	0.13 daN
- mantovana parasassi (per modulo)	140.0 daN
- fermapiede in legname (per modulo)	8.0 daN



SOCOME S.p.A.

a) Calcolo del peso proprio della stilata con impalcati di servizio:

Il peso complessivo di una stilata di 11 piani risulta:

- telai	N. 11 x 19.7 =	216.7 daN	
- diagonali di facciata	N. 11 x 2.9 =	31.9 daN	
- correnti	N. 22 x 2.4 =	52.8 daN	
- diagonali in pianta	N. 7 x 2.7 =	18.9 daN	
- spine a verme	N. 20 x 0.13 =	2.6 daN	
- correnti parapetto	N. 4 x 2.4 =	9.6 daN	
	Somma	332.5 daN	332.5 daN
- impalcati	N. 4 x 1.8 x 1 x 30 =	216.0 daN	
- tavole fermapiede	N. 4 x 8.0 =	32.0 daN	
		248.0 daN	248.0 daN

Risulta un peso della stilata (arrotondato) pari a: 580 daN

I carichi fissi dovuti ai pesi propri agenti ad ogni piano sul montante esterno ed interno, tenendo conto della reale distribuzione degli elementi del ponteggio, risultano dalla seguente tabella:

PESI PROPRI DEL PONTEGGIO SU MONTANTE ESTERNO ED INTERNO
ALLE VARIE ALTEZZE

Altezza	Montante interno	Montante esterno
(m)	daN	daN
0	13.6	15.1
2	13.7	15.3
4	13.7	19.0
6	12.4	15.3
8	13.7	16.6
10	12.4	15.3
12	13.7	16.6
14	12.4	15.3
16	13.7	19.0
18	12.4	17.6
20	13.7	19.0
Peso totale	145.6	184.4
Carico impalcati + fermapi.	124.0	124.0
	269.6	308.4

b) Peso proprio schermo parasassi



SOCOME S.p.A.

Lo schermo parasassi è realizzato in tubi e giunti con sovrastante impalcato di tavoloni (30 daN/m^2) aggettante 1.5 m e inclinato di 45° sull'orizzontale. Il peso di un modulo di parasassi risulta pari a 135 daN .

4.5.3 - Carico di esercizio

a) Condizione di carico I:

Viene considerato un carico unitario totale sulla verticale di 450 daN/m^2 , corrispondente alla condizione di carico più sfavorevole che si verifica nel caso dei ponteggi da costruzione con un impalcato caricato con 300 daN/m^2 ed un impalcato caricato con 150 daN/m^2 per un carico totale sulla stessa verticale di 450 daN/m^2 .

Il carico gravante sui traversi dei telai in corrispondenza degli impalcati carichi risulta:

a) Impalcato caricato con 300 daN/m^2 :

Carico ripartito :	$300 \times 1.8 \times 1.0 = 540 \text{ daN}$
Peso proprio impalcato:	$30 \times 1.8 \times 1.0 = 54 \text{ "}$
Fermapiede:	8 "

Totale P_1 =	602 "

b) Impalcato caricato con 150 daN/m^2 :

Carico ripartito :	$150 \times 1.8 \times 1.0 = 270.0 \text{ daN}$
Peso proprio impalcato:	$30 \times 1.8 \times 1.0 = 54.0 \text{ "}$
Fermapiede:	8.0 "

Totale P_2 =	332.0 "

c) Impalcato scarico :

Peso proprio impalcato:	$30 \times 1.8 \times 1.0 = 54.0 \text{ "}$
Fermapiede:	8.0 "

Totale P_3 =	62.0 "

4.5.4 Carico neve

a) Impalcato caricato con 168 daN/m^2 (carico massimo neve):

Carico ripartito :	$168 \times 1.8 \times 1.0 = 302.4 \text{ daN}$
Peso proprio impalcato:	$30 \times 1.8 \times 1.0 = 54.0 \text{ "}$
Fermapiede:	8.0 "

Totale P_4 =	364.4 "



SOCOME S.p.A.

b) Impalcato caricato con $10\% \times 168 \text{ daN/m}^2$ (corrispondente ad un carico complessivo della neve sui tre impalcati sottostanti pari a 30% del carico massimo):

Carico ripartito : $10\% \times 168 \times 1.8 \times 1.0 = 30.2 \text{ daN}$
 Peso proprio impalcato: $30 \times 1.8 \times 1.0 = 54.0 \text{ "}$
 Fermapiede: 8.0 "

Totale $P_5 = 92.2 \text{ "}$

c) Impalcato di raccordo al piano parasassi caricato con 168 daN/m^2 (carico massimo neve) + carico neve ridistribuita dal parasassi:

Carico ripartito : $10\% \times 168 \times 1.8 \times 1.0 = 30.2 \text{ daN}$
 Carico neve da parasassi: $= 227.0 \text{ "}$
 Peso proprio impalcato: $30 \times 1.8 \times 1.0 = 54.0 \text{ "}$
 Fermapiede: 8.0 "

Totale $P_6 = 319.2 \text{ "}$

d) Impalcato di raccordo al piano parasassi caricato con $10\% \times 168 \text{ daN/m}^2$ + carico neve ridistribuita dal parasassi:

Carico ripartito neve: $168 \times 1.8 \times 1.0 = 302.4 \text{ daN}$
 Carico neve da parasassi (ved. $= 227.0 \text{ "}$
 Peso proprio impalcato: $30 \times 1.8 \times 1.0 = 54.0 \text{ "}$
 Fermapiede: 8.0 "

Totale $P_6 = 591.4$

e) Carico neve sul parasassi :

$P_7 = 227 \text{ daN}$

4.6 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO

4.6.1 Calcolo della tensione critica di Eulero

La verifica dei montanti viene eseguita su una struttura equivalente che differisce da quella reale per l'assenza di giunchi, e a cui viene attribuita una snellezza equivalente corrispondente alla tensione critica risultante dal valore minimo dei carichi di collasso rilevati nelle prove sperimentali.

Il valore minimo del carico critico rilevato nelle due prove di carico a collasso sul ponteggio montato secondo lo schema tipo, eseguite presso il laboratorio ISPELS di Monte Porzio Catone è stato:

$$P_{cr} = 3380 \text{ daN}$$

La tensione critica sul montante $48.3 \times 2.9 \text{ mm}$ di area $A = 414 \text{ mm}^2$ vale:

$$\sigma_{cr} = 3380 / 414 = 8.16 \text{ daN / mm}^2$$

Risulta:



10/11/2023
 SODALTA' E COLLABORATORI DELL'ING. SOCOME
SOCOME S.p.A.



$$\sigma_{cr} / \sigma_s = 8.16 / 23.5 = 0.347$$

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_s}} = 3.14159 \sqrt{\frac{206.000}{235}} = 93$$

$$\lambda / \lambda_y = 1.585$$

(Prospetto 7-1, curva a)

$$\lambda = 1.585 \times 93 = 148$$

$$\omega = 2.91$$

(Prospetto 7-11a)

$$\sigma_{cre} = 930 \text{ daN/cm}^2$$

4.6.2 Risultati del calcolo - Sforzi assiali massimi e momenti flettenti sui montanti della generica stilata intermedia

Mediante il programma di calcolo SAP90, la struttura di stilata (11 piani per un campo) è stata verificata nelle tre condizioni di carico previste dalla Normativa, ossia condizione I di servizio, condizione II di fuori servizio normale e condizione III di fuori servizio per neve. Per tutte e tre le condizioni di carico è stata considerata la combinazione dei carichi sugli impalcati con le azioni del vento sul ponteggio e con le azioni sullo schermo parasassi.

Vengono riportati nella tabella 4.6.2 qui di seguito i valori massimi calcolati degli sforzi assiali massimi, dei momenti flettenti ed efficaci e delle tensioni sui montanti valutati alla quota corrispondente alla situazione più gravosa per ognuna delle tre condizioni di carico del ponteggio (servizio, fuori servizio normale, fuori servizio per neve).

Il momento flettente massimo M agente su un generico montante è dovuto all'azione dei carichi agenti sui traversi degli impalcati, del vento, dei carichi per imperfezioni geometriche. Dai valori massimi di M vengono calcolati i valori efficaci o equivalenti (in accordo alle C.N.R. 10011/85 punto 7.4.1.1); tali momenti, indicati con M_{eq} , sono assunti pari al maggiore dei valori:

$$M_{eq} = 0.6 M_a - 0.4 M_b \text{ con } |M_a| \geq |M_b|$$

$$\geq 0.75 M_{max}$$

$$M_{eq} \leq M_{max}$$



La tensione massima nei montanti è valutata mediante la relazione:

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi W (1 - \frac{v N}{N_{cr}})}$$

con $\psi = 1$ e $v = 1.33$



TABELLA 4.6.2 : VERIFICA DEI MONTANTI

MONTANTE PIU' SOLLECITATO	Condizioni di carico					
	I servizio		II f.servizio normale		III f.servizio neve	
	direzione vento (*) <----->		direzione vento <----->		direzione vento <----->	
N. Asta	8	8	51	50	18	18
Nodo a/quota (cm)	8/131	8/131	32/980	36/980	7/180	7/180
Nodo b/quota (cm)	9/0	9/0	38/1133.4	44/1133.4	16/333.4	16/333.4
Forzo assiale N_p (daN)	961	970	217	213	854	873
Momento flettente (daNxm) :						
M_a	1795	1794	-2793	2670	1137	1131
M_b	0	0	3087	-2988	-1881	-1864
M_{eq}	1346	1346	2970	2861	1583	1571
σ_N	676	682	153	150	601	614
σ_H	456	458	726	698	508	509
σ_T	1132	1140	879	848	1109	1123



I valori calcolati della σ_T risultano sempre inferiori a:

$$\sigma_{adm} = 1800 \text{ daN / cmq}$$

(*) Con il simbolo <----- si intende la direzione dall'esterno all'interno della facciata del ponteggio. Con il simbolo -----> si intende la direzione dall'interno all'esterno della facciata del ponteggio.



SOCOME S.p.A.

4.7 VERIFICHE DELLE CONTROVENTATURE

4.7.1 Verifiche della diagonale di facciata

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 26.9x2.3 mm
- Area resistente : 1.778 cm²
- Raggio di inerzia : 0.87353 cm
- Modulo di resistenza: 1.0 cm³
- Lunghezza a₃ : 2184 mm



Si ipotizza che le diagonali di facciata stabilizzino entrambi i montanti della stilata contro le azioni orizzontali dovute a:

- azione del vento N_{vp} in direzione parallela alla facciata del ponteggio;
- imperfezioni geometriche valutate in accordo alla C.N.R. 10027/85 punto 9.1 mediante l'applicazione di un'azione fittizia F_{gp} avente la seguente espressione:

$$F_{gp} = \frac{(n_s - 1)(N_i + N_e)}{100}$$

$N_i + N_e$ = carico assiale massimo sui montanti esterno ed interno

$n_s = 2$, numero delle stilate servite da una diagonale

Azioni orizzontali parallele alla facciata N_{vp} per vento e F_{gp} per imperfezioni geometriche in condizioni di servizio in dal

quota	N_{vp} (vento)	F_{gp} (imperfezioni geometriche)	$N_{vp} + F_{gp}$
2	14.3	17.6	31.9
4	14.3	17.4	31.7
6	16.6	16.5	33.1
8	16.6	14.8	31.4
10	16.6	14.5	31.1
12	21.5	14.2	35.7
14	21.5	13.9	35.4
16	21.5	13.6	35.1
18	21.5	10.0	31.5
20	21.5	6.4	27.9
22	21.5	-	21.5



SOCOME S.p.A.

Azioni orizzontali parallele alla facciata N_{vp} per vento e F_{gp} per imperfezioni geometriche - condizioni di fuori servizio per neve (daN)

quota	N_{vp} (vento)	F_{gp} (imperfezioni geometriche)	$N_{vp} + F_{gp}$
2	50.0	15.4	65.4
4	50.0	15.1	65.1
6	50.2	11.5	69.7
8	50.2	7.6	65.8
10	50.2	7.3	65.5
12	75.2	7.0	82.2
14	75.2	6.8	82.0
16	75.2	6.5	81.7
18	75.2	5.2	80.4
20	75.2	4.0	79.2
22	75.2	-	75.2



L'azione massima si verifica nelle condizioni di fuori servizio per neve a quota 12 m. Lo sforzo normale sulla diagonale è pari a:

$$F_{df} = \frac{F_{gp} + N_{vp}}{\cos \alpha_1}$$

con $\alpha_1 = \arccos \frac{b}{a_3} = \frac{1800}{2184} = 34.5^\circ$ (angolo sull'orizzontale)

risulta $\cos \alpha_1 = \frac{1800}{2184} = 0.824$

$$F_{df} = \frac{82.2}{0.824} = 100 \text{ daN}$$

La luce libera di inflessione l_0 della diagonale con $\beta = 1$ (vincoli assimilati a cerniere) risulta:

$$l_0 = \beta \times a_3 = 2184 \text{ mm}$$

la snellezza λ_{df} vale:

$$\lambda_{df} = \frac{l_0}{i} = \frac{2184}{8.7353} = 250.0$$



con i = raggio di inerzia della sezione trasversale della diagonale;

A tale snellezza corrisponde dalle C.N.R. 10011/85 prospetto 7-11a

$$\omega = 7.73$$



SOCOME S.p.A.

La verifica di stabilità assumendo dal prospetto 7-VII delle C.N.R. 10011/85

per $\lambda = 250$ $G_{cr} = 33 \text{ N/mm}^2 = 330 \text{ daN/cm}^2$;

dà:

$$\sigma_{df} = \frac{\omega \times F_{df}}{A_{df}} =$$
$$= \frac{7.73 \times 100}{1.778} = 435 \text{ daN/cm}^2 (< \sigma_{adm})$$



Il carico minimo ottenuto in laboratorio per la controventatura risulta:

$$P_{cr} = 260 \text{ daN}$$

Il grado di sicurezza rispetto alla condizione di carico di fuori servizio per neve, corrispondente ad un carico:

$$F'_{df} = F_{gp} + F_{vp} = 82.2 \text{ daN}$$

vale:

$$\gamma = P_{cr} / F'_{df} = 260 / 82.2 = 3.1 > 2.2$$

4.7.2. Verifiche della diagonale in pianta

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 26.9 x 2.3 mm
- Area resistente : 1.778 cm²
- Raggio di inerzia : 0.87353 cm
- Modulo di resistenza: 1.0 cm³
- Lunghezza a_4 : 2025 mm



La verifica viene eseguita per i seguenti casi:

a) Azione del vento in direzione normale alla facciata + carico per imperfezioni geometriche (al piano generico, in assenza di parasassi).

Le diagonali di controventatura in pianta, previste ogni due piani di ponteggio, trasmettono sugli ancoraggi l'azione esercitata dal vento su due moduli di facciata e dal carico per imperfezioni geometriche applicato ad ogni livello.

La sollecitazione sulla diagonale risulta:



$$F_{dp} = \frac{n_p(N_v + F_g)}{\sin \alpha_3}$$

119 DEC 1977

ASSOCIAZIONE di COSTRUZIONI METAL

SOCOME S.p.A.

con:

- N_v azione del vento in direzione normale alla facciata del ponteggio;
- F_g carico fittizio dovuto a imperfezioni geometriche calcolato come sopra in accordo alla C.N.R. 10027/85 punto 9.1;
- α_2 è l'angolo della diagonale in pianta con il corrente = 30.2° ;
- n_p è il numero di piani stabilizzati da un ordine continuo di diagonali in pianta.

La condizione più gravosa è su verifica nelle condizioni di fuori servizio per neve. Alle varie quote si ottiene essendo $n_p=2$:

Azioni orizzontali normali alla facciata per vento e imperfezioni geometriche in condizioni di fuori servizio per neve (daN)

quota	$2N_v$ (vento)	$2F_g$ (imperfezioni geometriche)	$2(N_v + F_g)$
2	128.2	30.8	159.0
4	128.2	30.4	158.6
6	149.4	23.0	172.4
8	149.4	15.2	164.6
10	149.4	14.6	164.0
12	193.0	14.0	207.0
14	193.0	13.6	206.6
16	193.0	13.0	206.0
18	193.0	10.4	203.4
20	193.0	8.0	201.0



L'azione massima sulle diagonali in pianta in assenza di parasassi si verifica nelle condizioni di fuori servizio per neve alla quota di 12 m e vale:

$$F_{dp} = \frac{207.0}{\sin 30.2^\circ} = 412 \text{ daN}$$

La luce libera di inflessione l_0 della diagonale con $\beta = 1$ (vincoli assimilati a cerniere) risulta:

$$l_0 = \beta \times a_4 = 2025 \text{ mm}$$

la snellezza λ_{dp} vale:

$$\lambda_{dp} = \frac{l_0}{i} = \frac{2025}{8.7353} = 231.8$$

con i = raggio di inerzia della sezione trasversale della diagonale.

A tale snellezza corrisponde dalle C.N.R. 10011/85 prospetto 7-IIa risulta:

$$\omega = 6.68$$

$$\text{per } \lambda = 231.8 \quad \sigma_{cr} = 38 \text{ N/mm}^2 = 380 \text{ daN/cm}^2$$



19 FEB. 1993



e la tensione nella diagonale vale:

$$\sigma_{dp} = \frac{\omega F_{dp}}{A_{dp}} = \frac{6.68 \times 412}{1.778} = 1548 \text{ daN/cm}^2 (< \sigma_{adm})$$

Il carico minimo ottenuto in laboratorio per la controventatura risulta:

$$P_{cr} = 500 \text{ daN}$$

Il grado di sicurezza rispetto alla condizione di carico di fuori servizio per neve, corrispondente ad un carico:

$$F'_{dp} = 2F_g + 2N_v = 207 \text{ daN}$$

vale:

$$\gamma = P_{cr} / F'_{dp} = 500 / 207 = 2.41 > 2.2$$

b) Azione della neve e del vento in direzione normale alla facciata + carico per imperfezioni geometriche, in presenza del parasassi (condizione di fuori servizio per neve).

In presenza del parasassi le diagonali di controventatura in pianta trasmettono sugli ancoraggi al livello dell'impalcato di raccordo con il parasassi a quota 380 cm e del piano soprastante a quota 580 cm (ove sono previsti ancoraggi ogni due stilate, come indicato sullo schema tipo), le azioni orizzontali del vento e per imperfezioni geometriche su un modulo di facciata, nonché le azioni dovute al peso proprio del parasassi e al carico di neve del vento sul parasassi stesso.

La determinazione delle azioni risultanti H_y effettuata con il programma SAP 90 ha dato i seguenti valori in dipendenza della quota e della direzione del vento:

Azioni orizzontali H_y agenti sul ponteggio
in condizioni di fuori servizio per neve
(daN)

Azione	Quota 380 cm		Quota 580 cm	
	vento <---	vento >---	vento <---	vento >---
H_y (daN)	351	74	70	345

Il valore massimo dell'azione risulta:

$H_y = 351$ al piano a quota 380 cm con vento diretto verso l'interno del ponteggio. Tale azione viene trasmessa agli ancoraggi tramite le diagonali di controventatura in pianta. Prevedendo ai piani a quota 380

SOCOME s.p.a.

SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE

e 580 cm un ancoraggio per ogni due stilate, lo sforzo massimo agente su ogni diagonale vale:

$$F_{dp} = \frac{H_V}{2 \sin 30.2^\circ} = \frac{351}{2 \times 0.503} = 349 \text{ daN}$$

e cioè inferiore allo sforzo calcolato al piano generico con ancoraggi ogni tre stilate (vedere caso "a" precedente). Non occorrono pertanto ulteriori verifiche di stabilità.

c) Azione del vento in direzione parallela alla facciata + carico per imperfezioni geometriche (condizione di fuori servizio per neve).

Le diagonali di controventatura in pianta trasmettono dalla facciata interna alla facciata esterna le azioni orizzontali parallele al piano di facciata dovute al vento e alle imperfezioni geometriche.

Indicando con:

- $n=2$ il numero di piani stabilizzati da un ordine continuo di diagonali in pianta;

- $\alpha_3 = \arctg 105/180 = 30.2^\circ$;

tale azione risulta:

$$F_{dp} = \frac{n (N_{vp} + F_{gp})}{\cos \alpha_3} = \frac{2 (75.2 + 7.0)}{\cos 30.2^\circ} = 191 \text{ daN}$$

e cioè inferiore all'azione calcolata nel caso "a" precedente. Non occorrono pertanto ulteriori verifiche di stabilità.

4.8 VERIFICA DEL TRAVERSO DEL TELAIO

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 48.3 x 2.9 mm
- Area resistente : 4.14 cm²
- Modulo di resistenza: 4.43 cm³
- Lunghezza : 100 cm

Dal calcolo eseguito con il programma ad elementi finiti SAP 90 le condizioni di massima sollecitazione si hanno nelle seguenti condizioni:

	Servizio traverso a quota 180 cm vento: verso l'esterno	Fuori servizio per neve traverso a quota 380 cm vento verso l'interno
M_{max} (daNxm)	3172	3019
N_{max} (daN)	46	355



SOCOME S.p.A.

La condizione più sfavorevole si ha nelle condizioni di fuori servizio per neve, in cui la tensione massima risulta:

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{A} + \frac{M_{\max}}{W} = \frac{355}{4.14} + \frac{3019}{4.43} = 86 + 682 = 768 \text{ daN/cm}^2 < 1800$$

Il carico massimo che grava su ogni traverso in condizioni di servizio è pari a:

carico ripartito + peso impalcato (per modulo):	$(300+30) \times 1.8 \times 1 = 594 \text{ daN}$
peso fermapiedi	8 daN
Totale	602 daN

Dalle prove di carico sul terzo medio del traverso è risultato il carico minimo di collasso:

$$P_{cr} = 2550 \text{ daN}$$

Il grado di sicurezza vale:

$$\gamma = 2550 / 602 = 4.2 > 2.2$$

4.9 VERIFICA DEL CORRENTE DI PARAPETTO

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 26.9 x 2.3 mm
- Area resistente : 1.778 cm²
- Momento di inerzia : 1.356 cm⁴
- Modulo di resistenza: 1.0 cm³
- Lunghezza libera di inflessione : 180 cm

La verifica della tensione massima viene condotta per un'azione Q=30 daN; in tali condizioni si ha:

$$M = \frac{30 \times 180}{4} = 1350 \text{ daN} \times \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1350}{1.0} = 1350 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$



[Handwritten signature]
SOCIETÀ PER AZIONI METALLICHE
SOCOME S.p.A.

Sotto l'azione 0-30 daN la freccia f è pari a:

$$f = \frac{30 \times 180^3}{48 \times 2.06 \times 10^6 \times 1.356} = 1.3 \text{ cm} = 13 \text{ mm} < 35 \text{ mm}$$

Sotto l'azione 0'=125 daN la freccia f è pari a:

$$f = \frac{125 \times 180^3}{48 \times 2.06 \times 10^6 \times 1.356} = 5.43 \text{ cm} = 54.3 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

Nelle prove di laboratorio sotto il carico di 125 daN non si è avuta rottura, e la corrispondente freccia massima è risultata pari a 75 mm < 200 mm.

Il carico di rottura minimo nelle prove è stato

$$P_{cr} = 240 \text{ daN}$$

Il grado di sicurezza rispetto al carico 0=30 daN vale:

$$\gamma = 240 / 30 = 8 > 2.2$$



4.10 VERIFICA DEL CORRENTE INTERNO

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 26.9 x 2.3 mm
- Area resistente : 1.778 cm²
- Raggio di inerzia : 0.87353 cm
- Modulo di resistenza: 1.0 cm³
- Lunghezza libera di inflessione $b = 180 \text{ cm}$

Per ipotizzare le condizioni più sfavorevoli per la stabilità, si fa riferimento ad un piano ancorato e controventato, e ad una stilata di estremità non ancorata.

L'azione orizzontale massima dovuta al vento e alle imperfezioni geometriche, agente sul nodo estremo del piano controventato coassialmente al traverso in condizioni di fuori servizio per neve, vale:

$$2(N_v + F_g) = 207 \text{ daN}$$



SOCOME S.p.A.

Lo sforzo agente sul corrente in corrispondenza di tale carico vale:

$$N = \frac{207 \times 1.8}{1} = 373 \text{ daN}$$

Alla snellezza $\lambda = 180/0.8735 = 206$ corrisponde $\omega = 5.32$

La tensione massima nel corrente vale:

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} = \frac{5.32 \times 373}{1.778} = 1116 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$



4.11 VERIFICA DEGLI ATTACCHI ASSIALI

Tondo diametro 10 mm

Area della sezione : 0.78 cm²

Si considera l'azione del vento di fuori servizio in direzione normale alla facciata su una coppia terminale di telai, compreso quello di coronamento, montati al di sopra del più alto piano di ponteggio ancorato.

L'azione del vento su due moduli di ponteggio in tale ipotesi vale:

$$2N_v = 2 \times 96.5 = 193 \text{ daN}$$

e la azione assiale sul collegamento dei montanti risulta:

$$T = \frac{2N_v \times h}{a} = \frac{193 \times 2}{1} = 386 \text{ daN}$$

La tensione tangenziale che ne risulta sulla spina a verme è:

$$\tau = \frac{386}{2 \times 0.78} = 248 \text{ daN/cm}^2 < 1050 \text{ daN/cm}^2 \quad \tau_{adm}$$



Il minimo carico di rottura del giunto registrato nelle prove di laboratorio è di 2300 daN.

Il coefficiente di sicurezza risulta:

$$V = 2300/386 = 5.95 > 2.2$$

4.12 VERIFICA DELLA SCALA

a) Montante:

- Tubo a sezione circolare : diametro 35 x 1.5 mm

SOCOME S.p.A.

- Area resistente : 1.58 cm²
- Momento di inerzia : 2.22 cm⁴
- Modulo di resistenza: 1.27 cm³
- Raggio di inerzia: 1.19 cm
- Lunghezza : 200 cm

La verifica è effettuata considerando l'azione assiale N pari al 75% della massima azione prevista per le verifiche locali (150 daN) e cioè

$$N = 0.75 \times 150 = 112.5 \text{ daN}$$

La scala è montata con disposizione quasi verticale. Assumendo nel calcolo un'inclinazione di 75° sull'orizzontale la tensione sul montante vale:

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{0.75 M}{\psi W \left(1 - \frac{\nu N}{N_{cr}}\right)}$$

la snellezza vale :

$$\lambda = \frac{200}{1.19} = 168$$

ad essa corrisponde (Tab.7-11a CNR 10011/85):

$$\omega = 3.64; \quad \sigma_E = 62 \quad (\text{N/mm}^2) = 620 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{cr} = 620 \times 1.58 = 980 \text{ daN}$$

$$\nu = 1.5; \quad \psi = 1$$

$$M = 112.5 \times 200 \cos 75^\circ / 4 = 1455 \text{ daN} \times \text{cm}$$

risulta:

$$\sigma = \frac{3.64 \times 112.5}{1.58} + \frac{0.75 \times 1455}{1.27 \left(1 - \frac{1.5 \times 112.5}{980}\right)} = 260 + 1038 = 1298 \text{ daN/cm}^2$$

Il carico minimo misurato nelle prove di laboratorio risulta 210 daN. Il grado di sicurezza rispetto al minimo di riferimento di 50 daN vale:

$$\nu = \frac{210}{50} = 4.2 > 2.2$$



b) Piolo :

- Tubo a sezione circolare : diametro 28 x 1.5 mm
- Area resistente : 1.24 cm²
- Momento di inerzia : 1.10 cm⁴
- Modulo di resistenza: 0.79 cm³
- Lunghezza : 33 cm



Il piolo, considerato sem incastrato, è soggetto al momento dovuto alla forza di 150 daN (carico massimo di servizio) applicata in mezz'aria. La tensione risulta:

$$\sigma = \frac{150 \times 33}{8 \times 0.79} = 784 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \sigma_{adm}$$

4.13 VERIFICA DEL MONTANTE DI SOMMITÀ

Il montante è realizzato mediante l'impiego di tubi a sezione circolare di diametro 48.3 x 2.9 mm, assemblati come indicato sul relativo disegno. Il modulo di resistenza del tubo semplice vale

$$W = 4.43 \text{ cm}^3$$

Il montante è sottoposto all'azione concentrata del carico sul parapetto di 30 daN. La sezione più sollecitata risulta quella immediatamente sotto l'attacco sullo spinotto del telaio. In essa il momento massimo risulta:

$$M = 30 \times 110 = 3300 \text{ daN} \times \text{cm}$$

La tensione corrispondente vale:

$$\sigma = \frac{3300}{4.43} = 745 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \sigma_{adm}$$

Il carico minimo di collasso misurato nelle prove di laboratorio è risultato pari a 350 daN. Il grado di sicurezza rispetto al carico di 30 daN vale:

$$V = \frac{350}{30} = 11.6 > 2.2$$



19/10/1953
SOCIETÀ S.p.A.

SOCOME S.p.A.

4.14 VERIFICA DELL'IMPALCATO PREFABBRICATO

Caratteristiche della tavola assunte nel calcolo:

lunghezza utile : $l = 1800 \text{ mm}$

larghezza utile : $b' = 500 \text{ mm}$

momento di inerzia : $J = 29.18 \text{ cm}^4$

modulo di resistenza: $W_{\min} = 7.82 \text{ cm}^3$



La verifica viene effettuata su un impalcato soggetto all'azione del peso proprio = 14.5 daN e alternativamente ad una delle seguenti azioni:

1) carico ripartito di servizio $q = 300 \text{ daN/m}^2$

2) carico concentrato $Q = 300 \text{ daN}$ applicato su una superficie $0.5 \times 0.5 \text{ m}$

3) carico concentrato $Q' = 100 \text{ daN}$ applicato su una superficie $0.2 \times 0.2 \text{ m}$

4) carico ripartito $q' = 500 \text{ daN/m}^2$ applicato su una superficie parziale avente area $A' = 0.4 \text{ A}$ con $A = 1.800 \times 0.500 = 0.9 \text{ m}^2$; $A' = 0.4 \times 0.9 = 0.36 \text{ m}^2$

Ponendo:

carico ripartito dovuto al peso proprio: $q_p = 14.5/180 = 0.08 \text{ daN/cm}$

carico di servizio applicato

nella 2ª condizione di carico : $q = 300 \times 0.500 = 150 \text{ daN/m} = 1.50 \text{ daN/cm}$

Si trova nei vari casi:

$$M_1 = \frac{q_p + q}{8} l^2 = \frac{0.08 + 1.50}{8} 180^2 = 6399 \text{ daN} \times \text{cm}$$

$$M_2 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{50}{4} \right) = 324 + 11625 = 11949 \text{ daN} \times \text{cm}$$

$$M_3 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q'}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{20}{4} \right) = 324 + 4250 = 4574 \text{ daN} \times \text{cm}$$

$$M_4 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{q' A'}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{72}{4} \right) = 324 + 6480 = 6804 \text{ daN} \times \text{cm}$$



I valori massimi del momento flettente e dell'azione tagliante si hanno nel caso 2 e valgono:

$$M_{\max} = 11949 \text{ daN} \times \text{cm}$$



SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

SOCOME S.p.A.

$$R_{max} = 158 \text{ daN}$$

La freccia risulta nei vari casi:

$$f_{1max} = \frac{5(q_p + q) l^4}{384 E J} = \frac{5 \times 1.58 \times 180^4}{384 \times 2060000 \times 29.18} = 0.36 \text{ cm} = 3.6 \text{ mm}$$

$$f_{2max} = \frac{Q}{384 E J} (8x l^3 - 4x l x 50^2 + 50^3) =$$

$$= \frac{300}{384 \times 2060000 \times 29.18} (8 \times 180^3 - 4 \times 180 \times 50^2 + 50^3) = 0.58 \text{ cm} = 5.8 \text{ mm}$$

$$f_{3max} = \frac{100}{384 \times 2060000 \times 29.18} (8 \times 180^3 - 4 \times 180 \times 20^2 + 20^3) = 0.20 \text{ cm} = 2.0 \text{ mm}$$

$$f_{4max} = \frac{180}{384 \times 2060000 \times 29.18} (8 \times 180^3 - 4 \times 180 \times 72^2 + 72^3) = 0.34 \text{ cm} = 3.4 \text{ mm}$$

La freccia massima risulta in tutti i casi:

$$f_{max} < 1800/100 = 18 \text{ mm}$$

$$f_{max} < 20 \text{ mm}$$

Nella condizione più gravosa la tensione massima vale:

$$\sigma = R_{max}/W = 11949/7.82 = 1528 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1570 \text{ daN/cm}^2$$

Il carico di collasso minimo misurato nelle prove è di 950 daN. Il grado di sicurezza in servizio con $Q=300$ daN vale:

$$\gamma = 950/300 = 3.16 > 2.2$$

I ganci nelle prove di collasso hanno sopportato un carico minimo di $950/2 \times 3 \text{ daN} = 158 \text{ daN}$. Il carico di servizio vale $R_{max}/3 = 158/3 = 52.6 \text{ daN}$. Il grado di sicurezza risulta:

$$\gamma = 158/52.6 = 3 > 2.2$$

4.15 VERIFICA DELL'IMPALCATO CON BOTOLA

Dimensioni della tavola assunte nel calcolo:

lunghezza : $l = 1800 \text{ mm}$

larghezza : $b' = 500 \text{ mm}$

momento di inerzia in mezzzeria: $J = 50.18 \text{ cm}^4$



[Handwritten signature and scribbles over the stamp]

SOCIETÀ DI COSTRUZIONI MERLONI

SOCOME S.p.A.

modulo di resistenza in mezzzeria: $W = 15.26 \text{ cm}^3$

momento di inerzia in corrispondenza della botola : $J = 15.78 \text{ cm}^4$

modulo di resistenza in corrispondenza della botola : $W = 6.31 \text{ cm}^3$

La verifica viene effettuata su un impalcato soggetto all'azione del peso proprio = 25.2 daN e alternativamente ad una delle seguenti azioni:

- 1) carico ripartito di servizio $q = 300 \text{ daN/m}^2$
- 2) carico concentrato $Q = 300 \text{ daN}$ applicato su una superficie $0.5 \times 0.5 \text{ m}$
- 3) carico concentrato $Q' = 100 \text{ daN}$ applicato su una superficie $0.2 \times 0.2 \text{ m}$
- 4) carico ripartito $q' = 500 \text{ daN/m}^2$ applicato su una superficie parziale avente area $A' = 0.4 A$ con $A = 1.800 \times 0.500 = 0.9 \text{ m}^2$; $A' = 0.4 \times 0.9 = 0.36 \text{ m}^2$

Ponendo:

carico ripartito dovuto al peso proprio: $q_p = 25.2/180 = 0.14 \text{ daN/cm}$

carico di servizio applicato nella 2ª condizione di carico : $q = 300 \times 0.500 = 150 \text{ daN/m} = 1.50 \text{ daN/cm}$

Si trova nei vari casi:

$$M_1 = \frac{q_p + q}{8} l^2 = \frac{0.14 + 1.50}{8} 180^2 = 6642 \text{ daN} \times \text{cm}$$

$$M_2 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{50}{4} \right) = 567 + 11625 = 12192 \text{ daN} \times \text{cm}$$

$$M_3 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q'}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{20}{4} \right) = 567 + 4250 = 4817 \text{ daN} \times \text{cm}$$

$$M_4 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{q'A'}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{72}{4} \right) = 567 + 6480 = 7047 \text{ daN} \times \text{cm}$$

I valori massimi del momento flettente e dell'azione tagliante si hanno nel caso 2 e valgono:

$$M_{\max} = 12192 \text{ daN} \times \text{cm}$$

$$R_{\max} = 163 \text{ daN}$$

La tensione nella sezione di mezzzeria riferita alla condizione più gravosa in mezzzeria vale:



$$\sigma_{\max}/W = 12192/15.26 = 799 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 1570 \text{ daN/cm}^2$$

La freccia massima nel caso più gravoso (caso 2), assumendo a favore della sicurezza il momento di inerzia in corrispondenza della botola:

$$f_{2\max} = \frac{Q}{384 E J} (8x1^3 - 4x1x50^2 + 50^3) =$$

$$= \frac{300}{384 \times 2060000 \times 15.78} (8 \times 180^3 - 4 \times 180 \times 50^2 + 50^3) = 1.10 \text{ cm} = 11.0 \text{ mm}$$

Il minimo carico rappresentativo dell'inizio delle deformazioni permanenti misurato nelle prove è di 600 daN. Il grado di sicurezza in servizio con Q=300 daN vale:

$$V = 600/300 = 2.0 > 1.5 \text{ adm}$$

La freccia massima misurata sotto un carico pari a quello di servizio di 2x150 daN è risultata pari a 3.6 mm, mentre al limite della deformazione permanente è risultata pari a 10.0 mm. Sono pertanto rispettati i limiti fissati dalla Normativa:

$$f_{\max} < 1800/100 = 18 \text{ mm}$$

$$f_{\max} < 20 \text{ mm}$$

4.16 VERIFICA DELL'IMPALCATO IN LEGNAME

Tipo : tavole in legname 20 x 5 cm con modulo di resistenza $W=83.3 \text{ cm}^3$
oppure tavole in legname 30 x 4 cm con modulo di resistenza $W=80.0 \text{ cm}^3$

L'azione verticale dovuta al peso proprio e al carico di servizio su un campo avente larghezza $b=180 \text{ cm}$ e i momenti massimi sono riportati nella seguente tabella.

Impalcato	Carico totale daN	Momento massimo daNxm	Tensione massima daN/cm ²
20 x 5 ($W=83.3 \text{ cm}^3$)	118.8	2673	32.1
30 x 4 ($W=80.0 \text{ cm}^3$)	178.2	4009	50.12

$$< \sigma_{\text{adm}} = 80$$



SOCOME S.p.A.



4.17 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

4.17.1 Calcolo delle azioni sugli ancoraggi

Gli sforzi massimi a carico degli ancoraggi sono esercitati in senso normale alla facciata e variano a seconda della quota (ved. tav. N. 21)

a) Ancoraggi alla quota di superiore o uguale a 10 m

Nelle aree di ponteggio non interessate alle azioni trasmesse dall'impalcato parasassi, la condizione più gravosa dal calcolo eseguito con l'elaboratore risulta quelle nelle condizioni di fuori servizio per neve alla quota di 14 m, in cui si ha un'azione massima dovuta al vento e alle imperfezioni geometriche pari a 208 daN.

Essendo ogni ancoraggio a servizio di 3 stilate di ponteggio, risulta:

$$S = 3 \times 208 = 624 \text{ daN}$$

b) Ancoraggi a quota 6 m

Tali ancoraggi sono interessati alle azioni trasmesse dall'impalcato parasassi; la condizione più gravosa per il calcolo risulta quella riferita alle condizioni di fuori servizio per neve. La risultante delle azioni del vento, delle imperfezioni geometriche e della neve, dal calcolo eseguito con l'elaboratore, vale:

$$H_y = 345 \text{ daN}$$

L'azione sugli ancoraggi, essendo previsto un ancoraggio ogni due stilate, risulta:

$$S = 2 \times 345 = 690 \text{ daN}$$

c) Ancoraggi a quota 4 m

Anche tali ancoraggi sono interessati alle azioni trasmesse dall'impalcato parasassi; la condizione più gravosa per il calcolo risulta ancora quella riferita alle condizioni di fuori servizio per neve. La risultante delle azioni del vento, delle imperfezioni geometriche e della neve, dal calcolo eseguito con l'elaboratore, vale:

$$H_y = 351 \text{ daN}$$

L'azione sugli ancoraggi, essendo previsto un ancoraggio ogni due stilate, risulta:

$$S = 2 \times 351 = 702 \text{ daN}$$

d) Ancoraggi a quota 2 m

Tali ancoraggi non sono interessati alle azioni trasmesse dall'impalcato parasassi. La condizione più gravosa per il calcolo risulta quella riferita alle condizioni di fuori servizio per neve in cui si ha:



19 FEB. 1983

SOCOME S.p.A.

Azione del vento per modulo di ponteggio: 64.1 daN

Azione per imperfezioni geometriche: 15.4 daN

L'azione agente sugli ancoraggi, essendo ogni ancoraggio a servizio di 4.5 moduli e 3 stilate di ponteggio, risulta:

$$S = 4.5 \times 64.1 + 3 \times 15.4 = 335 \text{ daN}$$

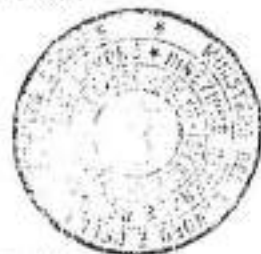
4.17.2 Verifica dell'ancoraggio a cravatta

Per gli ancoraggi non interessati dalle azioni trasmesse dalla manovana (a quota 2 m e superiori a 6 m) per l'ancoraggio a cravatta, realizzato con tubi e giunti di tipo autorizzato, è sufficiente la verifica del giunto ortogonale sotto l'azione complessiva S. La verifica è soddisfatta in quanto per un giunto con un valore frattile del carico convenzionale di scorrimento pari a 1000 daN risulta:

$$V = \frac{1000}{624} = 1.6 > 1.5$$

Per gli ancoraggi a quota 4 e 6 m occorre impiegare giunti ortogonali accoppiati a giunti supplementari di tenuta, con un valore frattile del carico convenzionale di scorrimento di 1800 daN; risulta:

$$V = \frac{1800}{702} = 2.56 > 1.5$$



4.17.3 Verifica dell'ancoraggio ad anello

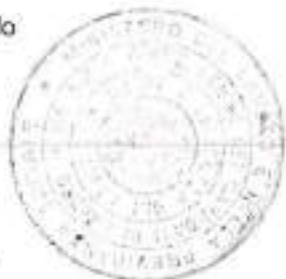
Assegnando al tondino un diametro di 14 mm avente le seguenti caratteristiche:

- Sezione resistente $A = 1.539 \text{ cm}^2$

- Modulo di resistenza $W = 2.693 \text{ cm}^3$

La tensione massima risulta, nel caso più sfavorevole, considerando un anello di diametro $d = 7 \text{ cm}$, la tensione massima risulta:

$$\sigma = \frac{702}{2 \times 1.539} + 0.25 \frac{702 \times 7.0}{2.693} = 228 + 457 = 685 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ } \sigma_{adm}$$



L'anello deve adeguatamente ancorato a parti stabili della struttura.



[Handwritten signature]
SOCOME S.p.A.

4.18 VERIFICA DEL PARASASSI

Il parasassi viene verificato nelle condizione (le più severe) di fuori servizio normale o con neve; le azioni da considerare sono le seguenti:

- peso proprio del parasassi (140 daN)
- peso della neve (227 daN)
- azione del vento di fuori servizio (213 daN)

Il traverso del parasassi, come risulta dal calcolo con l'elaboratore, è soggetto alla massima sollecitazione in condizioni di fuori servizio per neve. Il momento massimo si trova all'attacco del tirante superiore del parasassi, con vento diretto verso l'esterno del ponteggio, e vale:

$$M_{\max} = 4834 \text{ daN} \times \text{cm}$$

La tensione massima nel traverso in tubo 48.3x3.2, $W=4.80 \text{ cm}^3$ risulta:

$$\sigma = M_{\max} / W = 4834 / 4.8 = 1007 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} 1800 \text{ daN/cm}^2$$

Il tirante del parasassi nella condizione più gravosa è sottoposto a:

- carico di compressione dovuto alle azioni del vento e del peso proprio del parasassi pari a $N_{\max} = 39 \text{ daN}$ (in condizioni di fuori servizio normale con vento diretto verso l'interno);
- carico di trazione dovuto alle azioni del vento, del peso proprio e della neve sul parasassi pari a $N_{\max} = 308 \text{ daN}$ (in condizioni di fuori servizio con neve e vento diretto verso l'esterno).

Con l'impiego di un tubo 48.3x3.2 ($\lambda=4.53 \text{ cm}^2$, $i=1.6$; lunghezza 141.4 cm, $\lambda = 141.4/1.6 = 88.4$; $\omega = 1.42$) le relative tensioni sono modeste e si omette la relativa verifica.

I giunti di collegamento di tipo orientabile dovranno essere proporzionati per uno sforzo di trazione massimo di 308 daN, con grado di sicurezza 1.5 allo scorrimento e 2.2 alla rottura.

4.19 VERIFICA DELLA BASETTA REGOLABILE

Caratteristiche geometriche:

- Diametro esterno spinotto filettato: 40 mm
- Diametro del nucleo: 37 mm
- Diametro interno spinotto filettato: 33 mm
- Area resistente del nucleo: 2.2 cm^2
- Momento di inerzia: 3.378 cm^4



SOCOME S.p.A.

4.20 INTERRUZIONE DI UNA STILATA CON INTERPOSIZIONE DI DUE TRAVI COSTRUITE CON TUBI E GIUNTI

4.20.1 Calcolo delle azioni

L'interruzione di una stilata alla generica quota in elevazione, richiede la realizzazione di una coppia di travi (esterna ed interna) in grado di sostenere i montanti della stilata interrotta. Il carico gravante su tale stilata viene trasferito ai montanti che delimitano il varco.

Con riferimento al caso di interruzione della stilata al piano 2°, la struttura delle travi e dei rinforzi dei montanti è mostrata nella tav.N.17 e 18 dell'Allegato A. Il prospetto seguente riporta le azioni assiali massime, valutate con il calcolo all'elaboratore, che sollecitano gli elementi strutturali delle travi ed i montanti del ponteggio. A favore della sicurezza per i montanti sospesi si assumono i carichi massimi al piede di stilata.

CARICHI SUGLI ELEMENTI DELLE TRAVI
E SUI MONTANTI CHE DELIMITANO IL VARCO
daN

Carichi	Facciata	
	interna condizione di servizio normale	esterna condizione di servizio normale

Carichi assiali massimi
alla base dei montanti:

a) sospesi	837	970
b) adiacenti al varco (a quota 0 m)	$N_1 = 1.5 \times 837 = 1256$	$N_0 = 1.5 \times 970 = 1455$

Carico assiale T di trazione sulle diagonali	$T = 0.5 \times 837 / \cos 46.6^\circ = 610$	$T = 0.5 \times 970 / \cos 46.6^\circ = 706$
--	--	--

Carico assiale H di compressione sulla briglia superiore	$H = T \cos (90 - 46.6^\circ) = 444$	$H = T \cos (90 - 46.6^\circ) = 513$
---	--------------------------------------	--------------------------------------

Le travi e i montanti aggiuntivi per passo carralo sono realizzati in tubi e giunti aventi le seguenti caratteristiche:



SOCOME S.p.A.

tubo: diametro 48.3 x 3.2; area $A = 4.53 \text{ cm}^2$; $W = 4.80 \text{ cm}^3$; $i = 1.60 \text{ cm}$

giunti : forniti da una stessa Ditta autorizzata dei seguenti tipi:

Valore frattile 5% del carico
convenzionale di scorrimento

Ortogonale	1000 daN
Ortogonale accoppiato ad un giunto supplementare di tenuta	1800 daN

I rinforzi ed irrigidimenti adottati sono:

- raddoppio dei montanti interessati all'interruzione, da terra fino all'attacco delle travi carraie;
- ancoraggi aggiuntivi a tutti i telai posti, immediatamente sotto i traversi, in ognuna delle stilate che delimitano il passo carraio, ove non siano già previsti nello schema tipo;
- ancoraggio aggiuntivo dello stocco al piede del telaio di ripresa della stilata sospesa;
- inserimento di due rinforzi di stilata, in tubo e giunto, consistenti in una stocco ed una diagonale per ogni telaio verso il passo;
- controventatura con diagonali in pianta di tutti i moduli di ponteggio adiacenti il passo.

Ovvi di seguito sono riportate le verifiche dei vari elementi.

4.20.2. Verifica dei montanti raddoppiati

Area resistente $A = 4.14 + 4.53 = 8.67 \text{ cm}^2$

Modulo di resistenza $W = 4.43 + 4.80 = 9.23 \text{ cm}^3$

Momento flettente $M_{eq} = 0.75 M_{max} = 0.75 \times 2025 = 1520 \text{ daNcm}$
(dal calcolo all'elaboratore)

Data la presenza dei rinforzi ed irrigidimenti sopradetti si assegna ai montanti delle stilate delimitanti il passo carraio la lunghezza libera di inflessione di 200 cm e si trova:

$$\lambda = 200/1.60 = 125; \omega = 2.20; \sigma_{cre} = 1300 \text{ daN/cm}^2; \psi = 1; \nu = 1.33$$

a) Montante interno

$N = 1256 \text{ daN}$; $M_{eq} = 1520 \text{ daNcm}$

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi W \left(1 - \frac{\nu N}{\sigma_{cre} A}\right)} = 319 + 194 = 513 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_{adm}$$

b) Montante esterno

$N = 1455 \text{ daN}$; $M_{eq} = 1520 \text{ daNcm}$

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi W \left(1 - \frac{\psi N}{\sigma_{cre} A}\right)} = 370 + 200 = 570 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \sigma_{adm}$$

4.20.3 Verifica delle diagonali e delle briglie

Le caratteristiche delle diagonali e delle briglie sono le seguenti:

Tubo a sezione circolare mm 48.3x3.2

Area della sezione: 4.53 cm²

Modulo di resistenza: 4.80 cm³

Verifica delle diagonali

Il massimo carico che sollecita a trazione le diagonali vale T= 706 daN;

la tensione risulta, tenendo conto di un'eccentricità di e = 6 cm dell'azione esercitata dai giunti ortogonali:

$$\sigma = T/A + T e/W = 706(1/4.53 + 6/4.80) = 156 + 883 = 1039 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \sigma_{adm}$$

4.20.4 Verifica delle briglie superiori

Il massimo carico che sollecita a compressione le briglie superiori della trave per passo carralo vale H= 513 daN;

Assumendo per la lunghezza libera di inflessione il valore di 180 cm si ottiene:

$$\lambda = 180/1.60 = 113; \omega = 1.89; \sigma_{cre} = 1590 \text{ daN}$$

la tensione risulta, tenendo conto dell'eccentricità e = 6 cm dell'azione esercitata dai giunti ortogonali:

$$\sigma = \frac{\omega H}{A} + \frac{H \times e}{\psi W \left(1 - \frac{\psi H}{\sigma_{cre} A}\right)};$$

risulta

$$\sigma = \frac{1.89 \times 513}{4.53} + \frac{513 \times 6}{4.8 \left(1 - \frac{1.33 \times 513}{1590 \times 4.53}\right)} = 214 + 709 = 923 < \text{daN/cm}^2 < 1600$$

4.20.5 Verifiche allo scorrimento dei giunti



a) Montanti sospesi

Il massimo sforzo di scorrimento vale 970 daN. Occorre migliorare la resistenza allo scorrimento del giunto ortogonale che vincola i montanti esterno e interno allo stocco applicando un giunto supplementare di tenuta. Il grado di sicurezza risulta:

$$\gamma = 1800/970 = 1.85 > 1.5$$

b) Diagonali

Il massimo sforzo di scorrimento sulle diagonali della trave esterna vale 706 daN. Utilizzando un giunto ortogonale più un giunto supplementare di tenuta allo scorrimento, il grado di sicurezza risulta:

$$\gamma = 1800/706 = 2.55 > 1.5$$

c) Briglie superiori

Il massimo sforzo di scorrimento sulle briglie superiori vale 513 daN. Utilizzando un giunto ortogonale più un giunto supplementare di tenuta, il grado di sicurezza risulta:

$$\gamma = 1800/513 = 3.5 > 1.5$$



Annullate le pagine da 62 a 73

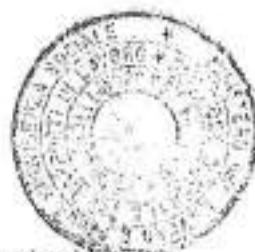


[Handwritten signature]
Srl.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI ANTICHE

SOCOME S.p.A.

CAPITOLO 5. ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

5.1 - PREMESSA



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.

Tale 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 la omogeneità di distribuzione;

b) difformità limitata alla distanza tra le stilate, a condizione che non vengano ridotte le rigidità nel piano di stilata ed in pianta.

5.2 - 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



SOCOME S.r.l.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE
[19 MAR. 1992]



SOCOME S.p.A.

La larghezza del saggio deve essere non inferiore alla distanza tra le stilate ancorate (con un minimo di 4 stilate).

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 previste dal punto 5. 4.

5.3 - MODALITA' DI REALIZZAZIONE DEL SAGGIO

5.3.1 - Ancoraggi

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

E' consentito, per motivi di sicurezza contro rischi di crollo improvviso montare sistemi di trattenuta supplementare di sicurezza, purché tali sistemi interessino stilate adiacenti quelle del saggio sottoposto a prova di carico e purché realizzati costruttivamente in modo da non creare condizioni di vincolo che possano inficiare la validità della prova di carico.

5.3. 2 - Irrigidimenti di facciata e in pianta

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



SOCOME S.p.A.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE
11/5 MAR. 1992
SOCOME S.p.A.



5.4. - CARICHI DI PROVA

I carichi di prova devono essere individuati dal progettista in modo da realizzare sui montanti delle stilate una tensione media staticamente equivalente 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 ai 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 equivalenti a quelli relativi alle altre azioni - anche orizzontali (vento, ecc.) - previste nella relazione di calcolo.

E' ammesso ridurre i carichi aggiuntivi equivalenti in modo da indurre sui montanti tensioni aggiuntive - detratti i momenti indotti dai carichi di prova - consone con i criteri di valutazione dei montanti contenute nel punto 7.4.1.1. delle istruzioni CNR 10011/85.

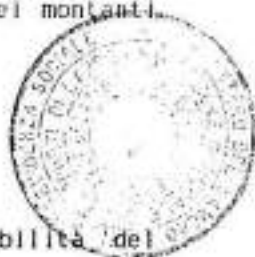
5.5. MODALITA' DI CONDUZIONE DELLA PROVA

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 potenzialmente interessata da eventuali crolli del saggio in prova, sia stata preventivamente recintata in modo da evitare la presenza di persone in condizioni di pericolo;

SOCOME S.p.A.
SOCIETA' A RESPONSABILITA' LIMITATA
119 MAR. 1992
SOCOME S.p.A.



c) che le operazioni di rimozione graduale del carico di prova vengano effettuate a distanza sistemando gli addetti in zone di sicurezza.

5.6. - RELAZIONE DI COLLAUDO

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



SOCOME Sr.l
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE

119 MAR. 1992

SOCOME S.p.A.



CAPITOLO 6 - ISTRUZIONI PER IL MONTAGGIO, L'IMPIEGO E LO SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

PREMESSA

Oltre le seguenti istruzioni per il montaggio, l'impiego e lo smontaggio del ponteggio, debbono, in ogni caso, essere osservate le seguenti norme:

- D.P.R. 7/1/1956 n° 164;
- D.P.R. 27/4/1955 n° 547;
- D.M. 2/9/1968 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale;
- D.M. 12/1989 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale;
- D.M. 23 Marzo 1990 n° 115 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale.



6.1. GENERALITA'

6.1.1-Il disegno esecutivo, unitamente alla copia della 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 solo nell'ambito dello schema tipo e deve essere riportata sul disegno esecutivo.

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



13 FEB 1993
SOCIETA' DI COSTRUZIONI MECCANICHE

SOCOME S.p.A.

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 e montato.

Tale calcolo può tener conto della permeabilità delle strutture servite.

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

6.1.3. - 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.

Gli elementi insufficientemente protetti contro gli agenti atmosferici non devono venire impiegati.

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

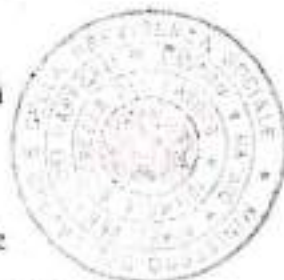
- guanti;
- elmetti;
- calzature con suola flessibile antisdrucchiolo;
- cinture di sicurezza a bretella provviste di un mezzo per l'aggancio alle strutture del ponteggio.

6.2. - MONTAGGIO

SOCOME S.p.A.
SOCIETÀ A RESPONSABILITÀ LIMITATA

11 9 MAR. 1992

SOCOME S.p.A.



6.2.1. 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.

Quando, in conseguenza dell'impiego di basette regolabili, il traverso del telaio di partenza viene portato ad un'altezza (riferita al piano d'appoggio della piastra di base) $h > 205$ cm, le piastre di base vanno fissate agli elementi di ripartizione che, in questo caso, devono interessare almeno due montanti contigui. Per altezze del telaio di partenza comprese fra 2.20 m e 2.50 m occorre inoltre controventare i telai di partenza anche sulla facciata posteriore del ponteggio.

6.2.2. - 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 realizzazione 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 del dispositivo di collegamento assiale del telaio (spine a verme);
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali e telai di parapetto;

SOCOME S.p.A.
SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

19 MAR. 1992

SOCOME S.p.A.



- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, delle diagonali di facciata 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 4 m l'ultimo ordine di ancoraggi.

Ove per esigenze specifiche fosse necessaria un'altezza libera di ponteggio superiore a 4 m oltre l'ultimo ancoraggio, dovranno essere previsti progettualmente accorgimenti opportuni per garantire la stabilità della struttura.

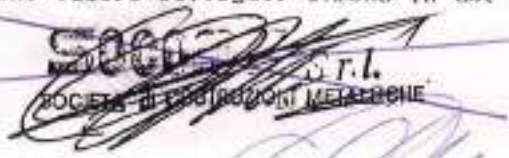
6.2.3. - Il montaggio deve essere effettuato nel seguente ordine:

- si controlla l'efficienza dei piani d'appoggio e la resistenza degli elementi di ripartizione del carico;
- viene eseguito il tracciamento della struttura;
- vengono posti in opera i telai di base;
- 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. - Nel montaggio degli elementi costituenti il ponteggio devono osservarsi le seguenti istruzioni:

- i telai portanti verticali devono avere i montanti collegati assialmente in modo che gli stessi siano atti a resistere agli sforzi di trazione;
- i correnti, le diagonali, le mensole, le travi per varchi e passi carrai, i parasassi, ecc., devono essere collegati almeno in due punti;

119 MAR. 1992


S.P.A.
SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

SOCOME S.p.A.



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 sui riquadri orizzontali collegamenti di controventatura in pianta come previsto nello schema tipo;

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

- i telai di sommità devono superare di almeno 1,20 m l'ultimo impalcato o il piano di gronda;

- gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti in conformità agli schemi di cui all'allegato 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 realizzare l'accesso ai piani di ponteggio direttamente dall'opera servita, devono essere montati gli impalcati con botola del tipo approvato e devono essere utilizzate le scale apposte nel rispetto del VI comma dell'art. 8 del D.P.R. 7 Gennaio 1956, n. 164;

- qualora sia necessario utilizzare elementi del ponteggio a tubi e giunti per realizzare il livellamento del piano di partenza per ponteggi e telaio oppure particolari partenze del ponteggio o per ottenere aperture per passi carrai, parasassi, ecc., è necessario:

19 MAR. 1992

SOCOME

SOCIETÀ DI CESTI E LAVORI METALLICHE

SOCOME S.p.A.



b) 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);

c) che il serraggio dei giunti venga effettuato con il momento indicato nel fabbricante;

d) 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;

e) che si provveda comunque a chiudere i telai dei ponteggi prefabbricati in prossimità dell'innesto.

6.3. - IMPIEGO

6.3.1. - I piani di ponteggio destinati al lavoro dev'ono

- avere impalcati realizzati come indicato nello schema tipo;
- essere costituiti da intavolati bene accostati tra loro ed all'opera in costruzione. Per l'esecuzione dei lavori di rifinitura è consentito un distacco della muratura non superiore a 20 cm;
- essere utilizzati solo quando 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 intermedio e da una tavola fermapiède, 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;



19 MAR. 1992

19 MAR. 1992

SOCOME S.p.A.



- 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 intermedio 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, se unico, deve estendersi in proiezione orizzontale fuori dell'impalcato per almeno 150 cm e raccordarsi con un impalcato regolare.

6.3.2 - Precipitazioni nevose

Gli schemi tipo indicati nel cap. 7 sono applicabili senza ulteriori verifiche ad altezze sul livello del mare non superiori a:

- 500 m per la zona geografica I
- 793 m per la zona geografica II
- 921 m per la zona geografica III.

A tali altezze corrisponde nelle varie zone un carico della neve di progetto di 160 daN/m².

Qualora sia previsto l'impiego del ponteggio a quote superiori a quelle indicate per le varie zone, è necessario elaborare e tenere in cantiere un calcolo di verifica redatto da ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto negli albi professionali.

6.3.3 - Controlli:

6.3.3.1 - 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:

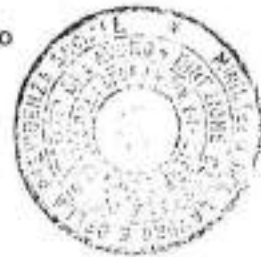
19 MAR. 1992

SOCOME S.p.A.
SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE



SOCOME S.p.A.

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



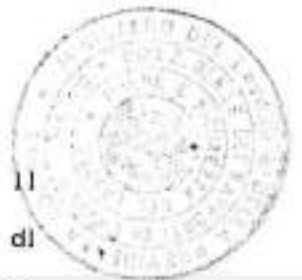
6.3.4 - Controlli giornalieri

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 dei correnti e controventi strutturali previsti dallo schema;
- il rispetto dei limiti di sovraccarico previsti e l'osservanza dei limiti del numero degli impalcati scarichi e carichi indicati nello schema;
- l'osservanza del divieto di salire o scendere lungo i montanti;
- la corrispondenza della disposizione e del tipo degli ancoraggi secondo quanto previsto nel progetto;
- l'efficienza dei dispositivi e dei conduttori di messa a terra del ponteggio.

6.3.5 - Impianti ed apparecchi elettrici

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



6.4. - SMONTAGGIO

Nelle operazioni di smontaggio si devono osservare le seguenti istruzioni:

11 9 MAR. 1992.

SOCOME S.r.l.
SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE



SOCOME S.p.A.

- lo smontaggio del ponteggio deve essere graduale;
- gli ancoraggi e le diagonali devono essere smontati gradualmente di pari passo con il progredire dello smontaggio;
- gli elementi del ponteggio devono essere calati utilizzando mezzi appropriati, evitando di gettarli dall'alto;
- gli addetti devono far uso dei mezzi di protezione prescritti (v. 6.1.4).



19 MAR. 1992

SOCOME S.p.A.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE



SOCOME S.p.A.

CAPITOLO 7 - SCHEMI DEL PONTEGGIO

Schemi tipo del ponteggio con la 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.

Gli schemi sono riportati nell'allegato A.



119 MAR. 1992,

SOCOME S.p.A.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE



SOCOME S.p.A.

INDICE



CAPITOLO 1 - DESCRIZIONE DEGLI ELEMENTI CHE COSTITUISCONO IL PONTEGGIO
LORO DIMENSIONI, TOLLERANZE AMMISSIBILI E SCHEMA DELL'INSIEME.

1.1 Descrizione degli elementi	Pag. 1
1.2 Dimensioni e tolleranze	" 9
1.3 Verifica della possibilità di accoppiamento	" 9
1.4 Protezione contro la corrosione	" 9
1.5 Schema dell'insieme	" 10

CAPITOLO 2 - CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI E COEFFICIENTI
DI SICUREZZA.

2.1 Materiali e caratteristiche di resistenza	Pag. 12
2.2 Caratteristiche di saldabilità	" 12
2.3 Resistenze di calcolo	" 13

CAPITOLO 3 - PROVE SUI MATERIALI E SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

3.1 Prove sui materiali	Pag. 14
3.2 Prove di qualificazione del procedimento di saldatura	" 18
3.3 Prove su elementi strutturali	" 18



CAPITOLO 4 - CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE VARIE CONDIZIONI DI IMPIEGO

4.1 Premessa	Pag. 25
4.2 Metodologia di calcolo	" 25
4.3 Valutazione dei carichi	" 25
4.4 Tensioni ammissibili	" 32
4.5 Calcolo delle azioni sul ponteggio	" 33
4.6 Verifica dei montanti del ponteggio	" 36



19 FEB 1983
SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

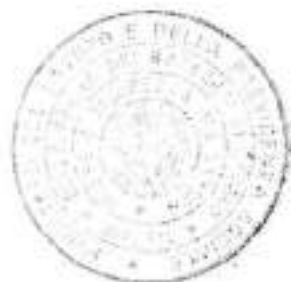
SOCOME S.p.A.

4.7 Verifiche delle controventature (di facciata e in pianta)	Pag. 39
4.8 Verifica del traverso del telaio	" 40
4.9 Verifica del corrente di parapetto	" 45
4.10 Verifica del corrente interno	" 46
4.11 Verifica degli attacchi assiali	" 47
4.12 Verifica della scala	" 47
4.13 Verifica del montante di sommità	" 49
4.14 Verifica dell'impalcato prefabbricato	" 50
4.15 Verifica dell'impalcato prefabbricato con botola	" 51
4.16 Verifica dell'impalcato in legname	" 53
4.17 Verifica degli ancoraggi	" 54
4.18 Verifica del parasassi	" 56
4.19 Verifica della basetta regolabile	" 56
4.20 Interruzione di una stilata con interposizione di due travi costruite con tubi e giunti	" 59



CAPITOLO 5 - ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

5.1 Premessa	Pag. 74
5.2 Modalità di conduzione delle prove	" 74
5.3 Modalità di realizzazione del saggio	" 75
5.4 Carichi di prova	" 76
5.5 Modalità di conduzione della prova	" 76
5.6 Relazione di collaudo	" 77

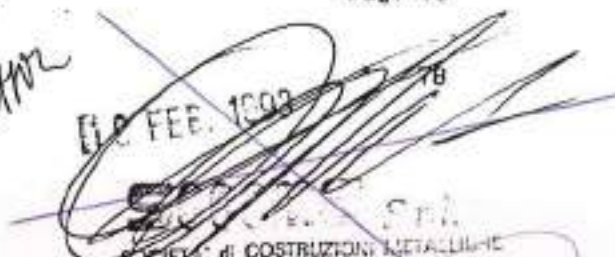


CAPITOLO 6 - ISTRUZIONI PER IL MONTAGGIO, L'IMPIEGO E LO SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

PREMESSA

Pag. 78

6.1 Generalità



SOCOME S.p.A.

6.2 Montaggio

Pag. 79

6.3 Impiego

* 83

6.4 Smontaggio

* 84

CAPITOLO 7 - Schemi del ponteggio

Pag. 87



SOCOME S.p.A.

SOCOME Sr.l.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE



~~SOCOME s.r.l.~~

~~SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE~~

~~SEDE: 84023- CARILLIA (SALERNO)-VIA EX TABACCHIFICIO~~

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)

**ALLEGATO "A"
ALLA**

**RELAZIONE TECNICA
SUL PONTEGGIO A
TELAI PREFABBRICATI**

**TIPO A PORTALE S18
ATTACCHI A PERNI
MARCHIO: ~~SOCOME~~**

SOCOME1

MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE
Direzione Generale dei Rapporti di Lavoro

Div.VII - Sicurezza e igiene del lavoro

Allegato n.1 all'autorizzazione di cui alla

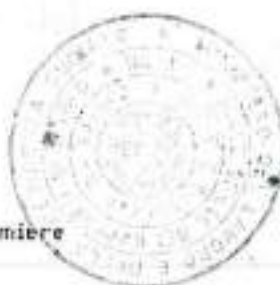
lettera prot.n. *2059167-4* in data *12 APR 1999*

SOCOME S.p.A.

INDICE ALLEGATO "A"

19 FEB. 1933

- Tavola 1 : Telaio a portale
- Tavola 2 : Attacco a perni - Particolari
- Tavola 3 : Attacco assiale dei montanti
- Tavola 4 : Elementi di collegamento e controventatura
- Tavola 5 : Basette semplici
- Tavola 6 : Montante per parapetto di sommità
- Tavola 7 : Scala a pioli
- Tavola 8 : Basette regolabili
- Tavola 9 : Tavola metallica
- Tavola 10 : Tavola metallica con botola
- Tavola 11 : Schema di montaggio con telaio di coronamento
- Tavola 12 : Schema di montaggio con montante di sommità
- Tavola 13 : Prospetto di un campo di facciata esterna
- Tavola 14 : Particolare del parapetto laterale di testata
- Tavola 15 : Vista laterale del ponteggio con impalcato di servizio
- Tavola 16 : Parasassi a sbalzo con struttura a tubi e giunti
- Tavola 17 : Interruzione di una stilata con montaggio di due travette in tubi e giunti
- Tavola 18 : Schema costruttivo di una trave carraia in tubi e giunti
- Tavola 19 : Impiego delle basette regolabili: istruzioni di montaggio
- Tavola 20 : Schemi correnti di ancoraggio dei ponteggi
- Tavola 21 : Schema degli ancoraggi
- Tavola 22 : Schema di montaggio delle scale di accesso
- Tabella 1/A: Dimensioni dei tubi a sezione circolare
- Tabella 2/A: Caratteristiche meccaniche e valori statici dei tubi
- Tabella 1/B: Dimensioni dei tondi e dei piatti
- Tabella 2/A: Caratteristiche meccaniche e valori statici di tondi e lamiere
- Tabella 1/C: Dimensioni dei tubi a sezione rettangolare
- Tabella 2/D: Caratteristiche meccaniche e valori statici dei tubi a sezione rettangolare



SOCOME S.p.A.

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025 EBOLI (SA)

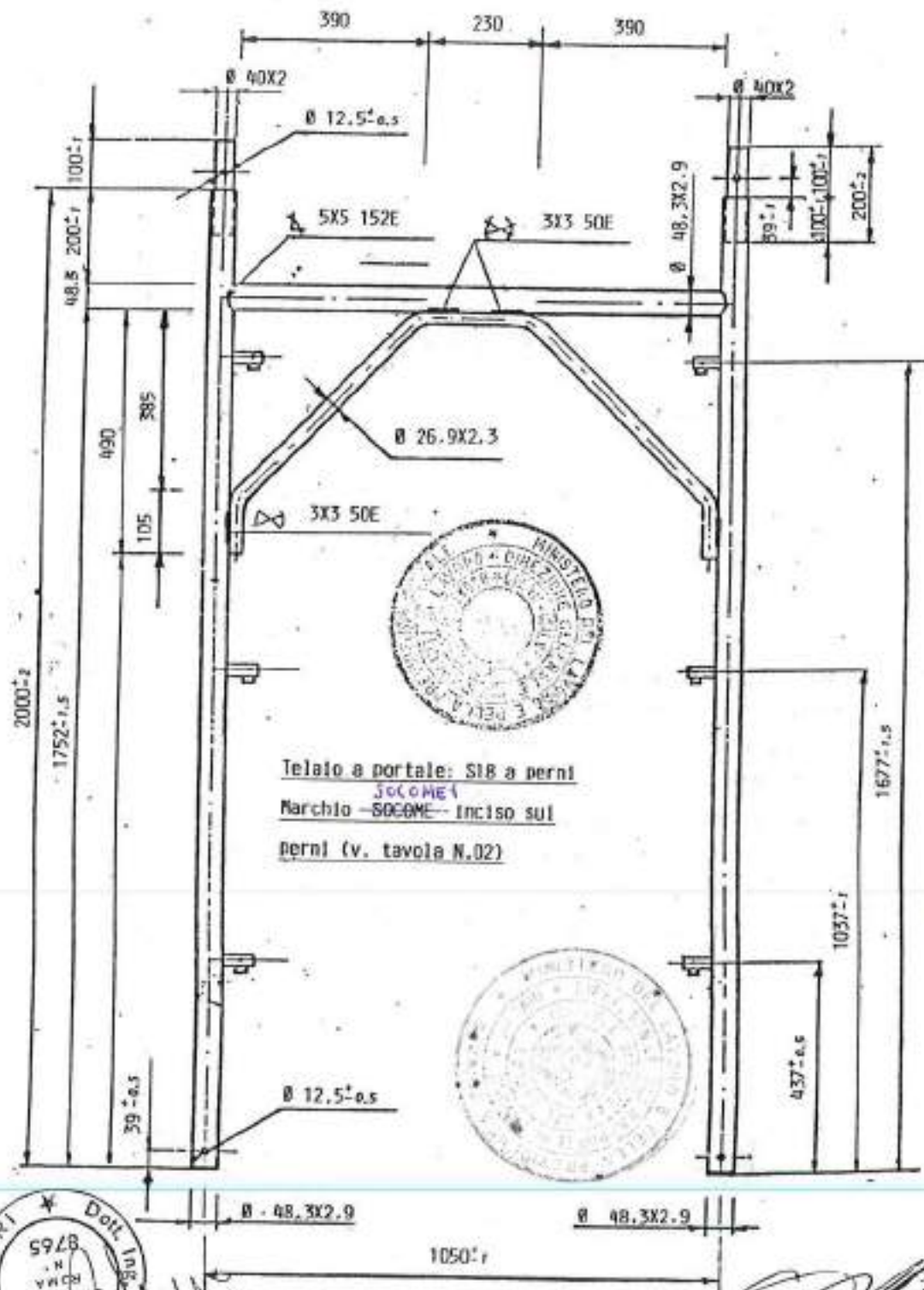
~~SOCOME SRL~~
~~VIA EX TABACCHIFICIO - 84025 EBOLI (SA)~~
TEL. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333

ALLEGATO "A"
tavola n.01

TELAIO A PORTALE S18
ATTACCHI A PERNI

MARCHIO ~~SOCOME~~ SUI PERNI

Peso telaio= 19.7 daN



Telaio a portale: S18 a perni
~~SOCOME~~
Marchio ~~SOCOME~~ inciso sui
perni (v. tavola N.02)

SOCOME S.p.A.



19 MAR. 1992

NR. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

SOCOME S.r.l.
SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

SOCOME S.p.A.

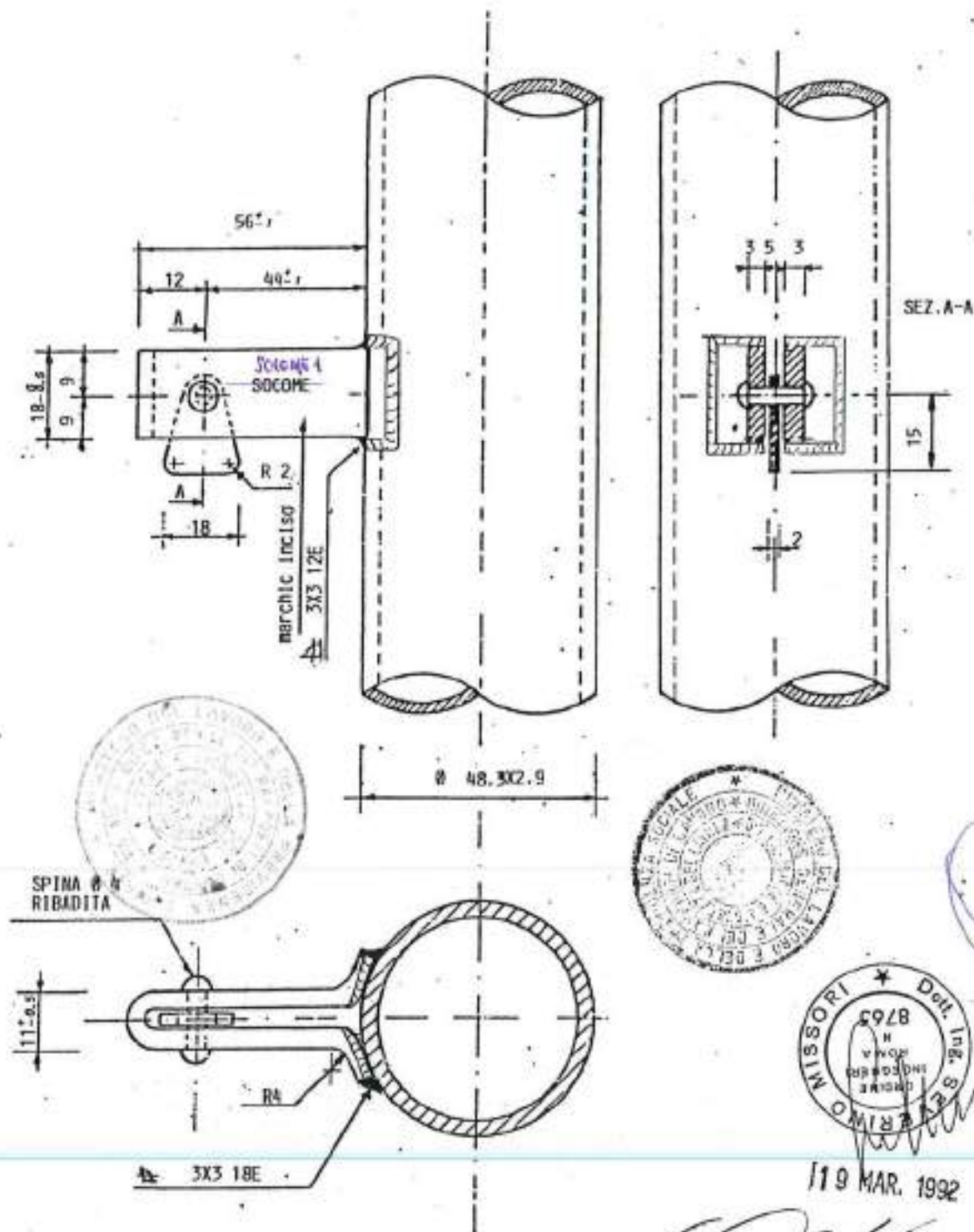
Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025 EBOLI (SA)

ATTACCO A PERNI PARTICOLARI

~~SOCOME S.R.L.~~
~~VIA EX TABACCHIFICIO - 84023 CARILLIA (SA)~~
~~TEL. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333~~

Allegato "A"
tavola n.02



SOCOME S.p.A.

ND. PER TOLLERANZA SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

Sr.l.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025 EBOLI (SA)

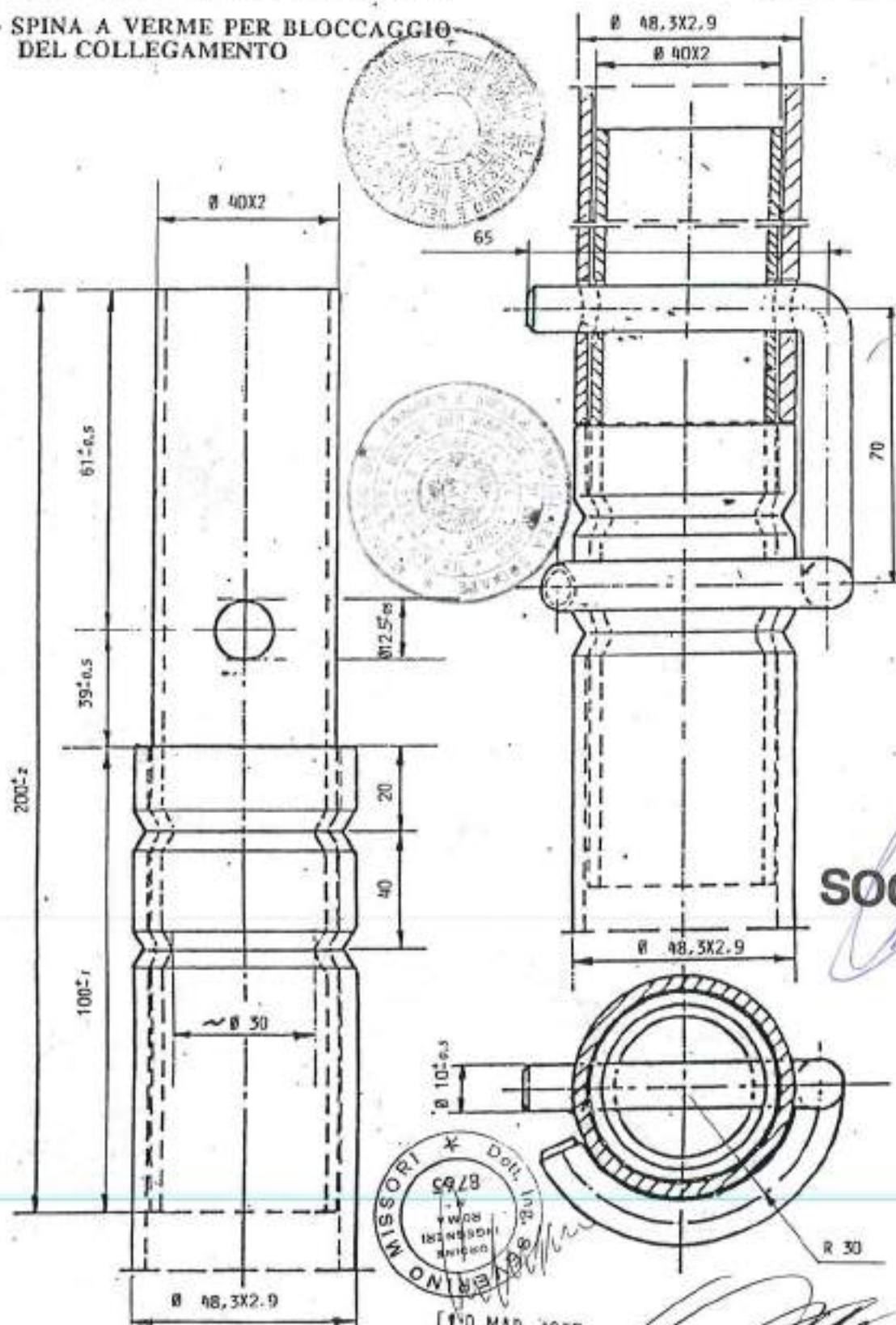
~~SECRET SRI~~

VIA EX TABACCHIFICIO 84023 CARILITA (SA)

TEL.: 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333

Allegato "A"
tavola n.03

- ATTACCO ASSIALE DEI MONTANTI
- SPINA A VERME PER BLOCCAGGIO DEL COLLEGAMENTO

**SOCOME S.p.A.**

119 MAR. 1997

NO. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

S.M.C. S.p.A. S.r.l.
SOCIETÀ di COSTRUZIONI METALLICHE

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025 EBOLI (SA)

SOCOME-SRL
VIA EX TABACCHIFICIO - 84023 CARILITA' (SA)
TEL. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333

ALLEGATO "A"
tavola n. 04

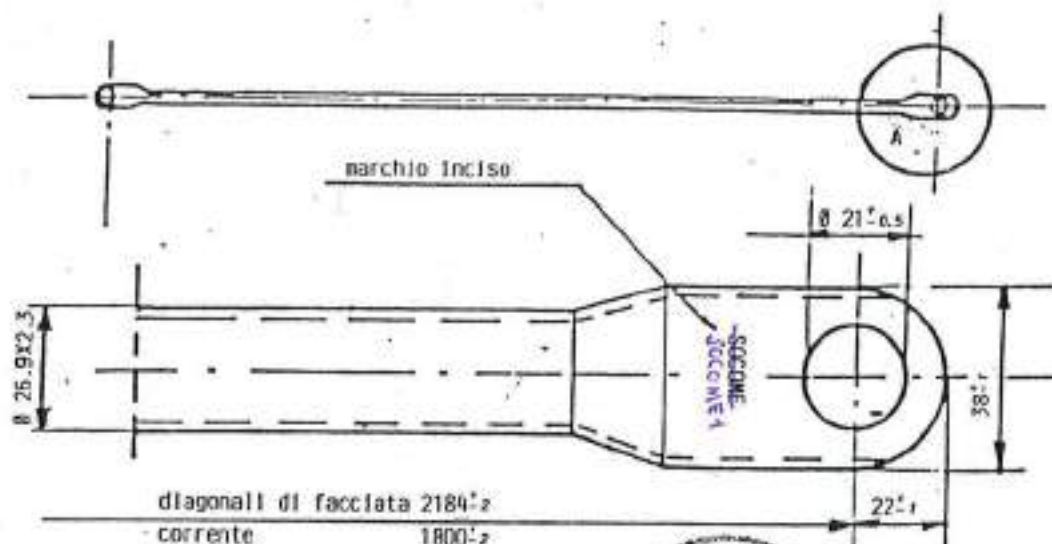
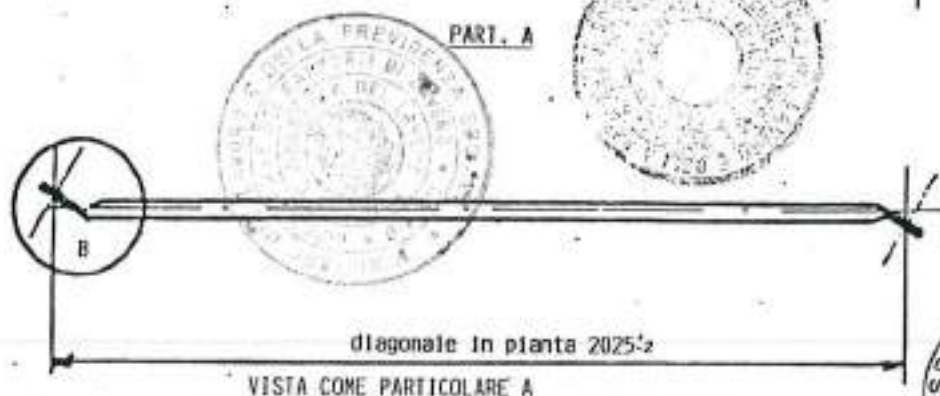
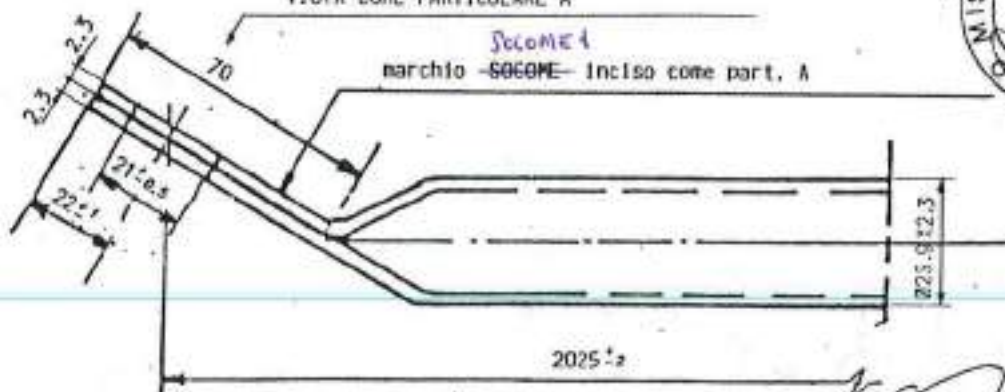
PONTEGGIO A TELAI CON ATTACCHI A PERNI

ELEMENTI DI COLLEGAMENTO E DI CONTROVENTATURA

Peso corrente 2.4 daN

Peso diagonale in pianta 2.7 daN

Peso diagonale di facciata 2.9 daN



19 MAR. 1992

PART. B

NB. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

SOCOME S.p.A.



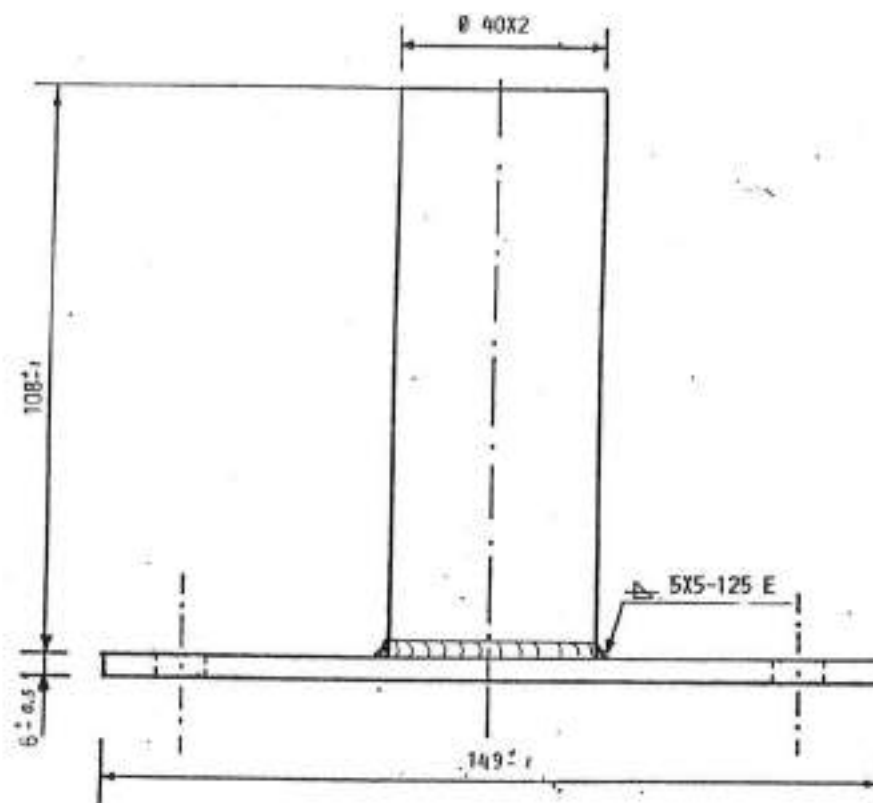
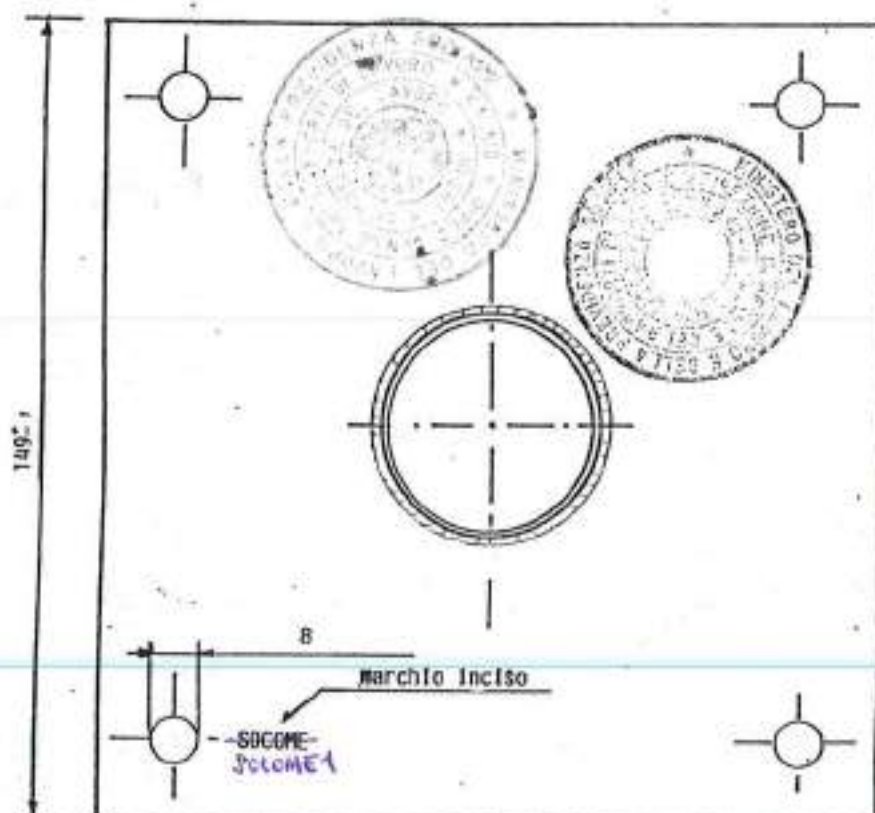
SOCOME S.p.A.

SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

BASETTE SEMPLICI

ALLEGATO "A"
tavola n.05

Peso basetta= 1 daN



NB. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)

SOCOME S.p.A.
VIA E. TAVERNANOVA 18 - 84025 EBOLI (SA)
TEL. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333

SOCOME S.p.



19 MAR. 1997

SOCOME S.p.A.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025 EBOLI (SA)

MONTANTE PER PARAPETTO DI SOMMITÀ

ALLEGATO "A"
tavola n.06

~~SOCOME S.p.A.~~

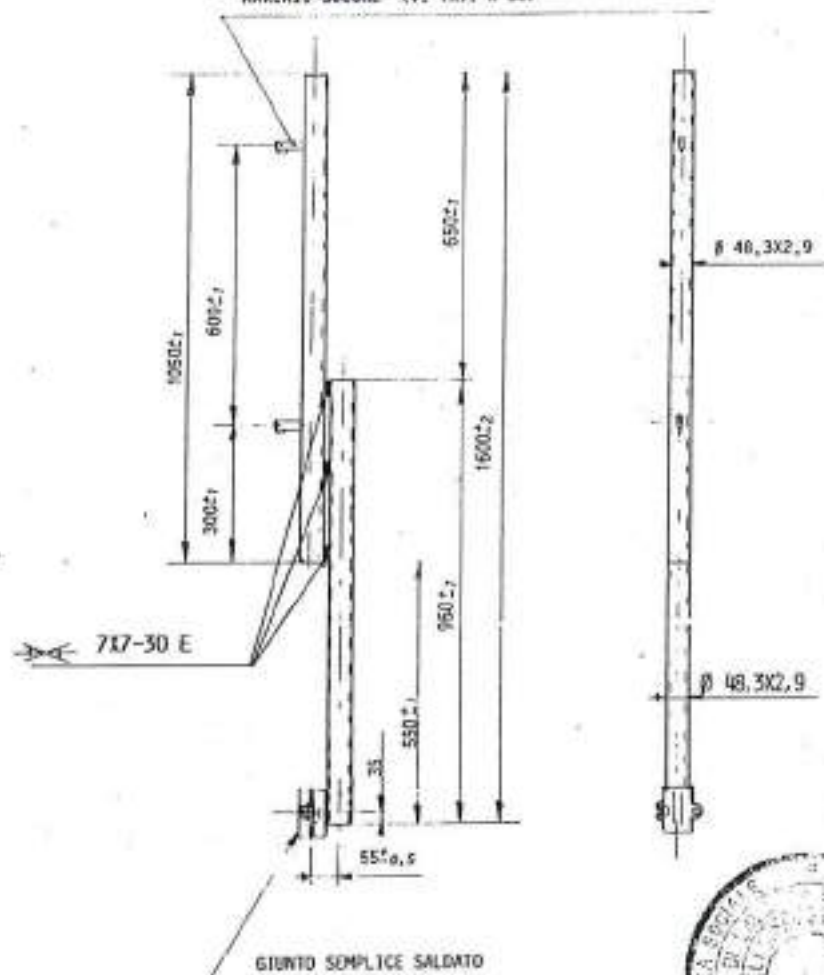
~~VIA EL TABACCHIFICIO - 84025 CARILITA' (SA)~~

~~TEL. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333~~

Peso elemento= 8 daN

SOCOME I

MARCHIO SOCOME (V. TAV. N°02)



SOCOME S.p.A.

19 MAR. 1992



Sr.l.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE

NB. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025 EBOL1 (SA)

SCALA A PIOLI

~~SACOM~~

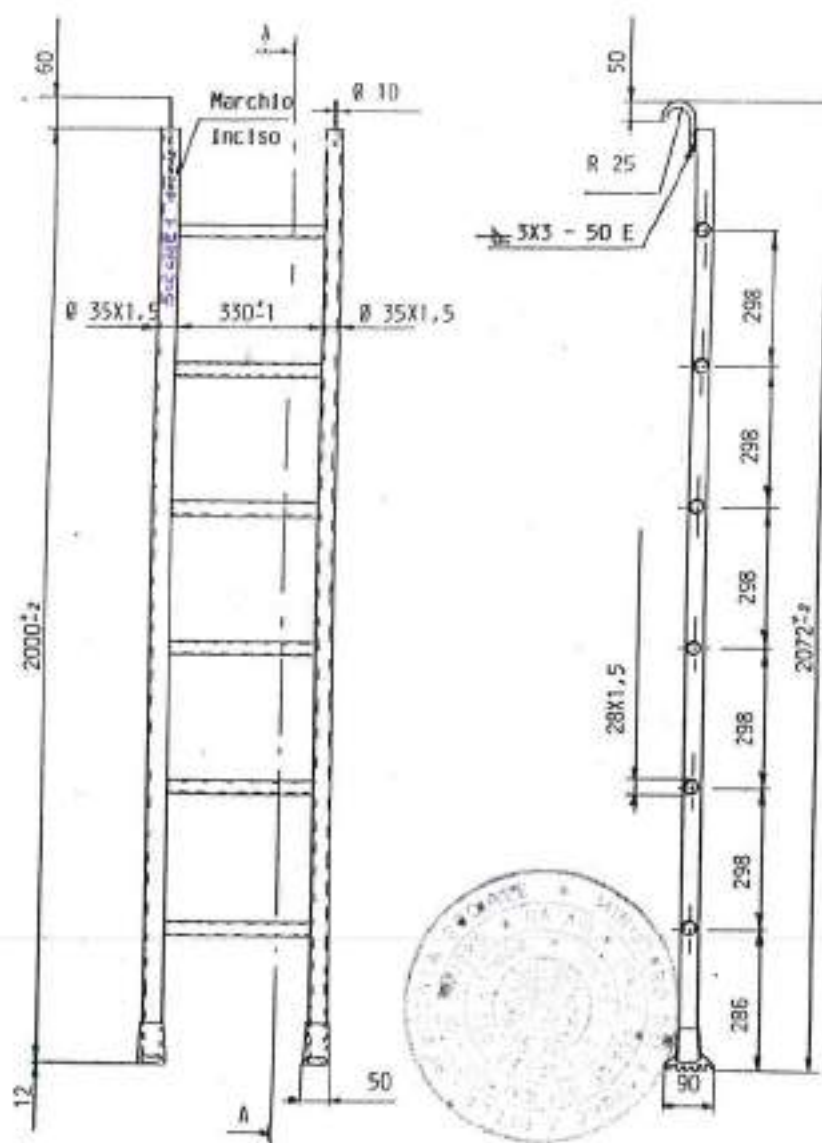
VIA EX-TABACCHIFICIO - 84023 CASTELTA (SA)
TEL. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333

ALLEGATO "A"

Tavola n.07

Peso= 7,4 daN

SEZ. A-A

**SOCOME S.p.A.**

Montante in tubo Ø 35X1,5 Fe 360
Piolo in tubo Ø 28X1,5 Fe 360
Gancio in tondo Ø 10
Piede scala in PVC

19 MAR. 1992

NR. PER TOLLERANZE SPessori VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

SOCIETÀ S.r.l.
SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

84025 EBOLI (SA)

TE: 0828/987215 PDX - FAX 0828/987333

tavola n.08



SEZ. A-A

Technical drawing of a mechanical part, likely a shaft or axle, showing dimensions and tolerances. The drawing includes a cross-section view with a central hole and a threaded section. Dimensions are given in millimeters (mm) with tolerances. Key dimensions include: outer diameter 37 ± 0.2 , inner diameter 41.3 ± 0.2 , thread diameter 38 ± 0.2 , thread length 3.2 ± 0.1 , and a distance of 2.8 ± 0.1 from the end to the start of the thread. A section line 'A-A' is indicated.

NB. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025 EBOLI (SA)

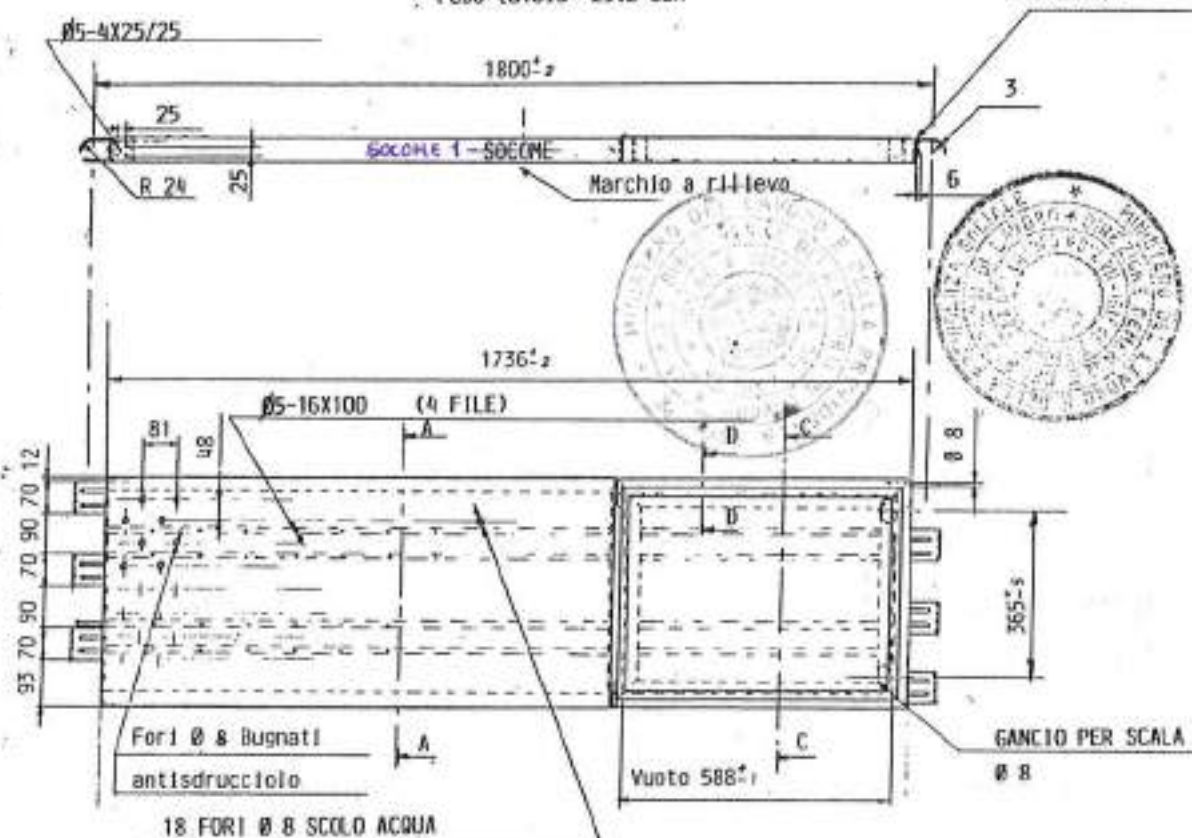
**TAVOLA METALLICA
PER PONTEGGIO
CON BOTOLA**

~~SOCOME SRL~~
~~VIA EX TABACCHIFICIO 84025 CARILLIA (SA)~~
TEL. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333

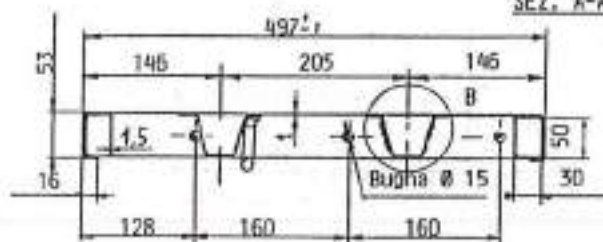
ALLEGATO "A"
Tavola n.10

Peso tavola= 25.2 daN

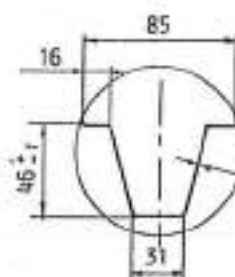
3X3-50E



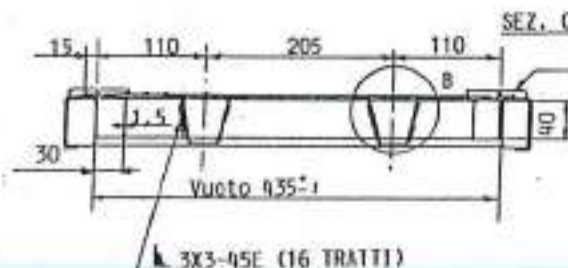
SEZ. A-A



Particolare B



SEZ. C-C



3X3-5X10/100 E

TELAIO FISSO



VUOTO BOTOLA 588X435

TELAIO ANTA
APRIBILE

SEZ. D-D

NB. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.C E T.1.B.

19 MAR. 1992

SOCOME S.p.A.

SOCOME S.p.A.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE

PONTEGGIO A TELAI PREFABBRICATI DI ALTEZZA UTILE < MT 20
SCHEMA DI MONTAGGIO CON TELAIO DI CORONAMENTO

ALLEGATO A
TAVOLA N°11

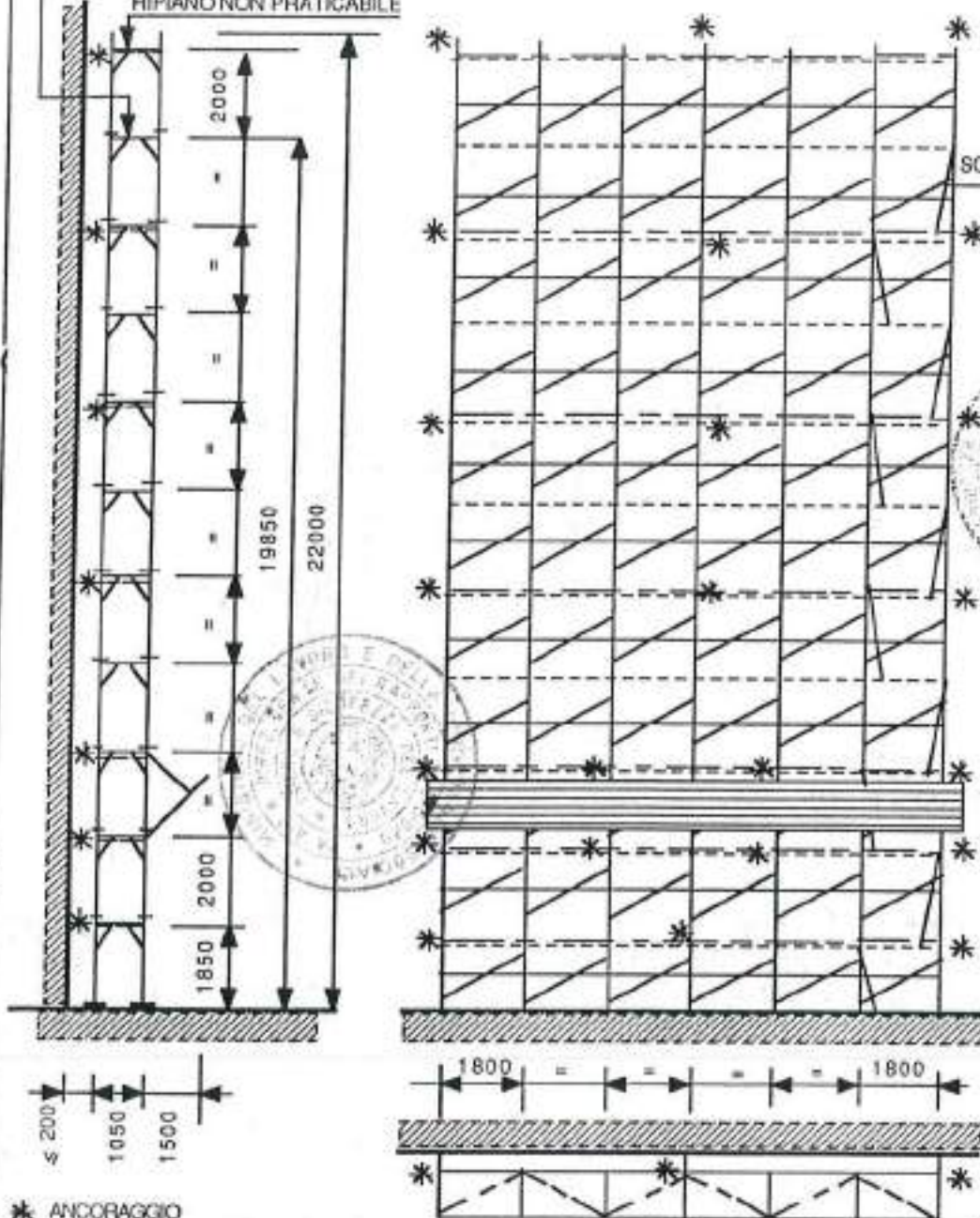
ULTIMO PIANO UTILE

RIPIANO NON PRATICABILE

19 FEB. 1973

SCALA DI ACCESSO

VED. SCHEMA
DI MONTAGGIO
TAV. 22



* ANCORAGGIO

- CONTROVENTATURA DI FACCIATA (ANTERIORE)
- - - CONTROVENTATURA IN PIANTA (AI PIANI ANCORATI)
- - - CORRENTE POSTERIORE DI COLLEGAMENTO (A TUTTI I PIANI)

NOTE: IL PRESENTE SCHEMA PUO' ESSERE UTILIZZATO AD ALTITUDINI SUL MARE PARI A:

500 MI IN ZONA GEOGRAFICA I

793 " " II

921 " " III

LO SFORZO A CARICO DEGLI ANCORAGGI E' RIPORTATO AL CAP. IV (PUNTO 4.17) NELLA TAVOLA N°20
PER I LIMITI DI IMPIEGO VED. TAV.15

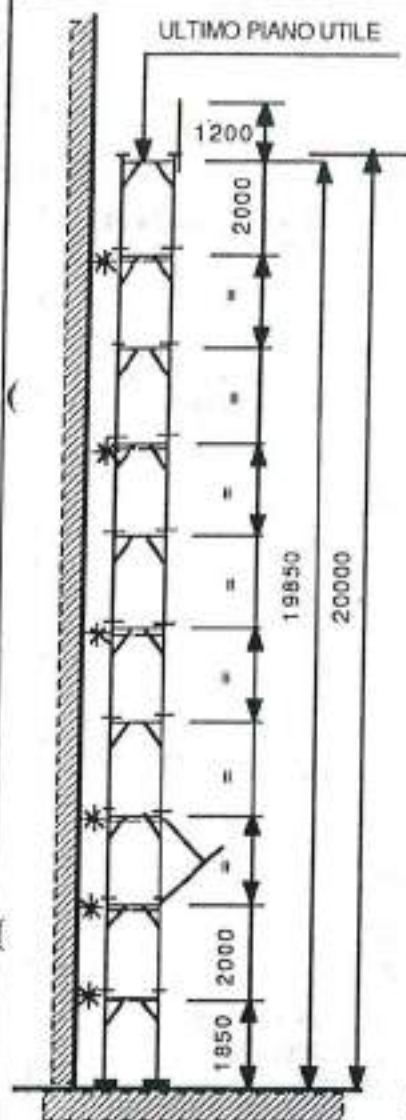
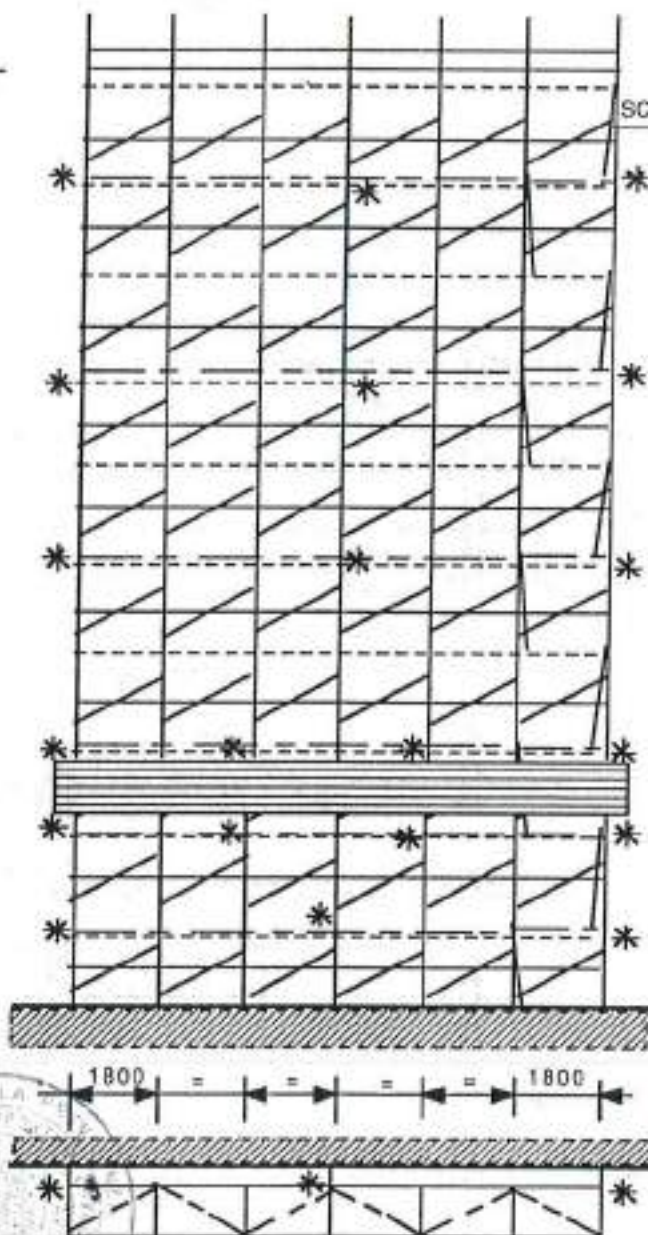
SOCOME S.p.A



[Handwritten signature]
S.p.A.
COSTRUZIONI METALLICHE

PONTEGGIO A TELAI PREFABBRICATI DI ALTEZZA UTILE < MT 20
SCHEMA DI MONTAGGIO CON MONTANTE DI SOMMITA'
E PARAPETTO

ALLEGATO A
TAVOLA N°12



19 FEB. 1993

SCALA DI ACCESSO

VED. SCHEMA
DI MONTAGGIO
TAV. 22



SOCOME S.p.A.

* ANCORAGGIO

- CONTROVENTATURA DI FACCIATA (ANTERIORE)
- - - CONTROVENTATURA IN PIANTA (AL PIANI ANCORATI)
- - - CORRENTE POSTERIORE DI COLLEGAMENTO (A TUTTI I PIANI)

NOTE: - IL PRESENTE SCHEMA PUO' ESSERE UTILIZZATO AD ALTITUDINI SUL MARE PARI A:

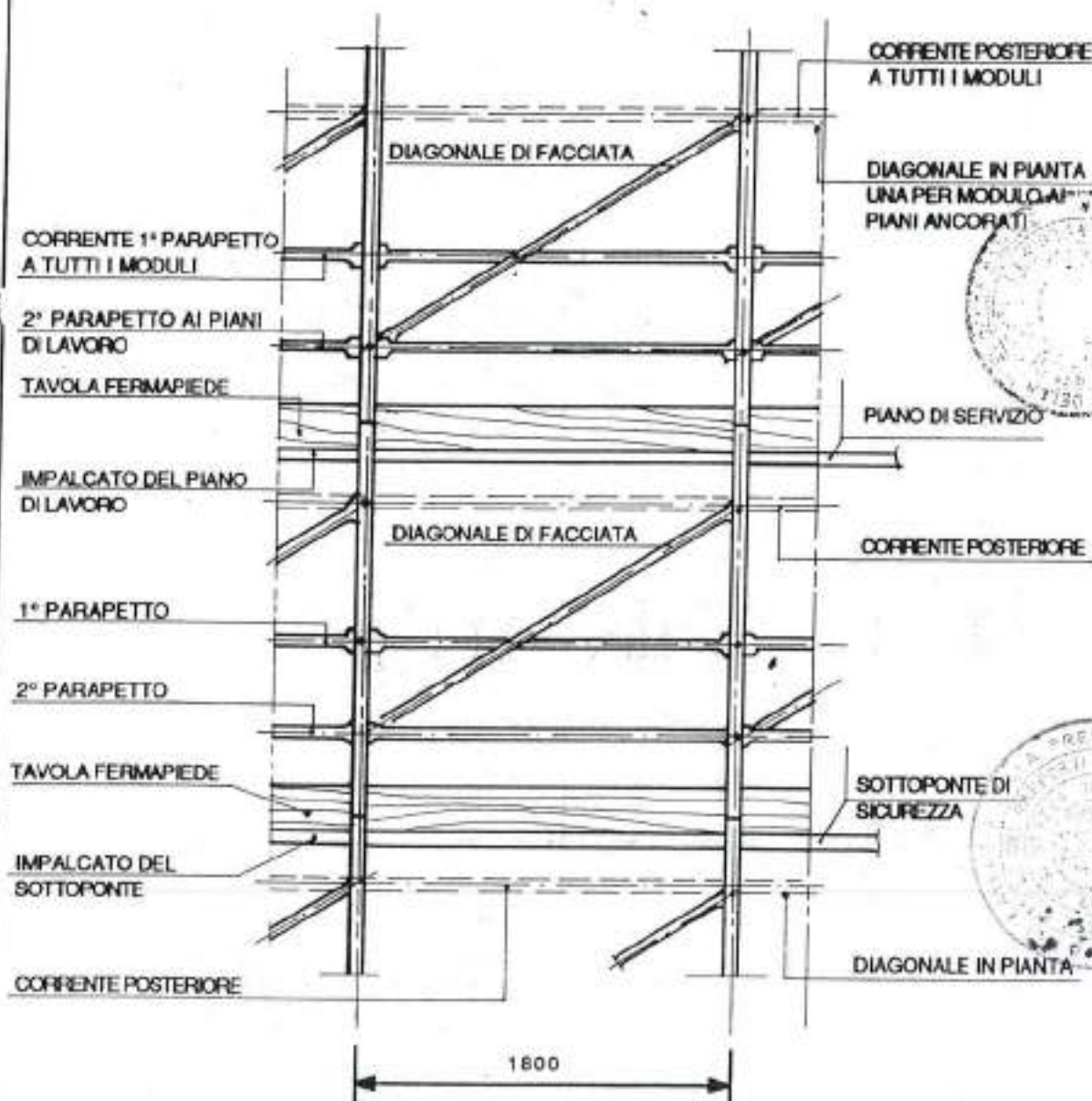
500 M	IN ZONA GEOGRAFICA	I
793 "	"	II
921 "	"	III

- LO SFORZO A CARICO DEGLI ANCORAGGI E' RIPORTATO AL CAP. IV (PUNTO 4.17) NELLA TAVOLA N° 20
- PER I LIMITI DI IMPIEGO VEDERE TAV.15



SOCOME S.p.A. - DIREZIONE REGIONALE DEL MESEGGIO

SCHEMA DI MONTAGGIO



L'ACCESSO AGLI IMPALCATI E' REALIZZATO DIRETTAMENTE DALL'OPERA SERVITA. NEI CASI IN CUI CIO' NON RISULTI POSSIBILE, L'ACCESSO SARA' REALIZZATO MEDIANTE L'IMPIEGO DI SCALE METALLICHE E IMPALCATI CON BOTOLE (VEDI TAV. N° 6 E 10)

SOCOME S.p.A.

19 MAR. 1992

Sr.L. di COSTRUZIONI METALLICHE



ALLEGATO A
TAVOLA N°14

19 FEB. 1993

PARAPETTO DI
TESTATA IN TUBI
E GIUNTI

**TAVOLA
FERMAPIEDE**

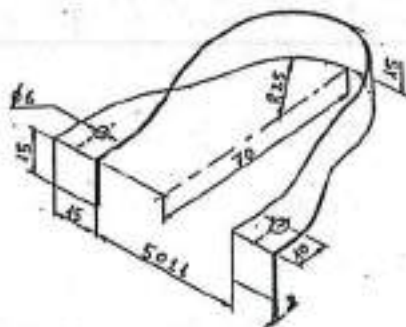
**I TUBI E I GIUNTI DEVONO ESSERE
MARCHIATI CON IL MARCHIO DI UNA
STESSA DITTA AUTORIZZATA**

PART. SISTEMA DI FISSAGGIO
TAVOLA FERMAPIEDE

DIAGONALE IN PIANTA

1050

VISTA DEL PIANO DI STILATA

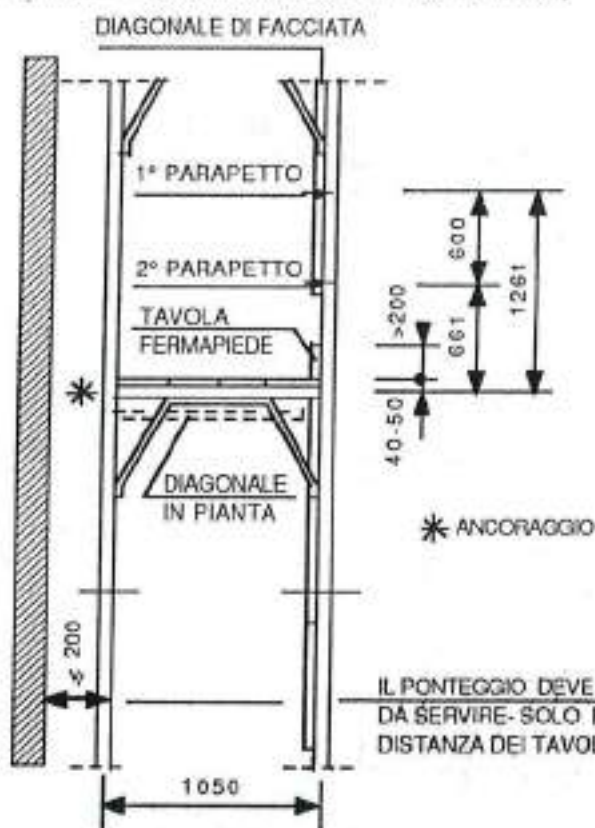
**SOCOME S.p.A.**

SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

19 FEB. 1993

VISTA LATERALE DEL PONTEGGIO CON IMPALCATO DI SERVIZIO

GLI IMPALCATI DI SERVIZIO DEVONO AVERE UN SOTTOPONTE DI SICUREZZA COSTRUITO COME IL PONTE (D.P.R. 7.1.1956 N° 164- ART. 27)



SCHEMA DI MONTAGGIO

I RIPIANI DI TAVOLE, CARICHI O SCARICHI, POSSONO ESSERE COMUNQUE DISPOSTI IN ALTEZZA E POSSONO ESSERE VARIATI ENTRO IL LIMITE MASSIMO DEL SOVRACCARICO

LE TAVOLE DEI RIPIANI SONO PREVISTE IN:

- 1) LEGNO DI DIMENSIONI TRASVERSALI 20 x 5 OPPURE 30 x 4 CM
- 2) METALLICHE VEDI TAV. N° 9,10

LA TAVOLA FERMAPIEDE DEVE ESSERE PREVISTA IN PRESENZA DI TUTTI I TAVOLATI, CARICHI O SCARICHI

IL PONTEGGIO DEVE ESSERE ANCORATO ED ACCOSTATO ALLA PARETE DA SERVIRE SOLO PER I LAVORI DI RIFINITURA E' CONSENTITA UNA DISTANZA DEI TAVOLATI NON MAGGIORE DI CM 20

LIMITI DI IMPIEGO

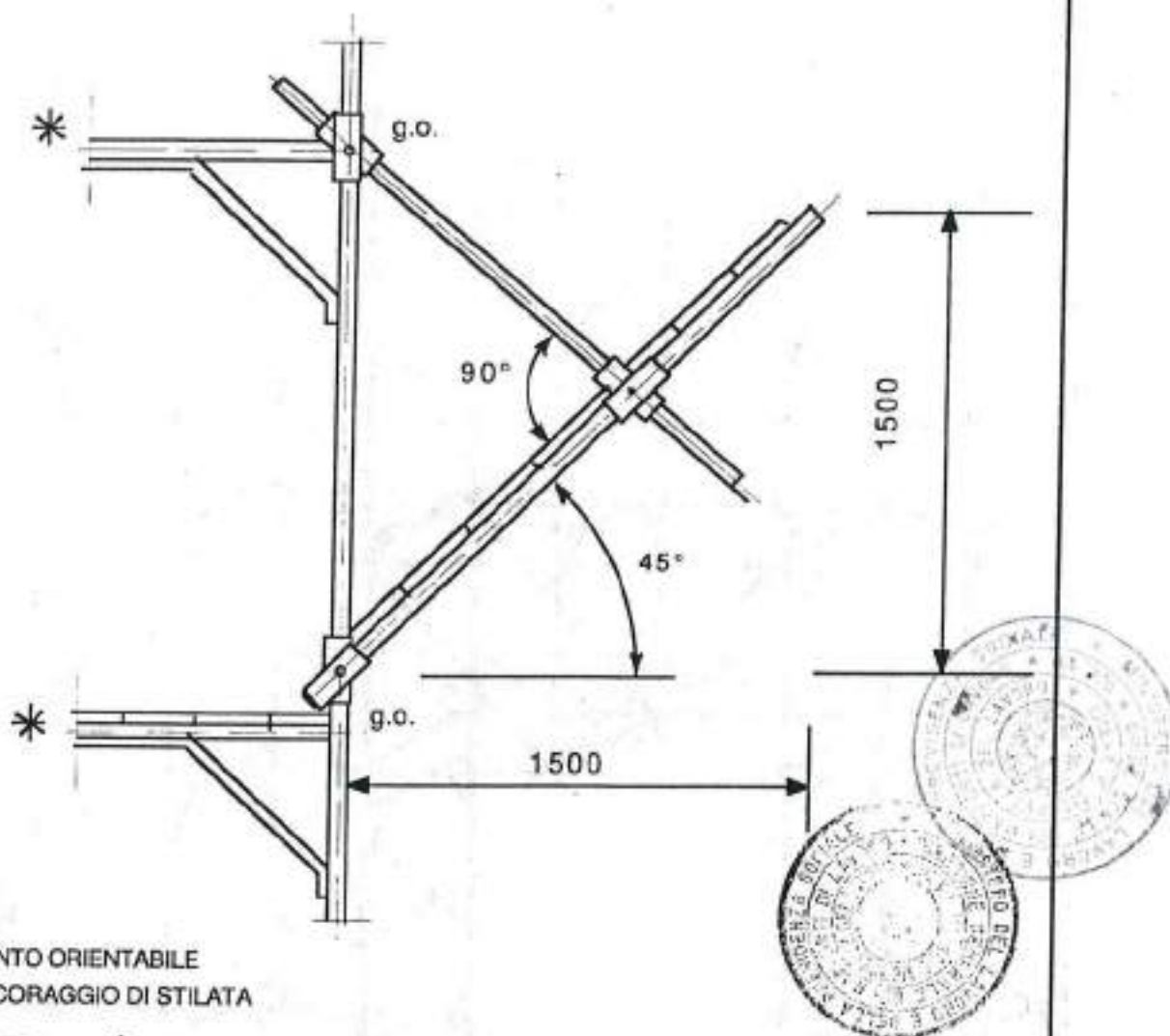
SOVRACCARICHI IN CONDIZIONE DI SERVIZIO DEGLI IMPALCATI			
A) PONTEGGIO DA COSTRUZIONE: 300 daN/MQ			
B) PONTEGGIO DI MANUTENZIONE: 150 daN/MQ			
NUMERO MASSIMO DEGLI IMPALCATI			
A) PONTEGGIO DA COSTRUZIONE: N° 4 IMPALCATI DI CUI 1 CON 300 daN/mq, 1 CON 150 daN/mq, 2 SCARICHI			
B) PONTEGGIO DA MANUTENZIONE: N° 4 IMPALCATI DI CUI 3 CON 150 daN/mq, 1 SCARICO			
CARICO DI PROGETTO DELLA NEVE :168 daN/mq			
ALTITUDINE s.l.m. CORRISPONDENTE A TALE CARICO:			
ZONA GEOGRAFICA (CNR 10012/85)	I	II	III
ALTITUDINE	500	793	921
PER ALTITUDINI MINORI O UGUALI A QUELLE INDICATE NON E' NECESSARIO PROCEDERE AD ULTERIORI VERIFICHE			

SOCOME S.p.A.

SOCIETA' A R.S.P.A. - ROMA - ITALIA

**IMPALCATO PARASASSI A SBALZO (MANTOVANA)
CON STRUTTURA PORTANTE A TUBI E GIUNTI
SCHEMA DI MONTAGGIO**

**ALLEGATO A
TAVOLA N° 16**



g.o. : GIUNTO ORIENTABILE

* = ANCORAGGIO DI STILATA

NOTE

- 1) L'IMPALCATO, SE IN LEGNAME, DEVE ESSERE REALIZZATO CON TAVOLE DI SPESSORE NON INFERIORE A cm 4;
- 2) L'IMPALCATO PARASASSI DEVE ESSERE SEMPRE RACCORDATO CON UN IMPALCATO REGOLAMENTARE;
- 3) I TUBI ED I GIUNTI DEVONO ESSERE MARCHIATI, CON IL MARCHIO DI UNA STESSA DITTA AUTORIZZATA;
- 4) LE CARATTERISTICHE MINIME RICHIESTE PER I GIUNTI ORIENTABILI SONO INDICATE NELLA RELAZIONE TECNICA AL CAP. IV, PUNTO 4.18;
- 5) GLI SFORZI MASSIMI DI TRAZIONE A CARICO DEGLI ANCORAGGI DI STILATA ED IL DIMENSIONAMENTO DI ALCUNI TIPI COMUNI DI ESSI SONO RIPORTATI NEL PROGETTO INSERITO NELLA TAVOLA N° 20;
- 6) ANCHE SUL PIANO DI PONTEGGIO INTERESSATO DALLA MANTOVANA SONO DA PREVEDERE LA DIAGONALE DI FACCIATA E IL PARAPETTO REGOLAMENTARE.

19 MAR. 1992

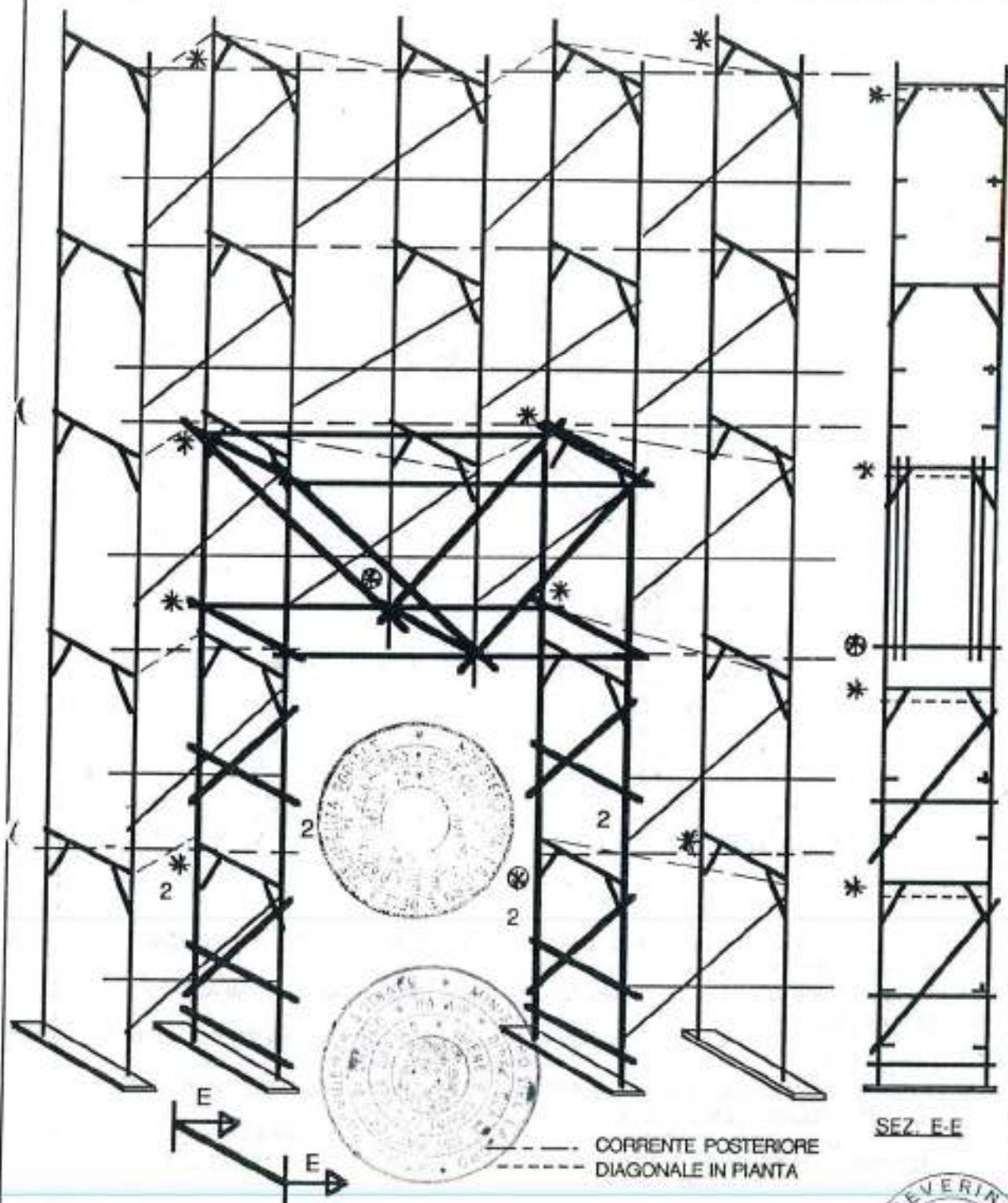
SOCOME S.p.A.

SOCOME S.r.l.
SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE



**INTERRUZIONE DI UNA STILATA
CON MONTAGGIO DI DUE TRAVETTE IN TUBI E GIUNTI**

ALLEGATO A
TAVOLA N° 17



19 MAR. 1932

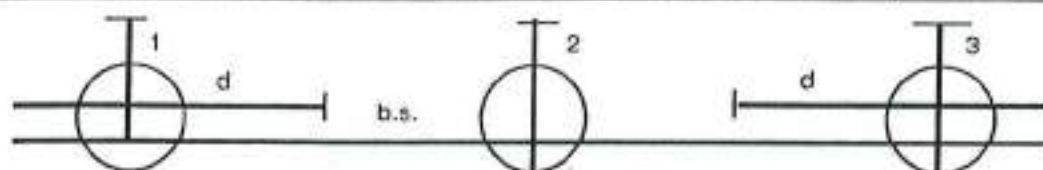
SOCOME S.p.A.

SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

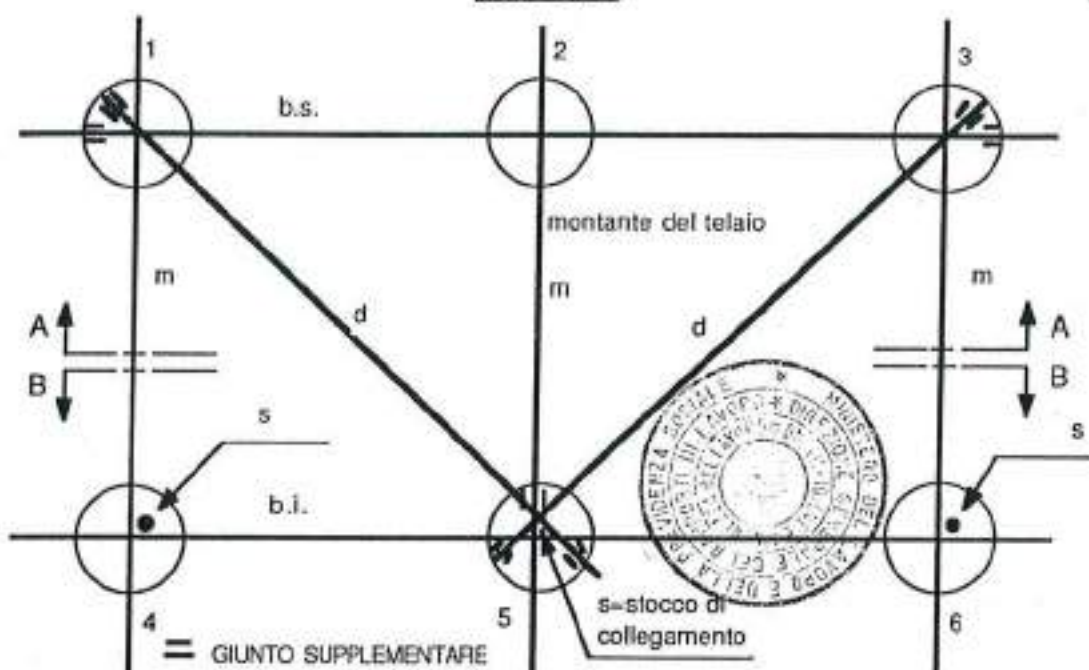
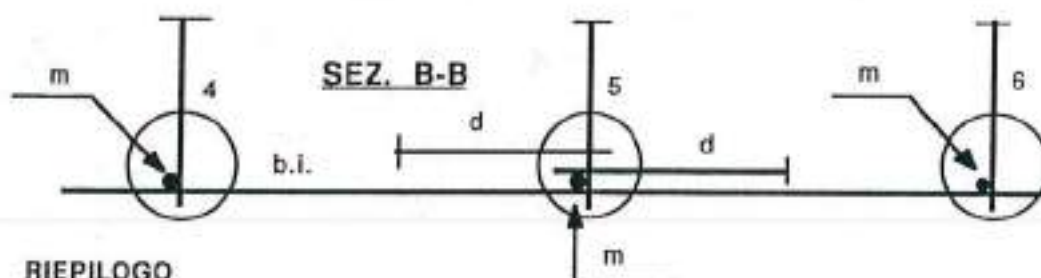


**SCHEMA COSTRUTTIVO DI UNA TRAVE CARRAIA IN
TUBI E GIUNTI**

ALLEGATO A
TAVOLA N°18



SEZ. A-A



RIEPILOGO

NUMERO DI GIUNTI (normali N- supplementari S) NECESSARI PER LA REALIZZAZIONE DI QUESTA TRAVE UTILIZZANDO MATERIALI (TUBI E GIUNTI) FORNITI DA UNA UNICA DITTA AUTORIZZATA.

ASTA	SFORZO Kg	POSIZIONE	NUMERO DI GIUNTI
BRIGLIA SUPERIORE b.s.	513	1-3	1 N+1S
"		2	1 N
BRIGLIA INFERIORE b.i.		4-5-6	1 N
DIAGONALE d	706	1-3-5	1 N+1S
MONTANTE CENTRALE m	970	2	1 N
"		5	1 N+1S

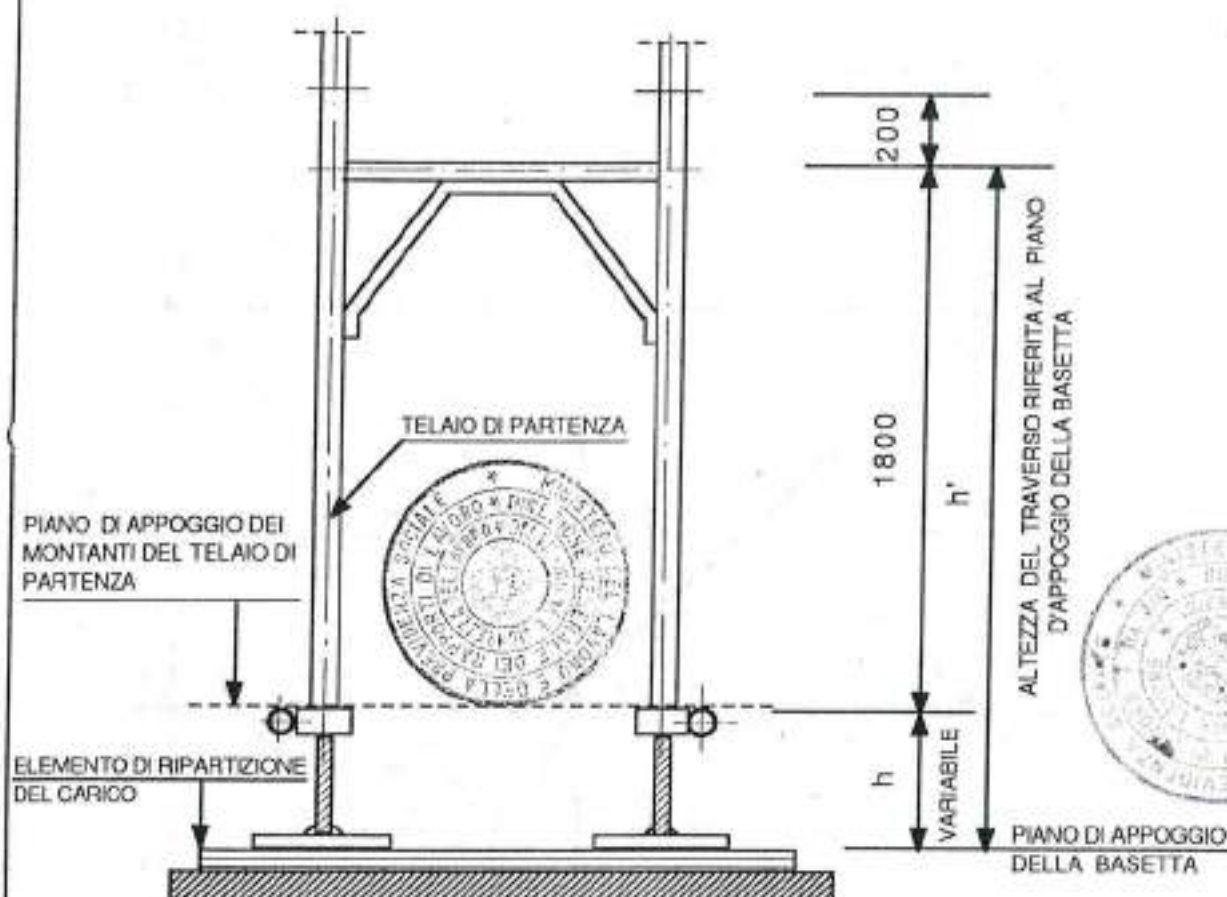
SOCOME S.p.A.



SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

IMPIEGO DELLE BASETTE REGOLABILI-
ISTRUZIONI DI MONTAGGIO

ALLEGATO A
TAVOLA N°19



QUOTE (MM)	ISTRUZIONI DI MONTAGGIO
$h > 250$	IL TELAI DI PARTENZA DEVE ESSERE CHIUSO IMMEDIATAMENTE AL DI SOPRA DELLA BASE DEI MONTANTI (MEDIANTE UN TRAVERSO TUBOLARE A DUE GIUNTI DI DITTA AUTORIZZATA)
$h' > 2050$	LE PIASTRE DI BASE DEVONO ESSERE FISSATE ALL' ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEL CARICO CHE, IN QUESTO CASO ($h' > 2050$ mm), DEVE INTERESSARE ALMENO DUE MONTANTI ADIACENTI
$2200 < h' < 2500$	OCCORRE, INOLTRE, CONTROVENTARE I TELAI DI PARTENZA ANCHE SULLA FACCIATA POSTERIORE DEL PONTEGGIO

NOTA: L'ALTEZZA $h = 2500$ mm E' L'ALTEZZA MASSIMA CONSENTITA IN ASSENZA DEL SOTTOPONTE DI SICUREZZA (D.P.R. 7.1.1956 N° 164 ART. 27)

SOCOME S.p.A.



SOCIETA' E COSTRUZIONI S.p.A.

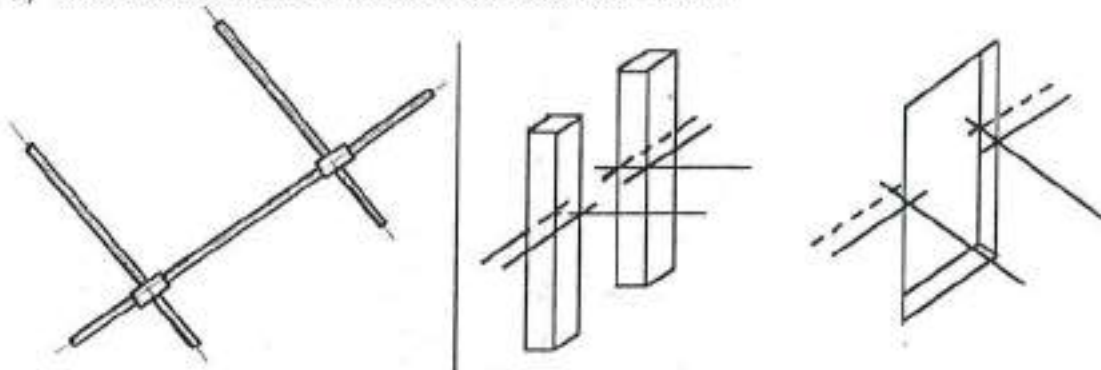
SCHEMI CORRENTI DI ANCORAGGIO DEI PONTEGGI

ALLEGATO A

TAVOLA N° 20

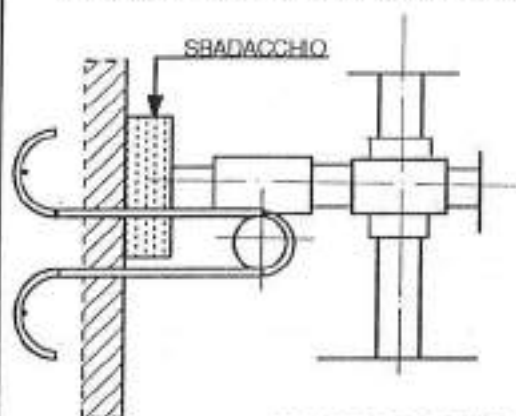
I) ESEMPI DI ANCORAGGIO

A) ANCORAGGIO A CRAVATTA REALIZZATI CON TUBI E GIUNTI



I TUBI E GIUNTI DEVONO ESSERE MARCHIATI CON IL MARCHIO DI UNA STESSA DITTA AUTORIZZATA

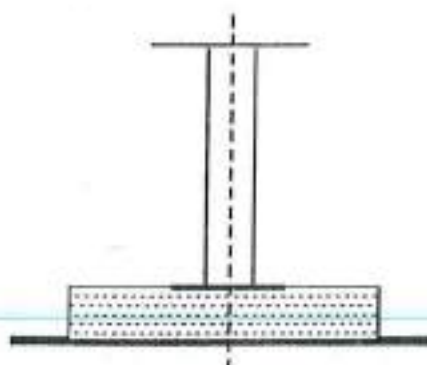
B) ANCORAGGIO AD ANELLO CON SBADACCHIO



ANELLO DI TRATTENUTA $\varnothing$ 14mm

PIANO	QUOTE (MT)	SFORZI MAX SUGLI ANCORAGGI (daN)
I	2.00	335
II	4.00	702
III	6.00	690
V E SUP.	>10.00	624

II) APPOGGIO AL SUOLO DEI MONTANTI TRAMITE BASETTA ED ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEL CARICO



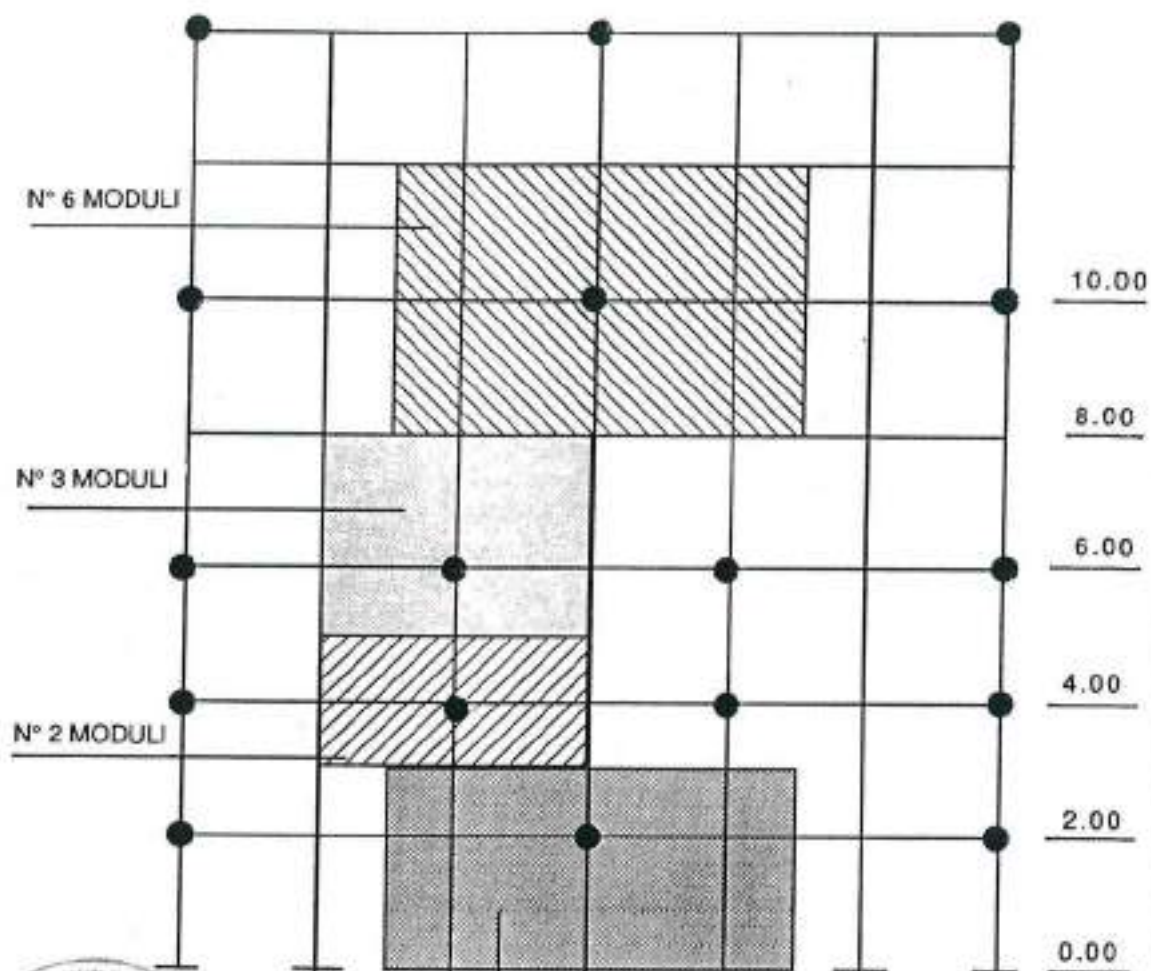
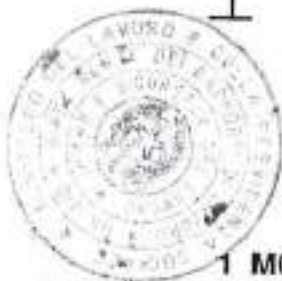
STILATA	CARICO MAX. AL PIEDE DEL MONTANTE	
	MONTANTE ESTERNO (daN)	MONTANTE INTERNO (daN)
NORMALE INTERMEDIA	970	837
ADIACENTE AL PASSO CARRAIO	1455	1256

NOTA: L' ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEVE AVERE DIMENSIONI E CARATTERISTICHE ADEGUATE AI CARICHI DA TRASMETTERE ED ALLA CONSISTENZA DEI PIANI DI POSA (D.M. 2.9.1968 ART. 15 LETTERA C)

SOCOME S.p.A.

**SCHEMA DEGLI ANCORAGGI
AREE SERVITE DA OGNI ANCORAGGIO ALLE VARIE QUOTE DEL
PONTEGGIO**

**ALLEGATO A
TAVOLA N°21**



1 MODULO= mt 1.8 X 2.00= 3.60 MQ



SOCOME S.p.A.

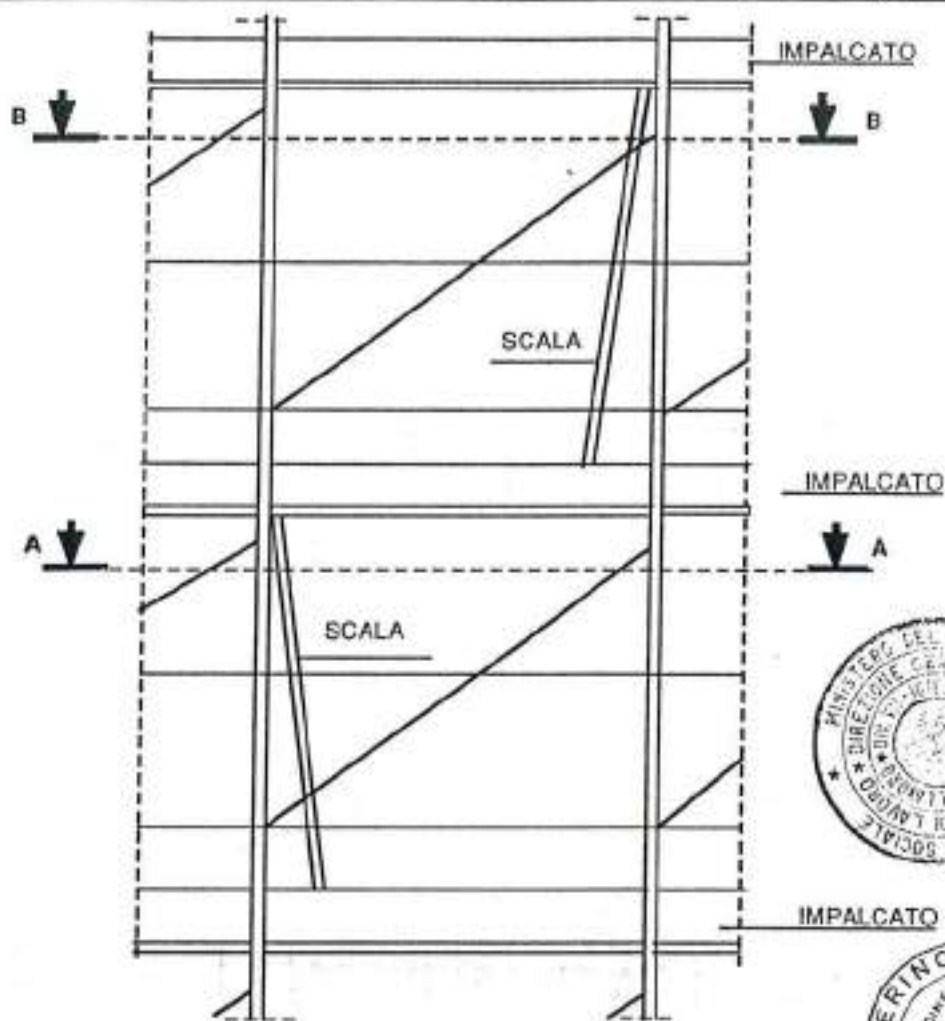
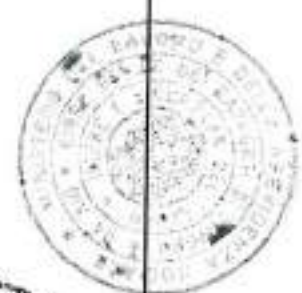
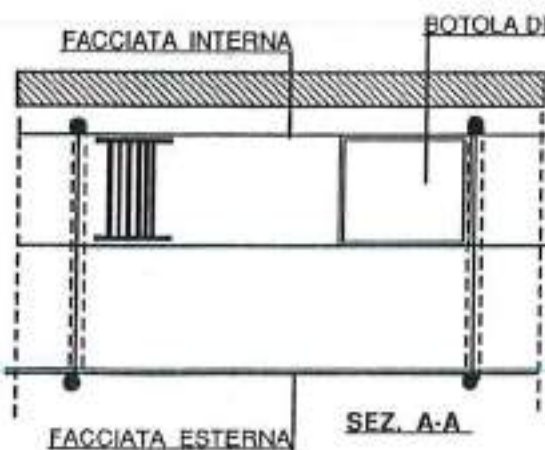
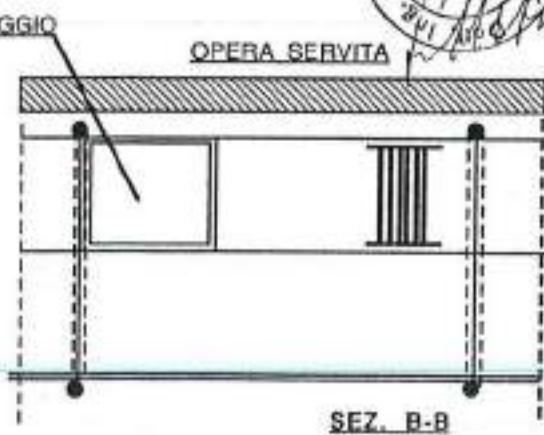


19 MAR. 1992

[Signature]
SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

PONTEGGIO A TELAI PREFABBRICATI CON ATTACCHI E PERNI
SCHEMA DI MONTAGGIO SCALE DI ACCESSO

ALLEGATO A
TAVOLA N°22



NOTA : LE SCALE DI ACCESSO SARANNO MONTATE DAL LATO DELLA FACCIATA INTERNA

SOCOME S.p.A.

Sr.l.
Società di Edilizia e Metallurgia

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025-BOLOGNA (BO) - Telefono 0525/967215 FAX - Telefax 0525/967333

TAG.1 - A - DIMENSIONI DEI TUBI A SEZIONE CIRCOLARE

(T1A)

NO ORD.	PROFILATO Ø NOM.	DIAMETRO EST. d (mm)				SPESSORES (mm)				POSIZIONE	NORMAT. RIFERIM.		
		* TOLL mm		DIAMETRO		SPESS. NOM.	** TOLL mm		SPESSORE				
		+	-	MAX.	MIN.		+12,5%	-5%	MAX.			MIN.	
01	TUBO	48,3	0,5	0,5	48,8	47,8	2,9	0,36	0,14	3,26	2,76	Montante e traversa telaio, montante para- petto di sommità.	
02	TUBO	40	0,5	0,5	40,5	39,5	2	0,25	0,1	2,25	1,9	Spinotto basetta e telaio	
03	TUBO	26,9	0,5	0,5	27,4	26,4	2,3	0,29	0,11	2,59	2,19	Corr., diag. in pianta e fac.ta, parao. archet x telaio.	
04	TUBO	35	0,5	0,5	35,5	34,5	1,5	0,19	0,07	1,69	1,43	Montante scaletta	
05	TUBO	28	0,5	0,5	28,5	27,5	1,5	0,19	0,07	1,69	1,43	Piolo scaletta	
06	TUBO	40	0,5	0,5	40,5	39,5	3,5	0,44	0,18	3,94	3,32	Basetta registrabile	

* UNI 150 5252

** UNI 150 5252



SOCOME S.p.A.

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavemanova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)

SOCOME SRL - Società di Costruzioni Metalliche

Via Ex Tabacchificio - 84023 Callicia di Altaulla Silentina (SA) - Telefono 0828/987202 PBX - Telefax 0828/987333

TAB. 2 - A - CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E VALORI STATICI A SEZIONE CIRCOLARE

NO ORD.	TIPO	DIMENSIONI		CARATTERISTICHE DI RESISTENZA						VALORI STATICI					
		mm		Mat.	Ten. dnet. (N/mm ²)	Ten. roxt. (N/mm ²)	Allung. %	Ten. amm. le. I cond.	Peso unitar. Kg/m	Area sezione cm ²	moment. inerzia cm ⁴	modulo resist. cm ³	raggio inerz. cm		
		d	δ												
01	TUBO C	48,3	2,9	Fe 360	235	360	24	160	3,24	4,14	10,66	4,42	1,61		
02	TUBO C	40	2	Fe 360	235	360	24	160	1,87	2,38	4,32	2,16	1,34		
03	TUBO C	26,9	2,3	Fe 360	235	360	24	160	1,4	1,78	1,36	1,01	0,874		
04	TUBO C	35	1,5	Fe 360	235	360	24	160	1,24	1,58	2,22	1,27	1,19		
05	TUBO C	28	1,5	Fe 360	235	360	24	160	0,98	1,24	1,10	0,79	0,94		
06	TUBO C	40	3,5	Fe 360	235	360	24	160	3,15	4,01	6,75	3,37	1,30		

(TABP-S18.T2A)



[Handwritten signature]

SOCOME S.p.A.

SOCOME

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86

84025 EBOLITSA

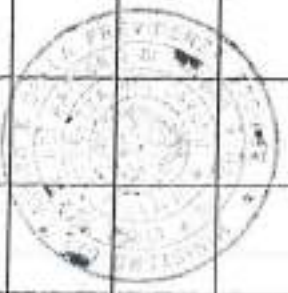
Ufficio 66625 Garlitta di Altavilla Silentina (CA) - Telefono 0626/957202 PBX - Telefax 0626/907553

TAB.1 - B - DIMENSIONI DEI TONDI E DEI PIATTI

NO ORD.	PROFILATO	P NOM.	DIAMETRO EST.d(mm)				SPESS. NOM.	SPESOREs(mm)				POSIZIONE	NORMAT. REFERIM.
			TOLL mm		DIAMETRO			TOLL mm		SPESORE			
			+ 5%	- 5%	MAX.	MIN.		+12,5%	- 5%	MAX.	MIN.		
10	TONDO	4	0,2	0,2	4,2	5,8					Spinoletto per linguetta perno telaio		
11	TONDO	8	0,4	0,4	8,4	7,6					Spinoletto di sicurezza		
12	TONDO	10	0,5	0,5	10,5	9,5					Spina collegamento telaio, gancio scaletta		
13	LAMIERA						1	0,12	0,05	1,12	0,95	Pianale e profil. Cuneo per tavola	
14	LAMIERA						2	0,25	0,1	2,25	1,5	Linguetta per perno telaio Fascetta fissaggio fermapietre	
15	LAMIERA						3	0,37	0,15	3,37	2,85	Perno telaio, staffa per aggancio per tavola	
	LAMIERA						6	0,75	0,3	6,75	5,7	Basella fissa e regolabile	

1 UNIT. TONDI

11 UNIT. ISO 5252



SOCOME s.p.a.

SOCOME s.p.a.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)

~~SOCOME SRL - Società di Costruzioni Metalliche~~

* Via Ex Tabacchificio 84023 Caritella di Abavilla Stentura (SA) - Telefono 0828/981202 PBX - Telefax 0828/987333 *

TAB. 2 - B - CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E VALORI STATICI DEI TONDI E DELLE LAMIERE

NO ORD.	TIPO	DIMENSIONI mm	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA					VALORI STATICI				
			Mat. (tipo)	Ten. suev. (N/mm ²)	Ten. cost. (N/mm ²)	Allung. %	Ten. amm. le. I cond.	Peso unitar. Kg/m	Area sezione cm ²	moment. inerzia cm ⁴	modulo elast. cm ²	raggio inerz. cm
10	TONDO	d = 4	Fe 360	235	360	28	160	0,099	0,0016	0,0013	0,0063	0,1
11	TONDO	d = 8	Fe 360	235	360	28	160	0,39	0,50	0,020	0,050	0,2
12	TONDO	d = 10	Fe 360	235	360	28	160	0,62	0,78	0,049	0,098	0,25
13	LAMIERA	a = 1	Fe 360	235	360	26	157	7,86				
14	LAMIERA	a = 2	Fe 360	235	360	26	160	15,7				
15	LAMIERA	a = 3	Fe 360	235	360	26	160	23,58				
16	LAMIERA	a = 6	Fe 360	235	360	26	160	47,16				

(TABP-S18.28D)



SOCOME s.p.a.

SOCOME s.p.a.

LOC. Tavernanova S.S. 18038 ~~SOCOME SRL~~ ~~Società di~~ **Costruzioni Metalliche**
84025 EBOLI (SA)
~~Via Ex Tabacchificio 84025 Cariglia di Alleville Stenetta (SA)~~ - Telefono 0828/987215 PBX - Telefax 0828/987333

TAB. I - C - DIMENSIONE DEI TUBI A SEZIONE RETTANGOLARE

(TIC)

NO	PROFI- LATO	LxH	DIMENSIONI ESTERNE LxH (mm)										SPESSORE s(mm)					POSIZIONE	NORM. RIFER.
			* TOLL mm *				DIMENSIONI						SPESS. NOM.	** TOLL mm		SPESSORE			
			+L	-L	+H	-H	LMAX.	LMIN.	HMAX.	HMIN.	+12,5%	-5%		MAX.	MIN.				
31	TUBO R	30X50	0,5	0,5	0,5	0,5	30,5	29,5	50,5	49,5		1,5	0,19	0,07	1,69	1,43	Telaio botola per tavola		
32	TUBO L	30X40	0,5	0,5	0,5	0,5	30,5	29,5	40,5	39,5		1,5	0,19	0,07	1,69	1,43	Telaio botola per tavola		

* UNI 7091

** UNI ISO 5252



SOCOME s.p.a.

S.P.A.

84025 EBOLI (SA)

* Via Ex Tabacchificio - 84023 Caselle di Altavilla Silentina (SA) - Telefono 0828/987202 PBX - Telefax 0828/987333 *

[illegible]

SOC
SOCIETÀ DI COOPERAZIONE ALENALICHE

SOCOME
S.p.A.



**Ministero del Lavoro
e delle Politiche Sociali**

Dipartimento per le Politiche del Lavoro e dell'Occupazione
e Tutela dei Lavoratori

DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI LAVORO
DIV. VII - Igiene e Sicurezza del Lavoro

Prot. N°. 20659/OM-4

All. n. Vari



Roma, 11 LUG. 2002

Alla Ditta SOCOME S.p.A.
LOCALITÀ TAVERNANOVA S.S. 18, Km 86
84025 EBOLI (SA)

e, p.c.: Alla Direzione Provinciale
del Lavoro di
C.so Garibaldi, 142/D
84100 SALERNO

OGGETTO: Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "Portale S 18 attacchi a perni" – Marchio "SOCOME 1".

VISTI gli artt. 30 e segg. del D.P.R. 07/31/56, n. 164, concernente norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;

VISTA l'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati rilasciata a codesta Ditta con nota n. 20591/OM-4 del 12/04/99 da questo Ministero;

VISTA l'istanza presentata da codesta Ditta, concernente l'estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "Portale S 18 attacchi a perni" e marchio "SOCOME 1", nonché i relativi allegati tecnici;

VISTA la conformità alla normativa vigente della documentazione tecnica allegata;

SI AUTORIZZA

l'estensione della predetta autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del telaio con nuovo perno a nottolino.

L'elemento di cui sopra deve essere costruito ed impiegato in conformità alla relazione tecnica ed ai disegni (tavole nn.: 100, 110, 120 e 130 dell'Allegato A) allegati alla presente nota, di cui fanno parte integrante.

L'estensione è rilasciata a condizione che:

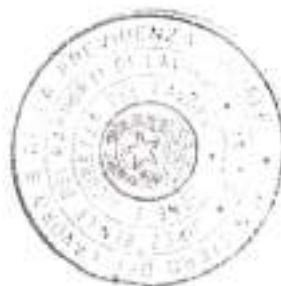
- copia della presente, della relazione tecnica e di detti disegni siano inseriti nel "libretto" di autorizzazione da consegnarsi agli acquirenti del ponteggio. Tale libretto deve essere

depositato, in duplice copia ed entro sei mesi, presso lo scrivente e presso la Direzione Provinciale del Lavoro in indirizzo;

- siano integralmente rispettate le clausole riportate nella lettera di autorizzazione summenzionata.

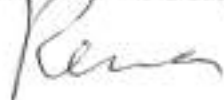
IL DIRETTORE GENERALE

(Dott. Paolo ONELLI)



IL DIRIGENTE

(Dott.ssa G. ROCCA)



CAP.IV

**CALCOLO DEGLI ELEMENTI DEL PONTEGGIO NELLE CONDIZIONI
D'IMPIEGO**

Il capitolo IV della relazione tecnica autorizzata con prot. n.20591/OM-4 del 12/04/1999 con denominazione commerciale ""Portale S18 attacchi a perni", marchio "SOCOME 1" è così integrato:

IV. 1 METODOLOGIA DI VERIFICA

Le caratteristiche di resistenza del nuovo perno, oggetto della presente estensione, sono state confrontate con quelle del perno originariamente adottato nel ponteggio "Portale S18 attacchi a perni" - Marchio "SOCOME 1".

IV.1.1 Confronto dei valori di rottura

Dal confronto dei valori riportati sui certificati di prova della controventatura longitudinale di facciata a trazione già autorizzata (prot. n.20591/OM-4 del 12/04/1999), con la medesima controventatura con nuovo perno, risulta quanto segue:

Prova di trazione		
Riferimento Valori	Perno già autorizzato $\mu 1$	Perno nuovo $\mu 2$
Medio	daN 1130	daN 1766
Minimo	daN 1050	daN 1700
Massimo	daN 1220	daN 1800
Frattile 5%	daN 873	daN 1622
$\mu 2 > \mu 1$		

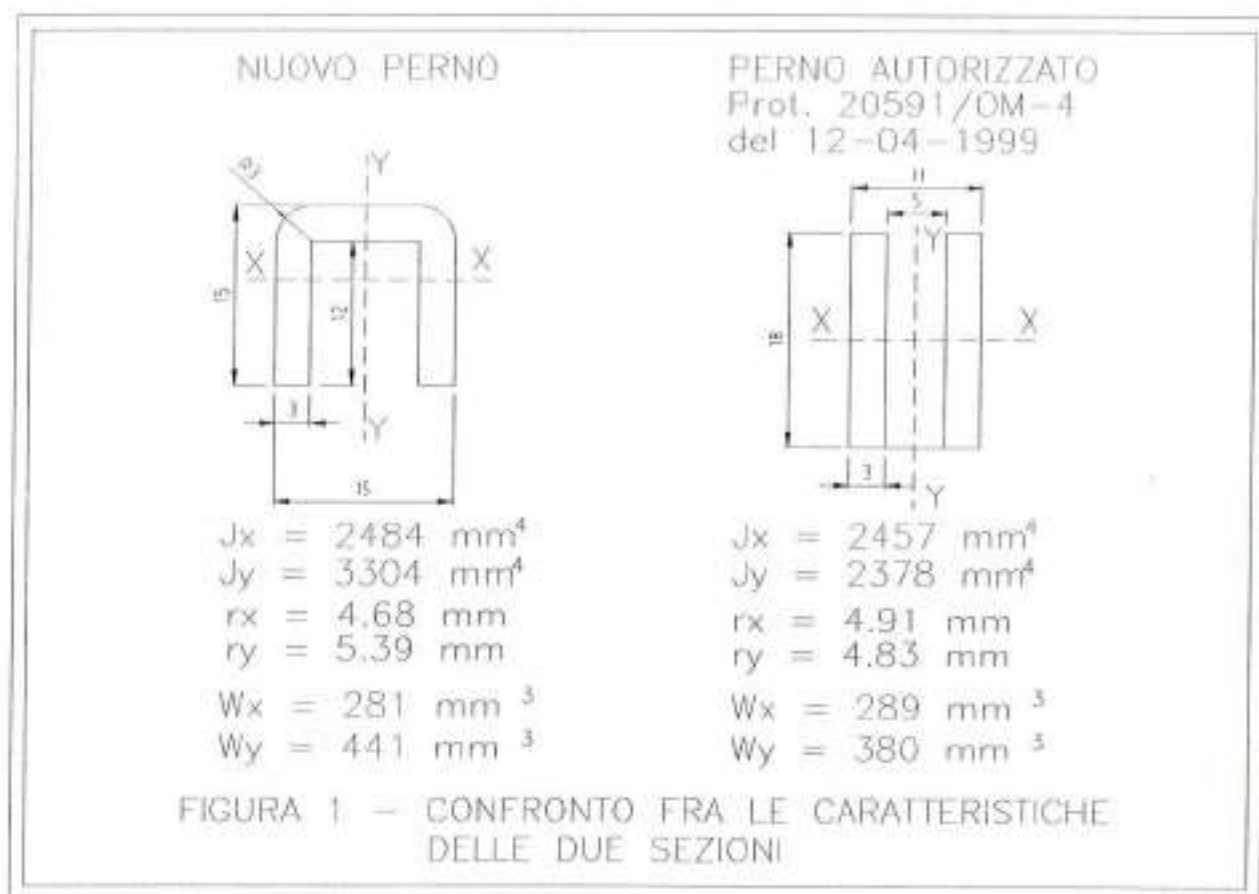


SOCOME S.p.A.
Il legale Rappresentante
Massimo Dattilo

IV.1.2 Confronto delle caratteristiche geometriche

Sono state calcolate le caratteristiche geometriche significative delle due sezioni dei perni e sono state poi confrontate per valutare l'idoneità del nuovo perno.

A tale proposito si veda la figura 1 che segue..



IV. 2 CONCLUSIONI

Dal confronto risulta che il perno di nuova produzione, oggetto della presente estensione, ha caratteristiche geometriche e meccaniche complessivamente migliori di quello autorizzato con doc. prot. 20591/OM-4 del 12-04-1999.

Si conclude pertanto che la sostituzione del gruppo perno-nottolino, autorizzato con doc. prot. 20591/OM-4 del 12-04-1999, con il gruppo perno nottolino di nuova produzione, di cui ai disegni n. 100, 110 e 120 della presente estensione, migliora le condizioni di sicurezza già poste in essere, anche in forza di una maggiore efficacia della saldatura.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Giacinto Dattilo



Estensione - Nuovo perno con nottolino



CAPITOLO V**ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEI PONTEGGI**

Il capitolo V dell'autorizzazione n 20591/OM-4 del 12-04-1999, non subisce modifiche.




SOCOME S.p.A.
Il legale Rappresentante
Marcello Dattilo

CAPITOLO VI

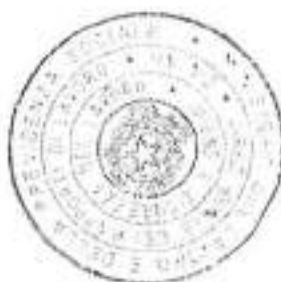
ISTRUZIONI PER IL MONTAGGIO, L'IMPIEGO E LO SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

Il capitolo VI dell'autorizzazione n 20591/OM-4 del 12-04-1999, viene integrato come segue.

VI.1 NORMATIVA APPLICABILE

Oltre a quanto disposto nella premessa del pari capitolo dell'Autorizzazione Ministeriale di cui si chiede l'estensione, devono essere parimenti osservate le norme aventi i seguenti riferimenti.

- D.M. 2/9/68 del Ministero del Lavoro e della previdenza Sociale "Riconoscimento di efficacia di alcune misure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi, sostitutive di quelle indicate nel D.P.R. 164/56";
- Circolare n. 149 del 22/11/85 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi";
- Circolare n.44 del 15/5/90 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati";
- Lettera circolare n. 20298/OM-4 del 9/2/95 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Utilizzo di impalcati metallici in luogo di impalcati in legname";
- Lettera n. 22268/PR-7 del 22/5/82 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Requisiti dimensionali";
- Lettera circolare n.22787/OM-4 del 21/01/99 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche – Precisazioni e chiarimenti";
- Lettera circolare n.44 del 10.07.2000 – Decreto legislativo 359/99, "Verifiche e controlli sulle attrezzature di lavoro – Modalità di conservazione delle relative documentazioni";
- Lettera circolare n. 46 del 11.07.2000. "Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi di cui all'art. 30 del D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164".
- Lettera circolare n. 3 del 08.01.2001. "Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di talune attrezzature di lavoro".
- D.P.R. 24/05/88 n.224 "Responsabilità per danno da prodotti difettosi";
- D.Lgs. 17/3/95 n.115 "Sicurezza generale dei prodotti";
- D.Lgs. 04/08/99 n. 359 "Attuazione della direttiva 95/63/CE che modifica la direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori".




 SOCOME S.p.A.
 Il legale Rappresentante
 Marcello Dattilo



SOCOME S.p.A.
S.S. 18 Km 86
Loc. Tavernanova
84025 EBOLI (SA)

RICHIESTA D'ESTENSIONE DELL'AUTORIZZAZIONE

Prot. 20591/OM-4 del 12/04/1999
Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "PORTALE S18 attacchi a perni"
Marchio "SOCOME 1"

ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI:

- **TELAIO CON NUOVO PERNO A NOTTOLINO**

DISEGNO N°

ELENCO DISEGNI ALLEGATO A

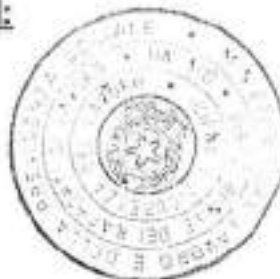
100
110
120

PERNO CON NOTTOLINO
DETTAGLI DELLA SALDATURA DEI PERNI
TELAIO A PORTALE S18 - ASSIEME TELAI

TAVOLA

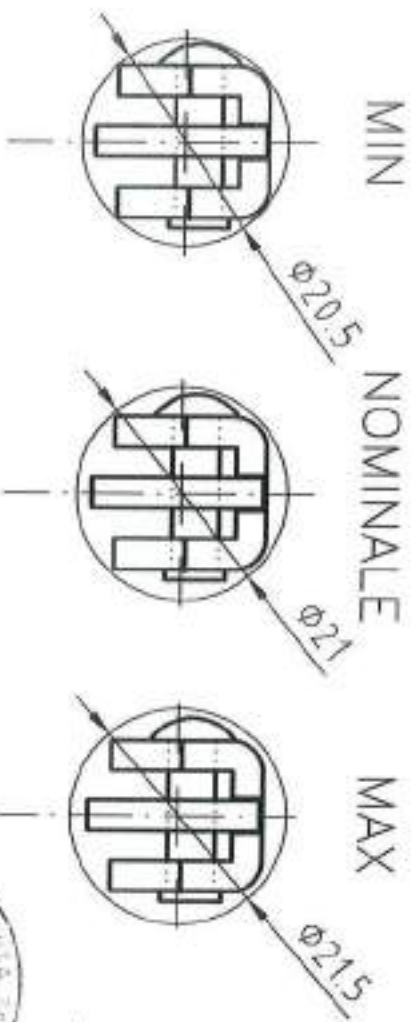
130

TABELLA DIMENSIONI E TOLLERANZE DEI MATERIALI
- TAB. N° M1
- TAB. N° M2
- TAB. N° M3
- TAB. N° M4

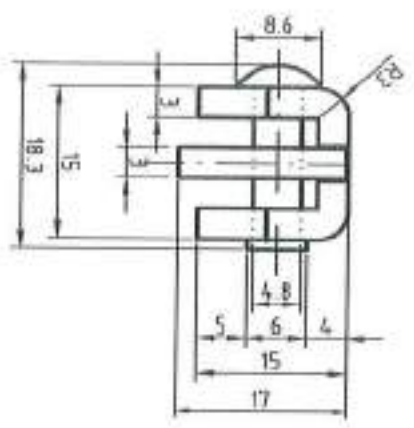



SOCOME S.p.A.

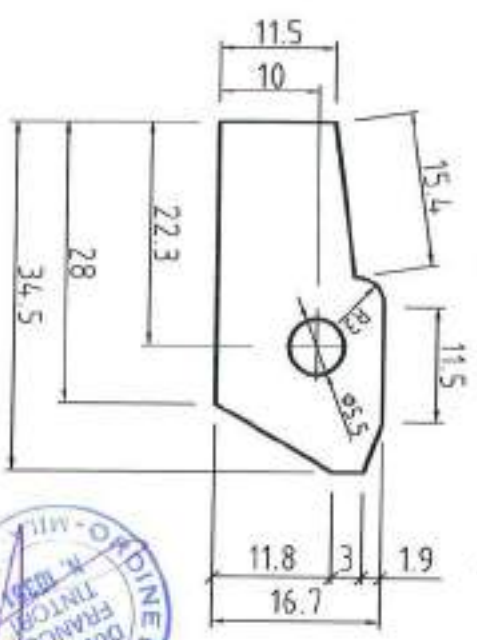
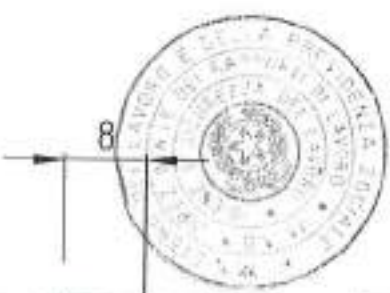
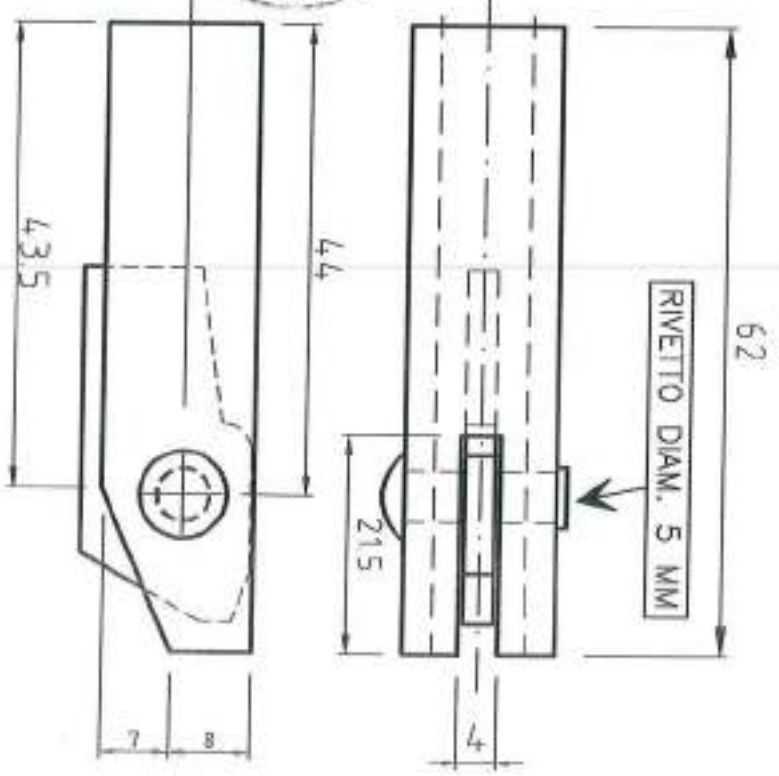




ACCOPPIABILITA' CON IL FORO DEGLI
ELEMENTI DI COLLEGAMENTO
(Correnti e diagonali)



NOTTOLINO
LAMIERA sp. 3 mm

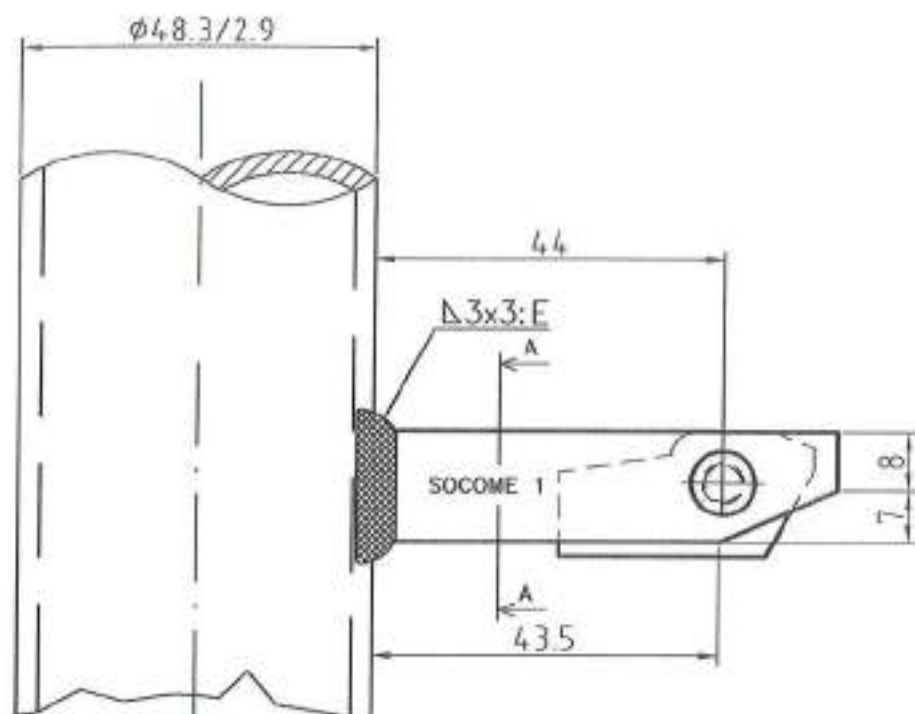
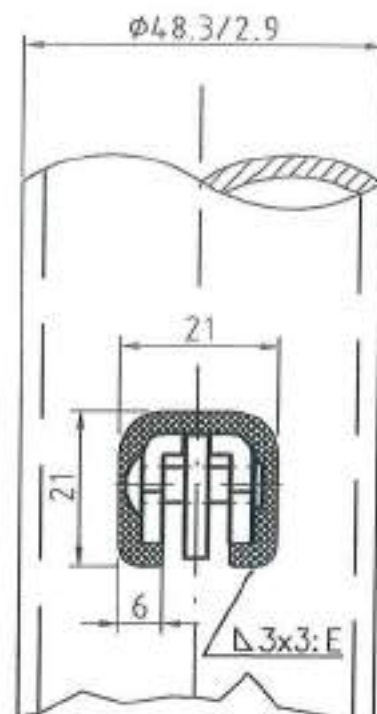
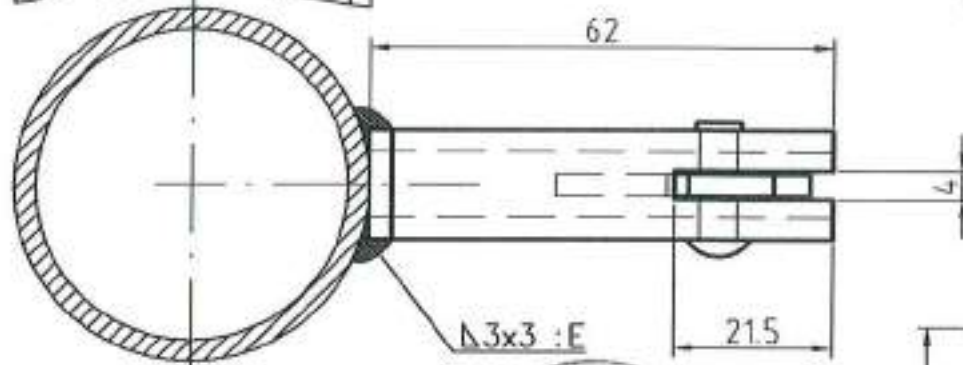


MATERIALE :
LAMIERA sp. 3 mm
Rivetto ø5 mm
S235JR (ex Fe360B)

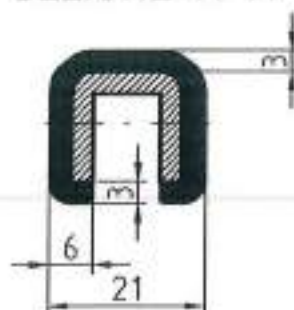


SOCOME s.p.a.

SOCOME s.p.a. Società di costruzioni metalliche		PRIMA EMISSIONE DATA 1990	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERBA CHECK
TELAIO A PORTALE S18 MARCHIO SOCOME 1		OGGETTO: PERNO CON NOTTOLINO	
SOCOME s.p.a.		SCALA: DATA MAR. 2001	
DISC. ALLEGATO A N° 100			

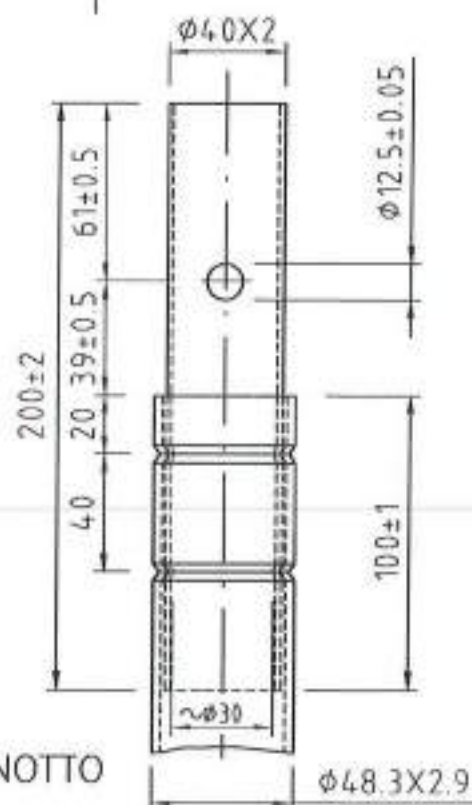


SEZIONE A-A



SOCOME S.p.A.

PARTICOLARE DELLA
PRESSATURA DELLO SPINOTTO



SOCOME s.p.a.

Società di costruzioni metalliche

Disegno
Allegato A
N° 110

Data :
Novembre
2001

TELAIO A PORTALE S18
MARCHIO SOCOME 1

OGGETTO : DETTAGLI DELLA
SALDATURA DEI PERNI E DELLA
PRESSATURA DELLO SPINOTTO

TAVOLA 130

TABELLE MATERIALI

Tabella M 1 - Dimensioni materiali

Riferimento	Tipo Profilato	Dimensioni e Tolleranze (mm)			
		Φ Esterno mm		Spessore mm	
		+ 0.5 *	- 0.5 *	+ 10% (*)	- 5% ⁽¹⁾
1	Tubo $\varnothing 48.3 \times 2.9$ mm	48.8	47.8	3.19	2.75
2	Tubo $\varnothing 26.9 \times 2.3$ mm	27.4	26.4	2.53	2.18
3	Tubo $\varnothing 40 \times 2$ mm	40.5	39.5	2.20	1.9

* = UNI EN 10219/2 (1) = CIRCOLARE M.L.P.S. 44/90

Tabella M 2 - Dimensioni materiali

Riferimento	Tipo Profilato	Tolleranze (mm)	Dimensioni (mm)		Norma
			Max	Min	
4	Lamiera sp. 3 mm	± 0.15	3.15	2.85	UNI EU 48
5	Tondo $\varnothing 5$ mm	± 0.4	5.4	4.6	UNI EU 60

Tabella M 3 - Caratteristiche meccaniche dei materiali

Riferimento	Tipo profilato	Materiale	Tensioni minime		Allungament o Minimo %	Norma di riferimento
			Snervamento R_{el} N/mm ²	Rottura R_m N/mm ²		
1	Tubo $\varnothing 48.3 \times 2.9$ mm	S 235 JRH	≥ 235	340 ÷ 470	≥ 17	UNI EN 10219/1
2	Tubo $\varnothing 26.9 \times 2.3$ mm	S 235 JRH	≥ 235	340 ÷ 470	≥ 17	UNI EN 10219/1
3	Tubo $\varnothing 40 \times 2$ mm	S 235 JRH	≥ 235	340 ÷ 470	≥ 17	UNI EN 10219/1
4	Lamiera sp. 3 mm	S 235 JR	≥ 235	340 ÷ 470	≥ 24	C.N.R. 10011/97
5	Tondo $\varnothing 5$ mm	S 235 JR	≥ 235	340 ÷ 470	≥ 26	C.N.R. 10011/97

Tabella M 4 - Distinta impieghi materiali

Riferimento materiale	Disegno n.	Posizione n.
1) Tubo $\varnothing 48.3 \times 2.9$ mm	120	Montanti e traverso telaio
2) Tubo $\varnothing 26.9 \times 2.3$ mm	120	Archetto telaio
3) Tubo $\varnothing 40 \times 2$ mm	120	Spinotti di collegamento
4) Lamiera sp. 3 mm	100	Perno e nottolino
5) Tondo $\varnothing 5$ mm	100	Cerniera del nottolino



SOCOME S.p.A.



SOCOME S.p.A.
S.S. 18 Km 86
Loc. Tavernanova
84025 EBOLI (SA)

RICHIESTA D'ESTENSIONE DELL'AUTORIZZAZIONE

Prot. 20591/OM-4 del 12/04/1999
Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "PORTALE S18 attacchi a perni"
Marchio "SOCOME 1"

ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI:

- **TELAIO CON NUOVO PERNO A NOTTOLINO**

DISEGNO N°

ELENCO DISEGNI COSTRUTTIVI

100
110
120

PERNO CON NOTTOLINO
DETTAGLI DELLA SALDATURA DEI PERNI
TELAIO A PORTALE S18 - ASSIEME TELAI



TAVOLA

130

TABELLA DIMENSIONI E TOLLERANZE DEI MATERIALI
- TAB. N° M1
- TAB. N° M2
- TAB. N° M3
- TAB. N° M4


SOCOME S.p.A.



MIN

NOMINALE

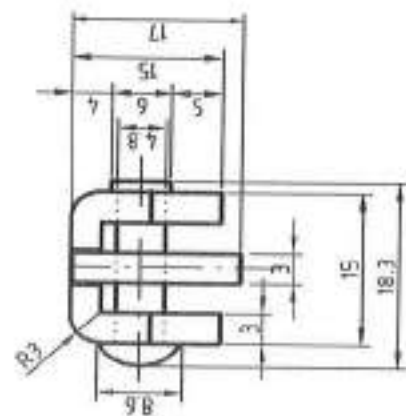
MAX

 $\phi 20.5$ $\phi 21$ $\phi 21.5$

62

RIVETTO DIAM. 5 MM

ACCOPIABILITA' CON IL FORO DEGLI
ELEMENTI DI COLLEGAMENTO
(Correnti e diagonali)



NOTTOLINO
LAMIERA sp. 3 mm



MATERIALE :
LAMIERA sp. 3 mm
Rivetto $\phi 5$ mm
S235JR (ex Fe360B)

44

43.5

8



SOCOME S.p.A.

Prima emissione
DESCRIZIONE

Rev. Data Firma Check

OGGETTO :
TELAIO A PORTALE S18
MARCHIO SOCOME 1

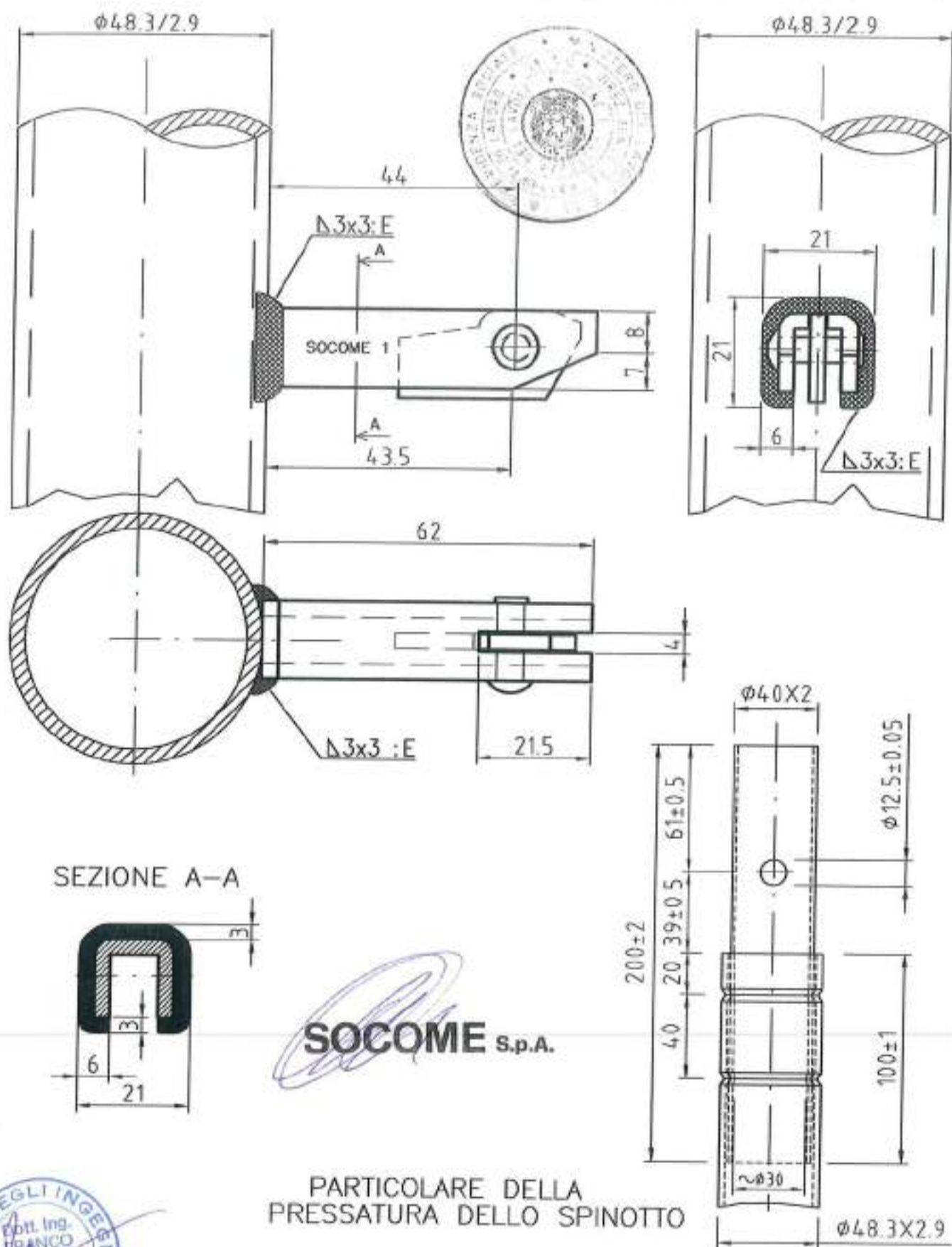
SOCOME S.p.A.

Società di costruzioni metalliche

DISSEGNO COSTRUTTIVO
N° 100

SCALA
PESO 1

DATA Nov. 2001



SOCOME s.p.a.

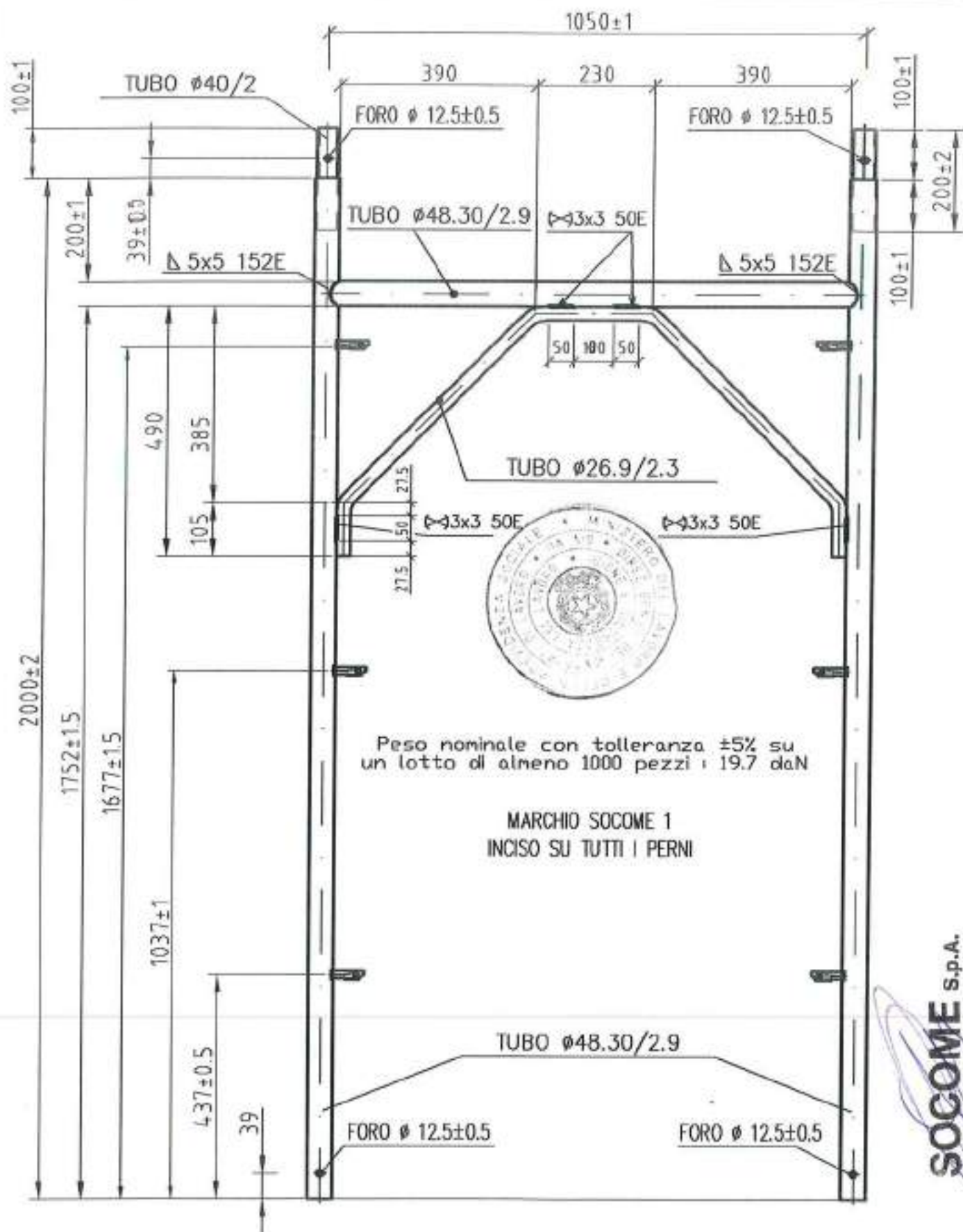
Società di costruzioni metalliche

Disegno
Costruttivo
N° 110

Data :
Novembre
2001

TELAIO A PORTALE S18
MARCHIO SOCOME 1

OGGETTO : DETTAGLI DELLA
SALDATURA DEI PERNI E DELLA
PRESSATURA DELLO SPINOTTO



SOCOME s.p.a.
Società di costruzioni metalliche

Disegno
Costruttivo
N° 120

Data:
Novembre
2001

TELAIO A PORTALE S18
MARCHIO SOCOME 1

OGGETTO:
ASSIEME TELAIO

TAVOLA 130

TABELLE MATERIALI

Tabella M 1 - Dimensioni materiali

Riferimento	Tipo Profilato	Dimensioni e Tolleranze (mm)			
		Φ Esterno mm		Spessore mm	
		+ 0,5 *	- 0,5 *	+ 10% (*)	- 5% (1)
1	Tubo $\varnothing 48,3 \times 2,9$ mm	48,8	47,8	3,19	2,75
2	Tubo $\varnothing 26,9 \times 2,3$ mm	27,4	26,4	2,53	2,18
3	Tubo $\varnothing 40 \times 2$ mm	40,5	39,5	2,20	1,9

* = UNI EN 10219/2 (1) = CIRCOLARE M.L.P.S. 44/90

Tabella M 2 - Dimensioni materiali

Riferimento	Tipo Profilato	Tolleranze (mm)	Dimensioni (mm)		Norma
			Max	Min	
4	Lamiera sp. 3 mm	$\pm 0,15$	3,15	2,85	UNI EU 48
5	Tondo $\varnothing 5$ mm	$\pm 0,4$	5,4	4,6	UNI EU 60

Tabella M 3 - Caratteristiche meccaniche dei materiali

Riferimento	Tipo profilato	Materiale	Tensioni minime		Allungament o Minimo %	Norma di riferimento
			Snervamento $R_{0,01}$ N/mm ²	Rottura R_m N/mm ²		
1	Tubo $\varnothing 48,3 \times 2,9$ mm	S 235 JRH	≥ 235	$340 \div 470$	≥ 17	UNI EN 10219/1
2	Tubo $\varnothing 26,9 \times 2,3$ mm	S 235 JRH	≥ 235	$340 \div 470$	≥ 17	UNI EN 10219/1
3	Tubo $\varnothing 40 \times 2$ mm	S 235 JRH	≥ 235	$340 \div 470$	≥ 17	UNI EN 10219/1
4	Lamiera sp. 3 mm	S 235 JR	≥ 235	$340 \div 470$	≥ 24	C.N.R. 10011/97
5	Tondo $\varnothing 5$ mm	S 235 JR	≥ 235	$340 \div 470$	≥ 26	C.N.R. 10011/97

Tabella M 4 - Distinta impieghi materiali

Riferimento materiale	Disegno n.	Posizione n.
1) Tubo $\varnothing 48,3 \times 2,9$ mm	120	Montanti e traverso telaio
2) Tubo $\varnothing 26,9 \times 2,3$ mm	120	Archetto telaio
3) Tubo $\varnothing 40 \times 2$ mm	120	Spinotti di collegamento
4) Lamiera sp. 3 mm	100	Perno e nottolino
5) Tondo $\varnothing 5$ mm	100	Cerniera del nottolino


SOCOME S.p.A.



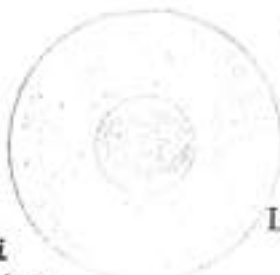


**Ministero del Lavoro
e delle Politiche Sociali**

Dipartimento per le Politiche del Lavoro e dell'Occupazione
e Tutela dei Lavoratori

DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI LAVORO
DIV. VII - Igiene e Sicurezza del Lavoro

Prot. N° 21426 /PR/OP/PONT/E
All. n. Vari



Roma, 7 LUG. 2003

Alla Ditta SOCOME S.p.A.
Località Tavernanova S.S. 18, Km 86
84025 EBOLI (SA)

e, p.c.: Alla Direzione Provinciale
del Lavoro di
C.so Garibaldi, 142/D
84100 SALERNO

OGGETTO: Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n.164 - Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati - Tipo "Portale S 18 attacchi a perni" - Denominazione commerciale "S 18" - Marchio "SOCOME 1".

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

VISTA l'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati rilasciata a codesta Ditta con nota n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 da questo Ministero e successiva estensione;

VISTA l'istanza presentata da codesta Ditta, concernente l'estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati, avente denominazione commerciale "S 18" e marchio "SOCOME 1", nonché i relativi allegati tecnici;

VISTA la conformità alla normativa vigente della documentazione tecnica allegata;

SI AUTORIZZA

l'estensione della predetta autorizzazione alla costruzione ed all'impiego dei seguenti elementi metallici prefabbricati: impalcato, fermapiede e stocchi di ancoraggio.

Gli elementi di cui sopra devono essere costruiti ed impiegati in conformità alla relazione tecnica ed ai disegni e tabelle (tavole dell'Allegato A nn.: da 1500 a 1513) allegati alla presente nota, di cui fanno parte integrante.

L'estensione è rilasciata a condizione che:

- copia della presente, della relazione tecnica e di detti disegni e tabelle siano inseriti nel "libretto" di autorizzazione da consegnarsi agli acquirenti del ponteggio. Tale libretto deve essere depositato, in duplice copia ed entro sei mesi, presso lo scrivente e presso la Direzione Provinciale del Lavoro in indirizzo;
- siano integralmente rispettate le clausole riportate nella lettera di autorizzazione summenzionata.

IL DIRETTORE GENERALE
(Dott. Paolo ONELLI)

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

SOCOME S.p.A.
S.S. 18 km 86
LOC. TAVERNANOVA
84025 EBOLI (SA)

**RICHIESTA D'ESTENSIONE
DELL'AUTORIZZAZIONE**

Prot. 20591/OM-4 del 12/04/1999 ed
Estensione n. 20659/OM-4 del 11/07/2002
Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo " PORTALE S18 A PERNI" -
Denominazione commerciale "S18" - Marchio "SOCOME I"

ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI:

- TAVOLA METALLICA 490 x 1800 mm
- FERMAPIEDE METALLICO 1800 mm
- STOCCHI DI ANCORAGGIO



Data di presentazione della presente al Ministero del Lavoro 13.03.2003

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
M. D'APULO

ESTENSIONE PONTEGGIO S18



CAP.IV CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE CONDIZIONI D'IMPIEGO

IL capitolo IV della relazione tecnica autorizzata con prot. n.20591/OM-4 del 12/4/1999 ed Estensione n. 20659/OM-4 del 11/07/2002 con denominazione commerciale "PORTALE S18 A PERNI", è così integrato.

IV.1 PREMESSA

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

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

- D.P.R. 2 aprile 1956 n° 547 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro
- D.P.R. 7 gennaio 1956 n°164 - Norme per la prevenzione infortuni degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni
- D.P.R. 24 maggio 1988 n° 224 - Responsabilità per danno da prodotti difettosi
- D.Lgs 17 marzo 1994 n. 626 - Attuazione delle Direttive 89/391/CEE, 89/654/CEE, 89/655/CEE, 89/655/CEE, 89/656/CEE, 90/269/CEE, 90/394/CEE e 90/679/CEE, riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori.
- D.Lgs. 17 marzo 1995 n° 115 - Sicurezza generale dei prodotti
- D.Lgs 4 agosto 1999 n. 359 - Attuazione della direttiva 95/63/CE che modifica la direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori.
- D.M. del M.L.P.S. 2 settembre 1968 - Riconoscimenti di efficacia di alcune misure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi, sostitutive di quelle indicate nel DPR 164/56
- D.M.del M.L.P.S. 23 marzo 1990 n° 115 - Riconoscimenti di efficacia
- D.M. del M.L.P.S 22 maggio 1992 n. 466 - Riconoscimenti di efficacia
- D.M. del M.L.P.S 23 marzo 1998 n° 118 Riconoscimenti di efficacia
- Circolare M.L.P.S. n. 85 del 09/11/78 - Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi
- Lettera circolare M.L.P.S. n° 22268/PR-7 del 22/05/82 - Requisiti dimensionali
- Circolare M.L.P.S. n° 149 del 22/11/85 - Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi
- Circolare n° 44 del 15/05/90 - Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati.
- Circolare M.L.P.S. n. 132 del 24.10.91 - Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a montanti e traversi prefabbricati
- Lettera circolare M.L.P.S. n° 20298/OM-4 del 09/02/95 - Utilizzo di elementi di impalcato metallico prefabbricato di tipo autorizzato in luogo di elementi di impalcato in legname.
- Lettera circolare M.L.P.S. n° 22787/OM-4 del 21/01/99 - 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 documentazione ex D. Lgs 359/99
- 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 - Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di talune attrezzature di lavoro ex D.Lgs 359/99
- C.N.R. 10011/97
- C.N.R. 10012/85
- C.N.R. 10022/84
- C.N.R. 10027/85

IV.2 VALUTAZIONE DEI CARICHI

La valutazione dei carichi non subisce modifiche rispetto al doc. di Autorizzazione prot. n.20591/OM-4 del 12/4/1999 ed Estensione n. 20659/OM-4 del 11/07/2002.

IV.3 CONDIZIONI DI CARICO

L'insieme delle condizioni di carico non subisce modifiche rispetto al doc. di Autorizzazione prot. n.20591/OM-4 del 12/4/1999 ed Estensione n. 20659/OM-4 del 11/07/2002.

IV.4 TENSIONI AMMISSIBILI

I valori delle tensioni ammissibili non subiscono modifiche rispetto al doc. di Autorizzazione prot. n.20591/OM-4 del 12/4/1999 ed Estensione 20659/OM-4 del 11/07/2002.

IV.5 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI

I valori delle caratteristiche dimensionali non subiscono modifiche rispetto al doc. di Autorizzazione prot. n.20591/OM-4 del 12/4/1999 ed Estensione 20659/OM-4 del 11/07/2002.

IV.6 CALCOLO DELLE AZIONI

Il calcolo delle azioni subisce le seguenti modifiche rispetto al doc. di Autorizzazione prot. n.20591/OM-4 del 12/4/1999 ed Estensione 20659/OM-4 del 11/07/2002.

IV.6.1 Superfici investite dal vento – Proiezioni su un piano normale alla facciata dell'opera servita, di un modulo di ponteggio (1 piano e 6 campi/7 stilate consecutive)

Ai fini della verifica degli ancoraggi, occorre valutare la spinta del vento parallelo alla facciata su un totale di 6 campi consecutivi – 7 stilate). Con riferimento al § 4.3.2 del doc. di Autorizzazione citato, per un piano e un campo si ha:

TABELLA IV-1

Superficie esposta al vento parallelo all'opera servita per un piano e un campo

Elementi investiti	Superfici parziali (m ²)	Superfici totali (m ²)
Telaio escluso traverso	0.2337	
Diagonale di facciata	0.033	
Diagonale in pianta	0.027	
S _{1p} Traverso + correnti di estremità	0.1453	S _{1p} = 0.1453
Totale S _{2p}		S _{2p} = 0.439*1.10 = 0.4829
S _{3p} Impalcato	0.05	S _{3p} = 0.05
S _{4p} Fermapiede di testata	0.20	S _{4p} = 0.20
S _{5p} Fermapiede di facciata	0.01	S _{5p} = 0.01
S _{ptot} Totale modulo		S _{ptot} = 0.744

Pertanto la superficie esposta su 6 campi consecutivi è la seguente :

TABELLA IV-2

Superficie esposta al vento parallelo all'opera servita valutata su 1 piano e 9 campi consecutivi

Elementi investiti	Superfici parziali (m ²)	Superfici totali (m ²)
S _{1p} (vedi tabella IV-1)	0.1453	-
S _{2p} (vedi tabella IV-1)	0.4829	-
S _{3p} (vedi tabella IV-1)	0.05	-
S _{4p} (vedi tabella IV-1)	0.2	-
S _{5p} (vedi tabella IV-1)	0.01	-
S _{piot} (vedi tabella IV-1)	0.744	-
$S_{p7} = S_{piot} + 6 (S_{2p} - S_{1p}) + 6 (S_{3p} + S_{5p})$		$S_{p6} = 3.13$

Sempre con riferimento al § 4.4.2 del doc. di Autorizzazione citato, a partire dal piano 6 il prodotto della pressione cinetica per il coefficiente di raffica in condizione di vento di fuori servizio con neve è pari a 91.4 daN/m² e pertanto l'azione del vento a partire da questo piano su 6 campi consecutivi vale:

$$f''_{wpn} = p''_v * G_r * C * a_l = 91.4 * 1.2 * 3.13 = 343.3 \text{ daN}$$

Al piano 6 (12 m), il valore dei carichi orizzontali in condizione di vento di fuori servizio con neve, dovuti alle imperfezioni geometriche di montaggio è pari 7 daN (§ 4.4.2. doc. citato), mentre per i piani superiori questo valore è inferiore e pertanto su 6 campi consecutivi si ha:

$$f''_{gptot} = f''_{gp} - \sqrt{7} * 7 = 18.5 \text{ daN} \quad \text{con } n_s = \text{numero delle stilate} = 10$$

Il valore totale dell'azione orizzontale su 6 campi consecutivi è pari quindi a :

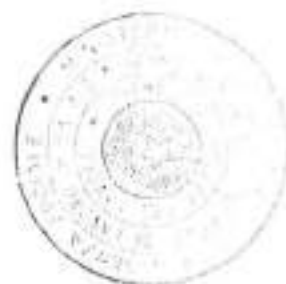
$$F_p'' = f''_{wpn} + f''_{gptot} = 343.3 + 18.5 = 361.8 \text{ daN}$$

IV.7 VERIFICA DELLA TAVOLA METALLICA 495 X 1800 MM

IV.7.1 Valori statici

Le dimensioni principali della sezione dell'impalcato sono le seguenti:

Lunghezza utile	$l = 180 \text{ cm}$
Larghezza utile	$b = 49.5 \text{ cm}$



Si consideri la sezione trasversale della tavola e si centri una coppia di assi cartesiani di cui:
 X coincide con il filo del piano di calpestio
 Y è perpendicolare a X e passa per la mezzeria della sezione trasversale.

Posizione del baricentro : $x_G = 0$
 $y_G = -20.367 \text{ mm}$

Momento di inerzia di una sezione ridotta in base ai requisiti della norma CNR 10022 (si veda appendice 2 di calcolo automatico): $J = 52.04 \text{ cm}^4$

Modulo di resistenza maggiore $W = 25.55 \text{ cm}^3$
 Modulo di resistenza minore $W = 12.83 \text{ cm}^3$

IV.7.2 Verifica dell'impalcato

Le caratteristiche geometriche della tavola 1800×495 sono le seguenti:

Peso proprio dell'impalcato $G = 16.5 \text{ daN}$

Larghezza utile dell'impalcato $b = 49.5 \text{ cm}$

Lunghezza utile dell'impalcato $L = 180 \text{ cm}$

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

- 1) carico ripartito di servizio $q_1 = 300 \text{ daN/m}^2 * 0.49 = 147 \text{ daN/m} = 1.47 \text{ daN/cm}$
- 2) carico concentrato $Q_2 = 300 \text{ daN}$ applicato su una superficie di $50 * 50 \text{ cm}$
- 3) carico concentrato $Q_3 = 100 \text{ daN}$ applicato su una superficie di $20 * 20 \text{ cm}$
- 4) carico ripartito $q_{rip} = 500 \text{ daN/m}^2 = 0.05 \text{ daN/cm}^2$ applicato su una superficie parziale avente area $A_p = 0.4 A = 0.4 * L * l_1 = 0.4 * 1.8 * 1 = 0.72 \text{ m}^2$
 Per una larghezza $b = 49.5 \text{ cm}$, quest'area determina una lunghezza del carico distribuito di $0.72 / 0.495 = 1.454 \text{ m} = 146 \text{ cm}$

Si ha:

Carico ripartito dovuto al peso proprio $q_i = G/L = 16.5/180 = 0.092 \text{ daN/cm}$

$q_2 = (Q_2 * 0.495 / 0.5) / 50 = 297 / 50 = 5.94 \text{ daN/cm}$, applicati su una lunghezza di 50 cm in mezzeria

$q_3 = Q_3 / 20 = 5 \text{ daN/cm}$ applicati su una lunghezza di 20 cm in mezzeria

$q_4 = q_{rip} * b = 5 * 0.495 = 2.475 \text{ daN/cm}$, posti su una lunghezza $L = 146 \text{ cm}$, centrata in mezzeria. A favore della sicurezza, si considera che il carico di 2.475 daN/cm venga applicato su tutta la lunghezza della tavola.

Ricercando il massimo dei momenti, si ha:

$$M_1 = \frac{(q_1 + q_4)}{8} \times L^2 = 6326 \text{ daNcm}$$

$$M_2 = \frac{q_1 \times L^2}{8} + \frac{q_2 \times 50}{2} \cdot \frac{L}{2} - \frac{q_1}{2} \left(\frac{50}{2} \right)^2 = 373 + 13365 - 1856 = 11882 \text{ daNcm}$$

$$M_3 = \frac{q_1 \times L^2}{8} + \frac{q_3 \times 20}{2} \cdot \frac{L}{2} - \frac{q_1}{2} \left(\frac{20}{2} \right)^2 = 373 + 4500 - 250 = 4623 \text{ daNcm}$$

$$M_4 = \frac{(q_1 + q_4)}{8} \times L^2 = 10396 \text{ daNcm}$$

I carichi vengono posizionati in condizioni da rispecchiare il più possibile lo schema di prova con il carico di prossimità degli appoggi, al fine di massimizzare i tagli: la posizione della risultante dei carichi deve essere, per quanto possibile, la più prossima a $(250+33) = 283 \text{ mm}$ dall'appoggio per R_2 ed a $(100+33) = 133 \text{ mm}$ dall'appoggio per R_3 .

$$R_1 = \frac{G}{2} + \frac{q_1 \cdot L}{2} = 8.25 + 132.3 = 140.6 \text{ daN}$$

$$R_2 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2 \cdot (180 - 28.3)}{180} = 8.25 + 252.8 = 261 \text{ daN}$$

$$R_3 = \frac{G}{2} + \frac{Q_3 \cdot (180 - 13.3)}{180} = 8.25 + 92.6 = 100.9 \text{ daN}$$

$$R_4 = \frac{G + (q_4 \times L)}{2} = 8.25 + 222.8 = 231 \text{ daN daN}$$

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

$$f_1 < f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_1 + q_4) \cdot L^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0.092 + 2.475) \cdot 180^4}{2060000 \cdot 52.04} = 0.327 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot L^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{300 \cdot 180^3}{2060000 \cdot 52.04} = 0.34 \text{ cm}$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_3 \cdot L^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{100 \cdot 180^3}{2060000 \cdot 52.04} = 0.113 \text{ cm}$$



Tutti i valori sono inferiori ai valori di riferimento: $f_{amm} = L/100 = 1.8 \text{ cm}$ e $f''_{amm} = 2 \text{ cm}$

Le tensioni massime risultano:

$$\text{nel manto} \quad \sigma_{\max} = M_2 / \Phi W = 11882 / 1 \cdot 12.83 = 926.1 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{in uno dei tre ganci, avendo assunto } W = 0.340 \text{ cm}^3 \quad \Phi = 1 \quad e = 3.3 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = R_2 \cdot e / (3 \cdot \Phi \cdot W) = 261 \cdot 3.3 / (3 \cdot 1 \cdot 0.340) = 844.4 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

IV.7.3 Confronto con i risultati sperimentali

Il minimo dei momenti M_r che ha provocato la rottura durante la prova, essendo $P_{cr} = 1180 \text{ daN}$ il valore minimo di rottura durante la prova, vale:

$$M_r = 1180 \cdot 180 / 4 = 53100 \text{ daNm}$$

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra M_r e il momento M_2 calcolato al paragrafo precedente e vale:

$$\mu = M_r / M_2 = 53100 / 11882 = 4.47 > 2.2$$

IV.7.4 Verifica dei punti clincati tipo Tox R DF8 - Confronto con i risultati sperimentali

IV.7.4.1 Verifica a trazione

Dalla verifica condotta al punto IV.7.2, risulta che la massima sollecitazione sui ganci vale $R_2 = R_{\max} = 261 \text{ daN}$.

Si considera la coppia di punti a pressione che collega superiormente il manto con la testata e che si trova compresa fra il gancio a filo della fiancata e quello immediatamente adiacente.

Si ipotizza che il 50% della reazione totale venga assorbito da questa coppia di punti a pressione e pertanto per ogni punto si ha:

$$T = \frac{R_{\max}}{2 \cdot 2} = \frac{261}{4} = 65.3 \text{ daN}$$

Rispetto al minimo valore di rottura a trazione ottenuto nelle prove sperimentali, si avrebbe un coefficiente di sicurezza pari a (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2003/207 del 31/01/2003):

$$\mu = F_{cr} / T = 215 / 65.3 = 3.29 > 2.2$$

Avendo escluso ogni contributo dei punti a pressione presenti sulle fiancate ed internamente sulle anime di rinforzo, che lavorano a taglio, la verifica risulta soddisfatta.

IV.7.4.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio, si considerano i punti a pressione posizionati sui 2 fianchi della tavola.
Dalle verifiche condotte al punto IV.7.2, risulta che la massima sollecitazione sui ganci vale $R_2 = R_{max} = 261 \text{ daN}$

Conseguentemente l'azione di taglio trasmessa sui punti a pressione vale:

$$261 * 6 / 1.7 = 921 \text{ daN} = \text{azione tagliente sui punti clincati}$$

dove: 6 cm = distanza massima tra l'asse del traverso d'appoggio ed il punto a pressione più lontano

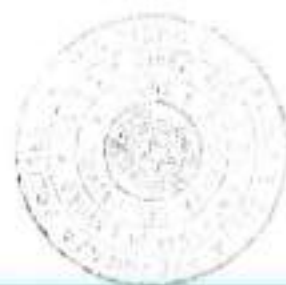
1.7 cm = distanza tra i 2 punti a pressione

Per ciascun lato, avremo un'azione sulle coppie di punti clincati pari a $921/2 = 460.5 \text{ daN}$.
Considerando in via prudenziale una ripartizione del carico sui due punti proporzionale a 2/3 e 1/3, il valore massimo a taglio a cui è sottoposto un punto clincato vale:

$$T = 307 \text{ daN}$$

Dalle 5 prove di laboratorio (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2003/207 del 31/01/2003), si ricava il valore minimo di rottura a taglio, pari a 805 daN e quindi il coefficiente di sicurezza è pari a:

$$\nu = 805/307 = 2.62 > 2.2$$



IV.8 VERIFICA DELLA CONTROVENTATURA IN Pianta MEDIANTE IMPALCATO METALLICO

IV.8.1 Confronto prove sperimentali – Collasso a compressione della controventatura orizzontale

Si esegue confronto tra la controventatura realizzata con correnti e diagonale già autorizzata con prot. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 e quella realizzata con le tavole metalliche della presente estensione. Dal confronto che segue si evince che la nuova controventatura presenta una maggiore rigidità a compressione rispetto alla precedente già autorizzata.

Saggio n	Certificato ISPESL DTS-V 62/91/PTP del 09/05/1991 Controventatura realizzata con corrente e diagonale	Certificato del POLITECNICO DI MILANO n. 2003/71 del 05/02/2003 Controventatura realizzata con tavole metalliche come da disegni n. 1500, 1501, 1502, 1503 della presente estensione
	Carico di rottura a collasso daN	
1	500	740
2	540	730
3	580	690
4	520	680
5	540	720

IV.8.2 Verifica della controventatura in pianta mediante impalcato metallico, sul piano di raccordo con il parasassi (ancoraggio ogni 2 stilate).

Dal certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2003/71 del 05/02/2003, risultano i seguenti valori di di collasso a compressione per la controventatura in pianta realizzata mediante impalcato metallico:

$F_1 = 740 \text{ daN}$; $F_2 = 730 \text{ daN}$; $F_3 = 690 \text{ daN}$; $F_4 = 680 \text{ daN}$; $F_5 = 720 \text{ daN}$.

Il valore F_{med} è pari a: $F_{med} = \left(\sum_{i=1}^5 F_i \right) / 5 = 712 \text{ daN}$

Il frattile 10% è quindi pari a:

$F_{0.10\%} = F_{med} - k \cdot s = 712 - 3.413 \cdot 25.9 = 623.6 \text{ daN}$

dove $k = 3.413$ per $n = 5$

s è lo scarto quadratico medio così definito: $s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^5 (F_{med} - F_i)^2}{(n-1)}} = 25.9$

Dall'analisi elastica (File IMPCOLL.F3F, asta 105), effettuata modellando un campo di irrigidimento in pianta in accordo alla metodologia di prova, il carico ultimo riferito alla diagonale fittizia compressa (per una azione pari a 623.6 daN), è stato pari a:

$F_{uc} = -443.5 \text{ daN}$

Si modellano pertanto 2 campi di irrigidimento in pianta, in accordo con lo schema di ancoraggi e si applica l'azione orizzontale normale all'opera servita $N = 351$ daN (vedi doc. di Autorizzazione prot. N. 20591/OM-4 del 12/4/1999 ed Estensione 20659/OM-4 del 11/07/2002, paragrafo 4.7.2 (b)), uguale a quella cui il ponteggio è assoggettato.

L'analisi elastica, fornisce il seguente valore dell'azione di compressione nella identica diagonale fittizia: (asta 109, file IMP2MPIL.F3F)

$$F_{dc} = 227.1 \text{ daN}$$

Il coefficiente di sicurezza dell'irrigidimento risulta essere quindi:

$$\mu = \frac{F_{me}}{F_{dc}} = \frac{443.5}{227.1} = 1.95 > 1.5$$

IV.8.3 Verifica della controventatura in pianta mediante impalcato metallico, sui piani generici superiori al III (schema con ancoraggi ogni 3 stilate).

Con riferimento al paragrafo IV.8.1, il carico ultimo riferito alla diagonale fittizia compressa (per una azione pari a 623.6 daN), è stato pari a :

$$F_{uc} = -443.5 \text{ daN}$$

Considerando la presenza delle tavole metalliche e dei fermapiedi, dal paragrafo 4.3.2 dell' Autorizzazione prot. N. 20591/OM-4 del 12/4/1999, si ricava la massima azione totale orizzontale al X piano, pari a $F=100.5$ daN, in condizioni di vento di fuori servizio con neve.

L'analisi elastica eseguita modellando 3 campi di irrigidimento (File IMP3MPX - aste 111 e 114) e applicando il carico F, fornisce un'azione massima calcolata nelle diagonali fittizie pari a $F_{dc} = 134$ daN e quindi il coefficiente di sicurezza vale:

$$i = \frac{F_{uc}}{F_{dc}} = \frac{443.5}{134} = 3.3 > 1.5$$



IV.9 VERIFICA DEL FERMAPIEDE METALLICO

IV.9.1 Dati statici della sezione

Lunghezza utile	$l = 180 \text{ cm}$
Larghezza utile	$b = 20 \text{ cm}$

Si consideri la sezione trasversale del fermapiiede e si uniscano le due alette, in modo da formare un asse di riferimento (Y).

Il baricentro si trova a 1.91 cm da detto asse ed quindi i punti più estremi della sezione si trovano ancora sulle alette, dato che la distanza tra alette e superficie esterna del fermapiiede è di 3 cm.

Essendo il momento di inerzia pari a $J = 5.95 \text{ cm}^4$ (si veda l'Appendice 2 di calcolo automatico) si ha che il modulo di resistenza minore è pari a $W = 3.12 \text{ cm}^3$

IV.9.2 Verifica analitica

La verifica viene condotta per un carico concentrato $P = 30 \text{ daN}$ posto in mezzzeria, che determina un momento flettente nel fermapiiede pari a:

$$M_r = 30 \cdot 180 / 4 = 1350 \text{ daNcm}$$

Ne deriva uno sforzo che vale:

$$\sigma = M/W = 1350 / 3.12 = 433 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

IV.9.3 Confronto con i dati sperimentali

Le prove di laboratorio (Certificato ISPESL N. DTS/V/28/93/PTP del 20/04/1993), hanno fornito il valore minimo di collasso di 140 daN e pertanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$\nu = \frac{F_{100\%}}{P} = \frac{140}{30} = 4.66 > 1.5$$



IV.10. VERIFICA DEGLI STOCCHI DI ANCORAGGIO

IV.10.1 Tipologie di ancoraggi.

IV.10.1.1. Premessa

Gli ancoraggi vengono realizzati secondo le modalità riportate nei disegni Allegato A n.1505 e 1506.

Inoltre gli ancoraggi devono essere in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata e a forze orizzontali parallele al piano di facciata.

IV.10.1.2. Verifica degli ancoraggi in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata per azioni di ± 650 daN

a) Verifica dell'ancoraggio a cravatta

Per l'ancoraggio a cravatta - realizzato con tubi e giunti di tipo autorizzato - è sufficiente la verifica del giunto allo scorrimento sotto l'azione complessiva massima $F_a = \pm 650$ daN.

Tale verifica è automaticamente soddisfatta in quanto per un ancoraggio con giunto normale (frattile convenzionale $F_g = 981$ daN) risulta un coefficiente di sicurezza

$$\mu = 981/650 = 1.509 > 1.5.$$

b) Verifica dell'ancoraggio ad anello

L'ancoraggio viene verificato per la massima azione di trazione $F_a = \pm 650$ daN.

Per l'ancoraggio ad anello (di diametro $d_a = 6.6$ cm), il tondino presenta un diametro $d_t = 1.6$ cm, cui corrispondono le seguenti caratteristiche geometriche:

$$A_t = \frac{\delta \cdot d_t^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$W_t = \frac{\delta \cdot d_t^3}{32} = 4.02 \text{ cm}^3$$

Il materiale del tondino è S355JR

Si ha pertanto :

$$\sigma = \frac{F_a}{2 \times A_t} + \frac{0.144 \times F_a \times d_a}{W_t} = 161.7 + 1536.7 = 1698.5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm} 2700 \text{ daN/cm}^2$$



IV.10.1.3. Verifica degli ancoraggi in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata per azioni di 900 daN

a) Verifica dell'ancoraggio a cravatta (con giunto accoppiato a giunto di tenuta)

Lo stocco della cravatta dovrà essere collegato con giunti ortogonali ai montanti interno ed esterno.

Le cravatte - realizzate impiegando tubi e giunti di tipo autorizzato - devono avere traversi collegati - per le due direzioni dell'azione del vento - con giunti ortogonali accoppiati a un giunto di tenuta (frattile convenzionale $F'g = 981 \cdot 2 = 1926$ daN).

Sotto tali ipotesi, risulta un coefficiente di sicurezza $\mu = 1926/900 = 2.18 > 1.5$

b) Verifica dell'ancoraggio ad anello

Ripetendo la verifica eseguita al punto IV.7.4.3.2 (b), per $F'_a = 900$ daN e per un anello con le medesime caratteristiche, si ha:

$$\sigma = \frac{F_s}{2 \times A_t} + \frac{0.144 \times F_s \times d_s}{W_t} = 222.9 + 2127.8 = 2351.7 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm} 2700 \text{ daN/cm}^2$$

Per l'ancoraggio a tassello, questo dovrà essere realizzato con tasselli meccanici o chimici, aventi coefficiente di sicurezza - risultante da prove sperimentali eseguite dal fabbricante del tassello o da accertamenti effettuati in cantiere - pari o superiore a 2.5.

IV.10.1.4. Verifica dello stocco d'ancoraggio (a tassello meccanico/chimico) in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata per azioni di ± 900 daN

$N = \pm 900$ daN perpendicolari alla facciata

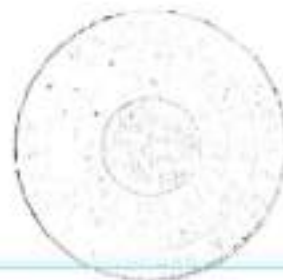
Valori statici del tondo $\Phi 2.2$ cm S275JR: $W = 1.04 \text{ cm}^3$ $A = 3.79 \text{ cm}^2$

Tassello d'ancoraggio in tondo $\Phi 1.2$ cm. Occhiolo $\Phi 2.3$ cm

Essendo l'eccentricità tra il gancio in tondo $\Phi 2.2$ cm e l'occhiolo del tassello 1.7 cm, l'azione diventa:

$$\sigma = N/A + M/W = 900/3.79 + (900 \cdot 1.7)/1.04 = 1708 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm} (1900 \text{ daN/cm}^2)$$

L'ancoraggio dovrà essere realizzato con tasselli meccanici o chimici, aventi coefficiente di sicurezza, risultante da prove sperimentali eseguite dal fabbricante del tassello o da accertamenti effettuati in cantiere, pari o superiore a 2.5 il valore nominale richiesto.



IV.10.1.5. Verifica dell'ancoraggio con tubo $\varnothing 48.3 \times 3.2$ e tassello meccanico/chimico in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata per azioni di ± 900 daN

Valori statici del tubo 48.3/3.2 : $W = 4.8 \text{ cm}^3$ $A = 4.53 \text{ cm}^2$

Il tronco di tubo che si collega al tassello, è sollecitato a taglio e flessione, quest'ultima dovuta all'eccentricità tra il tassello e l'asse del tubo collegato ai montanti, pari a 4 cm. Si ha quindi :

$$\sigma_u = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{T \times e}{W}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{3 \times T}{2 \times A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{900 \times 4}{4.8}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{3 \times 900}{2 \times 4.53}\right)^2} = \sqrt{750^2 + 3 \times 298^2} =$$

$$= 911 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

L'ancoraggio dovrà essere realizzato con tasselli meccanici o chimici, aventi coefficiente di sicurezza, risultante da prove sperimentali eseguite dal fabbricante del tassello o da accertamenti effettuati in cantiere, pari o superiore a 2.5 il valore nominale richiesto.

IV.10.1.6. Realizzazione di ancoraggi in grado di resistere a forze orizzontali parallele al piano di facciata

Al paragrafo IV-6, sono state valutate le azioni orizzontali complessive dovute al vento parallelo alla facciata e alle imperfezioni geometriche, calcolate per 1 piano e 6 campi consecutivi.

Per poter resistere a tali azioni, in collaborazione con la diagonale di facciata, occorre prevedere un ancoraggio di tipo speciale (vedi disegno Allegato A n. 1511) posizionato ogni 7^a stilata contando anche l^a.

La situazione più gravosa si verifica per l'ancoraggio al piano IX, che reagisce all'azione dovuta ai piani IX e X pari a $361.8 \times 2 = 723.6$ daN.



CAP.V ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEI PONTEGGI

Il capitolo V della relazione tecnica autorizzata con prot. 20591/OM-4 del 12/4/1999 ed Estensione n. 20659/OM4 del 11/07/2002 con denominazione commerciale "PORTALE S18 A PERNI", è così integrato:

V.1. Premessa

Gli schemi-tipo dei ponteggi eretti in conformità agli schemi-tipo 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 dagli schemi-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:

- quando sia assunto come carico di collasso quello ottenuto durante le prove degli schemi-tipo approvati, alla condizione che si verifichi una delle seguenti condizioni:

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

V.2 Modo di conduzione delle prove

Le prove di carico devono essere condotte su un saggio di ponteggio eretto in conformità allo schema funzionale ipotizzato per il ponteggio da realizzare.

V.3 Modo di montaggio del saggio

V.3.1 Dimensioni minime del saggio

Il saggio deve avere le seguenti dimensioni minime:

a) Larghezza.

La larghezza del saggio, quando non coincida con quella della struttura da realizzare, deve essere non inferiore alla distanza tra le stilate ancorate.

Qualora il saggio non sia ricavato da un ponteggio avente larghezza maggiore da 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 siano ancorati.

b) Altezza.

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

In ogni caso l'altezza del saggio è comunque condizionata dal numero di impalcati necessario per realizzare le condizioni di carico previste al punto V.4

V.3.2 Ancoraggi

Il saggio deve essere ancorato, per modalità e per distribuzione, in modo conforme a quanto previsto per il ponteggio da realizzare.

E' consentito, per motivi di sicurezza contro rischi di crollo improvviso, utilizzare sistemi di trattenuta supplementari purchè tali sistemi interessino stilate adiacenti a quelle del saggio sottoposto a prova di carico e purchè i sistemi siano realizzati costruttivamente in modo da non creare condizioni di vincolo che possano mutare la validità delle risultanze della prova di carico.

V.3.3 Irrigidimenti di facciata ed in pianta

Il saggio deve presentare irrigidimenti nella facciata ed in pianta in modi analoghi a quelli previsti nello schema di ponteggio da realizzare.

V.4 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 1,5 volte 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 ai pesi propri della struttura progettata ed ai relativi carichi di lavoro o di fuori servizio, sia carichi aggiuntivi verticali (da applicare sugli impalcati) per indurre sui montanti, stati tensionali equipollenti a quelli relativi alle altre azioni, anche orizzontali (vento, etc), previste nella relazione di calcolo.

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

V.5 Modalità di conduzione della prova

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

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

V.6 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.

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

Il capitolo VI della relazione tecnica autorizzata con prot. 20591/OM-4 del 12/4/1999 ed Estensione n. 20659/OM4 del 11/07/2002 con denominazione commerciale "PORTALE S18 A PERNI", è così integrato:

- 1) i montanti interni ed esterni delle stilate adiacenti al passo carraio da m. 5,40, devono essere raddoppiati fino a quota 4 m circa utilizzando tubi e giunti appartenenti a unica autorizzazione;
- 2) la zona di lavoro a quota +/- 4 m compresa nella trave carraia da m. 5,40, non è praticabile perché mancante di sottoponte;
- 3) L'accesso ai piani di ponteggio sarà realizzato mediante l'impiego di impalcati provvisti di botola e relative scale secondo gli schemi autorizzati, o direttamente dall'opera servita, oppure con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio autorizzato nel rispetto del comma 6 dell'art. 8 del D.P.R. 7 gennaio 1956 n. 164..

Inoltre oltre a quanto disposto nella premessa del pari capitolo dell'autorizzazione Ministeriale di cui si chiede l'estensione, devono essere parimenti osservate le norme aventi i seguenti riferimenti:

- D.M. 2/9/68 del Ministero del Lavoro e della previdenza Sociale "Riconoscimento di efficacia di alcune misure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi, sostitutive di quelle indicate nel D.P.R. 164/56";
- Circolare n. 149 del 22/11/85 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi";
- Circolare n.44 del 15/5/90 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati";
- Lettera circolare n. 20298/OM-4 del 9/2/95 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Utilizzo di impalcati metallici in luogo di impalcati in legname";
- Lettera n. 22268/PR-7 del 22/5/82 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Requisiti dimensionali";
- Lettera circolare n.22787/OM-4 del 21/01/99 del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale "Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche – Precisazioni e chiarimenti";
- Lettera circolare n.44 del 10.07.2000 – Decreto legislativo 359/99 . "Verifiche e controlli sulle attrezzature di lavoro – Modalità di conservazione delle relative documentazioni".
- Lettera circolare n. 46 del 11.07.2000. "Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi di cui all'art. 30 del D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164".
- Lettera circolare n. 3 del 08.01.2001. "Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di talune attrezzature di lavoro".
- D.P.R. 24/05/88 n.224 "Responsabilità per danno da prodotti difettosi";
- D.Lgs. 17/3/95 n.115 "Sicurezza generale dei prodotti".
- D.Lgs. 04/08/99 n. 359 " Attuazione della direttiva 95/63/CE che modifica la direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori".

CAP. VII SCHEMI TIPO

- L'allegato A viene integrato con i disegni dei nuovi elementi da autorizzare:

n. 1500	Impalcato prefabbricato – Assieme
n. 1501	Impalcato prefabbricato – Piano di lavoro 10/10 zincato
n. 1502	Impalcato prefabbricato – Vista laterale – Sezione
n. 1503	Impalcato prefabbricato – Particolare testata – Gancio
n. 1504	Fermapiede di facciata
n. 1505	Stocchi d'ancoraggio con tondino Φ 22 mm
n. 1506	Stocchi d'ancoraggio con tubo Φ 48,3 x 3.2 mm

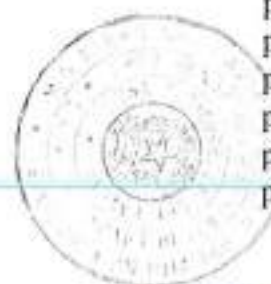
- Schemi tipo e particolari di montaggio, disegni:

n. 1507	Schema di montaggio della stilata generica
n. 1508	Particolare di montaggio tavole metalliche
n. 1509	Particolare di accoppiabilità delle tavole metalliche e particolare di montaggio delle tavole fermapiede
n. 1510	Ancoraggi normali da $\pm$ 650 daN
n. 1511	Ancoraggi speciali da $\pm$ 900 daN
n. 1512	Tabella materiali M1, M2, M3, M4
n. 1513	Tabella limite di impiago



INDICE

-	Frontespizio richiesta d'estensione	pag.	1
-	Premessa	pag.	2
-	CAP.I Descrizione degli elementi che costituiscono il ponteggio, loro dimensioni	pag.	3
	I.1 Tavola metallica 490 x 1800 mm	pag.	3
	I.2 Fermapiede di facciata 1800 mm	pag.	4
	I.2 Stocco di ancoraggio con tubo Φ 48,3 x 3,2	pag.	4
	I.3 Stocco di ancoraggio con tondino Φ 22 mm	pag.	4
	I.4 Schema d'insieme della stilata generica con tavole a tutti i piani e parasassi	pag.	4
	I.5 Verifica di accoppiabilità fra tavole metalliche diverse	pag.	5
-	CAP.II Caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati e coefficienti di sicurezza	pag.	6
	II.1 Caratteristiche di resistenza dei nuovi materiali e Tabella Materiali	pag.	6
-	CAP.III Indicazione delle prove di carico cui sono sottoposti i vari elementi	pag.	8
	III.1 Prove su tavole metalliche 0,49 x 1,80 m	pag.	8
	III.2 Prove di controventatura in pianta su tavole metalliche 0,49x1,80 m	pag.	11
	III.3 Prove su collegamenti di lamiera mediante clincatura	pag.	12
	III.4 Prove su fermapiede metallico	pag.	13
	III.5 Prove di controventatura orizzontali corrente e diagonale. Compressione	pag.	14
-	CAP.IV Calcolo del ponteggio nelle condizioni d'impiego	pag.	15
	IV.1 Premessa	pag.	15
	IV.2 Valutazione dei carichi	pag.	16
	IV.3 Condizioni di carico	pag.	16
	IV.4 Tensioni ammissibili	pag.	16
	IV.5 Caratteristiche dimensionali	pag.	16
	IV.6 Calcolo delle azioni	pag.	16
	IV.7 Verifica della tavola metallica 49 x 180 cm	pag.	17
	IV.8 Verifica della controventatura in pianta con impalcato metallico	pag.	22
	IV.9 Verifica del fermapiede metallico da 1800 mm	pag.	24
	IV.10 Verifica degli stocchi di ancoraggio	pag.	25
-	CAP.V Istruzioni per le prove di carico del ponteggio	pag.	28
	V.1 Premessa	pag.	28
	V.2 Modo di conduzione delle prove	pag.	28
	V.3 Modo di montaggio del saggio	pag.	28
	V.4 Carichi di prova	pag.	29
	V.5 Modalità di conduzione delle prove	pag.	29
	V.6 Relazione di calcolo	pag.	29



-	CAP. VI	Istruzioni per il montaggio, l'impiego e lo smontaggio del ponteggio	pag. 30
-	CAP. VII	Elenco disegni Allegato A , elenco schemi tipo e particolari di montaggio	pag. 31
-	INDICE		pag. 32



SOCOME S.p.A. S.S. 18 km 86 LOC. TAVERNANOVA 84025 EBOLI (SA)

Prot. 20591/OM-4 del 12/04/1999 ed

Estensione n. 20659/OM-4 del 11/07/2002

Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo " PORTALE S18 A PERNT" -

Denominazione commerciale "S18" - Marchio "SOCOME 1"

ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI:

- TAVOLA METALLICA 490 x 1800 mm

- FERMAPIEDE METALLICO 1800 mm

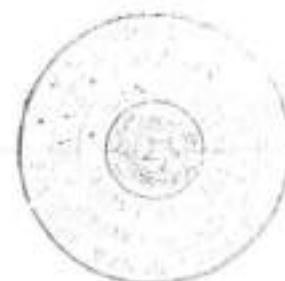
- STOCCHI DI ANCORAGGIO

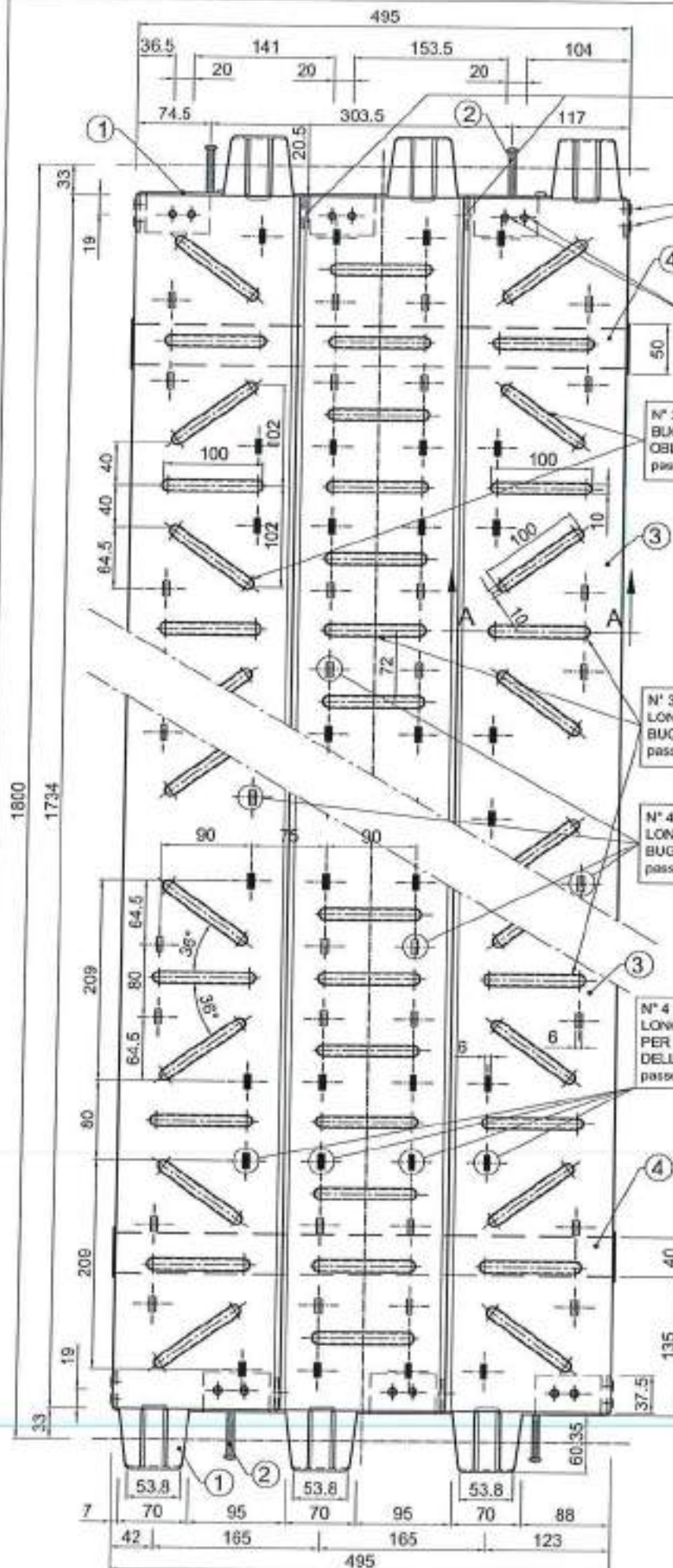
DISEGNI ALLEGATO A

- | | |
|---------|---|
| n. 1500 | Impalcato prefabbricato – Assieme |
| n. 1501 | Impalcato prefabbricato – Piano di lavoro 10/10 zincato |
| n. 1502 | Impalcato prefabbricato – Vista laterale – Sezione |
| n. 1503 | Impalcato prefabbricato – Particolare testata – Gancio |
| n. 1504 | Tavola fermapiede |
| n. 1505 | Stocchi d'ancoraggio con tondino Φ 22 mm |
| n. 1506 | Stocchi d'ancoraggio con tubo Φ 48,3 x 3.2 mm |

- Schemi tipo e particolari di montaggio, disegni:

- | | |
|---------|--|
| n. 1507 | Schema di montaggio della stilata generica |
| n. 1508 | Schema di montaggio della stilata generica completo di tavole metalliche |
| n. 1509 | Particolare di montaggio tavole metalliche |
| n. 1510 | Ancoraggi normali da $\pm$ 650 daN |
| n. 1511 | Ancoraggi speciali da $\pm$ 900 daN |
| n. 1512 | "Tabella materiali M1, M2, M3, M4" |
| n. 1513 | "Tabella limiti di impiego" |





N° 2 PUNTI CLINCATI Ø8
28.5+20 TIPO TOX R-DF8
SUI RINFORZI LONGITUDINALI
vedi disegno n° 1502

N° 4 PUNTI CLINCATI Ø8
28.5+10 TIPO TOX R-DF8
SULLE FIANCATE
vedi disegno n° 1502

N° 6 PUNTI CLINCATI Ø8
28.5+10 TIPO TOX R-DF8
SUL MANTELLO
vedi disegno n° 1502

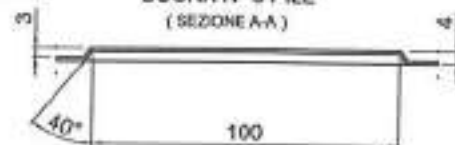
N° 2 FILE LONGITUDINALI
BUGNE ANTISCIVOLO
OBBLIQUE
passo 209 + 80 mm

N° 3 FILE
LONGITUDINALI
BUGNE ANTISCIVOLO
passo 72 mm

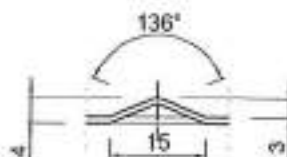
N° 4 FILE
LONGITUDINALI
BUGNE ANTISCIVOLO
passo 209 + 80 mm

N° 4 FILE
LONGITUDINALI
PER SCARICO
DELLE ACQUE
passo 209 + 80 mm

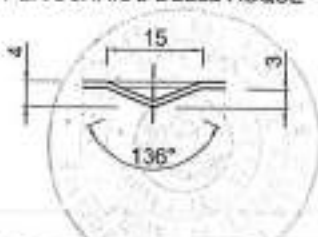
PARTICOLARE ANTISCIVOLO
BUGNA N° 3 FILE
(SEZIONE A-A)



PARTICOLARE
ANTISCIVOLO N° 4 FILE



PARTICOLARE FORO BUGNA
PER SCARICO DELLE ACQUE



⑤ SALDATURE 3x3 - E

LA TOLLERANZA SUL PERIOMETRO NOMINALE È ± 5%
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI. V. ZINCATA: 16.5 g/m²

4	2	TRASVERSO DI COLLEGAMENTO 40 x 20 sp. 1	S 235 JR H
3	1	PUNTO DI LAVORO 10/10 ZINCATO	S 260 GD
2	4	PERNO Ø8 ZINCATO	S 235 JR H
1	2	TESTATA 28.5/10 ZINCATA	S 250 GD

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA ALLEGATA

SA	SA	SA	SA	SA	SA	SA	SA
1	2	3	4	5	6	7	8

SA	SA	SA	SA	SA	SA	SA	SA
1	2	3	4	5	6	7	8

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

TITOLO
IMPALCATO PREFABBRICATO
ASSIEME

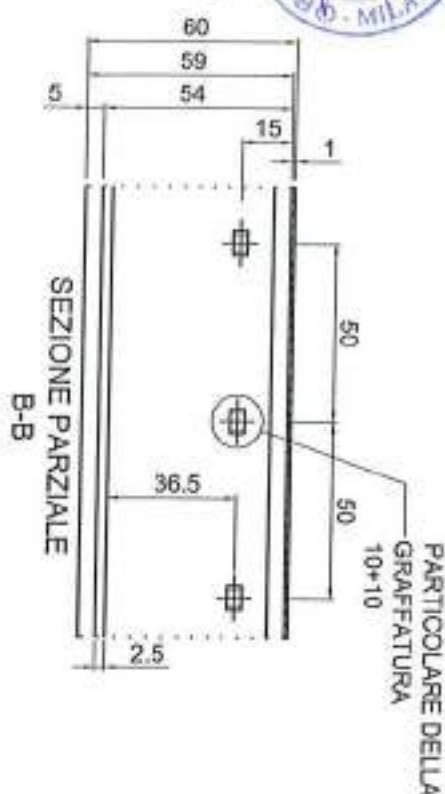
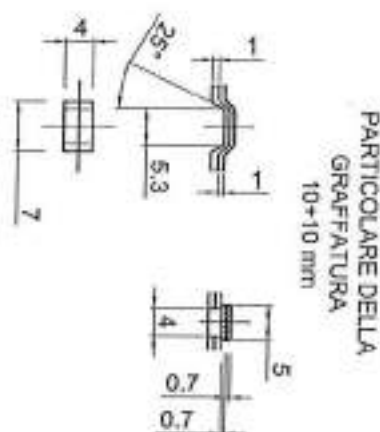
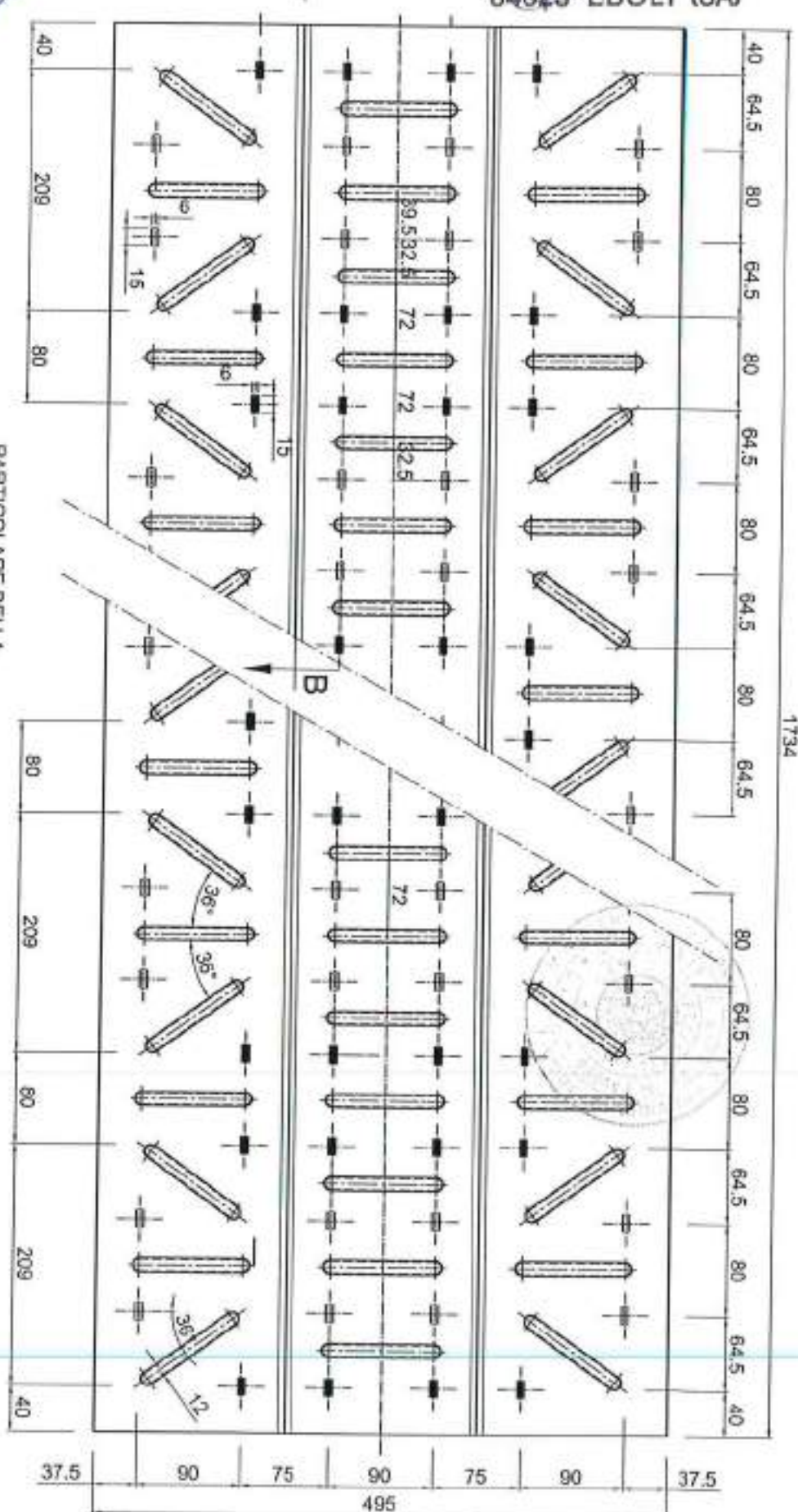
DISEGNO
ALLEGATO A 1500

DATA
17 Febbraio 2003

REV.
0

SCALA

SOCOME
S.p.A.
Loc. Tavernerova S.S. 18 Km. 8
84025 EBOLI (SA)



PER LE TOLLERANZE CROCE ROSSA PER MALAZZURRI TAVELLA IN ALBERTA

TOLLERANZE (LITRI PER HAZ) (LITRI) (LITRI PER AZIONE)

HA	HA	HA	HA	HA	HA	HA	HA
1	2	3	4	5	6	7	8
0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0

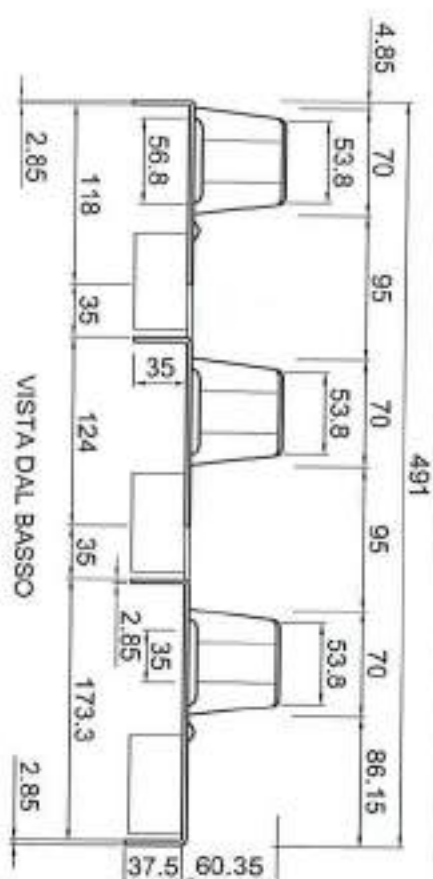
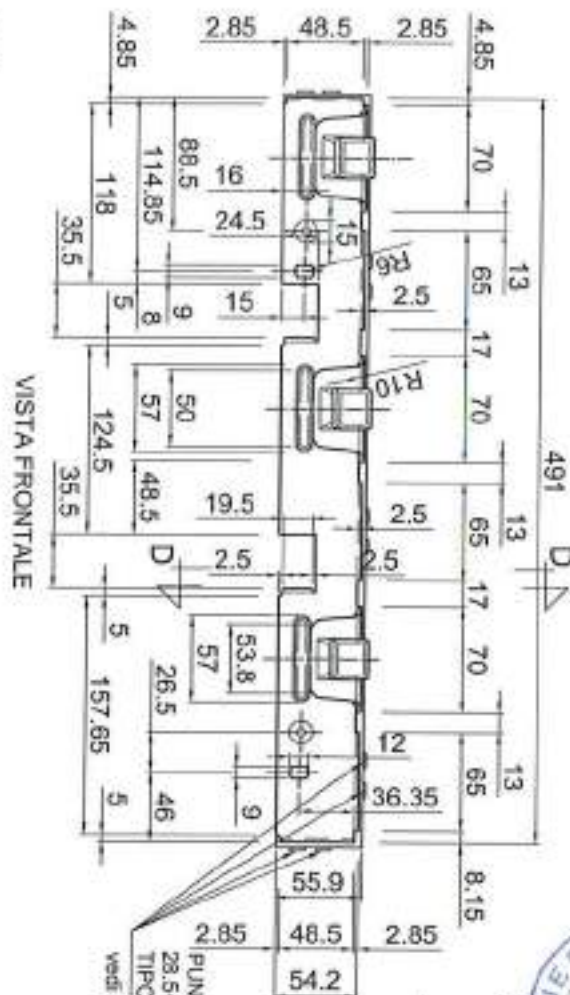
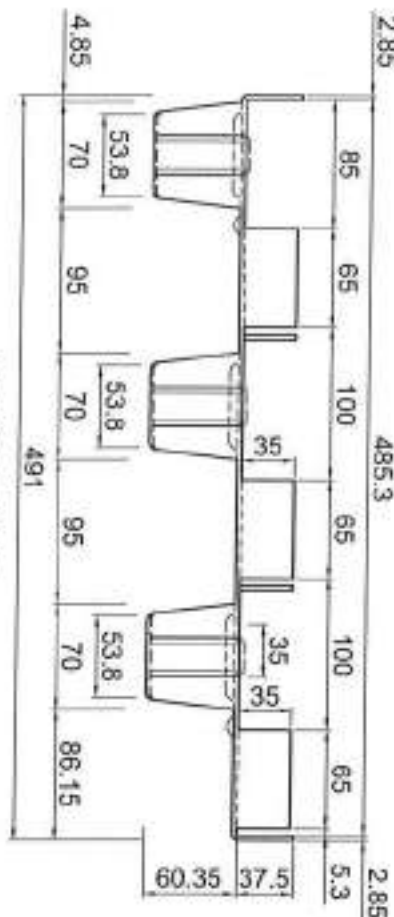
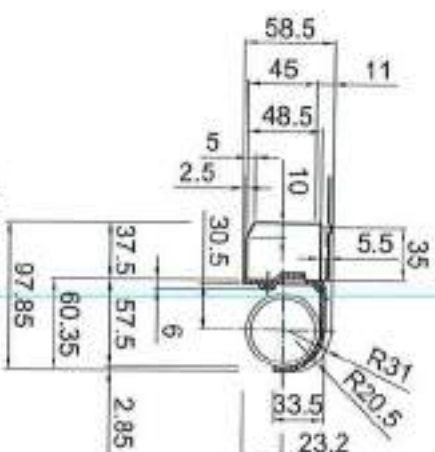
Don't forget to check the tolerance for the Malazurri TAVELLA in ALBERTA

SOCOME
IMPIALCATO PREFABBRICATO
PIANO DI LAVORO 10000 ZINCATO

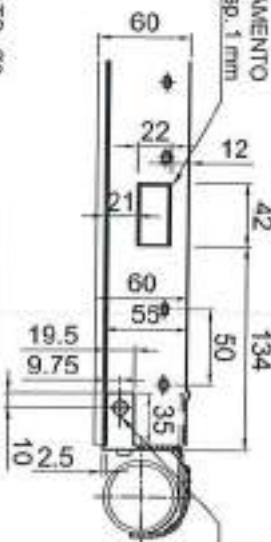
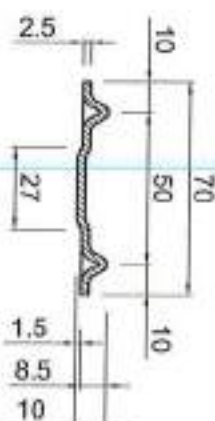
DISEGNO		TOTALE	TOTALE		PROFESSIONE DESCRIZIONE
ALEATORIO	1501	17 febbraio 2003	0		DESCRIZIONE CONTROLLATO

SOCOME
SOCIETY OF COLOMBIANS

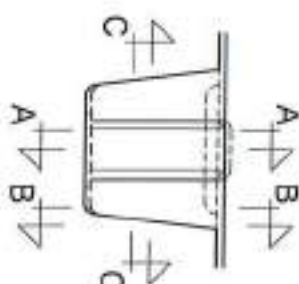
Gen. Matheson
APR 20/1970



FORO 42 x 22 PER
TRAVERSO DI
COLLEGAMENTO
40 x 20 sp. 1 mm



POSIZIONE
SEZIONI DEL GANCIO



PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA A ALLEGATO A

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) - UNI EN 22789-1									
DA	5000	6.3	30.1	120.1	400.1	1000.1	2000.1	4000.1	10000.1
A	6	30	120	400	1000	2000	4000	8000	
h	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0	

Dove non diversamente indicato tutto le misure sono espresse in mm

TITOLO
IMPIALCATO PREFABBRICATO
PARTICOLARE TESTATA - GANCIO

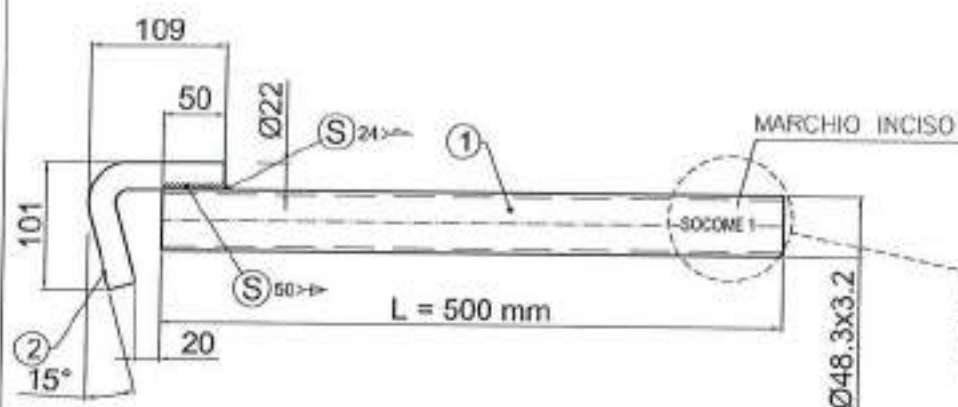
DISEGNO
ALLEGATO A 1503
DATA
17 Febbraio 2013
REV.
0
SCALA

SOCOME
S.p.A.
Via S. Maria 10
10044 S. Maria (TO)
Tel. 011/51.11.11
Fax 011/51.11.12
E-mail: socome@socome.it
www.socome.it

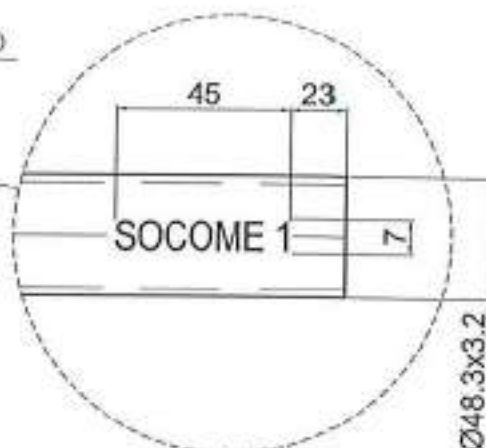
SOCOME S.p.A.
Loc. Taverna Nova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)

STOCCO PER ANCORAGGIO SEMPLICE

PESO VERNICIATO : 2.15 daN

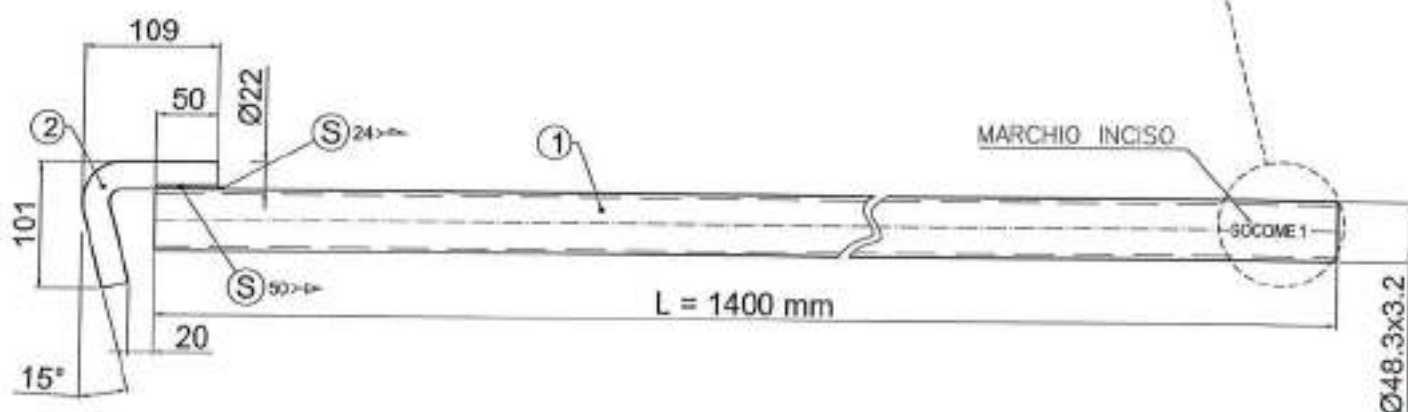


PARTICOLARE DEL MARCHIO INCISO



STOCCO PER ANCORAGGIO SPECIALE

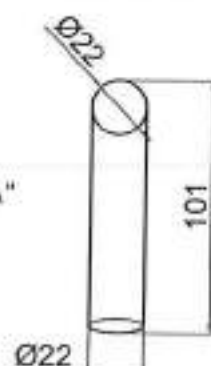
PESO VERNICIATO : 5.40 daN



PARTICOLARE DEL GANCIO



VISTA "A"



NOTA BENE:

GLI ELEMENTI HANNO PROTEZIONE
SUPERFICIALE CONTRO LA CORROSIONE
MEDIANTE VERNICIATURA

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)

③ SALDATURA 3 x 3 : E

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' ± 5%
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI

POS.	N° PEZZI	DENOMINAZIONE	MATERIALE
2	1	TONDINO Ø 22	S 275 JR
1	1	TUBO Ø 48.3 x 3.2	S 235 JR H

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) UNI EN 22768-1

DA	Fin a	6.1	30.1	120.1	400.1	1000.1	2000.1	4000.1
A	E	30	120	400	1000	2000	4000	8000
mm		0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

TITOLO

STOCCO DI ANCORAGGIO
CON TONDINO Ø 22

DISEGNO

ALLEGATO A 1505

MODIFICHE

DATA

17 Febbraio 2003

REV.

0

SCALA

SOCOME
S.p.A. - Via S. Maria Maddalena
84025 EBOLI (SA)

DISEGNATORE

Geom. W. Irianti

CONTROLLATO

Geom. W. Irianti

APPROVATO

QUESTO PRODOTTO E' DESTINATO A PORTARE A TERMINE LE OPERAZIONI DI COSTRUZIONE E' SOTTOPOSTO A CONTROLLI E VERIFICHE PER LA SOSTENIBILITA' AMBIENTALE E LA SICUREZZA DEI MATERIALI

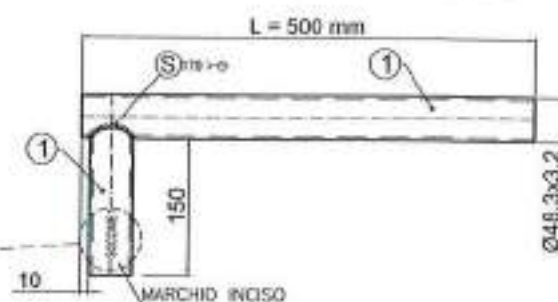
STOCCHI D'ANCORAGGIO IN TUBO Ø 48.3 x 3.2 "TIPO A"

STOCCO PER ANCORAGGIO SEMPLICE

PESO VERNICIATO : 2.20 daN

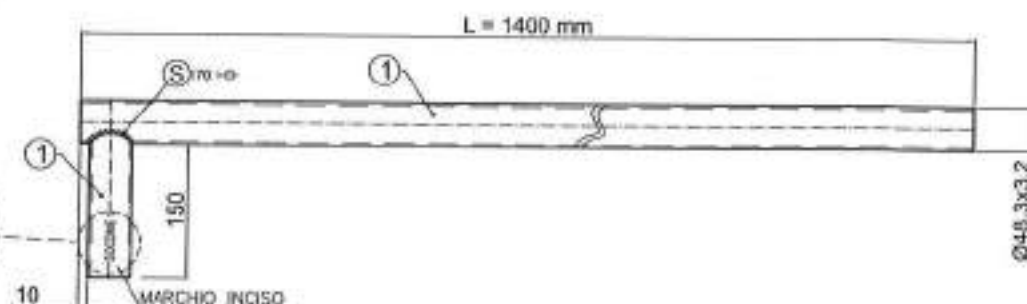
NOTA BENE:

GLI ELEMENTI HANNO PROTEZIONE
SUPERFICIALE CONTRO LA CORROSIONE
MEDIANTE VERNICIATURA



STOCCO PER ANCORAGGIO SPECIALE

PESO VERNICIATO : 5.50 daN



STOCCHI D'ANCORAGGIO IN TUBO Ø 48.3 x 3.2 "TIPO B"

STOCCO PER ANCORAGGIO SEMPLICE

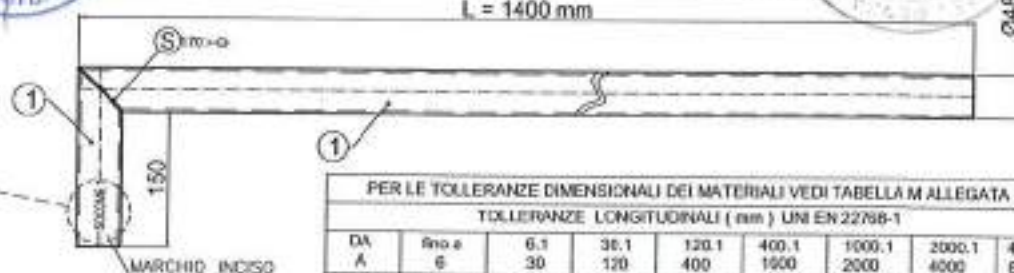
PESO VERNICIATO : 2.20 daN



STOCCO PER ANCORAGGIO SPECIALE

PESO VERNICIATO : 5.50 daN

SOCOME S.p.A.
Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)



PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) UNI EN 22768-1

DA	fino a	6.1	35.1	120.1	400.1	1000.1	2000.1	4090.1
A	6	30	120	400	1500	2000	4000	8000
mm	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

TITOLO

STOCCO DI ANCORAGGIO
CON TUBO Ø 48.3 x 3.2 mm

DISSEGNO

ALLEGATO A 1506

MODIFICHE

DATA

17 Febbraio 2003

REV.

0

SCALA

SOCOME
S.p.A. - Contrassegno
10010 - 10010 - 10010
10010 - 10010 - 10010

DISEGNATORE

Geom. W. Ireni

CONTROLLATO

Geom. W. Ireni

APPROVATO

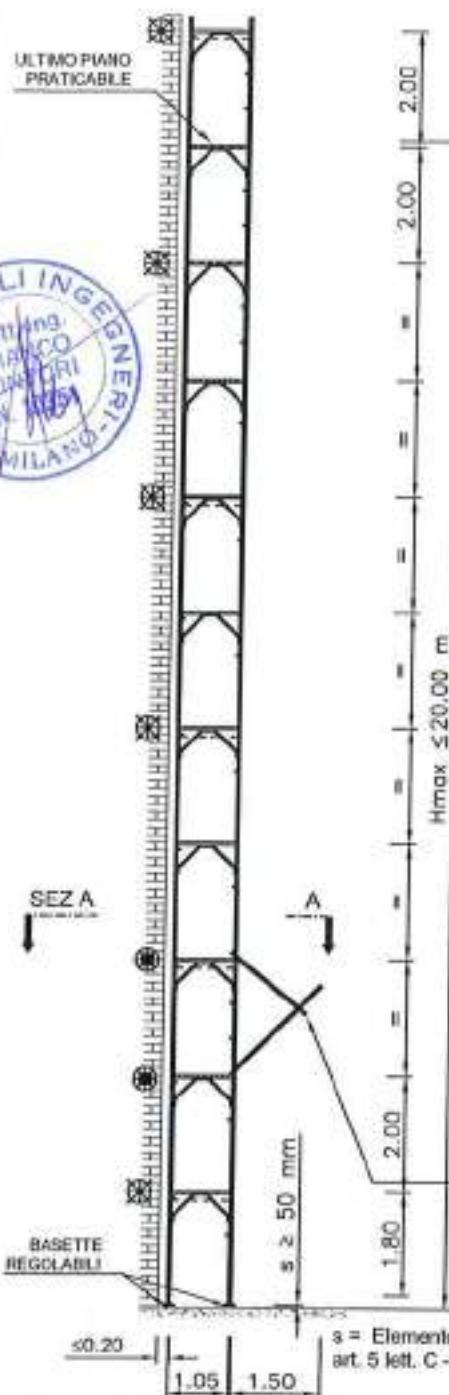
⑤ SALDATURA 3 x 3 : E

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' ± 5%
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI

POS.	N° PEZZI	DENOMINAZIONE	MATERIALE
1	1	TUBO Ø 48.3 x 3.2	S 235 JR H

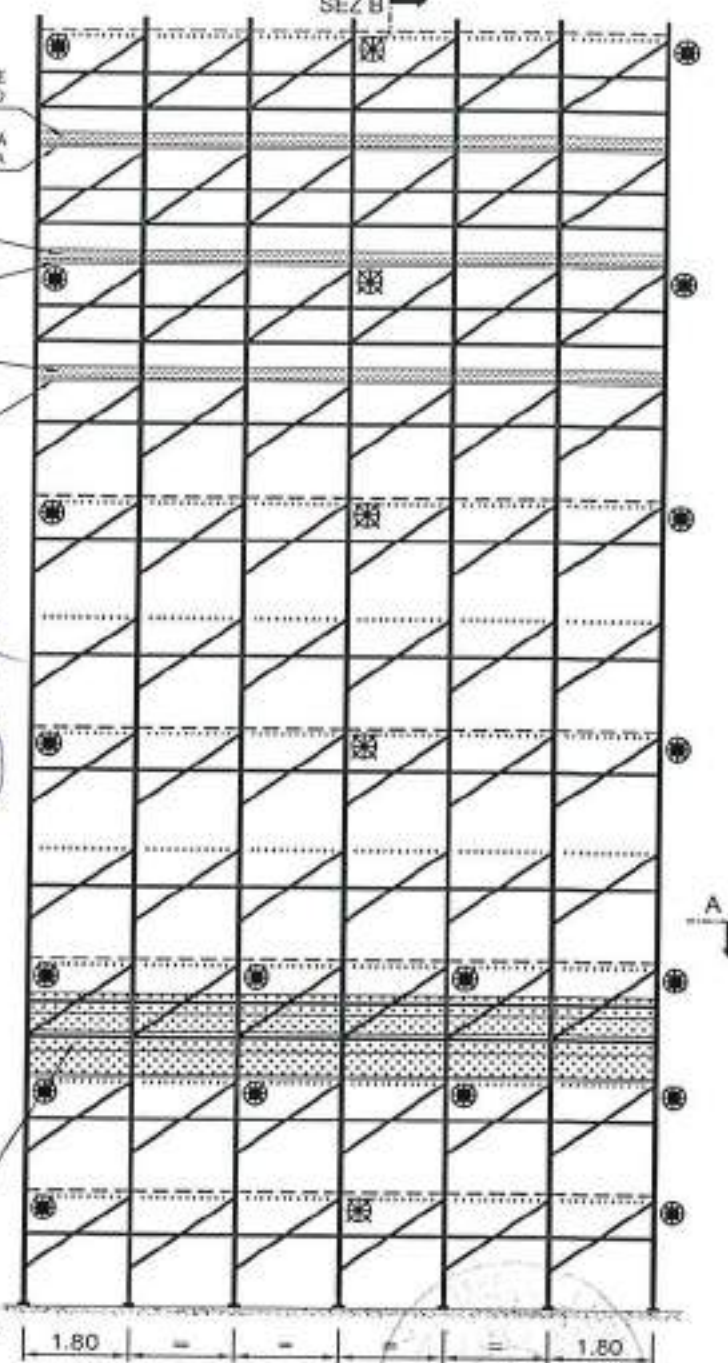
QUESTO PRODOTTO E' SOTTOPOSTO A VERIFICA DI QUALITA' E CONFORMITA' AI REQUISITI DI PROTEZIONE AMBIENTALE E DI SICUREZZA

SEZIONE B-B



SOCOME S.p.A.
Loc. Tavernuzza SS. 18 Km. 86
84026 EBOLI (SA)

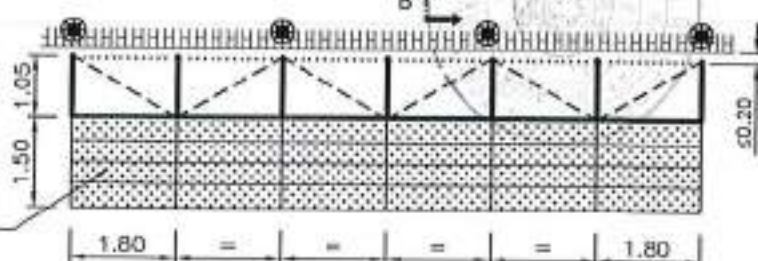
SCHEMA DI FACCIATA
SEZ B



----- CORRENTE INTERNO
- - - - - DIAGONALE IN PIANTA
- - - - - CORRENTE DI FACCIATA
/ / / / / DIAGONALE DI FACCIATA

⊗ ANCORAGGIO SPECIALE
⊗ ANCORAGGIO NORMALE

SCHEMA DI FACCIATA
SEZ A



SEZIONE A-A

PIANI CON TAVOLE METALLICHE N° 4 di cui:
N° 1 PIANO DI LAVORO UTILIZZABILE CON 300 daN / mq
N° 1 PIANO DI LAVORO UTILIZZABILE CON 150 daN / mq
N° 1 PIANO SOTTOPONTE DI SICUREZZA
N° 1 PIANO DI RACCORDO CON IL PARASASSI

Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi disegno n° 1510 e disegno n° 1511

Per l'impiego delle basette regolabili vedi tavola n° 19 dell'Aut. Min. Prot. n° 20591/OM-4 del 12-04-1999

Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano campagna all'estradosso dell'ultimo impalcato

IL PRESENTE SCHEMA DI MONTAGGIO PUO' ESSERE UTILIZZATO SOLO CON LE TAVOLE METALLICHE CHE SI AUTORIZZANO NELLA PRESENTE ESTENSIONE MINISTERIALE (VEDI DIS. N° 1500-1501-1502-1503 E TABELLA LIMITI D'IMPIEGO N° 1513)

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

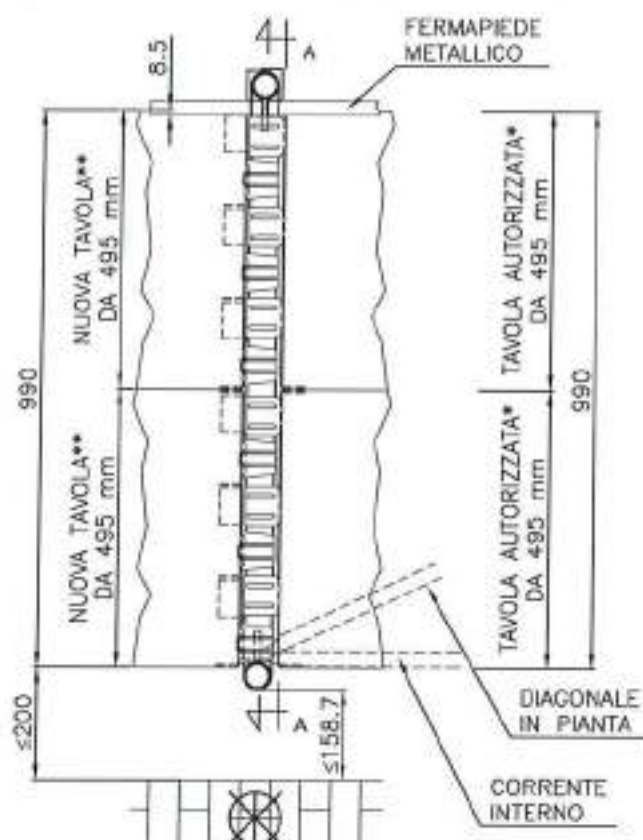
TITOLO
SCHEMA DI MONTAGGIO DELLA STILATA
GENERICA CON NUOVE TAVOLE METALLICHE

DISEGNO ALLEGATO A 1507 DATA 17 Febbraio 2003 REV. 0 SCALA

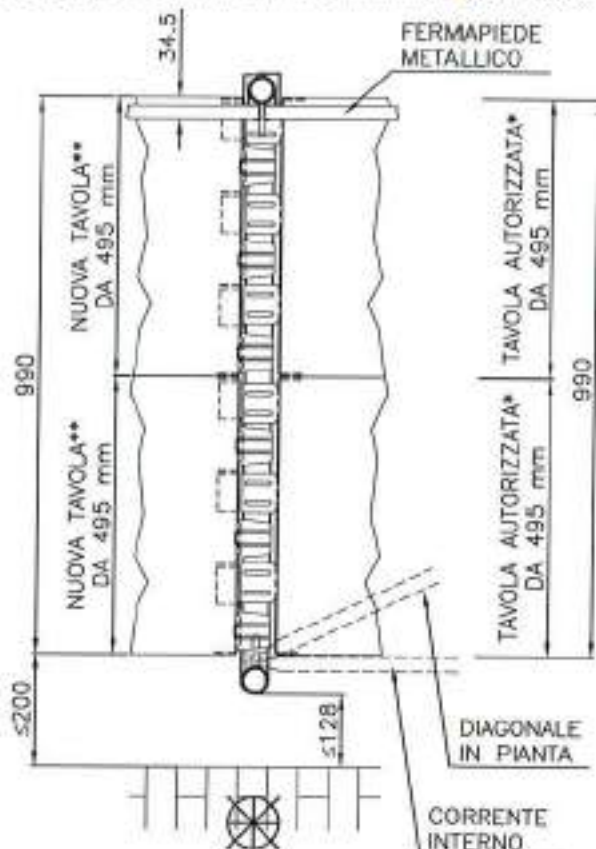
SOCOME
Società per Azioni
DISEGNATORE
Geom. W. Ianni
CONTROLLATO
Geom. W. Ianni
APPROVATO

ACCOPIABILITA' DELLE TAVOLE METALLICHE

IPOTESI 1:
TAVOLE ACCOSTATE AL MONTANTE INTERNO



IPOTESI 2:
TAVOLE ACCOSTATE AL MONTANTE ESTERNO



SEZIONE A-A

**PARTICOLARE APPOGGIO DEL FERMAPIEDE
CON LA TAVOLA METALLICA**



*: Tavola autorizzata - vedi tavola allegato A n° 09 Aut. Min. Prot. n° 20591/OM-4 del 12.04.1999

** : Nuova tavola vedi diss. n° 1500-1501-1502-1503 della presente estensione



ANCORAGGIO NORMALE

Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi disegno n° 1510

SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)



PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"			
TITOLO			
PARTICOLARE ACCOPIABILITA' TAVOLE METALLICHE			
PARTICOLARE DI MONTAGGIO TAVOLA FERMAPIEDE			
DISEGNO	1509	DATA	17 Febbraio 2003
MODIFICHE		REV.	0
		SCALA	

SOCOME	
DISEGNATORE	
Geom. W. Ineri	
CONTROLLATO	
Geom. W. Ineri	
APPROVATO	

NOTA BENE :

Il presente disegno n° 1510 insieme al disegno n° 1511 sostituisce ed annulla la pagina ANCORAGGI (Tav.20) dell'Allegato A dell'Aut. Min. Prot. n° 20591/OM-4 del 12-04-1999



SOCOME S.p.A.

Loc. Tavernanova S.S. 18 Km. 86
84025 EBOLI (SA)

① Le prestazioni dei tasselli devono essere desunte dai dati sperimentali forniti dalle ditte costruttrici e/o da prove sperimentali effettuate nel luogo di installazione del ponteggio, al fine di accertare il rispetto del grado di sicurezza.

② Tubi, giunti ortogonali e giunto supplementare di tenuta ③ appartenenti ad unica autorizzazione

NOTA GENERALE

Ancoraggi normali dimensionati per una forza diretta normalmente alla facciata di ± 650 daN

Il sistema ancoraggio-parete deve essere dimensionato in modo da resistere ad uno sforzo di 650 daN, con un grado di sicurezza non inferiore a 2,5

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO
ANCORAGGI NORMALI DA 650 daN

DISEGNO
ALLEGATO A 1510
MODIFICHE

DATA
17 Febbraio 2003

REV.
0

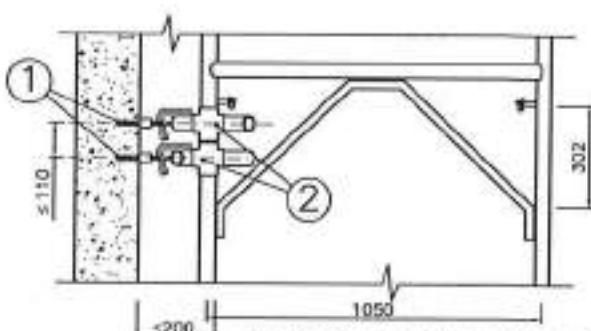
SCALA

SOCOME
S.p.A. - Via S. Maria 10 - 84025 EBOLI (SA)

DISEGNATORE
Geom. W. Irlenti
CONTROLLATO
Geom. W. Irlenti
APPROVATO

NOTA BENE :

Il presente disegno n° 1511 insieme al disegno n° 1510 sostituisce ed annulla la pagina ANCORAGGI (Tav.20) dell'Allegato A dell'Aut. Min. Prot. n° 20591/OM-4 del 12-04-1999



- ① Le prestazioni dei tasselli devono essere desunte dai dati sperimentali forniti dalle ditte costruttrici e/o da prove sperimentali effettuate nel luogo di installazione del ponteggio, al fine di accertare il rispetto del grado di sicurezza.
- ② Tubi, giunti ortogonali e giunto supplementare di tenuta ③ appartenenti ad unica autorizzazione

NOTA GENERALE

Ancoraggi speciali dimensionati per una forza diretta normalmente alla facciata di ± 900 daN

Il sistema ancoraggio-parete deve essere dimensionato in modo da resistere ad uno sforzo di 900 daN, con un grado di sicurezza non inferiore a 2,5

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO
ANCORAGGI SPECIALI DA 900 daN

DISEGNO
ALLEGATO A 1511 DATA 17 Febbraio 2003 REV. 0 SCALA

MODIFICHE

SOCOME
S.p.A.

DISEGNATORE
Geom. W. Irianti
CONTROLLATO
Geom. W. Irianti
APPROVATO

Loc. Tavernuzza S.S. 18 Km. 86

84025 EBOLI (SA)

ALLEGATO A n. 1512

TABELLA MATERIALI

Tabella M 1 - Dimensioni e tolleranze dei tubi

Rif.	Tipo Profilato	Dimensioni e Tolleranze (mm)			
		Ø Esterno mm		Spessore mm	
		+ 0.5 *	- 0.5 *	+ 10% (*)	- 5% ⁽¹⁾
1	Ø tubo 48.3 x 3.2 mm	48.8	47.8	3.52	3.04
2	Tubo rettangolare 40 x 20 x 1 mm	40.5 x 20.5	39.5 x 19.5	1.1	0.95

* = UNI EN 10219/2

(1) = CIRCOLARE M.L.P.S. 44/90

Tabella M 2 - Dimensioni e tolleranze di lamiere, tondi

Rif.	Materiale	Tolleranze (mm)	Dimensioni (mm)		Norma
			Max	Min	
3	Lamiera sp. 1 mm	± 0.08	1.08	0.92	UNI EN 10143
4	Lamiera sp. 2 mm	± 0.13	2.13	1.87	UNI EN 10143
5	Lamiera sp. 2.85 mm	± 0.17	3.02	2.68	UNI EN 10143
6	Tondo Ø 22	± 0.5	22.5	21.5	UNI EU 60

Tabella M 3 - Caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati

Rif.	Tipo profilato	Materiale	Tensioni minime		All. minimo %	Norma di riferimento
			Snervamento R_{el} N/mm ²	Rottura R_m N/mm ²		
1	Tubo Ø 48.3 x 3.2 mm	S235JRH	≥ 235	340÷470	≥ 17	UNI EN 10219/1
2	Tubo rettangolare 40 x 20 x 1 mm	S235JRH	≥ 235	360÷510	≥ 17	UNI EN 10219/1
3	Lamiera sp. 1 mm	S250GD	≥ 250	≥ 330	≥ 19	UNI EN 10147
4	Lamiera sp. 2 mm	S250 GD	≥ 250	≥ 330	≥ 19	UNI EN 10147
5	Lamiera sp. 2.85 mm	S250GD	≥ 250	330	≥ 19	UNI EN 10147
6	Tondo Ø 22	S235JR	≥ 235	340÷470	≥ 26	CNR 10011/97

Tabella M 4- Distinta impieghi materiali

Riferimento materiale	Impiego
1) Tubo Ø 48.3 x 3.2 mm	Stocchi di ancoraggio con tondino e con tubo
2) Tubo rettangolare 40 x 20 x 2 mm	Traverso di collegamento della tavola metallica
3) Lamiera sp. 1 mm	Piano di calpestio della tavola metallica Fermapiede metallico 1800 mm
4) Lamiera sp. 2 mm	Attacchi di estremità del fermapiede metallico
5) Lamiera sp. 2.85 mm	Testate tavola metallica
6) Tondo Ø 22 mm	Stocchi d'ancoraggio con tondino

TABELLA LIMITI DI IMPIEGO

ALLEGATO A n. 1513

1. Altezza massima dell'impalcato più alto dal piano d'appoggio: 20 m		
2. Numero massimo di impalcati metallici: 4 (*)		
3. Condizioni massime di carico di servizio		
Ponteggio per lavori di costruzione n. 1 piano di lavoro con un carico massimo di 300 daN/m^2 n. 1 piano di lavoro con un carico massimo di 150 daN/m^2		Ponteggio per lavori di costruzione n. 3 piani di lavoro con un carico massimo di 150 daN/m^2
4 Alitudini massime nelle diverse zone geografiche ove è possibile il montaggio senza necessità di ulteriori verifiche		
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	730 m
III	Campania, Basilicata, Calabria, Puglia, Sardegna, Sicilia	930 m
5 Azioni massime sugli ancoraggi (**)		
Stilata generica con parasassi aggettante 1.50 m a quota 4.00 m $\cong$		
<ul style="list-style-type: none"> • Ai piani interessati dal parasassi – n. 1 ancoraggio ogni 2 stilate $\pm 900 \text{ daN}$ • Ai rimanenti piani – n. 1 ancoraggio ogni 2 stilate $\pm 650 \text{ daN}$ 		

(*) E' consentito un massimo di n. 4 piani realizzati con tavole metalliche (in alternativa alle tavole di legno) di cui:

- n. 1 piano di lavoro con un carico massimo di 300 daN/m^2
- n. 1 piano di lavoro con un carico massimo di 150 daN/m^2
- n. 1 piano sottoponte di sicurezza
- n. 1 piano di raccordo con il parasassi

L'impiego delle tavole metalliche, che si autorizzano con la presente estensione (vedi diss. n. 1500, 1501, 1502 e 1503), su due piani consecutivi, consente di eliminare, nei campi di ponteggio interessati, la diagonale in pianta e il corrente interno; ad esclusione del piano di raccordo con il parasassi, che sebbene realizzato con tavole metalliche, necessita obbligatoriamente del corrente interno.

(**) In corrispondenza dei piani ancorati, deve essere previsto almeno un ancoraggio speciale ($\pm 900 \text{ daN}$) ogni sette stilate (contando anche la 1^a – 10.80 m), in grado di resistere anche alle azioni orizzontali parallele alla facciata.



MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE
DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI LAVORO
DIVISIONE VI

Roma, 20 MAR. 2007

All. n.: Vari

PROT 15/VI/4986/14.03.0102

Alla Ditta **SOCOME S.p.A.**

Via Falagato, s.n.c.

Fraz. Carillia

84045 **ALTAVILLA SILENTINA (SA)**

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

OGGETTO: Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati – Tipo "Portale S 18 attacchi a perni" – Denominazione commerciale "S 18" – Marchio "SOCOME 1".

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

VISTA l'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati rilasciata a codesta Ditta con nota n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 da questo Ministero e successive estensioni;

VISTA l'istanza presentata da codesta Ditta, concernente l'estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "Portale S 18 attacchi a perni", avente denominazione commerciale "S 18" e marchio "SOCOME 1", nonché i relativi allegati tecnici;

VISTA la conformità alla normativa vigente della documentazione tecnica allegata;

SI AUTORIZZA

l'estensione della predetta autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di elementi metallici prefabbricati aventi profili cavi conformi alla circolare n. 28/2004 e dei seguenti elementi metallici prefabbricati: trave carraia da 3.60 m con relativa travetta di collegamento, telai inferiore e superiore per partenza stretta, mensola di disassamento con relativo puntone e scala.

Gli elementi di cui sopra devono essere costruiti ed impiegati in conformità alla relazione tecnica ed ai disegni e tabelle (tavole dell'Allegato A nn: da 1514 a 1546) allegati alla presente nota, di cui fanno parte integrante.

L'estensione è rilasciata a condizione che:

- copia della presente, della relazione tecnica e di detti disegni e tabelle siano inseriti nel "libretto" di autorizzazione da consegnarsi agli acquirenti del ponteggio. Tale libretto deve essere depositato, in duplice copia ed entro sei mesi, presso lo scrivente e presso la Direzione Provinciale del Lavoro in indirizzo;
- siano integralmente rispettate le clausole riportate nella lettera di autorizzazione summenzionata.



IL DIRETTORE GENERALE
(Dott.ssa Lea BATTISTONI)

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE VARIE CONDIZIONI DI IMPIEGO

Il Cap. 4 della Relazione Tecnica riguardante l'Autorizzazione Ministeriale n. 20591/OM-4 del 12/04/1999, il Cap. IV dell'estensione n. 20659/OM-4 del 11/07/2002 ed il Cap. IV dell'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 vengono integrati dai seguenti elementi.

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 e costituenti il Cap. 7 (Allegato A).

La relazione è redatta osservando le seguenti disposizioni legislative, regolamentari ed amministrative:

A. Disposizioni legislative

- D.P.R. 27 aprile 1955, n. 547 – Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro;
- D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni;
- D.P.R. 24 maggio 1988, n. 224 – Responsabilità per danno da prodotti difettosi;
- D.Lgs. 17 marzo 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, 90/679/CEE, 93/88/CEE, 95/63/CE, 97/42/CE, 98/24/CE, 99/38/CE, 2001/45/CE e 99/92/CE riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori sul luogo di lavoro;
- D.Lgs. 17 marzo 1995, n. 115 – Sicurezza generale dei prodotti;
- D.Lgs. 4 agosto 1999, n. 359 – Attuazione della direttiva 95/63/CE che modifica la Direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori;
- D.Lgs. 8 luglio 2003, n. 235 – Attuazione della direttiva 2001/45/CE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e di salute per l'uso delle attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori.

B. Disposizioni regolamentari

- D.M. del M.L.P.S. 2 settembre 1968 – Riconoscimenti di efficacia di alcune misure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi, sostitutive di quelle indicate nel DPR 164/56;
- D.M. del M.L.P.S. 23 marzo 1990, n. 115 – Riconoscimenti di efficacia;
- D.M. del M.L.P.S. 22 maggio 1992, n. 466 – Riconoscimenti di efficacia.

C. Disposizioni amministrative

- Circolare M.L.P.S. n. 85 del 09/11/78 – Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi;
- Lettera circolare M.L.P.S. n. 22268/PR-7 del 22/05/82 – Requisiti dimensionali;
- Circolare M.L.P.S. n. 149 del 22/11/85 – Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi;
- Circolare M.L.P.S. n. 44 del 15/05/90 – Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati;

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Battilo

Estensione 518

13/12/2006



- Circolare M.L.P.S. n. 132 del 24/10/91 – Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a montanti e traversi prefabbricati;
- Lettera circolare M.L.P.S. n. 20298/OM-4 del 09/02/95 – Utilizzo di elementi di impalcato metallico prefabbricato di tipo autorizzato in luogo di elementi di impalcato in legname;
- Lettera circolare M.L.P.S. n. 22787/OM-4 del 21/01/99 – 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;
- Circolare M.L.P.S. n. 3 dell'08/01/01 – Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di talune attrezzature di lavoro ex D. Lgs. 359/99.
- 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 M.L.P.S. n. 28 dell'08/07/04 – Chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi;
- Accordo n. 2429 del 26/01/06 tra Stato, Regioni e Province autonome, in attuazione degli articoli 36-quater, comma 8, e 36-quinqes, comma 4, del D. Lgs. n. 626 del 19/09/94, in materia di prevenzione e protezione dei lavoratori sui luoghi di lavoro;
- Circolare M.L.P.S. n. 25 del 13/09/06 – Contenuti minimi del Piano di Montaggio, Uso e Smontaggio (Pi.M.U.S.);
- Circolare M.L.P.S. n. 30 del 03/11/06 – Chiarimenti concernenti i ponteggi su ruote a torre ed altre attrezzature per l'esecuzione di lavori temporanei in quota in relazione agli obblighi di redazione del Piano di Montaggio, Uso e Smontaggio (Pi.M.U.S.) e di formazione.

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

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



4.2 VALUTAZIONE DEI CARICHI

4.2.1 Carichi fissi

Sono costituiti dai pesi propri degli elementi metallici, valutati con riferimento al valore nominale dei pesi di ciascun elemento metallico di ponteggio montabile in relazione allo schema tipo, e dai pesi propri degli impalcati, assunti di valore non inferiore a 300 N/m² quando non strutturali.

4.2.2 Carichi variabili

Sono costituiti da:

- Carichi di servizio sui piani di lavoro. Si assumono pari a $p = 3000 \text{ N/m}^2$ per il ponteggio da costruzione in oggetto.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcella Battilo

Estensione S18
13/12/2006



- Vento. L'azione esercitata dal vento, considerata orizzontale, determina una forza data dall'espressione:

$$F_v = p_v G_r C S \quad [N]$$

in cui:

- p_v è la pressione cinetica valutata come:

$$p_v = \frac{(\alpha_t \alpha_r \alpha_z v_{rif})^2}{1.6} \quad [N/m^2]$$

- $\alpha_t = 1$ è il coefficiente topografico;
- $\alpha_r = 0.93$ è il coefficiente di ritorno per un periodo di ritorno pari a 20 anni;
- α_z è il coefficiente di profilo, i cui valori si determinano a partire dai prospetti 5-II e 5-III della norma CNR 10012/85 (categoria 3) e sono riportati nella tabella sottostante;
- v_{rif} è la velocità di riferimento del vento fissata pari a:
16 m/s, per la condizione di lavoro;
30 m/s, per la condizione di fuori servizio;
- G_r è il coefficiente di raffica, dato dalla relazione:

$$G_r = 1 + 1.12 \frac{\alpha_d}{\alpha_z}$$

- $\alpha_d = 1$;
- S è la proiezione della superficie di ponteggio investita su un piano normale all'azione del vento;
- C è il coefficiente di forma assunto pari a 1.2 per la struttura del ponteggio e pari a 1.3 per gli schermi parasassi.



Stante quanto sopra, si riportano i valori del prodotto $p_v \cdot G_r$ in funzione delle diverse altezze per le condizioni di lavoro e di fuori servizio:

Prospetto 4.I				
piano di ponteggio	altezza [m]	coefficiente di profilo α_z	condizione di lavoro $p_v' G_r [N/m^2]$	condizione di fuori servizio $p_v'' G_r [N/m^2]$
I	2	0.69	173	607
II	4	0.69	173	607
III	6	0.69	173	607
IV	8	0.72	184	646
V	10	0.77	201	707
VI	12	0.81	216	760
VII	14	0.85	232	815
VIII	16	0.87	240	843
IX	18	0.90	251	883
X	20	0.92	260	914
-	22	0.94	268	942

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Bettilo

Estensione S18

05/07/2006



- Neve. Il carico della neve per altitudini h_0 sul livello del mare, è valutato attraverso l'espressione:

$$p_n = \alpha_r \alpha_m \alpha_z (900 + 2.4 h_0) \quad [\text{N/m}^2]$$

in cui:

- $\alpha_r = 1$ è il coefficiente di ritorno per un periodo inferiore a 2 anni;
- $\alpha_m = 0.8$ è il coefficiente di esposizione;
- $\alpha_z = 1$ è il coefficiente di zona.

Per un'altitudine $h_0 = 500$ m s.l.m. e per la zona geografica 1 risulta quindi:

$$p_n = 0.8 (900 + 2.4 \cdot 500) = 1680 \text{ N/m}^2.$$

Per altitudini $h_0 > 750$ m s.l.m., viene invece impiegata la formula:

$$p_n = 2160 + 5.6 \cdot (h_0 - 750) \quad [\text{N/m}^2]$$

da cui si evince che le altitudini delle zone geografiche 2 (con $\eta = 2/3$) e 3 (con $\eta = 1/3$) a cui corrisponde la stessa azione sono:

$$h_{02} = 750 + (p_n - \eta \cdot 2160)/5.6 = 750 + (1680 - 2/3 \cdot 2160)/5.6 = 792 \text{ m};$$

$$h_{03} = 750 + (p_n - \eta \cdot 2160)/5.6 = 750 + (1680 - 1/3 \cdot 2160)/5.6 = 921 \text{ m}.$$

Per i parasassi, inclinati di un angolo β sull'orizzontale, in analogia a quanto avviene per le falde dei tetti di pari inclinazione, si ha che:

- per inclinazioni $\beta \leq 30^\circ$, la neve non scivola;
- per inclinazioni $\beta \geq 60^\circ$, la neve scivola completamente;
- per inclinazioni β comprese tra 30° e 60° , come nel caso in esame, sul parasassi resta neve nella misura $\mu = (60 - \beta)/30$ e, naturalmente, ne scivola una quantità $1 - \mu$.

Per l'inclinazione di interesse, pari a $\beta = 45^\circ$, il carico unitario di neve che resta sul parasassi, relativamente ad una altitudine $h_0 = 500$ s.l.m. (corrispondente a $p_n = 1680 \text{ N/m}^2$), è:

$$p_{np} = p_n \mu = 1680 (60 - 45)/30 = 1680 \cdot 0.5 = 840 \text{ N/m}^2,$$

mentre la neve che scivola è:

$$p_{nr} = p_n (1 - \mu) = 1680 (1 - 0.5) = 840 \text{ N/m}^2$$

distribuendosi su un intavolato (di raccordo) largo L_2 . Poiché l'aggetto dello schermo parasassi è $e_p = 1.50$ m, mentre l'impalcato di raccordo con esso è largo $L_2 = 1.0017$ m, il carico unitario effettivo dovuto alla neve scivolata sull'impalcato risulta essere:

$$p'_{nr} = p_{nr} \frac{e_p}{L_2} = 840 \frac{1.50}{1.0017} = 1258 \text{ N/m}^2.$$

- Carichi per verifiche locali. La spinta sui parapetti viene considerata orizzontale e pari a $Q_p = 300$ N.

Per gli impalcato dei ponteggi da costruzione, in alternativa all'azione del carico di servizio ($p = 3000 \text{ N/m}^2$), deve essere considerata la più gravosa tra le seguenti azioni:

- una azione $Q_c = 3000$ N ripartita su una superficie $S_i = 0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$;
- una azione $Q_c' = 1000$ N ripartita su una superficie $S_i' = 0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m}$;
- una azione ripartita di 5000 N/m^2 su una superficie parziale $A_c = 0.4 A$, avendo indicato con A la superficie di un modulo di impalcato ($A = a_1 \cdot L_1$) applicata nella posizione più sfavorevole.



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



4.3 CARATTERISTICHE DEL PONTEGGIO

4.3.1 Caratteristiche funzionali

Il ponteggio sottoposto a verifica è destinato alla realizzazione di opere di costruzione edilizia, pertanto si considera un carico di servizio per gli elementi di impalcato pari a $p = 3000 \text{ N/mm}^2$.

4.3.2 Caratteristiche strutturali

Per la descrizione degli schemi di ponteggio oggetto della presente Relazione Tecnica si rimanda alla Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545 dell'Allegato A).

4.3.3 Caratteristiche dimensionali principali

Le dimensioni significative per le verifiche di stabilità e di resistenza sono le seguenti:

Caratteristiche dimensionali principali		
altezza del telaio	$h_1 =$	2000 mm
interasse tra i montanti del telaio	$L_1 =$	1050 mm
luce netta tra i montanti della stilata	$L_2 =$	1001.7 mm
interasse tra i montanti del telaio stretto	$L_3 =$	600 mm
luce netta tra i montanti del telaio stretto	$L_4 =$	551.7 mm
interasse tra le stilate	$a_1 =$	1800 mm
aggetto del parasassi	$e_p =$	1500 mm
larghezza impalcato metallici normali	$L_{im} =$	495 mm
larghezza impalcato metallico con botola	$L_{imb} =$	497 mm
altezza fermapiede metallico di facciata	$h_{fm} =$	200 mm



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



4.4 CALCOLO DELLE AZIONI

4.4.1 Generalità

Il ponteggio per il quale viene effettuato il calcolo delle azioni è quello relativo agli schemi tipo del Capitolo 7 (Allegato A).

4.4.2 Dati costruttivi

I pesi propri degli elementi protetti mediante verniciatura, sono riportati nella Tabella seguente.

Dati costruttivi		
telaio a portale	$G_1 =$	20.08 kg
trave prefabbricata per passo carraio	$G_2 =$	30.00 kg
travetta di collegamento travi passo carraio	$G_3 =$	8.50 kg
telaio superiore per partenza ravvicinata	$G_4 =$	28.20 kg
telaio inferiore per partenza ravvicinata	$G_5 =$	20.60 kg
mensola per disassamento di stilata	$G_6 =$	10.00 kg
puntone per disassamento di stilata	$G_7 =$	8.00 kg

4.4.3 Azioni dovute ai pesi propri

A favore della sicurezza, si considerano le azioni dovute ai pesi propri degli elementi di un piano di struttura con impalcati in legname.

Azioni sul montante interno del telaio		
$\frac{1}{2}$ del peso proprio del telaio a portale ($0.5 \cdot G_1 \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 = 0.5 \cdot 20.08 \text{ kg} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2$)	98.50 N	
spina a verme (1.3 N)	1.30 N	
corrente (24 N)	24.00 N	
totale		124 N

Azioni sul montante esterno del telaio		
$\frac{1}{2}$ del peso proprio del telaio a portale ($0.5 \cdot G_1 \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 = 0.5 \cdot 20.08 \text{ kg} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2$)	98.50 N	
correnti esterni ($2 \cdot 24 \text{ N}$)	48.00 N	
diagonale di facciata (29 N)	29.00 N	
spina a verme (1.3 N)	1.30 N	
diagonale in pianta (27 N)	27.00 N	
fermapiede in legname	108.00 N	
totale		312 N

Azioni sul montante esterno del telaio dovute al parasassi in tubo e giunto		
tubi $\varnothing 48.3 \times 3.2 \text{ mm}$ ($4 \text{ m} \cdot 3.56 \text{ kg/m} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2$)	139.69 N	
giunti girevoli ($3 \cdot 2 \text{ kg} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2$)	58.86 N	
totale		200 N

4.4.4 Azioni ripartite sui traversi

A favore della sicurezza, si considerano le azioni sui traversi dei telai dovute agli impalcati in legname ed ai carichi di servizio, come risultano dal prospetto seguente.

Prospetto 4.II – Carichi ripartiti e azioni sul traverso dovute agli impalcati in legname ed ai carichi di servizio		
Tipo di azione	Carico ripartito [N/m ²]	Azione sul traverso [N/m]
Peso proprio impalcato in legname	$p_L = 300$	$q_L = 540$
Peso proprio impalcato legname parasassi ($\alpha_p = 45^\circ$)	$p_{pL} = p_{pL} / \cos \alpha_p = 424$	$q_{pL} = 763$
Carico di servizio classe 4	$p_4 = 3000$	$q_4 = 5400$
Carico di servizio classe 2	$p_2 = 1500$	$q_2 = 2700$
Carico di servizio classe 4 + peso proprio impalcato in legname	$p_{4L} = p_4 + p_L = 3424$	$q_{4L} = 6163$
Carico di servizio classe 2 + peso proprio impalcato in legname	$p_{2L} = p_2 + p_L = 1924$	$q_{2L} = 3463$
Neve a quota $h_0 = 500$ m s.l.m.	$p_n = 1680$	$q_n = 3024$
Neve sull'impalcato sottostante (30%)	$p_{ns} = 0.3 \cdot p_n = 504$	$q_{ns} = 907$
Neve sul parasassi ($\alpha_p = 45^\circ, \mu = 0.5$)	$p_{rp} = 840$	$q_{rp} = 1512$
Neve sull'impalcato di raccordo col parasassi ($\alpha_p = 45^\circ$)	$p_{rrp} = 1258^{(5)}$	$q_{rrp} = 2264$
Neve sull'impalcato di sommità + peso proprio impalcato in legname	$p_{nL} = p_n + p_L = 1980$	$q_{nL} = 3564$
Neve sull'impalcato sottostante + peso proprio impalcato in legname	$p_{nsl} = p_{ns} + p_L = 804$	$q_{nsl} = 1447$
Neve sul parasassi + peso proprio impalcato in legname parasassi	$p_{rpL} = p_{rp} + p_{pL} = 1264$	$q_{rpL} = 2275$
Neve sull'impalcato di raccordo col parasassi + peso proprio impalcato in legname	$p_{rrpL} = p_{rrp} + p_L = 1558$	$q_{rrpL} = 2804$

⁽⁵⁾: $p_{rrp} = p_n (1 - \mu) \cdot e_p / L_2 = p_{rr} \cdot e_p / L_2 = 840 \cdot 1.5 / 1.0017 = 1258 \text{ N/m}^2$.

Le azioni orizzontali del vento sul traverso del parasassi, rispettivamente nella condizione di lavoro e di fuori servizio, sono pari a:

$$q_{vp}' = p_v' G_r \cdot C \cdot a_1 = 173 \cdot 1.3 \cdot 1.8 = 405 \text{ N/m};$$

$$q_{vp}'' = p_v'' G_r \cdot C \cdot a_1 = 607 \cdot 1.3 \cdot 1.8 = 1420 \text{ N/m}.$$

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



4.4.5 Azioni sui nodi dovute al vento ed alle imperfezioni geometriche

4.4.5.1 Superfici investite dal vento

A favore della sicurezza, si considerano le superfici investite dal vento nel caso di ponteggio con impalcati in legname.

Per il vento che soffia in direzione normale al piano di facciata, le superfici di interesse, relative ad un modulo di ponteggio con impalcati in legname sono indicate nel prospetto seguente.

Prospetto 4.III – Azioni del vento in direzione normale all'opera servita. Valutazione delle superfici investite su un modulo (un piano x un campo)	
Elementi investiti	Superfici [m ²]
Montanti	$2 \cdot 2 \cdot 0.0483 = 0.1932$
Correnti anteriori	$2 \cdot (1.8 - 0.0483) \cdot 0.0269 = 0.0942$
Corrente posteriore	$(1.8 - 0.0483) \cdot 0.0269 = 0.0471$
Diagonale di facciata	$(2.184 - 0.0483) \cdot 0.0269 = 0.0575$
Diagonale in pianta	$(1.8 - 0.0483) \cdot 0.0269 = 0.0471$
<i>Subtotale S_{n1}</i>	<i>0.4391</i>
Impalcato in legname	$(1.8 - 0.0483) \cdot 0.05 = 0.0876$
Fermapiede di facciata in legname	$(1.8 - 0.0483) \cdot 0.2 = 0.3503$
<i>Subtotale S_{n2}</i>	<i>0.4379</i>
Totale S_n = 1.05 · (S_{n1} + S_{n2})	0.9209

Per il vento che soffia in direzione parallela al piano di facciata, le superfici di interesse, relative ad un modulo di ponteggio con impalcati in legname sono indicate nel prospetto seguente.

Prospetto 4.IV – Azioni del vento in direzione parallela all'opera servita. Valutazione delle superfici investite su un modulo (un piano x un campo)	
Elementi investiti	Superfici [m ²]
Montanti	$2 \cdot 2 \cdot 0.0483 = 0.1932$
Traverso	$(1.05 - 0.0483) \cdot 0.0483 = 0.0484$
Archetto	$1.53 \cdot 0.0269 = 0.0412$
Diagonale di facciata	$1.24 \cdot 0.0269 = 0.0334$
Diagonale in pianta	$(1.05 - 0.0483) \cdot 0.0269 = 0.0269$
Parapetti di testata in tubo e giunto	$2 \cdot (1.3 - 2 \cdot 0.0483) \cdot 0.0483 = 0.1162$
<i>Subtotale S_{p1}</i>	<i>0.4593</i>
Impalcato in legname	$(1.05 - 0.0483) \cdot 0.05 = 0.0501$
Fermapiede di facciata in legname	$0.2 \cdot 0.05 = 0.0100$
Fermapiede di testata in legname	$(1.2 - 0.0483) \cdot 0.2 = 0.2303$
<i>Subtotale S_{p2}</i>	<i>0.2904</i>
Totale S_p = 1.05 · (S_{p1} + S_{p2})	0.7872

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



Facendo riferimento al precedente Prospetto 4.IV, si riportano di seguito le superfici di $n_s = 6$ campi di ponteggio con impalcati in legname investite dal vento che soffia in direzione parallela al piano di facciata.

Prospetto 4.V – Azioni del vento in direzione parallela all'opera servita. Valutazione delle superfici investite su $n_s = 6$ campi	
Elementi investiti	Superfici [m ²]
Montanti	$6 \cdot 0.1932 = 1.1592$
Traversi	$6 \cdot 0.0484 = 0.2904$
Archetti	$6 \cdot 0.0412 = 0.2472$
Diagonali di facciata	$6 \cdot 0.0334 = 0.2004$
Diagonali in pianta	$6 \cdot 0.0269 = 0.1614$
Parapetti di testata in tubo e giunto	0.1162
<i>Subtotale $S_{p6\ 1}$</i>	<i>2.1748</i>
Impalcato in legname	$2 \cdot 0.0501 = 0.1002$
Fermapiede di facciata in legname	0.0100
Fermapiede di testata in legname	0.2303
<i>Subtotale $S_{p6\ 2}$</i>	<i>0.3405</i>
Totale $S_{p6} = 1.05 \cdot (S_{p6\ 1} + S_{p6\ 2})$	2.6411

4.4.5.2 Azioni orizzontali dovute al vento

Le azioni dovute al vento che soffia in direzione normale al piano di facciata, considerate orizzontali ed applicate ad ogni piano in corrispondenza del nodo assumono i valori indicati di seguito. Il ponteggio si considera con impalcati in legname a tutti i piani; la superficie investita su un modulo è $S_n = 0.9209$ m² ed il coefficiente di forma per la struttura del ponteggio è $C = 1.2$.

Prospetto 4.VI – Azioni dovute al vento normale alla facciata					
Quota H		Condizione di lavoro		Condizione di fuori servizio	
piano di ponteggio	altezza [m]	$p_v' G_r$ [N/m ²]	$F_{vn}' = p_v' G_r C S_n$ [N]	$p_v'' G_r$ [N/m ²]	$F_{vn}'' = p_v'' G_r C S_n$ [N]
I	2	173	191	607	671
II	4	173	191	607	671
III	6	173	191	607	671
IV	8	184	203	646	714
V	10	201	222	707	781
VI	12	216	239	760	840
VII	14	232	256	815	901
VIII	16	240	265	843	932
IX	18	251	277	883	976
X	20	260	287	914	1010
-	22	268	296	942	1041

SOCOME S.p.A.

Il legale Rappresentante
Maurizio Cattilo

Estensione S18

05/07/2006



Le azioni dovute al vento che soffia in direzione parallela al piano di facciata, considerate orizzontali e relative ad un campo con impalcato in legname assumono i valori indicati di seguito. La superficie investita è $S_p = 0.7872 \text{ m}^2$ ed il coefficiente di forma per la struttura del ponteggio è $C = 1.2$.

Prospetto 4.VII – Azioni dovute al vento parallelo alla facciata relative ad un campo					
Quota H		Condizione di lavoro		Condizione di fuori servizio	
piano di ponteggio	altezza [m]	$p_v' G_r$ [N/m ²]	$F_{vp}' = p_v' G_r C S_p$ [N]	$p_v'' G_r$ [N/m ²]	$F_{vp}'' = p_v'' G_r C S_p$ [N]
I	2	173	163	607	573
II	4	173	163	607	573
III	6	173	163	607	573
IV	8	184	174	646	610
V	10	201	190	707	668
VI	12	216	204	760	718
VII	14	232	219	815	770
VIII	16	240	227	843	796
IX	18	251	237	883	834
X	20	260	246	914	863
-	22	268	253	942	890

Nella condizione di fuori servizio, le azioni orizzontali dovute al vento parallelo alla facciata relative a $n_s = 6$ campi con impalcato in legname assumono i valori indicati di seguito. La superficie investita è $S_{p6} = 2.6411 \text{ m}^2$ ed il coefficiente di forma per la struttura del ponteggio è $C = 1.2$.

Prospetto 4.VIII – Azioni dovute al vento parallelo alla facciata relative a $n_s = 6$ campi			
Quota H		Condizione di fuori servizio	
piano di ponteggio	altezza [m]	$p_v'' G_r$ [N/m ²]	$F_{vp6}'' = p_v'' G_r C S_{p6}$ [N]
I	2	607	1924
II	4	607	1924
III	6	607	1924
IV	8	646	2047
V	10	707	2241
VI	12	760	2409
VII	14	815	2583
VIII	16	843	2672
IX	18	883	2799
X	20	914	2897
-	22	942	2985

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Maurizio Dattilo



Estensione S18

05/07/2006



4.4.5.3 Azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche

Le azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche F_g relative ad una stilata vengono assunte per ogni piano di ponteggio pari a 1/100 della somma dei carichi sui montanti (esterno ed interno) sovrastanti. Esse vengono assunte di valori uguali a quelli derivanti da una struttura con impalcati in legname ai piani II, III, IX e X. Le azioni orizzontali nel piano di facciata dovute alle imperfezioni geometriche relative a $n_s = 6$

campi, vengono valutate statisticamente con un valore $F_{gps} = \sqrt{6} \sum V/100$, ove V indica la generica azione in direzione verticale agente sulla struttura al piano considerato.

I valori delle azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche nel piano di stilata (per le condizioni di lavoro e di fuori servizio neve) e nel piano di facciata per la lunghezza di 6 campi (per la sola condizione di fuori servizio neve) sono riportati nei prospetti seguenti.

Prospetto 4.IX – Azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche nella condizione di lavoro

Quota H		Azioni verticali progressive [N]			Azione orizzontale F_g' [N]
piano di ponteggio	altezza [m]	montante interno	montante esterno	totale	
I	2	7990	11215	19205	192
II	4	7596	10633	18229	182
III	6	7202	8706	15908	159
IV	8	6808	8124	14932	149
V	10	6414	7542	13956	140
VI	12	6020	6960	12980	130
VII	14	5626	6378	12004	120
VIII	16	5232	5796	11028	110
IX	18	4838	5214	10052	101
X	20	3094	3282	6376	64
-	22	0	0	0	0

Prospetto 4.X – Azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche nella condizione di fuori servizio

Quota H		Azioni verticali progressive [N]			Azioni orizzontali [N]	
piano di ponteggio	altezza [m]	montante interno	montante esterno	totale	stilata F_g''	facciata ($n_s = 6$) $F_{gps}'' = F_g'' \sqrt{6}$
I	2	7038	12531	19569	196	480
II	4	6644	11949	18593	186	459
III	6	5118	6622	11740	117	287
IV	8	4724	6040	10764	108	265
V	10	4330	5458	9788	98	240
VI	12	3936	4876	8812	88	216
VII	14	3542	4294	7836	78	191
VIII	16	3148	3712	6860	69	169
IX	18	2754	3130	5884	59	145
X	20	1906	2094	4000	40	98
-	22	0	0	0	0	0

4.4.5.4 Azioni orizzontali complessive

Le azioni orizzontali complessive nei piani di stilata e di facciata assumono, in un campo con impalcati in legname ai piani II, III, IX e X, i valori riportati nel prospetto seguente.

Prospetto 4.XI – Azioni orizzontali complessive relative ad un campo con impalcati in legname										
Quota H		Piano di stilata [N]						Piano di facciata [N]		
piano	altezza [m]	Condizione di lavoro			Condizione di fuori servizio			Condizione di fuori servizio		
		F_{vn}'	F_g'	Totale	F_{vn}''	F_g''	Totale	F_{vp}''	F_g''	Totale
I	2	191	192	383	671	196	867	573	196	769
II	4	191	182	373	671	186	857	573	186	759
III	6	191	159	350	671	117	788	573	117	690
IV	8	203	149	352	714	108	822	610	108	718
V	10	222	140	362	781	98	879	668	98	766
VI	12	239	130	369	840	88	928	718	88	806
VII	14	256	120	376	901	78	979	770	78	848
VIII	16	265	110	375	932	69	1001	796	69	865
IX	18	277	101	378	976	59	1035	834	59	893
X	20	287	64	351	1010	40	1050	863	40	903
-	22	296	0	296	1041	0	1041	890	0	890

Le azioni orizzontali complessive nel piano di facciata relative a $n_s = 6$ campi con impalcati in legname ai piani II, III, IX e X nella condizione di fuori servizio con neve, assumono i valori seguenti.

Prospetto 4.XII – Azioni orizzontali complessive nel piano di facciata relative a $n_s = 6$ campi con impalcati in legname nella condizione di fuori servizio				
Quota H		Condizione di fuori servizio		
piano di ponteggio	altezza [m]	F_{vp6}'' [N]	F_{gp6}'' [N]	Totale [N]
I	2	1924	480	2404
II	4	1924	459	2380
III	6	1924	287	2211
IV	8	2047	265	2312
V	10	2241	240	2481
VI	12	2409	216	2625
VII	14	2583	191	2774
VIII	16	2672	169	2841
IX	18	2799	145	2944
X	20	2897	98	2995
-	22	2985	0	2985

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18

05/07/2006



4.5 VERIFICHE DEL PONTEGGIO

4.5.1 Verifica di stabilità dei montanti dello schema normale

4.5.1.1 Caratteristiche dello schema

Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza $H_{max} \leq 20$ m e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- montaggio di impalcati di servizio in legname o metallici ⁽¹⁾ su un numero massimo di piani pari a 10, oppure su un numero di piani inferiore, con un minimo di 2 piani sovrapposti (ponte e sottoponte) e con impalcato di raccordo con lo schermo parasassi obbligatorio;
- montaggio al piano II di uno schermo parasassi in tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione Ministeriale con impalcati in legname o metallici, inclinato di 45° rispetto al piano orizzontale e con aggetto di 1500 mm fuori della proiezione dell'impalcato;
- controventatura di facciata con corrente e diagonale a tutti i piani;
- secondo corrente parapetto e fermapiede di facciata in legname o metallico a tutti i moduli con impalcato;
- controventatura in pianta con correnti posteriori (a tutti i piani) e diagonale in pianta (ai soli piani ancorati);
- basette fisse o regolabili al piede di ogni montante;
- un ancoraggio normale (± 6500 N) ogni due stilate ai piani I, V, VII, IX e XI;
- un ancoraggio normale (± 6500 N) a tutte le stilate al piano di raccordo con il parasassi;
- un ancoraggio speciale (± 9000 N) ogni due stilate al piano interessato dal tirante del parasassi;
- un ancoraggio speciale in grado di assorbire le azioni parallele alla facciata dell'opera servita (± 9000 N) ogni 6 stilate;
- per ulteriori informazioni, si rimanda alla Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545 dell'Allegato A).

(¹): l'uso di impalcati metallici autorizzati con l'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 su due piani consecutivi, consente di non montare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in pianta nel piano ancorato.



Estensione S18

05/07/2006



4.5.1.2 Verifiche di stabilità dei montanti

Le caratteristiche statiche di interesse per i montanti in parola sono le seguenti:

- Tubo costituente il montante: $\varnothing 48.3 \times 2.9$ mm;
- Area della sezione resistente del montante: $A_m = 414$ mm²;
- Raggio d'inerzia del montante: $i_m = 16.084$ mm;
- Modulo di resistenza in campo elastico del montante: $W_m = 4431$ mm³.

Le caratteristiche dedotte a partire dai risultati delle prove di collasso su prototipo, di cui ai certificati di prova ISPESL n. DTS/V/55/91/PTP del 09/01/1991 e n. DTS/V/56/91/PTP del 09/01/1991, sono riassunte di seguito:

- Minimo carico di collasso: 33800 N;
- Tensione critica: $\sigma_{cr} = 81.643$ N/mm²;
- Snellezza critica: $\lambda_{cr} = 93.014$;
- Snellezza: $\lambda = 147.427$;
- Coefficiente di amplificazione del carico assiale: $\omega = 2.893$;
- Tensione critica euleriana: $\sigma_{crE} = 93.573$ N/mm².

Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico (§ Appendice di calcolo) si effettuano le verifiche di stabilità dei montanti riportate di seguito.

Le verifiche di stabilità possono essere condotte, a favore della sicurezza, su una struttura equivalente assegnandole la snellezza che corrisponde alla tensione critica risultante dal minimo dei carichi sperimentali di collasso registrati alle prove relative.

La verifica di stabilità dei montanti è quindi ricondotta a quella di un montante di ponteggio equivalente attraverso la relazione:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A_m} + \frac{M_{eq}}{\psi W_m \left(1 - \nu_{II} \frac{N}{N_{crE}} \right)} \leq \sigma_{adm}$$

in cui:

- N è il carico assiale sul montante;
- M_{eq} è il momento equivalente, che in base a quanto indicato al punto 7.4.1.1 delle istruzioni CNR-UNI 10011/97 si valuta nel modo seguente:
 - nel caso di asta vincolata ad entrambi gli estremi soggetta a momento flettente variabile linearmente fra i momenti di estremità M_a e M_b ($|M_a| \geq |M_b|$), si ha $M_{eq} = |0.6 \cdot M_a + 0.4 \cdot M_b|$, purché sia $M_{eq} \geq 0.4 \cdot |M_a|$;
 - nel caso di momento flettente variabile non linearmente lungo l'asta, si ha $M_{eq} = 1.3 \cdot M_{medio}$, con la limitazione $0.75 \cdot M_{max} \leq M_{eq} \leq M_{max}$;
- ψ è il fattore di adattamento plastico, che si assume prudenzialmente pari a $\psi = 1$;
- $\nu_{II} = 1.333$ è il coefficiente di sicurezza relativo alla II condizione di carico;
- $N_{crE} = \sigma_{crE} \cdot A_m = 93.573 \cdot 414 = 38739$ N, con σ_{crE} tensione critica calcolata con la formula di Eulero anche in campo plastico, corrispondente alla snellezza λ considerata.

I valori delle sollecitazioni relativi alle condizioni di lavoro e di fuori servizio per lo schema normale, sono desunti dal tabulato S18_PN. Le verifiche per i montanti esterno ed interno sono riportate nei prospetti seguenti.

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



Prospetto 4.XIII – Verifiche di stabilità dei montanti dello schema normale nella condizione di lavoro n. 1

Schema	stilata normale con schermo parasassi da 1,5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI							
Carichi	corrente interno, diagonale in pianta, correnti e diagonale di facciata a tutti i piani, impalcati e fermapiede in legname ai primi 10 piani, carico di servizio classe 4 al piano X e carico di servizio classe 2 al piano IX							
Condizione di carico	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1
Vento (°)	V+	V+	V+	V+	V-	V-	V-	V-
Montante/piano	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II
Aste	13-34	14-35	3	4	13-34	14-35	3	4
Nodo a	12	15	33	5	12	15	33	5
Quota nodo a [mm]	1685,19	1685,19	2131,85	2131,85	1685,19	1685,19	2131,85	2131,85
Nodo b	26	28	6	9	26	28	3	9
Quota nodo b [mm]	0,00	0,00	3685,19	3685,19	0,00	0,00	3685,19	3685,19
N [N]	-9015	-11776	-8466	-10887	-9097	-11695	-8547	-10806
M _a [Nm]	18,42	-14,06	-35,04	21,41	18,66	-14,21	-35,45	21,66
M _b [Nm]	0,00	0,00	31,55	-16,18	0,00	0,00	32,25	-16,87
M _{eq} [Nm]	11,05	8,44	14,02	8,56	11,20	8,53	14,18	8,66
σ_v [N/mm ²]	63,00	82,29	59,16	76,08	63,57	81,72	59,73	75,51
σ_H [N/mm ²]	3,62	3,20	4,46	3,09	3,68	3,22	4,53	3,11
σ_{tot} [N/mm ²]	66,62	85,49	63,62	79,17	67,25	84,94	64,26	78,62
σ_{adm} [N/mm ²]	180	180	180	180	180	180	180	180

(°): la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

Prospetto 4.XIV – Verifiche di stabilità dei montanti dello schema normale nella condizione di lavoro n. 2

Schema	stilata normale con schermo parasassi da 1,5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI											
Carichi	corrente interno, diagonale in pianta, correnti e diagonale di facciata a tutti i piani, impalcati e fermapiede in legname ai primi 10 piani, carico di servizio classe 4 al piano IV e carico di servizio classe 2 al piano V											
Cond. di carico	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2
Vento (°)	V+	V+	V+	V+	V+	V+	V-	V-	V-	V-	V-	V-
Montante / piano	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II	Int./IV	Est./IV	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II	Int./IV	Est./IV
Aste	13-34	14-35	3	4	56	57	13-34	14-35	3	4	56	57
Nodo a	33	15	33	5	85	88	33	15	33	5	85	88
Quota [mm]	2131,85	1685,19	2131,85	2131,85	7685,19	7685,19	2131,85	1685,19	2131,85	2131,85	7685,19	7685,19
Nodo b	12	28	6	9	83	84	12	28	6	9	83	84
Quota [mm]	1685,19	0,00	3685,19	3685,19	6131,85	6131,85	1685,19	0,00	3685,19	3685,19	6131,85	6131,85
N [N]	-9015	-11776	-8466	-10887	-7696	-7830	-9097	-11695	-8547	-10806	-7500	-8026
M _a [Nm]	-17,96	-13,58	-36,93	23,28	129,90	-237,45	-19,07	-13,73	-37,34	23,53	262,02	-105,96
M _b [Nm]	14,88	0,00	35,30	-19,90	-43,57	160,87	15,29	0,00	35,99	-20,59	-186,05	19,00
M _{eq} [Nm]	7,18	8,15	14,77	9,31	60,52	94,98	7,63	8,24	14,93	9,41	104,81	55,97
σ_v [N/mm ²]	63,00	82,29	59,16	76,08	53,78	54,71	63,57	81,72	59,73	75,51	52,41	56,08
σ_H [N/mm ²]	2,35	3,09	4,70	3,36	18,58	29,34	2,51	3,11	4,77	3,38	31,88	17,45
σ_{tot} [N/mm ²]	65,35	85,38	63,86	79,44	72,36	84,05	66,08	84,83	64,50	78,89	84,29	73,54
σ_{adm} [N/mm ²]	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180

(°): la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18

05/07/2006



Prospetto 4.XV – Verifiche di stabilità dei montanti dello schema normale nella condizione di fuori servizio

Schema	stilata normale con schermo parasassi da 1,5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI							
Carichi	corrente interno, diagonale in pianta, correnti e diagonale di facciata a tutti i piani, impalcati e fermapiede in legname ai primi 10 piani, 100% del carico da neve al piano X, 30% del carico da neve al piano IX, carico da neve sul parasassi e sull'impalcato di raccordo							
Condizione di carico	FSN	FSN	FSN	FSN	FSN	FSN	FSN	FSN
Vento (°)	V+	V+	V+	V+	V-	V-	V-	V-
Montante/piano	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II
Aste	13-34	14-35	3	4	13-34	14-35	3	4
Nodo a	33	5	6	9	33	5	6	9
Quota nodo a [mm]	2131,85	2131,85	3685,19	3685,19	2131,85	2131,85	3685,19	3685,19
Nodo b	12	15	33	5	12	15	33	5
Quota nodo b [mm]	1685,19	1685,19	2131,85	2131,85	1685,19	1685,19	2131,85	2131,85
N [N]	-8361	-13638	-7794	-12766	-8543	-13456	-7974	-12586
M _s [Nm]	-40,25	28,65	112,05	-81,84	-43,16	30,33	114,66	-83,23
M _b [Nm]	11,83	-2,70	-76,24	49,63	12,79	-3,39	-77,89	49,63
M _{sn} [Nm]	19,42	16,11	44,82	32,74	20,78	16,84	45,87	33,29
σ_R [N/mm ²]	58,43	95,30	54,46	89,21	59,70	94,03	55,72	87,95
σ_H [N/mm ²]	6,15	6,85	13,82	13,18	6,64	7,08	14,27	13,25
σ_{tot} [N/mm ²]	64,58	102,15	68,29	102,38	66,34	101,11	69,99	101,20
σ_{adm} [N/mm ²]	180	180	180	180	180	180	180	180

(°): la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

4.5.1.3 Azioni massime ai piedi dei montanti

I valori delle azioni massime ai piedi dei montanti interno ed esterno della stilata normale, relativi alle condizioni di lavoro e di fuori servizio, sono desunti dal tabulato S18_PN e riportati nel prospetto seguente.

Prospetto 4.XVI – Azioni massime ai piedi dei montanti

Schema	stilata normale con schermo parasassi da 1,5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI					
Carichi	Per LAV1 vedere Prospetto 4.XIII, per LAV2 vedere Prospetto 4.XIV, per FSN vedere Prospetto 4.XV					
Condizione di carico	LAV1	LAV1	LAV2	LAV2	FSN	FSN
Vento (°)	V+	V-	V+	V-	V+	V-
Azione massima montante interno [N]	9041	9123	9041	9123	8387	8569
Nodo	26	26	26	26	26	26
Azione massima montante esterno [N]	11802	11721	11802	11721	13664	13482
Nodo	28	28	28	28	28	28

(°): la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



4.5.2 Verifica del passo carraio da 3600 mm

4.5.2.1 Caratteristiche dello schema

Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza $H_{max} \leq 20$ m e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- montaggio di impalcati di servizio in legname o metallici ⁽¹⁾ su un numero massimo di piani pari a 10, oppure su un numero di piani inferiore, con un minimo di 2 piani sovrapposti (ponte e sottoponte) e con impalcato di raccordo con lo schermo parasassi obbligatorio;
- montaggio di 2 travi per passo carraio da 3600 mm al piano II del ponteggio, per l'interruzione di una stilata, collegate tra loro attraverso una travetta di collegamento delle travi carraie;
- montaggio di uno schermo parasassi in tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione Ministeriale con impalcati in legname o metallici, inclinato di 45° rispetto al piano orizzontale e con aggetto di 1500 mm fuori della proiezione dell'impalcato:
 - al piano III dei campi interessati dal passo carraio e dei due campi ad essi adiacenti;
 - al piano II degli altri campi;
- controventatura di facciata con corrente e diagonale a tutti i piani;
- secondo corrente parapetto e fermapiede di facciata in legname o metallico a tutti i moduli con impalcato;
- controventatura in pianta con correnti posteriori (a tutti i piani) e diagonale in pianta (ai soli piani ancorati);
- controventatura in pianta con impalcati metallici autorizzati con l'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 ai due moduli di ponteggio interessati dalla trave carraia;
- basette fisse o regolabili al piede di ogni montante;
- raddoppio dei montanti esterni ed interni delle stilate adiacenti a quella interrotta fino a quota 4 m, con tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione Ministeriale;
- montaggio di diagonalì di controventatura di stilata in corrispondenza delle stilate adiacenti a quella interrotta fino a quota 4 m, realizzate con tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione Ministeriale;
- un ancoraggio normale (± 6500 N) ogni due stilate ai piani I, V, VII, IX e XI;
- un ancoraggio normale (± 6500 N) a tutte le stilate al piano di raccordo con il parasassi;
- un ancoraggio speciale (± 9000 N) ogni due stilate al piano interessato dal tirante del parasassi;
- un ancoraggio speciale in grado di assorbire le azioni parallele alla facciata dell'opera servita (± 9000 N) ogni 6 stilate;
- un ancoraggio normale (± 6500 N) a tutte le stilate del piano II, interessate dalla trave carraia;
- un ancoraggio normale (± 6500 N) alle due stilate del piano I, adiacenti a quella interrotta;
- per ulteriori informazioni, si rimanda alla Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545 dell'Allegato A).

(¹): l'uso di impalcati metallici autorizzati con l'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 su due piani consecutivi, consente di non montare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in pianta nel piano ancorato.

4.5.2.2 Verifica dei montanti raddoppiati

I montanti esterni ed interni delle stilate adiacenti a quella interrotta vengono raddoppiati fino a quota 4 m, con tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione Ministeriale.

A favore della sicurezza, la sezione del tubo aggiunto sarà considerata uguale a quella del tubo utilizzato per il montante del telaio.

Le caratteristiche statiche di interesse per ciascun montante raddoppiato sono pertanto le seguenti:

- Tubi costituenti il montante: $2 \times \text{Ø}48.3 \times 2.9 \text{ mm}$;
- Area della sezione resistente del montante: $A_{mr} = 2 \cdot 414 = 828 \text{ mm}^2$;
- Raggio d'inerzia del montante: $i_{mr} = 16.084 \text{ mm}$;
- Modulo di resistenza in campo elastico del montante: $W_{mr} = 2 \cdot 4431 = 8862 \text{ mm}^3$.

Per le verifiche di stabilità del montante raddoppiato, si considera la snellezza $\lambda = 147.427$ dedotta dai risultati delle prove di collasso su prototipo con partenza normale, di cui al punto 4.5.1.2, nonché i valori da essa desunti del coefficiente di amplificazione del carico assiale, $\omega = 2.893$, e della tensione critica euleriana, $\sigma_{crE} = 93.573 \text{ N/mm}^2$.

Dal calcolo automatico si ha che la condizione più gravosa per il montante (singolo) di una stilata normale è quella relativa al montante esterno al piano I nella condizione di fuori servizio per neve con vento positivo (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_PN, caso FSNV+, aste 14 e 35), dove si registrano il valore massimo dello sforzo assiale di compressione $N_{max} = 13664 \text{ N}$ ed un momento $M_{max} = 28.65 \text{ Nm}$.

I montanti adiacenti alla stilata interrotta sopportano un carico assiale maggiorato del 50% a cui si aggiunge anche la metà del peso proprio degli elementi costituenti il passo carraio:

$$N_{mr} = 1.5 N_{max} + (2 G_2 + G_3) 9.81/2 = 1.5 \cdot 13664 + (2 \cdot 30 + 8.5) 9.81/2 = 20832 \text{ N}.$$

Assumendo $\psi = 1$, $v_{II} = 1.333$ e $M_{eq} = 0.75 M_{max} = 21.49 \text{ Nm}$, la verifica di stabilità fornisce

$$\begin{aligned}\sigma_{mr} &= \frac{\omega \cdot N_{mr}}{A_{mr}} + \frac{M_{eq}}{\psi W_{mr} \left(1 - v_{II} \frac{N_{mr}}{\sigma_{crE} \cdot A_{mr}} \right)} \\ &= \frac{2.893 \cdot 20832}{828} + \frac{21490}{8862 \left(1 - 1.333 \frac{20832}{93.573 \cdot 828} \right)} \\ &= 72.79 + 3.78 = 76.57 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} = 180 \text{ N/mm}^2.\end{aligned}$$


SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18

05/07/2006



4.5.2.3 Verifica della trave da 3600 mm

Le caratteristiche statiche di interesse per le briglie superiore ed inferiore ed il montante centrale della trave carraia sono le seguenti:

- Tubo: $\varnothing 48.3 \times 2.9$ mm;
- Area della sezione resistente: $A_{tc} = 414 \text{ mm}^2$;
- Momento d'inerzia a flessione: $I_{tc} = 107002 \text{ mm}^4$;
- Raggio d'inerzia: $i_{tc} = 16.084 \text{ mm}$;
- Modulo di resistenza in campo elastico: $W_{tc} = 4431 \text{ mm}^3$.

Le caratteristiche statiche di interesse per le saette di irrigidimento della trave carraia sono le seguenti:

- Tubo a sezione circolare $\varnothing 26.9 \times 2.3$ mm;
- Area della sezione resistente: $A_{si} = 178 \text{ mm}^2$;
- Momento d'inerzia a flessione: $I_{si} = 13564 \text{ mm}^4$;
- Raggio d'inerzia: $i_{si} = 8.735 \text{ mm}$;
- Modulo di resistenza in campo elastico: $W_{si} = 1008 \text{ mm}^3$.

A favore della sicurezza, la trave carraia da 3600 mm è stata verificata considerando la massima azione assiale di compressione nei montanti alla base del ponteggio (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_PN, caso FSNV+, nodo 28), pari a $N'_{\max} = 13664$ N.

L'azione agente sulla mezzeria della briglia superiore si ottiene sommando ad $N'_{\max}$ la metà del peso proprio degli elementi costituenti il passo carraio:

$$N_{tc} = N'_{\max} + (2 G_2 + G_3) 9.81/2 = 13664 + (2 \cdot 30 + 8.5) 9.81/2 = 14000 \text{ N}.$$



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



4.5.2.3.1 Verifica della briglia superiore

Dal calcolo automatico (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_TC3600, caso FSN, aste 1 e 2), si ha che l'azione N_{tc} , calcolata al punto 4.5.2.3, induce sulla briglia superiore uno sforzo normale di compressione massimo

$$N_{bs,max} = 21546 \text{ N}$$

ed un momento variabile linearmente tra i valori $M_{bs,a} = 86.16 \text{ Nm}$ e $M_{bs,b} = -5.12 \text{ Nm}$, da cui discende il momento equivalente

$$M_{bs,eq} = 0.6 \cdot 86.16 - 0.4 \cdot 5.12 = 49.65 \text{ Nm}.$$

Assumendo una lunghezza libera d'inflessione $L_c = 1800 \text{ mm}$, la snellezza è

$$\lambda_{bs} = L_c / i_{tc} = 1800 / 16.084 = 111.91.$$

Dai prospetti 7-IIa e 7-VII delle istruzioni CNR-UNI 10011/97, si evince che a tale snellezza corrispondono un coefficiente di amplificazione del carico assiale

$$\omega_{bs} = 1.858$$

ed una tensione critica euleriana

$$\sigma_{crEbs} = 164.73 \text{ N/mm}^2,$$

da cui discende $N_{crEbs} = \sigma_{crEbs} \cdot A_{tc} = 164.73 \cdot 414 = 68198 \text{ N}$.

Assumendo $\psi = 1$ e $\nu_{II} = 1.333$, la verifica di stabilità fornisce

$$\begin{aligned} \sigma_{bs,S} &= \frac{\omega_{bs} \cdot N_{bs,max}}{A_{tc}} + \frac{M_{bs,eq}}{\psi W_{tc} \left(1 - \nu_{II} \frac{N_{bs,max}}{N_{crEbs}} \right)} = \frac{1.858 \cdot 21546}{414} + \frac{49650}{4431 \left(1 - 1.333 \frac{21546}{68198} \right)} \\ &= 96.70 + 19.36 = 116.06 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} = 160 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

La verifica a resistenza fornisce invece

$$\begin{aligned} \sigma_{bs,R} &= \frac{N_{bs,max}}{A_{tc}} + \frac{M_{bs,a}}{W_{tc}} = \frac{21546}{414} + \frac{86160}{4431} = 52.04 + 19.44 \\ &= 71.48 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} = 160 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

4.5.2.3.2 Verifica della briglia inferiore

L'azione N_{tc} , calcolata al punto 4.5.2.3, induce sulla briglia inferiore le seguenti sollecitazioni massime (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_TC3600, caso FSN, aste 4 e 5):

$$N_{bi,max} = 28177 \text{ N}, \quad M_{bi,max} = 119.96 \text{ Nm}.$$

La tensione massima a cui è soggetta la briglia inferiore è pertanto:

$$\begin{aligned} \sigma_{bi} &= \frac{N_{bi,max}}{A_{tc}} + \frac{M_{bi,max}}{W_{tc}} = \frac{28177}{414} + \frac{119960}{4431} = 68.06 + 27.07 = 95.13 \text{ N/mm}^2 \\ &< \sigma_{adm} = 160 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$


SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



4.5.2.3.3 Verifica delle saette di irrigidimento

Dal calcolo automatico (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_TC3600, caso FSN), risulta che le saette di irrigidimento della trave carraia che risentono dello sforzo assiale massimo, sono le aste 8 e 13, in corrispondenza delle quali si ha un'azione di compressione

$$N_{si,max} = 9493 \text{ N},$$

ed un momento variabile linearmente tra i valori $M_{si,a} = -4.43 \text{ Nm}$ e $M_{si,b} = 4.18 \text{ Nm}$, da cui discende il momento equivalente

$$M_{si,eq} = 0.6 \cdot 4.43 - 0.4 \cdot 4.18 = 0.99 \text{ Nm}.$$

Considerando ciascuna delle saette in parola incernierata agli estremi si ha per l'inflessione il valore $\beta = 1$, quindi la lunghezza libera d'inflessione risulta essere $L_c = L_{si} \cdot \beta = 621 \text{ mm}$ e la snellezza è pari a

$$\lambda_{si} = L_c / i_{si} = 621 / 8.735 = 71.09.$$

Dai prospetti 7-IIa e 7-VII delle Istruzioni CNR-UNI 10011/97, si evince che a tale snellezza corrispondono un coefficiente di amplificazione del carico assiale

$$\omega_{si} = 1.2309$$

ed una tensione critica euleriana

$$\sigma_{crEsi} = 392.99 \text{ N/mm}^2,$$

da cui discende $N_{crEsi} = \sigma_{crEsi} \cdot A_{si} = 392.99 \cdot 178 = 69952 \text{ N}$.

Assumendo $\psi = 1$ e $\nu_{II} = 1.333$, la verifica di stabilità fornisce

$$\begin{aligned} \sigma_{si} &= \omega_{si} \frac{N_{si,max}}{A_{si}} + \frac{M_{si,eq}}{\psi \cdot W_{si} \left(1 - \nu_{II} \frac{N_{si,max}}{N_{crEsi}} \right)} = 1.2309 \frac{9493}{178} + \frac{990}{1008 \left(1 - 1.333 \frac{9493}{69952} \right)} = \\ &= 65.65 + 1.20 = 66.85 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} = 160 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

4.5.2.3.4 Verifica della freccia di inflessione

Il baricentro della trave carraia si trova ad una quota $y_{B-tc} = 256.18 \text{ mm}$ rispetto alla mezzeria dell'asse della briglia inferiore. Ne discende un momento d'inerzia totale della trave carraia

$$J_{tc} = 2 \cdot (I_b + A_b \cdot y_{B-tc}^2) = 2 \cdot (107002 + 414 \cdot 256.18^2) = 54554147 \text{ mm}^4$$

e quindi la freccia di inflessione approssimata della trave di lunghezza $L_{tc} = 3600 \text{ mm}$ è

$$f_{max} = \frac{N_{tc} \cdot L_{tc}^3}{48 \cdot E \cdot J_{tc}} = \frac{14000 \cdot 3600^3}{48 \cdot 206000 \cdot 54554147} = 1.211 \text{ mm} < \frac{3600}{200} = 18 \text{ mm}.$$



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Maurilio Dattilo

Estensione S18
05/07/2006



4.5.2.4 Verifica del traverso della travetta di irrigidimento

Le caratteristiche statiche di interesse per il traverso sono le seguenti:

- Tubo: $\varnothing 48.3 \times 2.9$ mm;
- Modulo di resistenza in campo elastico: $W_{tt} = 4431$ mm³;
- Lunghezza traverso: $L_{tt} = 953.4$ mm.

A favore della sicurezza, non si considereranno i vincoli costituiti dai 2 montanti. Le azioni più gravose si riscontrano per la condizione di lavoro. In tale condizione nel traverso, mentre l'azione assiale è trascurabile, si determina un momento massimo

$$M_{tt,ax} = \frac{q_{4fl}}{8} L_{tt}^2 = \frac{5940}{8} 0.9534^2 = 674.91 \text{ Nm}.$$

La tensione massima a cui è soggetto il traverso della travetta di collegamento è pertanto

$$\sigma_{tt} = \frac{M_{tt,max}}{W_{pc}} = \frac{674910}{4431} = 152.32 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} = 160 \text{ N/mm}^2.$$

4.5.2.5 Confronto con i risultati sperimentali

Le prove di flessione effettuate su una coppia di travi carraie unite da una travetta di collegamento (Cert. ISPESL N. DTS-XI/130/04/PTP del 21/09/04) hanno fornito i valori di collasso seguenti:

1) 12200 daN, 2) 12400 daN, 3) 12400 daN,

con un valore minimo di rottura per la singola trave carraia pari a $P_{pc} = 122000/2 = 61000$ N. Con riferimento a tale valore si è realizzato, rispetto al carico $N_{tc} = 14000$ N, un grado di sicurezza

$$v_{pc} = \frac{P_{pc}}{N_{pc}} = \frac{61000}{14000} = 4.35 > 2.2.$$



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18
13/12/2006



4.5.3 Verifica della partenza stretta da 600 mm

4.5.3.1 Caratteristiche dello schema

Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza $H_{max} \leq 20$ m e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- montaggio di telai stretti a tutte le stilate alla base del ponteggio;
- montaggio di telai rastremati al di sopra dei telai stretti, che consentono il collegamento superiore con i telai normali;
- montaggio di impalcati di servizio in legname o metallici ⁽¹⁾ su un numero massimo di piani pari a 9, oppure su un numero di piani inferiore, con un minimo di 2 piani sovrapposti (ponte e sottoponte) e con impalcato di raccordo con lo schermo parasassi obbligatorio;
- montaggio al piano II di uno schermo parasassi in tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione Ministeriale con impalcato in legname o metallici, inclinato di 45° rispetto al piano orizzontale e con aggetto di 1500 mm fuori della proiezione dell'impalcato;
- controventatura di facciata con corrente e diagonale a tutti i piani;
- secondo corrente parapetto e fermapiede di facciata in legname o metallico a tutti i moduli con impalcato;
- controventatura in pianta con correnti posteriori (a tutti i piani) e diagonale in pianta (ai soli piani ancorati);
- controventatura in pianta a campi alterni con diagonali in pianta in tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione Ministeriale e correnti posteriori al piano I;
- basette fisse o regolabili al piede di ogni montante;
- un ancoraggio normale (± 6500 N) ogni due stilate ai piani V, VII, IX e XI;
- un ancoraggio speciale (± 9000 N) a tutte le stilate al piano I;
- un ancoraggio speciale (± 9000 N) a tutte le stilate al piano di raccordo con il parasassi;
- un ancoraggio speciale (± 9000 N) ogni due stilate al piano interessato dal tirante del parasassi;
- un ancoraggio speciale in grado di assorbire le azioni parallele alla facciata dell'opera servita (± 9000 N) ogni 6 stilate;
- per ulteriori informazioni, si rimanda alla Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545 dell'Allegato A).

(¹): l'uso di impalcato metallici autorizzati con l'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 su due piani consecutivi, consente di non montare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in pianta nel piano ancorato.


SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Battilo



Estensione S18
05/07/2006



4.5.3.2 Verifiche dei montanti

4.5.3.2.1 Verifiche di stabilità

Dal certificato di prova ISPESL n. DTS-XI/126/04/PTP del 29/09/2004, il carico di collasso di entrambe le prove effettuate è risultato pari a 95000 N.

A tale carico di collasso corrisponde una tensione critica:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{2A_m} = \frac{95000}{2 \cdot 414} = 114.73 \text{ N/mm}^2.$$

Il valore del rapporto tra la tensione critica σ_{cr} e quella di snervamento f_s è pertanto:

$$\frac{\sigma_{cr}}{f_s} = \frac{114.73}{235} = 0.488.$$

A tale quantità corrisponde, nel prospetto 7-I (curva a) delle istruzioni CNR-UNI 10011/97, un valore del rapporto tra la snellezza effettiva λ del montante e quella critica λ_{cr} (data da

$\lambda_{cr} = \pi \sqrt{E / f_s} = \pi \sqrt{206000 / 235} = 93.014$) pari a:

$$\frac{\lambda}{\lambda_{cr}} = 1.287.$$

Il valore della snellezza λ è pertanto:

$$\lambda = 1.287 \cdot \lambda_{cr} = 1.287 \cdot 93.014 = 119.709.$$

A tale snellezza corrisponde, in base al prospetto 7-IIa delle succitate istruzioni CNR-UNI 10011/97, un coefficiente ω di amplificazione del carico assiale pari a:

$$\omega = 2.054.$$

Alla snellezza in parola corrisponde inoltre, in base al prospetto 7-VII delle medesime istruzioni CNR-UNI 10011/97, una tensione critica euleriana σ_{crE} pari a:

$$\sigma_{crE} = 141.873 \text{ N/mm}^2.$$

Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_PS) si effettuano le verifiche di stabilità dei montanti riportate nei prospetti seguenti.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dottoli

Estensione S18

05/07/2006



Prospetto 4.XVII – Verifiche di stabilità dei montanti dello schema con partenza stretta da 600 mm nella condizione di lavoro n. 1

Schema	stilata con partenza stretta da 600 mm con schermo parasassi da 1.5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI							
Carichi	corrente interno, diagonale in pianta, correnti e diagonale di facciata a tutti i piani, impalcato e fermapiede in legname ai primi 10 piani, carico di servizio classe 4 al piano X e carico di servizio classe 2 al piano IX							
Condizione di carico	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1	LAV1
Vento ⁽⁶⁾	V+	V+	V+	V+	V-	V-	V-	V-
Montante/piano	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II
Aste	13-34	14-35	3	4	13-34	14-35	3	4
Nodo a	9	7	13	20	9	7	13	20
Quota nodo a [mm]	1256,15	2131,85	2655,85	2579,04	1256,15	2131,85	2655,85	2579,04
Nodo b	33	10	33	7	33	10	33	7
Quota nodo b [mm]	2131,85	1256,15	2131,85	2131,85	2131,85	1256,15	2131,85	2131,85
N [N]	-9659	-10976	-8560	-10793	-9720	-10915	-8626	-10727
M _a [Nm]	-20,73	-60,46	248,76	355,37	-20,29	-59,58	247,73	352,40
M _b [Nm]	-19,40	-6,59	-247,36	-290,07	-19,85	-6,95	-246,52	-287,42
M _{eq} [Nm]	8,29	33,64	99,50	142,15	8,11	32,97	99,09	140,96
σ_N [N/mm ²]	47,92	54,46	42,47	53,55	48,22	54,15	42,80	53,22
σ_M [N/mm ²]	2,40	10,11	27,87	42,49	2,35	9,89	27,81	42,05
σ_{tot} [N/mm ²]	50,32	64,57	70,34	96,03	50,57	64,04	70,60	95,27
σ_{adm} [N/mm ²]	160	160	160	160	160	160	160	160

⁽⁶⁾: la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

Prospetto 4.XVIII – Verifiche di stabilità dei montanti dello schema con partenza stretta da 600 mm nella condizione di lavoro n. 2

Schema	stilata con partenza stretta da 600 mm con schermo parasassi da 1.5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI											
Carichi	corrente interno, diagonale in pianta, correnti e diagonale di facciata a tutti i piani, impalcato e fermapiede in legname ai primi 10 piani, carico di servizio classe 4 al piano IV e carico di servizio classe 2 al piano V											
Cond. di carico	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2	LAV2
Vento ⁽⁶⁾	V+	V+	V+	V+	V+	V+	V-	V-	V-	V-	V-	V-
Montante / piano	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II	Int./IV	Est./IV	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II	Int./IV	Est./IV
Aste	13-34	14-35	3	4	56	57	13-34	14-35	3	4	56	57
Nodo a	9	7	13	20	85	88	9	7	13	20	85	88
Quota [mm]	1256,15	2131,85	2655,85	2579,04	7685,19	7685,19	1256,15	2131,85	2655,85	2579,04	7685,19	7685,19
Nodo b	33	10	33	7	83	84	33	10	33	7	83	84
Quota [mm]	2131,85	1256,15	2131,85	2131,85	6131,85	6131,85	2131,85	1256,15	2131,85	2131,85	6131,85	6131,85
N [N]	-9646	-10989	-8548	-10804	-8326	-7200	-9707	-10928	-8614	-10739	-8116	-7410
M _a [Nm]	-20,72	-60,28	247,83	354,54	150,28	-217,52	-20,27	-59,40	246,80	351,57	281,94	-86,47
M _b [Nm]	-19,25	-6,59	-246,68	-289,32	-66,09	140,23	-19,70	-6,95	-245,84	-286,67	-208,07	-1,19
M _{eq} [Nm]	8,29	33,53	99,13	141,82	63,73	87,01	8,11	32,86	98,72	140,63	112,78	51,41
σ_N [N/mm ²]	47,86	54,52	42,41	53,60	41,31	35,72	48,16	54,22	42,74	53,28	40,27	36,76
σ_M [N/mm ²]	2,39	10,08	27,76	42,40	17,73	23,47	2,35	9,86	27,69	41,96	31,20	13,95
σ_{tot} [N/mm ²]	50,25	64,60	70,17	96,01	59,04	59,19	50,51	64,08	70,43	95,24	71,46	50,71
σ_{adm} [N/mm ²]	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160

⁽⁶⁾: la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18

05/07/2006



Prospetto 4.XIX – Verifiche di stabilità dei montanti dello schema con partenza stretta da 600 mm nella condizione di fuori servizio

Schema	stilata con partenza stretta da 600 mm con schermo parasassi da 1.5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI							
Carichi	corrente interno, diagonale in pianta, correnti e diagonale di facciata a tutti i piani, impalcati e fermapiede in legname ai primi 10 piani, 100% del carico da neve al piano X, 30% del carico da neve al piano IX, carico da neve sul parasassi e sull'impalcato di raccordo							
Condizione di carico	FSN	FSN	FSN	FSN	FSN	FSN	FSN	FSN
Vento (°)	V+	V+	V+	V+	V-	V-	V-	V-
Montante/piano	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II	Int./I	Est./I	Int./II	Est./II
Aste	13-34	14-35	3	4	13-34	14-35	3	4
Nodo a	9	7	13	20	9	7	13	20
Quota nodo a [mm]	1256,15	2131,85	2655,85	2579,04	1256,15	2131,85	2655,85	2579,04
Nodo b	33	10	33	7	33	10	33	7
Quota nodo b [mm]	2131,85	1256,15	2131,85	2131,85	2131,85	1256,15	2131,85	2131,85
N [N]	-8876	-12966	-7613	-12947	-9009	-12833	-7753	-12807
M _a [Nm]	-26,23	-62,65	284,27	400,11	-25,28	-60,82	282,91	394,19
M _b [Nm]	-17,70	-10,57	-282,34	-331,84	-18,86	-11,44	-281,54	-327,00
M _{eq} [Nm]	10,49	33,36	113,71	160,04	10,11	31,92	113,16	157,68
σ _N [N/mm ²]	44,03	64,33	37,77	64,24	44,70	63,67	38,47	63,54
σ _M [N/mm ²]	2,96	10,67	31,02	51,15	2,87	10,16	30,99	50,16
σ _{tot} [N/mm ²]	47,00	75,00	68,79	115,38	47,57	73,83	69,46	113,70
σ _{adm} [N/mm ²]	180	180	180	180	180	180	180	180

(°): la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

4.5.3.2.2 Verifica di resistenza del montante esterno al piano II

Le caratteristiche statiche di interesse per il montante in parola sono le seguenti:

- Tubo costituente il montante: Ø48.3x2.9 mm;
- Area della sezione resistente del montante: A_m = 414 mm²;
- Modulo di resistenza in campo elastico del montante: W_m = 4431 mm³.

Dal calcolo automatico eseguito, la condizione più gravosa si ha in condizioni di fuori servizio per neve con vento positivo (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_PS, caso FSN V+, asta 4, piano II), per le quali risulta:

$$N_{\max} = 12947 \text{ N}; \quad M_{\max} = 400.11 \text{ Nm.}$$

A tali sollecitazioni corrisponde la tensione massima:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{A_m} + \frac{M_{\max}}{W_m} = \frac{12947}{414} + \frac{400110}{4431} = 31.27 + 90.30 = 121.57 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{\text{adm}} = 180 \text{ N/mm}^2.$$

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18

05/07/2006





4.5.3.3 Verifiche del puntone

4.5.3.3.1 Verifiche di stabilità

Le caratteristiche statiche di interesse per il puntone del telaio rastremato sono le seguenti:

- Tubo costituente il puntone: $\varnothing 48.3 \times 2.9 \text{ mm}$;
- Area della sezione resistente del puntone: $A_{pps} = 414 \text{ mm}^2$;
- Raggio d'inerzia del puntone: $i_{pps} = 16.084 \text{ mm}$;
- Modulo di resistenza in campo elastico del puntone: $W_{pps} = 4431 \text{ mm}^3$;
- Lunghezza del puntone: $L_{pps} = 1300 \text{ mm}$.

A favore della sicurezza, considerando il puntone incernierato agli estremi, si ha per l'inflessione il valore $\beta = 1$, quindi la lunghezza libera d'inflessione risulta essere $L_c = L_{pps}$. $\beta = 1300 \text{ mm}$ e la snellezza è pari a:

$$\lambda_{pps} = L_c / i_{pps} = 1300 / 16.084 = 80.826.$$

A tale snellezza corrisponde, in base al prospetto 7-IIa delle istruzioni CNR-UNI 10011/97, un coefficiente ω_{pps} di amplificazione del carico assiale pari a:

$$\omega_{pps} = 1.318.$$

Alla snellezza in parola corrisponde inoltre, in base al prospetto 7-VII delle medesime istruzioni CNR-UNI 10011/97, una tensione critica euleriana σ_{crE} pari a:

$$\sigma_{crE} = 311.392 \text{ N/mm}^2,$$

da cui discende l'azione:

$$N_{crE} = \sigma_{crE} \cdot A_{pps} = 311.392 \cdot 414 = 128916 \text{ N}.$$

Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_PS) si effettuano le verifiche di stabilità del puntone riportate nel prospetto seguente.

Prospetto 4.XX – Verifiche di stabilità del puntone dello schema con partenza stretta da 600 mm						
Schema	stilata con partenza stretta da 600 mm con schermo parasassi da 1.5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI					
Carichi	Per LAV1 vedere Prospetto 4.XVII, per LAV2 vedere Prospetto 4.XVIII, per FSN vedere Prospetto 4.XIX					
Condizione di carico	LAV1	LAV1	LAV2	LAV2	FSN	FSN
Vento ^(b)	V+	V-	V+	V-	V+	V-
Asta	12-11	12-11	12-11	12-11	12-11	12-11
Nodo a	90	90	90	90	90	90
Nodo b	20	20	20	20	20	20
N [N]	-9440	-9380	-9398	-9339	-10419	-10304
M _s [Nm]	302,39	300,93	297,56	296,11	324,37	322,20
M _b [Nm]	-154,42	-153,10	-156,72	-155,40	-178,53	-175,51
M _{eq} [Nm]	120,96	120,37	119,03	118,44	129,75	128,88
σ_N [N/mm ²]	30,05	29,86	29,92	29,73	33,17	32,80
σ_M [N/mm ²]	30,25	30,08	29,75	29,59	32,82	32,55
σ_{tot} [N/mm ²]	60,30	59,95	59,67	59,32	65,99	65,36
σ_{adm} [N/mm ²]	160	160	160	160	180	180

^(b): la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Battilo

Estensione S18

05/07/2006



4.5.3.3.2 Verifica di resistenza

Dal calcolo automatico eseguito, la condizione più gravosa si ha in condizioni di fuori servizio per neve con vento positivo (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_PS, caso FSN V+, aste 12 e 11), per le quali risulta

$$N_{\max} = 10419 \text{ N}; \quad M_{\max} = 324.37 \text{ Nm.}$$

A tali sollecitazioni corrisponde la tensione massima

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{A_{\text{pps}}} + \frac{M_{\max}}{W_{\text{pps}}} = \frac{10419}{414} + \frac{324370}{4431} = 25.17 + 73.20 = 98.37 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{\text{adm}} = 180 \text{ N/mm}^2.$$

4.5.3.4 Azioni massime ai piedi dei montanti

I valori delle azioni massime ai piedi dei montanti interno ed esterno della stilata con partenza stretta da 600 mm, relativi alle condizioni di lavoro e di fuori servizio, sono desunti dal tabulato S18_PS e riportati nel prospetto seguente.

Prospetto 4.XXI – Azioni massime ai piedi dei montanti nello schema con partenza stretta da 600 mm						
Schema	stilata con partenza stretta da 600 mm con schermo parasassi da 1.5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI					
Carichi	Per LAV1 vedere Prospetto 4.XVII, per LAV2 vedere Prospetto 4.XVIII, per FSN vedere Prospetto 4.XIX					
Condizione di carico	LAV1	LAV1	LAV2	LAV2	FSN	FSN
Vento (^b)	V+	V-	V+	V-	V+	V-
Azione massima montante interno [N]	9685	9746	9672	9733	8902	9035
Nodo	26	26	26	26	26	26
Azione massima montante esterno [N]	11002	10941	11015	10954	12992	12859
Nodo	28	28	28	28	28	28

(^b): la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18
05/07/2006



4.5.4 Verifica dello schema con disassamento su mensola

4.5.4.1 Caratteristiche dello schema

Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza $H_{max} \leq 20$ m e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- montaggio di impalcati di servizio in legname o metallici ⁽¹⁾ su un numero massimo di piani pari a 10, oppure su un numero di piani inferiore, con un minimo di 2 piani sovrapposti (ponte e sottoponte) e con impalcato di raccordo con lo schermo parasassi obbligatorio;
- montaggio al piano II di una mensola per disassamento con puntone di rinforzo;
- montaggio al piano II di uno schermo parasassi in tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione Ministeriale con impalcati in legname o metallici, inclinato di 45° rispetto al piano orizzontale e con aggetto di 1500 mm fuori della proiezione dell'impalcato;
- controventatura di facciata con corrente e diagonale a tutti i piani;
- secondo corrente parapetto e fermapiede di facciata in legname o metallico a tutti i moduli con impalcato;
- controventatura in pianta con correnti posteriori (a tutti i piani) e diagonale in pianta (ai soli piani ancorati);
- controventatura in pianta con impalcati metallici autorizzati con l'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 ai moduli di ponteggio interessati dalla mensola;
- basette fisse o regolabili al piede di ogni montante;
- un ancoraggio normale (± 6500 N) ogni due stilate ai piani V, VII, IX e XI;
- un ancoraggio speciale (± 9000 N) a tutte le stilate al piano I e al piano II di raccordo con il parasassi;
- un ancoraggio speciale (± 9000 N) ogni due stilate al piano interessato dal tirante del parasassi;
- un ancoraggio speciale in grado di assorbire le azioni parallele alla facciata dell'opera servita (± 9000 N) ogni 6 stilate;
- per ulteriori informazioni, si rimanda alla Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545 dell'Allegato A).

(¹): l'uso di impalcati metallici autorizzati con l'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 su due piani consecutivi, consente di non montare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in pianta nel piano ancorato.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Battilo

Estensione S18
05/07/2006



4.5.4.2 Verifiche di stabilità del montante esterno raddoppiato

Il montante esterno viene raddoppiato fino al piano della mensola utilizzando tubi e giunti di tipo autorizzato.

A favore della sicurezza, la sezione del tubo aggiunto sarà considerata uguale a quella del tubo utilizzato per il montante del telaio.

Le caratteristiche statiche di interesse per il montante esterno raddoppiato sono pertanto le seguenti:

- Tubi costituenti il montante: $\varnothing 48.3 \times 2.9$ mm;
- Area della sezione resistente del montante: $A_{mr} = 2 \cdot 414 = 828$ mm²;
- Raggio d'inerzia del montante: $i_{mr} = 16.084$ mm;
- Modulo di resistenza in campo elastico del montante: $W_{mr} = 2 \cdot 4431 = 8862$ mm³.

Per le verifiche di stabilità del montante raddoppiato dello schema con partenza disassata su mensola, si considera la snellezza dedotta dai risultati delle prove di collasso su prototipo con partenza normale, di cui al punto 4.5.1.2. Tale valore di snellezza, nonché i valori da esso desunti del coefficiente di amplificazione del carico assiale e della tensione critica euleriana, sono riportati di seguito:

- Snellezza: $\lambda = 147.427$;
- Coefficiente di amplificazione del carico assiale: $\omega = 2.893$;
- Tensione critica euleriana: $\sigma_{cE} = 93.573$ N/mm².

Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_PD) si effettuano le verifiche di stabilità del montante esterno raddoppiato riportate nei prospetti seguenti.


SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18
05/07/2006



Prospetto 4.XXII – Verifiche di stabilità del montante esterno raddoppiato dello schema con mensola di disassamento al piano II e puntone

Schema	stilata con mensola di disassamento al piano II e puntone, con schermo parasassi da 1.5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI					
Carichi	corrente interno, diagonale in pianta, correnti e diagonale di facciata a tutti i piani, impalcato e fermapiede in legname ai primi 10 piani, impalcato in legname al piano adiacente a quello di raccordo con il parasassi; carico di servizio classe 4 al piano X e carico di servizio classe 2 al piano IX per LAV1; carico di servizio classe 4 al piano III e carico di servizio classe 2 al piano IV per LAV3; 100% del carico da neve al piano X, 30% del carico da neve al piano IX, carico da neve sul parasassi e sull'impalcato di raccordo per FSN					
Condizione di carico	LAV1	LAV1	LAV3	LAV3	FSN	FSN
Vento ^(*)	V+	V-	V+	V-	V+	V-
Montante/piano	Est./I	Est./I	Est./I	Est./I	Est./I	Est./I
Aste	14-35	14-35	14-35	14-35	14-35	14-35
Nodo a	5	5	5	5	5	5
Quota nodo a [mm]	2131,85	2131,85	2131,85	2131,85	2131,85	2131,85
Nodo b	15	15	15	15	15	15
Quota nodo b [mm]	1685,19	1685,19	1685,19	1685,19	1685,19	1685,19
N [N]	-20422	-20439	-20423	-20441	-21636	-21687
M ₀ [Nm]	6,62	6,89	6,94	7,20	6,12	6,19
M _b [Nm]	2,98	2,74	3,03	2,78	3,28	2,70
M _{eq} [Nm]	2,78	3,04	2,95	3,21	2,45	2,63
σ_H [N/mm ²]	71,35	71,41	71,36	71,42	75,59	75,77
σ_H [N/mm ²]	0,48	0,53	0,51	0,56	0,44	0,47
σ_{tot} [N/mm ²]	71,84	71,94	71,87	71,98	76,03	76,25
σ_{adm} [N/mm ²]	160	160	160	160	180	180

(*) la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.



SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006

4.5.4.3 Verifica del puntone

Le caratteristiche statiche di interesse per il puntone sono le seguenti:

- Tubo costituente il puntone: $\varnothing 48.3 \times 2.9$ mm;
- Area della sezione resistente del puntone: $A_{pd} = 414$ mm²;
- Raggio d'inerzia del puntone: $i_{pd} = 16.084$ mm;
- Modulo di resistenza in campo elastico del puntone: $W_{pd} = 4431$ mm³;
- Lunghezza del puntone: $L_{pd} = 2019$ mm;
- Inclinazione del puntone rispetto al montante: $\alpha_{pd} = 28^\circ$.

4.5.4.3.1 Verifiche di stabilità

Le prove effettuate applicando un carico sull'estremità della mensola (Cert. ISPESL N. DTS-XI/129/04/PTP del 21/09/04) hanno fornito i valori di collasso seguenti:

1) 4600 daN, 2) 4600 daN, 3) 4700 daN, 4) 4700 daN, 5) 4700 daN,
con un valore minimo di rottura pari a $P_{md} = 4600$ daN. A tale valore corrisponde un'azione sul puntone data da

$$N_{cr} = P_{md} / \cos \alpha_{pd} = 46000 / \cos 28^\circ = 52098 \text{ N.}$$

La tensione critica corrispondente è

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A_{pd}} = \frac{52098}{414} = 125.84 \text{ N/mm}^2.$$

Il valore del rapporto tra la tensione critica σ_{cr} e quella di snervamento f_s è quindi

$$\frac{\sigma_{cr}}{f_s} = \frac{125.84}{235} = 0.5355.$$

A tale quantità corrisponde, nel prospetto 7-I (curva a) delle istruzioni CNR-UNI 10011/97, un valore del rapporto tra la snellezza effettiva $\lambda_{pd,s}$ del puntone e quella critica λ_{cr} (data da $\lambda_{cr} = \pi \sqrt{E / f_s} = \pi \sqrt{206000 / 235} = 93.014$) pari a

$$\frac{\lambda_{pd,s}}{\lambda_{cr}} = 1.208.$$

Il valore della snellezza $\lambda_{pd,s}$, dedotto sperimentalmente, è pertanto

$$\lambda_{pd,s} = 1.208 \cdot \lambda_{cr} = 1.208 \cdot 93.014 = 112.361.$$

Se invece si determina la snellezza del puntone teoricamente, considerando il puntone incernierato agli estremi, si ha una inflessione $\beta = 1$ e una lunghezza libera d'inflessione $L_c = L_{pd} \cdot \beta = 2019$ mm. Il valore teorico della snellezza $\lambda_{pd,T}$ risulta essere

$$\lambda_{pd,T} = L_c / i_{pd} = 2019 / 16.084 = 125.53.$$

A favore della sicurezza si assume il valore di snellezza più elevato:

$$\lambda_{pd} = \max(\lambda_{pd,s}, \lambda_{pd,T}) = 125.53.$$

A tale snellezza corrisponde, in base al prospetto 7-IIa delle succitate istruzioni CNR-UNI 10011/97, un coefficiente di amplificazione del carico assiale $\omega_{pd} = 2.211$.

Alla snellezza in parola corrisponde inoltre, in base al prospetto 7-VII delle medesime istruzioni CNR-UNI 10011/97, una tensione critica euleriana $\sigma_{crE} = 128.94$ N/mm².

Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_PD) si effettuano le verifiche di stabilità del puntone riportate nel prospetto seguente.

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



Prospetto 4.XXIII – Verifiche di stabilità del puntone dello schema con mensola di disassamento al piano II

Schema	stilata con mensola di disassamento al piano II e puntone, con schermo parasassi da 1.5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI					
Carichi	corrente interno, diagonale in pianta, correnti e diagonale di facciata a tutti i piani, impalcato e fermapiede in legname ai primi 10 piani, impalcato in legname al piano adiacente a quello di raccordo con il parasassi; carico di servizio classe 4 al piano X e carico di servizio classe 2 al piano IX per LAV1; carico di servizio classe 4 al piano III e carico di servizio classe 2 al piano IV per LAV3; 100% del carico da neve al piano X, 30% del carico da neve al piano IX, carico da neve sul parasassi e sull'impalcato di raccordo per FSN					
Condizione di carico	LAV1	LAV1	LAV3	LAV3	FSN	FSN
Vento ⁽⁶⁾	V+	V-	V+	V-	V+	V-
Aste	9-17	9-17	9-17	9-17	9-17	9-17
Nodo a	36	36	36	36	36	36
Nodo b	101	101	101	101	101	101
N [N]	-11730	-11577	-11761	-11608	-13846	-13476
M _a [Nm]	233,59	229,60	243,43	239,43	271,48	261,42
M _b [Nm]	-47,36	-47,68	-38,46	-38,78	-60,07	-61,21
M _{tot} [Nm]	121,21	118,69	130,67	128,15	138,86	132,37
σ _N [N/mm ²]	62,64	61,83	62,81	62,00	73,94	71,97
σ _M [N/mm ²]	38,69	37,68	41,75	40,73	47,90	45,02
σ _{tot} [N/mm ²]	101,33	99,51	104,56	102,72	121,84	116,99
σ _{adm} [N/mm ²]	160	160	160	160	180	180

(6): la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.

4.5.4.3.2 Verifica di resistenza

Dal calcolo automatico eseguito, la condizione più gravosa si ha in condizioni di fuori servizio per neve con vento positivo (§ Appendice di calcolo, tabulato S18_PD, caso FSN V+, aste 9 e 17), per le quali risulta

$$N_{\max} = 13846 \text{ N}; \quad M_{\max} = 271.48 \text{ Nm.}$$

A tali sollecitazioni corrisponde la tensione massima

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{A_{pd}} + \frac{M_{\max}}{W_{pd}} = \frac{13846}{414} + \frac{271480}{4431} = 33.44 + 61.27 = 94.71 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{\text{adm}} = 180 \text{ N/mm}^2.$$



4.5.4.3.3 Confronto con i risultati sperimentali

Alle prove effettuate (Cert. ISPESL N. DTS-XI/129/04/PTP del 21/09/2004) sono risultati i seguenti valori del carico di collasso $P_{pd(i)}$

1) 4600 daN, 2) 4600 daN, 3) 4700 daN, 4) 4700 daN, 5) 4700 daN,

Il carico medio degli $n = 5$ valori è

$$\bar{P}_{pd} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_{pd(i)} = 4660 \text{ daN,}$$

mentre lo scarto quadratico medio è

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{P}_{pd} - P_{pd(i)})^2}{n-1}} = 54.77 \text{ daN.}$$

Si ha dunque che il frattile 10% di tali valori (essendo $k = 3.413$ per $n = 5$) è

$$P_{pd10\%} = \bar{P}_{pd} - k \cdot s = 4660 - 3.413 \cdot 54.77 = 4473.07 \text{ daN.}$$

A tale carico corrisponde sul puntone un carico di collasso a compressione

$$P_{pd} = P_{pd10\%} / \cos \alpha_{pd} = 4473.07 / \cos 28^\circ = 5066.07 \text{ daN.}$$

Ne consegue che il coefficiente di sicurezza rispetto alla condizione più gravosa di fuori servizio per neve con vento positivo (§ punto 4.5.4.3.2), per la quale si ha $N_{\max} = 13846 \text{ N}$, è

$$v_{pd} = \frac{P_{pd}}{N_{\max}} = \frac{5066.07}{13846} = 3.66 > 2.2.$$

4.5.4.4 Azioni massime ai piedi dei montanti

I valori delle azioni massime ai piedi dei montanti interno ed esterno della stilata con mensola di disassamento al piano II e puntone, relativi alle condizioni di lavoro e di fuori servizio, sono desunti dal tabulato S18_PD e riportati nel prospetto seguente. In esso si è tenuto conto che stante il raddoppio del montante esterno fin sotto il piano della mensola (§ punto 4.5.4.1), le azioni massime effettive ai piedi dei montanti esterni si riducono della metà.

Prospetto 4.XXIV – Azioni massime ai piedi dei montanti nello schema con mensola di disassamento al piano II e puntone						
Schema	stilata con mensola di disassamento al piano II e puntone, con schermo parasassi da 1.5 m, alta 10 piani, più un undicesimo piano di coronamento, ancorata ai piani I, II, III, V, VII, IX e XI					
Carichi	Per LAV1, LAV3 e FSN vedere Prospetto 4.XXIII					
Condizione di carico	LAV1	LAV1	LAV3	LAV3	FSN	FSN
Vento ⁽⁶⁾	V+	V-	V+	V-	V+	V-
Azione massima montante interno [N]	1140	1123	1138	1121	1133	1082
Nodo	26	26	26	26	26	26
Azione massima montante esterno raddoppiato [N]	10224	10233	10225	10233	10831	10856
Nodo	28	28	28	28	28	28

⁽⁶⁾: la direzione del vento si considera positiva (V+) se diretta dall'opera servita verso il ponteggio, negativa (V-) se diretta dal ponteggio verso l'opera servita.


SOCOME S.p.A.
 Il Legale Rappresentante
 Marcello Dattilo

Estensione S18
 05/07/2006



4.5.5 Verifica della scala di accesso

Le caratteristiche statiche di interesse per la scala sono le seguenti:

- Tubo costituente il montante: $\varnothing 35 \times 2$ mm;
- Area della sezione resistente del montante: $A_{sm} = 207 \text{ mm}^2$;
- Modulo di resistenza in campo elastico del montante: $W_{sm} = 1619 \text{ mm}^3$;
- Raggio d'inerzia del montante: $i_{sm} = 11.689 \text{ mm}$;
- Lunghezza del montante: $h_{sm} = 2072 \text{ mm}$;
- Angolo di inclinazione dei montanti sull'orizzontale: $\alpha_{sm} = 75^\circ$;
- Tubo costituente il piolo: $\varnothing 28 \times 2$ mm;
- Area della sezione resistente del piolo: $A_{sp} = 163 \text{ mm}^2$;
- Modulo di resistenza in campo elastico del piolo: $W_{sp} = 992 \text{ mm}^3$;
- Larghezza del piolo: $L_{sp} = 330 \text{ mm}$.

La verifica del montante viene effettuata considerando il montante assoggettato ad un'azione Q_{sm} pari al 75% di quella massima prevista nelle verifiche locali e cioè

$$Q_{sm} = 0.75 \cdot 1500 = 1125 \text{ N}.$$

Sotto queste condizioni, la tensione sul montante è data da

$$\sigma_{sm} = \omega_{sm} \frac{Q_{sm}}{A_{sm}} + \frac{M_{sm}}{\psi W_{sm} \left(1 - \nu_1 \frac{Q_{sm}}{\sigma_{crE} \cdot A_{sm}} \right)}$$

in cui

- ω_{sm} è il coefficiente di amplificazione del carico assiale, corrispondente alla snellezza del montante $\lambda_{sm} = h_{sm} / i_{sm} = 2072 / 11.689 = 177.26$, che in base al prospetto 7-IIa delle istruzioni CNR-UNI 10011/97, è pari a $\omega_{sm} = 4.0204$;
- $M_{sm} = Q_{sm} \cdot h_{sm} \cdot \cos \alpha_{sm} / 4 = 1125 \cdot 2072 \cdot \cos 75^\circ / 4 = 150827 \text{ Nmm}$;
- ψ è il fattore di adattamento plastico, che si assume prudenzialmente pari a $\psi = 1$;
- ν_1 è il coefficiente di sicurezza rispetto alla tensione di snervamento relativo alla I condizione di carico, quindi $\nu_1 = 1.5$;
- σ_{crE} tensione critica calcolata con la formula di Eulero anche in campo plastico, corrispondente alla snellezza del montante $\lambda_{sm} = 177.26$, che in base al prospetto 7-VII delle succitate istruzioni CNR-UNI 10011/97, è pari a $\sigma_{crE} = 64.74 \text{ N/mm}^2$.

Risulta pertanto

$$\sigma_{sm} = 4.0204 \frac{1125}{207} + \frac{150827}{1619 \left(1 - 1.5 \frac{1125}{64.74 \cdot 207} \right)} = 21.85 + 106.58 = 128.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq \sigma_{adm} = 160 \text{ N/mm}^2.$$

Nel piolo, considerato incastrato sui montanti e caricato in mezzzeria dall'intero carico di servizio $Q = 1500 \text{ N}$, le tensioni normale e tangenziale sono

$$\sigma_{sp} = \frac{Q \cdot L_{sp}}{8} \cdot \frac{1}{W_{sp}} = \frac{1500 \cdot 330}{8} \cdot \frac{1}{992} = 62.37 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{adm} = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{sp} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{A_{sp}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1500}{163} = 13.80 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}} = \frac{160}{\sqrt{3}} = 92 \text{ N/mm}^2,$$

da cui discende una tensione equivalente pari a

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18
13/12/2006



$$\sigma_{sp\ eq} = \sqrt{\sigma_{sp}^2 + 3 \cdot \tau_{sp}^2} = \sqrt{62.37^2 + 3 \cdot 13.80^2} = 66.79 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq \sigma_{adm} = 160 \text{ N/mm}^2.$$

Alle prove effettuate (Cert. ISPESL N. DTS/V/71/91/PTP del 10/05/91) risultano i valori di collasso seguenti

1) 210 daN, 2) 220 daN, 3) 220 daN, 4) 210 daN, 5) 210 daN,

con un valore minimo di rottura pari a $P_s = 210 \text{ daN}$. Con riferimento a tale valore si è realizzato, rispetto al carico $Q_s = Q \cdot \cos \alpha_{gm} = 1500 \cdot \cos 75^\circ = 388 \text{ N}$, un grado di sicurezza

$$v_s = \frac{P_s}{Q_s} = \frac{2100}{388} = 5.41 > 2.2.$$



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18
13/12/2006



4.5.6 Verifica degli ancoraggi

4.5.6.1 Calcolo delle azioni massime sugli ancoraggi

Si riportano di seguito le azioni massime in corrispondenza degli ancoraggi per gli schemi di ponteggio normale, con partenza stretta da 600 mm e con disassamento di stilata su mensola, desunte rispettivamente dai tabulati S18_PN, S18_PS e S18_PD, contenuti nell'Appendice di calcolo.

Prospetto 4.XXV – Azioni massime sugli ancoraggi per lo schema normale

Ancoraggio		Azioni massime a trazione		Azioni massime a compressione	
Piano	Nodo	Azione [N]	Condizione di carico	Azione [N]	Condizione di carico
I	95	-835	FSN V+	900	FSN V-
II – parasassi	96	-822	FSN V+	4662	FSN V-
III – tirante parasassi	104	-4225	FSN V+	424	FSN V-
V	105	-1759	FSN V+	1754	FSN V-
VII	106	-1951	FSN V+	1949	FSN V-
IX	107	-2064	FSN V+	2061	FSN V-
XI	108	-1607	FSN V+	1503	FSN V-

Prospetto 4.XXVI – Azioni massime sugli ancoraggi per lo schema con partenza stretta da 600 mm

Ancoraggio		Azioni massime a trazione		Azioni massime a compressione	
Piano	Nodo	Azione [N]	Condizione di carico	Azione [N]	Condizione di carico
I – puntone telaio	95	-	-	3606	FSN V-
II – parasassi	96	-3479	FSN V+	2032	FSN V-
III – tirante parasassi	104	-4188	FSN V+	462	FSN V-
V	105	-1769	FSN V+	1745	FSN V-
VII	106	-1958	FSN V+	1943	FSN V-
IX	107	-2067	FSN V+	2058	FSN V-
XI	108	-1650	FSN V+	1462	FSN V-

Prospetto 4.XXVII – Azioni massime sugli ancoraggi per lo schema con disassamento su mensola

Ancoraggio		Azioni massime a trazione		Azioni massime a compressione	
Piano	Nodo	Azione [N]	Condizione di carico	Azione [N]	Condizione di carico
I – puntone mensola	95	-	-	7233	FSN V-
II – parasassi	96	-7156	FSN V+	-	-
III – tirante parasassi	104	-4377	FSN V+	406	FSN V-
V	105	-1765	FSN V+	1750	FSN V-
VII	106	-1955	FSN V+	1946	FSN V-
IX	107	-2066	FSN V+	2060	FSN V-
XI	108	-1633	FSN V+	1486	FSN V-

L'azione massima relativa al piano I dello schema normale ed ai piani superiori al III di tutti gli schemi, è l'azione di trazione pari a -2067 N, che si registra al IX piano dello schema con partenza stretta da 600 mm, in condizioni di fuori servizio per neve con vento positivo (§ Prospetto XXVI). Supponendo che ai piani suddetti venga realizzato un ancoraggio normale ogni due stilate, discende che tale ancoraggio deve resistere ad una azione $N_{AN} > 2 \cdot 2067 = 4134$ N.

L'azione massima relativa al piano III del tirante del parasassi di tutti gli schemi, è l'azione di trazione pari a -4377 N, che si registra nello schema con disassamento su mensola, in condizioni di fuori servizio per neve con vento positivo (§ Prospetto XXVII). Supponendo che al piano suddetto venga realizzato un ancoraggio speciale ogni due stilate, discende che tale ancoraggio deve resistere ad una azione $N_{AS} > 2 \cdot 4377 = 8754$ N.

L'azione massima relativa al piano II dello schema normale, è l'azione di compressione pari a 4662 N, che si registra in condizioni di fuori servizio per neve con vento negativo (§ Prospetto XXV). Supponendo che al piano suddetto venga realizzato un ancoraggio normale ad ogni stilata, discende che tale ancoraggio deve resistere ad una azione $N_{AN} > 4662$ N.

L'azione massima relativa al piano I dello schema con partenza stretta da 600 mm, è l'azione di compressione pari a 3606 N, che si registra in condizioni di fuori servizio per neve con vento negativo (§ Prospetto XXVI). Stante la disposizione degli ancoraggi realizzata nelle prove di collasso su prototipo (§ Cert. ISPESL n. DTS-XI/126/04/PTP del 29/09/2004), si assume che al piano suddetto venga realizzato un ancoraggio speciale ad ogni stilata, che dovrà resistere ad una azione $N_{AS} > 3606$ N.

L'azione massima relativa al piano II dello schema con partenza stretta da 600 mm, è l'azione di trazione pari a -3479 N, che si registra in condizioni di fuori servizio per neve con vento positivo (§ Prospetto XXVI). Stante la disposizione degli ancoraggi realizzata nelle prove di collasso su prototipo (§ Cert. ISPESL n. DTS-XI/126/04/PTP del 29/09/2004), si assume che al piano suddetto venga realizzato un ancoraggio speciale ad ogni stilata, che dovrà resistere ad una azione $N_{AS} > 3479$ N.

L'azione massima relativa al piano I dello schema con disassamento su mensola, è l'azione di compressione pari a 7233 N, che si registra in condizioni di fuori servizio per neve con vento negativo (§ Prospetto XXVII). Supponendo che al piano suddetto venga realizzato un ancoraggio speciale ad ogni stilata, discende che tale ancoraggio deve resistere ad una azione $N_{AS} > 7233$ N.

L'azione massima relativa al piano II dello schema con disassamento su mensola, è l'azione di trazione pari a -7156 N, che si registra in condizioni di fuori servizio per neve con vento positivo (§ Prospetto XXVII). Supponendo che al piano suddetto venga realizzato un ancoraggio speciale ad ogni stilata, discende che tale ancoraggio deve resistere ad una azione $N_{AS} > 7156$ N.

Ne discende che le verifiche degli ancoraggi normali in grado di resistere ad azioni orizzontali perpendicolari al piano di facciata pari a $N_{AN} = \pm 6500$ N e le verifiche degli ancoraggi speciali in grado di resistere ad azioni orizzontali perpendicolari al piano di facciata pari a $N_{AS} = \pm 9000$ N, di cui all'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003, restano valide per gli schemi oggetto della presente estensione.


SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dettilo



Estensione S18

05/07/2006



Per quanto concerne le forze orizzontali parallele alla facciata, si rimarca che ai fini della stabilità globale del ponteggio, queste vengono fatte assorbire da ancoraggi speciali posti ogni 6 campi (come riportato negli schemi tipo dell'Allegato A) idonei a resistere alle azioni considerate con grado di sicurezza pari almeno a 2.5. Tenendo conto che tali ancoraggi hanno una superficie di competenza pari a 2 piani x 6 campi, dal Prospetto 4.XII si ha che l'azione massima parallela alla facciata trasmessa dagli ancoraggi è data dalla somma delle azioni $F_{p6}'' = F_{vp6}'' + F_{qp6}''$ che si registrano ai piani X e XI in condizioni di fuori servizio, pari a $2995 + 2985 = 5980 \text{ N} < |N_{AS}|$, con $N_{AS} = \pm 9000 \text{ N}$.




SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18
05/07/2006



Capitolo 5

ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

Il Capitolo 5 rimane invariato.



Capitolo 6

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

Il Capitolo 6 della Relazione Tecnica riguardante l'Autorizzazione Ministeriale n. 20591/OM-4 del 12/04/1999, il Capitolo VI dell'estensione n. 20659/OM-4 del 11/07/2002 ed il Cap. VI dell'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003, vengono sostituiti ed annullati da quanto segue.

6.1 PREMESSA

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

A. Disposizioni legislative

- D.P.R. 27 aprile 1955, n. 547 – Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro;
- D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni;
- D.P.R. 24 maggio 1988, n. 224 – Responsabilità per danno da prodotti difettosi;
- D.Lgs. 17 marzo 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, 90/679/CEE, 93/88/CEE, 95/63/CE, 97/42/CE, 98/24/CE, 99/38/CE, 2001/45/CE e 99/92/CE riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori sul luogo di lavoro;
- D.Lgs. 17 marzo 1995, n. 115 – Sicurezza generale dei prodotti;
- D.Lgs. 4 agosto 1999, n. 359 – Attuazione della direttiva 95/63/CE che modifica la Direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori;
- D.Lgs. 8 luglio 2003, n. 235 – Attuazione della direttiva 2001/45/CE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e di salute per l'uso delle attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori.

B. Disposizioni regolamentari

- D.M. del M.L.P.S. 2 settembre 1968 – Riconoscimenti di efficacia di alcune misure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi, sostitutive di quelle indicate nel DPR 164/56;
- D.M. del M.L.P.S. 23 marzo 1990, n. 115 – Riconoscimenti di efficacia;
- D.M. del M.L.P.S. 22 maggio 1992, n. 466 – Riconoscimenti di efficacia.

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

13/12/2006



C. Disposizioni amministrative

- Circolare M.L.P.S. n. 85 del 09/11/78 – Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi;
- Lettera circolare M.L.P.S. n. 22268/PR-7 del 22/05/82 – Requisiti dimensionali;
- Circolare M.L.P.S. n. 149 del 22/11/85 – Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi;
- Circolare M.L.P.S. n. 44 del 15/05/90 – Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati;
- Circolare M.L.P.S. n. 132 del 24/10/91 – Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a montanti e traversi prefabbricati;
- Lettera circolare M.L.P.S. n. 20298/OM-4 del 09/02/95 – Utilizzo di elementi di impalcato metallico prefabbricato di tipo autorizzato in luogo di elementi di impalcato in legname;
- Lettera circolare M.L.P.S. n. 22787/OM-4 del 21/01/99 – 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;
- Circolare M.L.P.S. n. 3 dell'08/01/01 – Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di talune attrezzature di lavoro ex D. Lgs. 359/99.
- 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 M.L.P.S. n. 28 dell'08/07/04 – Chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi;
- Accordo n. 2429 del 26/01/06 tra Stato, Regioni e Province autonome, in attuazione degli articoli 36-quater, comma 8, e 36-quinques, comma 4, del D. Lgs. n. 626 del 19/09/94, in materia di prevenzione e protezione dei lavoratori sui luoghi di lavoro;
- Circolare M.L.P.S. n. 25 del 13/09/06 – Contenuti minimi del Piano di Montaggio, Uso e Smontaggio (Pi.M.U.S.);
- Circolare M.L.P.S. n. 30 del 03/11/06 – Chiarimenti concernenti i ponteggi su ruote a torre ed altre attrezzature per l'esecuzione di lavori temporanei in quota in relazione agli obblighi di redazione del Piano di Montaggio, Uso e Smontaggio (Pi.M.U.S.) e di formazione.

6.2 GENERALITA'

6.2.1 – Il disegno esecutivo, unitamente alla copia dell'autorizzazione e del Pi.M.U.S. (Piano di Montaggio, Uso e Smontaggio del ponteggio), 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 del 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, comprese le partenze con tubo e giunto, deve essere redatto un progetto firmato da un ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto negli Albi professionali.

È 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

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Defflor

Estensione S18

13/12/2006



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 tener conto della permeabilità delle strutture servite.

6.2.2 – In conformità all'articolo 36 quater del D.Lgs. 626/94, nonché del D.P.R. 164/56, le operazioni di montaggio e smontaggio devono essere effettuate da personale pratico opportunamente addestrato; il responsabile del cantiere deve assicurarsi che il ponteggio sia montato a regola d'arte, in conformità al disegno esecutivo ed osservando le istruzioni di cui ai punti seguenti.

6.2.3 – Gli elementi del ponteggio da utilizzare devono essere controllati, tenendo conto anche della Circolare M.L.P.S. n. 46/2000, prima del loro impiego allo scopo di eliminare quelli che presentassero deformazioni, rotture, ossidazioni e corrosioni pregiudizievoli per la resistenza del ponteggio. Gli elementi insufficientemente protetti contro gli agenti atmosferici non devono essere impiegati.

6.2.4 – Gli addetti alle operazioni di montaggio, controllo e smontaggio devono essere forniti delle attrezzature necessarie, comprese quelle indicate nel Piano di Montaggio, Uso e Smontaggio (Pi.M.U.S.) di cui all'art. 36-quater del D.Lgs. n. 626/94, ed usare inoltre, durante il lavoro, almeno i seguenti mezzi di protezione, oltre quelli indicati nel suddetto Pi.M.U.S.:

- guanti;
- elmetti;
- calzature con suola flessibile antisdrucciolevole;
- cinture di sicurezza a bretella provviste di un mezzo per l'aggancio alle strutture del ponteggio.



6.3 MONTAGGIO

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

- il piano d'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.

Quando, in conseguenza dell'impiego di basette regolabili, il traverso del telaio di partenza viene portato ad un'altezza (riferita al piano d'appoggio della piastra di base) $h > 205$ cm, le piastre di base vanno fissate agli elementi di ripartizione che, in questo caso, devono interessare almeno due montanti contigui.


SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Battilo

Estensione S18
13/12/2006



6.3.2 – Nel corso del montaggio del ponteggio si devono costantemente verificare, tenendo conto anche della Circolare M.L.P.S. n. 46/2000:

- la distanza tra il ponteggio e l'edificio in modo da assicurare, seguendo il disegno esecutivo, la realizzazione degli impalcati accostati all'opera in costruzione (vedi anche 6.4.1);
- 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 del dispositivo di collegamento assiale dei telai (spine a verme);
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali e telai di parapetto;
- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, delle controventature di facciata e in pianta 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 4 m l'ultimo ordine di ancoraggi.

Ove per esigenze specifiche fosse necessaria un'altezza libera di ponteggio superiore a 4 m, oltre l'ultimo ancoraggio dovranno essere previsti progettualmente accorgimenti opportuni per garantire la stabilità della struttura.

6.3.3 – Il montaggio deve essere effettuato nel seguente ordine:

- si controlla l'efficienza dei piani d'appoggio e la resistenza degli elementi di ripartizione del carico;
- viene eseguito il tracciamento della struttura;
- vengono posti in opera i telai di base;
- 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.

6.3.4 – Nel montaggio degli elementi costituenti il ponteggio devono osservarsi le seguenti istruzioni generali (nonché le istruzioni puntuali e specifiche previste nel Pi.M.U.S. redatto da persona competente, ai sensi dell'art. 36 quater del D.Lgs. 626/94, per ogni singolo cantiere):

- i telai portanti verticali devono avere i montanti collegati assialmente in modo che gli stessi siano atti a resistere agli sforzi di trazione;
- i correnti, le diagonali, le mensole, le travi per varchi e passi carrai, i parasassi, etc., 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 sui riquadri orizzontali collegamenti di controventatura in pianta come previsto nello schema tipo;

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

13/12/2006



- si devono realizzare collegamenti longitudinali (di facciata) mediante correnti e diagonali, curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale (in conformità agli schemi tipo allegati al Cap. 7);
- i montanti di sommità devono superare di almeno 1.2 m l'ultimo impalcato o piano di gronda;
- gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti in conformità agli schemi di cui all'allegato al Cap. 7. Gli ancoraggi devono essere disposti seguendo quanto indicato negli schemi tipo. In particolare dovranno essere predisposti ancoraggi speciali in ragione di almeno uno ogni 8 stilate in grado di resistere agli sforzi in direzione parallela alla facciata, come 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;
- quando non sia possibile realizzare l'accesso ai piani di ponteggio direttamente dall'opera servita, devono essere montate le botole e devono essere utilizzate le scale apposite nel rispetto del VI comma dell'art. 8 del DPR 7 gennaio 1956, N. 164;
- quando il ponteggio venga montato in zone con altitudine sul livello del mare superiori a 400 m, si deve provvedere a raddoppiare le diagonali del II piano delle stilate di sostegno della trave del passo carraio;
- quando sia necessario utilizzare elementi di ponteggio a tubi e giunti per realizzare il livellamento del piano di partenza per ponteggi a telaio oppure particolari partenze del ponteggio oppure per ottenere aperture per passi carrai, parasassi, etc., è necessario:
 - a) che gli elementi di ponteggio a tubi e giunti appartengano ad un unico tipo di ponteggio autorizzato;
 - b) 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);
 - c) che il serraggio dei giunti venga effettuato con il momento indicato dal fabbricante;
 - d) 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;
 - e) che si provveda comunque a chiudere i telai dei ponteggi prefabbricati in prossimità dell'innesto.

6.4 IMPIEGO

6.4.1 – 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 all'opera in costruzione. Per l'esecuzione dei lavori di finitura è consentito un distacco dalla muratura non superiore a 20 cm;
- essere utilizzati solo quando non distino più di 2m 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 intermedio e da una tavola fermapiè, rispondenti agli schemi tipo, nel rispetto comunque dei punti seguenti:

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Martino Dattilo

Estensione 518

05/07/2006



- a) il bordo superiore del corente 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 intermedio 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.

6.4.2 – Precipitazioni nevose

Gli schemi tipo indicati nell'allegato al Cap. 7 sono applicabili senza ulteriori verifiche ad altezze sul livello del mare non superiori a:

- 500 m per la zona geografica 1;
- 792 m per la zona geografica 2;
- 921 m per la zona geografica 3.



A tali altezze corrisponde nelle varie zone un carico della neve di progetto pari a $p_n = 1680 \text{ N/m}^2$.

Quando sia previsto l'impiego del ponteggio a quote superiori a quelle indicate per le varie zone, è necessario elaborare e tenere in cantiere un calcolo di verifica redatto da ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto negli Albi professionali.

6.4.3 – Controlli

6.4.3.1 Controlli periodici e straordinari

Il responsabile del cantiere, tenendo conto anche della Circolare M.L.P.S. N. 46/2000, deve assicurarsi, ad intervalli periodici e comunque almeno ogni tre mesi o dopo violente perturbazioni atmosferiche o prolungate interruzioni del lavoro:

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

6.4.3.2 Controlli giornalieri

Il capo cantiere, tenendo conto anche della Circolare M.L.P.S. N. 46/2000, deve far sistematicamente controllare da persona competente:

- la regolarità degli impalcati e dei sistemi di protezione contro la caduta di persone e di materiali;

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006



- l'esistenza dei correnti e delle controventature strutturali previsti dallo schema;
- il rispetto dei limiti di sovraccarico previsti e l'osservanza dei limiti del numero degli impalcati scarichi e carichi fissati nello schema;
- l'osservanza del divieto di salire e scendere lungo i montanti;
- la corrispondenza della disposizione e del tipo degli ancoraggi secondo quanto previsto nel progetto;
- l'efficienza dei dispositivi e dei conduttori di messa a terra del ponteggio.

6.4.4 – Impianti ed apparecchi elettrici

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

6.5 SMONTAGGIO

Nelle operazioni di smontaggio si devono osservare le seguenti precauzioni generali (nonché le istruzioni puntuali e specifiche previste nel Pi.M.U.S. redatto da persona competente, ai sensi dell'art. 36 quater del D.Lgs. 626/94, per ogni singolo cantiere):

- 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;
- gli elementi del ponteggio devono essere calati utilizzando mezzi appropriati, evitando di gettarli dall'alto;
- gli addetti devono far uso dei mezzi di protezione prescritti (§ 6.2.4).

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
 Marcello Dattilo



Estensione S1B
 05/07/2006



Capitolo 7

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

L'Allegato A della Relazione Tecnica riguardante l'Autorizzazione Ministeriale n. 20591/OM-4 del 12/04/1999, cui si riferisce la presente estensione, e le successive integrazioni di cui alle estensioni n. 20659/OM-4 del 11/07/2002 e n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003, viene integrato dalle seguenti Tavole.

N.	Oggetto
1514	Copertina
1515	Elenco Tavole integrative Allegato A
1516	Indicazioni generali
1517	Tabella I-A – Dimensioni e tolleranze dei profilati cavi a sezione circolare in acciaio
1518	
1519	Tabella I-B – Dimensioni e tolleranze dei profilati cavi a sezione quadrata e rettangolare in acciaio
1520	Tabella I-C – Dimensioni e tolleranze dei tondi e delle lamiere in acciaio
	Tabella I-D – Tolleranze sulle dimensioni longitudinali
1521	Tabella II-A – Caratteristiche meccaniche dei profilati cavi a sezione circolare in acciaio
1522	Tabella II-C – Caratteristiche meccaniche dei tondi e delle lamiere in acciaio
1523	Trave carrala prefabbricata da 3600 mm
1524	Dettagli trave carrala prefabbricata da 3600 mm
1525	Travetta di collegamento delle travi carrale
1526	Telaio superiore per partenza rastremata da 600 mm
1527	Telaio inferiore per partenza rastremata da 600 mm
1528	Mensola per disassamento di stilata
	Puntone per disassamento di stilata
1529	Scala di accesso
1530	Particolare A: spinotto
1531	Particolare B: attacco a perno
1532	Dettagli attacco a perno
1533	Particolare C: giunto semplice stampato a caldo

Segue elenco Tavole

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18
05/07/2006



Segue elenco Tavole

1534	Schema di montaggio del ponteggio con schermo parasassi
1535	Schema di montaggio del ponteggio con passo carraio da 3600 mm
1536	Schema di montaggio del ponteggio con partenza stretta da 600 mm
1537	Schema di montaggio del ponteggio con disassamento di stilata su mensola
1538	Particolare di montaggio del ponteggio senza impalcati
1539	Particolare di montaggio del ponteggio con impalcati in legname
1540	Particolare di montaggio del ponteggio con impalcati metallici di cui alla Tav. 09 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999
1541	Particolare di montaggio del ponteggio con impalcati metallici di cui alla Tav. 1500 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003
1542	Particolare di montaggio del passo carraio da 3600 mm
1543	Particolare di montaggio della partenza stretta da 600 mm
1544	Particolare di montaggio della partenza disassata su mensola
1545	Tabella dei limiti di impiego
1546	


SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
 Marcello Dattilo



Estensione S18
 05/07/2006



SOCOME S.p.A.

Via Falagato, s.n.c. – 84023 Carillia di Altavilla Silentina (SA)
Tel.: 0828/987215 – Fax: 0828/987337

Autorizzazione Ministeriale n. 20591/OM-4 del 12/04/1999
e successive estensioni n. 20659/OM-4 del 11/07/2002 e n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003,
alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati
tipo "Portale S 18 attacchi a perni", denominazione commerciale "S 18", marchio "SOCOME 1"

ESTENSIONE DELL'AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI PASSO
CARRAIO PREFABBRICATO DA 3600 mm, TELAI PER PARTENZA RASTREMATA DA
600 mm, MENSOLA E PUNTONE PER DISASSAMENTO DI STILATA E SCALA DI ACCESSO
CONCERNENTI IL PONTEGGIO A TELAIO PREFABBRICATO TIPO "PORTALE S 18
ATTACCHI A PERNI", DENOMINAZIONE COMMERCIALE "S 18", MARCHIO "SOCOME 1" ED
ADEGUAMENTO ALLA CIRCOLARE MINISTERIALE N. 28/2004

TAVOLE INTEGRATIVE ALLEGATO A

La Ditta

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Il Progettista



ELENCO TAVOLE INTEGRATIVE ALLEGATO A

N.	Oggetto	Peso verniciato [kg]
1514	Copertina	-
1515	Elenco Tavole integrative Allegato A	-
1516	Indicazioni generali	-
1517	Tabella I-A – Dimensioni e tolleranze dei profilati cavi a sezione circolare in acciaio	-
1518		-
1519	Tabella I-B – Dimensioni e tolleranze dei profilati cavi a sezione quadrata e rettangolare in acciaio	-
1520	Tabella I-C – Dimensioni e tolleranze dei tondi e delle lamiere in acciaio	-
	Tabella I-D – Tolleranze sulle dimensioni longitudinali	-
1521	Tabella II-A – Caratteristiche meccaniche dei profilati cavi a sezione circolare in acciaio	-
1522	Tabella II-C – Caratteristiche meccaniche dei tondi e delle lamiere in acciaio	-
1523	Trave carraia prefabbricata da 3600 mm	30.00
1524	Dettagli trave carraia prefabbricata da 3600 mm	-
1525	Travetta di collegamento delle travi carraie	8.50
1526	Telaio superiore per partenza rastremata da 600 mm	28.20
1527	Telaio inferiore per partenza rastremata da 600 mm	20.60
1528	Mensola per disassamento di stilata	10.00
	Puntone per disassamento di stilata	8.00
1529	Scala di accesso	7.55
1530	Particolare A: spinotto	-
1531	Particolare B: attacco a perno	-
1532	Dettagli attacco a perno	-
1533	Particolare C: giunto semplice stampato a caldo	-
1534	Schema di montaggio del ponteggio con schermo parasassi	-
1535	Schema di montaggio del ponteggio con passo carraio da 3600 mm	-
1536	Schema di montaggio del ponteggio con partenza stretta da 600 mm	-
1537	Schema di montaggio del ponteggio con disassamento di stilata su mensola	-
1538	Particolare di montaggio del ponteggio senza impalcati	-
1539	Particolare di montaggio del ponteggio con impalcati in legname	-
1540	Particolare di montaggio del ponteggio con impalcati metallici di cui alla Tav. 09 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999	-
1541	Particolare di montaggio del ponteggio con impalcati metallici di cui alla Tav. 1500 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003	-
1542	Particolare di montaggio del passo carraio da 3600 mm	-
1543	Particolare di montaggio della partenza stretta da 600 mm	-
1544	Particolare di montaggio della partenza disassata su mensola	-
1545	Tabella dei limiti di impiego	
1546		

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Maurizio Dattilo

Estensione S18

13/12/2006



Allegato A
Tav. 1515

INDICAZIONI GENERALI

Tolleranze sui pesi

Ove non diversamente indicato sul disegno, la tolleranza sul peso, relativo ad un lotto minimo di 1000 elementi, è pari al $\pm 5\%$.

Tolleranze sui fori

Ove non diversamente indicato sul disegno, la tolleranza sui fori è pari al ± 0.4 mm.

Saldature

Ove non diversamente indicato sul disegno, tutte le saldature si intendono del tipo 3x3 E.

Quote

Ove non diversamente indicato sul disegno, tutte le quote si intendono espresse in mm.

Protezione contro la corrosione

Tutti gli elementi oggetto della presente estensione sono protetti contro la corrosione mediante processo di verniciatura per immersione.

Legenda delle abbreviazioni

- AM: Autorizzazione Ministeriale n. 20591/OM-4 del 12/04/1999
ES1: Estensione n. 20659/OM-4 del 11/07/2002
ES2: Estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003
ES3: Estensione oggetto della presente Relazione Tecnica




SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18
05/07/2006



Allegato A
Tav. 1516

Tabella I-A – Dimensioni e tolleranze dei profilati cavi a sezione circolare in acciaio (UNI EN 10219-2 e Circ. M.L.P.S. n. 28/2004)

N.	Tipo Ø x s [mm]	Diametro esterno [mm]					Spessore [mm]				
		nom.	tolleranza		diametro		nom.	tolleranza		spessore	
			+	-	max	min		+10%	-10%	max	min
1	60 x 2.9	60	0.6	0.6	60.6	59.4	2.9	0.29	0.29	3.19	2.61
		Impiego: boccole di estremità della trave carraia da 3600 mm (Tav. 1523 All. A e dis. cos. 1517 dell'ES3)									
2	48.3 x 3.2	48.3	0.5	0.5	48.8	47.8	3.2	0.32	0.32	3.52	2.88
		Impiego: stocchi di ancoraggio con tondino (Tav. 1505 All. A e dis. cos. 1505 dell'ES2), stocchi di ancoraggio con tubo (Tav. 1506 All. A e dis. cos. 1506 dell'ES2)									
3	48.3 x 2.9	48.3	0.5	0.5	48.8	47.8	2.9	0.29	0.29	3.19	2.61
		Impiego: montanti e traversi telai a portale (Tav. 01 All. A e dis. cos. 01 dell'AM; Tav. 120 All. A e dis. cos. 120 dell'ES1), montante di sommità (Tav. 06 All. A e dis. cos. 06 dell'AM), briglie superiore ed inferiore, montante centrale e tubi per spinotti della trave carraia da 3600 mm (Tav. 1523 All. A e dis. cos. 1517 dell'ES3), traverso, tubo orizzontale inferiore e boccole di estremità della travetta di collegamento delle travi carraie (Tav. 1525 All. A e dis. cos. 1519 dell'ES3), montanti, traverso, puntone e tubi di rinforzo orizzontali del telaio superiore per partenza rastremata da 600 mm (Tav. 1526 All. A e dis. cos. 1520 dell'ES3), montanti, traverso e tubi di rinforzo orizzontali del telaio inferiore per partenza rastremata da 600 mm (Tav. 1527 All. A e dis. cos. 1521 dell'ES3), montante e traverso della mensola per disassamento (Tav. 1528 All. A e dis. cos. 1522 dell'ES3), tubi costituenti il puntone per disassamento (Tav. 1528 All. A e dis. cos. 1522 dell'ES3)									
4	48 x 5	48	0.5	0.5	48.5	47.5	5	0.5	0.5	5.5	4.5
		Impiego: ghiera basetta regolabile (Tav. 08 All. A e dis. cos. 08 dell'AM)									
5	40 x 3.5	40	0.5	0.5	40.5	39.5	3.5	0.35	0.35	3.85	3.15
		Impiego: stelo basetta regolabile (Tav. 08 All. A e dis. cos. 08 dell'AM)									
6	40 x 2	40	0.5	0.5	40.5	39.5	2	0.2	0.2	2.2	1.8
		Impiego: spinotti per montanti telai a portale (Tavv. 01 e 03 All. A e diss. coss. 01 e 03 dell'AM; Tavv. 120 e 110 All. A e diss. coss. 120 e 110 dell'ES1), stelo basetta fissa (Tav. 05 All. A e dis. cos. 05 dell'AM), spinotti trave carraia da 3600 mm (Tavv. 1523 e 1530 All. A e diss. coss. 1517 e 1524 dell'ES3), spinotti per montanti del telaio superiore per partenza rastremata da 600 mm (Tavv. 1526 e 1530 All. A e diss. coss. 1520 e 1524 dell'ES3), spinotti per montanti del telaio inferiore per partenza rastremata da 600 mm (Tavv. 1527 e 1530 All. A e diss. coss. 1521 e 1524 dell'ES3), spinotto per montante della mensola per disassamento (Tavv. 1528 e 1530 All. A e diss. coss. 1522 e 1524 dell'ES3), spinotto per montante del puntone per disassamento (Tavv. 1528 e 1530 All. A e diss. coss. 1522 e 1524 dell'ES3)									

Segue Tabella I-A



SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

05/07/2006

Allegato A
Tav. 1517

Segue Tabella I-A

7	35 x 2	35	0.5	0.5	35.5	34.5	2	0.2	0.2	2.2	1.8
		Impiego: montanti scala (Tav. 1529 All. A e dis. cos. 1523 dell'ES3)									
8	28 x 2	28	0.5	0.5	28.5	27.5	2	0.2	0.2	2.2	1.8
		Impiego: pioli scala (Tav. 1529 All. A e dis. cos. 1523 dell'ES3)									
9	26.9 x 2.3	26.9	0.5	0.5	27.4	26.4	2.3	0.23	0.23	2.53	2.07
		Impiego: archetti di irrigidimento telai a portale (Tav. 01 All. A e dis. cos. 01 dell'AM; Tav. 120 All. A e dis. cos. 1120 dell'ES1), correnti posteriore e di facciata (Tav. 04 All. A e dis. cos. 04 dell'AM), diagonali in pianta e di facciata (Tav. 04 All. A e dis. cos. 04 dell'AM), boccola per la leva di manovra della basetta regolabile (Tav. 08 All. A e dis. cos. 08 dell'AM), irrigidimenti trave carrala da 3600 mm (Tav. 1523 All. A e dis. cos. 1517 dell'ES3), irrigidimenti travetta di collegamento delle travi carrale (Tav. 1525 All. A e dis. cos. 1519 dell'ES3), puntoncino ed irrigidimenti della mensola per disassamento (Tav. 1528 All. A e dis. cos. 1522 dell'ES3)									

N.B.: La presente Tabella I-A annulla e sostituisce la Tabella I-A contenuta nell'Allegato A della Autorizzazione Ministeriale n. 20591/OM-4 del 12 aprile 1999, la Tabella M 1 contenuta nell'integrazione all'Allegato A di cui all'estensione n. 20659/OM-4 del 11 luglio 2002 e, per la parte relativa ai profilati a sezione circolare, la Tabella M 1 contenuta nell'integrazione all'Allegato A di cui all'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 7 luglio 2003.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione 518
05/07/2006



Allegato A
Tav. 1518

Tabella I-B – Dimensioni e tolleranze dei profilati cavi a sezione quadrata e rettangolare in acciaio (UNI EN 10219-2 e Circ. M.L.P.S. n. 28/2004)

Impiegare in acciaio (UNI EN 10219-2 e Circ. M.L.P.S. n. 28/2004)

N.	Tipo H x B x s [mm]	Dimensione esterna [mm]					Spessore [mm]				
		nom.	tolleranza		dimensione		nom.	tolleranza		Spessore	
			+	-	max	min		+10%	-10%	max	min
1	50 x 30 x 1.5	50	0.5	0.5	50.5	49.5	1.5	0.15	0.15	1.65	1.35
		30	0.5	0.5	30.5	29.5					
		Impiego: correnti impalcato con botola (Tav. 10 All. A e dis. cos. 10 dell'AM)									
2	40 x 30 x 1.5	40	0.5	0.5	40.5	39.5	1.5	0.15	0.15	1.65	1.35
		30	0.5	0.5	30.5	29.5					
		Impiego: traversi di irrigidimento impalcato con botola (Tav. 10 All. A e dis. cos. 10 dell'AM)									
3	40 x 20 x 1	40	0.5	0.5	40.5	39.5	1	0.1	0.1	1.1	0.9
		20	0.5	0.5	20.5	19.5					
		Impiego: traversi di irrigidimento impalcato normale (Tav. 1500 e 1502 All. A e diss. cos. 1500 e 1502 dell'ES2)									

N.B.: La presente Tabella I-B annulla e sostituisce la Tabella I-C contenuta nell'Allegato A della Autorizzazione Ministeriale n. 20591/OM-4 del 12 aprile 1999 e, per la parte relativa ai profilati a sezione rettangolare, la Tabella M 1 contenuta nell'integrazione all'Allegato A di cui all'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 7 luglio 2003.

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18

05/07/2006



Allegato A
Tav. 1519

Tabella I-C – Dimensioni e tolleranze dei tondi e delle lamiere in acciaio

N.	Profilo Ø/s [mm]	Riferimento normativo	Dimensione principale [mm]				
			nom.	tolleranza		Dimensione	
				+	-	max	min
1	Tondo Ø10	UNI EU 60	10	0.4	0.4	10.4	9.6
		Impiego: ganci scala (Tav. 1529 All. A e diss. cos. 1523 dell'ES3)					
2	Lamiera s = 5.5	UNI 10051	5.5	0.26	0.26	5.76	5.24
		Impiego: nucleo e cappello dei giunti semplici della mensola per disassamento (Tavv. 1528 e 1533 All. A e diss. cos. 1522 e 1527 dell'ES3), nucleo e cappello del giunto semplice del puntone per disassamento (Tavv. 1528 e 1533 All. A e diss. cos. 1522 e 1527 dell'ES3)					
3	Lamiera s = 3	UNI 10051	3	0.2	0.2	3.2	2.8
		Impiego: perno e nottolino del telaio superiore per partenza rastremata da 600 mm (Tavv. 1526, 1531 e 1532 All. A e diss. cos. 1520, 1525 e 1526 dell'ES3), perno e nottolino del telaio inferiore per partenza rastremata da 600 mm (Tavv. 1527, 1531 e 1532 All. A e diss. cos. 1521, 1525 e 1526 dell'ES3)					

Tabella I-D – Tolleranze sulle dimensioni longitudinali (UNI EN 22768-1)

Dimensioni [mm]	min	fino a 6,00	6,01	30,01	120,01	400,01	1000,01	2000,01	4000,01
	max		30,00	120,00	400,00	1000,00	2000,00	4000,00	8000,00
Tolleranze [mm]		±0,10	±0,20	±0,30	±0,50	±0,80	±1,00	±2,00	±3,00

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18

13/12/2006



Allegato A
Tav. 1520

**Tabella II-A – Caratteristiche meccaniche dei profilati cavi a sezione circolare
in acciaio (UNI EN 10219-1)**

N.	Sezione $\varnothing \times s$ [mm]	Materiale	Tensione di snervamento [N/mm ²]	Tensione di rottura [N/mm ²]	Allungamento minimo [%]
1	60 x 2,9	S 235 JRH	≥ 235	360 ÷ 510	≥ 17
		Impiego: boccole di estremità della trave carraia da 3600 mm (Tav. 1523 All. A e dis. cos. 1517 dell'ES3)			
3	48,3 x 2,9	S 235 JRH	≥ 235	360 ÷ 510	≥ 17
		Impiego: briglie superiore ed inferiore, montante centrale e tubi per spinotti della trave carraia da 3600 mm (Tav. 1523 All. A e dis. cos. 1517 dell'ES3), traverso, tubo orizzontale inferiore e boccole di estremità della travetta di collegamento delle travi carraie (Tav. 1525 All. A e dis. cos. 1519 dell'ES3), montanti, traverso, puntone e tubi di rinforzo orizzontali del telaio superiore per partenza rastremata da 600 mm (Tav. 1526 All. A e dis. cos. 1520 dell'ES3), montanti, traverso e tubi di rinforzo orizzontali del telaio inferiore per partenza rastremata da 600 mm (Tav. 1527 All. A e dis. cos. 1521 dell'ES3), montante e traverso della mensola per disassamento (Tav. 1528 All. A e dis. cos. 1522 dell'ES3), tubi costituenti il puntone per disassamento (Tav. 1528 All. A e dis. cos. 1522 dell'ES3)			
6	40 x 2	S 235 JRH	≥ 235	360 ÷ 510	≥ 17
		Impiego: spinotti trave carraia da 3600 mm (Tavv. 1523 e 1530 All. A e diss. coss. 1517 e 1524 dell'ES3), spinotti per montanti del telaio superiore per partenza rastremata da 600 mm (Tavv. 1526 e 1530 All. A e diss. coss. 1520 e 1524 dell'ES3), spinotti per montanti del telaio inferiore per partenza rastremata da 600 mm (Tavv. 1527 e 1530 All. A e diss. coss. 1521 e 1524 dell'ES3), spinotto per montante della mensola per disassamento (Tavv. 1528 e 1530 All. A e diss. coss. 1522 e 1524 dell'ES3), spinotto per montante del puntone per disassamento (Tavv. 1528 e 1530 All. A e diss. coss. 1522 e 1524 dell'ES3)			
7	35 x 2	S 235 JRH	≥ 235	360 ÷ 510	≥ 17
		Impiego: montanti scala (Tav. 1529 All. A e dis. cos. 1523 dell'ES3)			
8	28 x 2	S 235 JRH	≥ 235	360 ÷ 510	≥ 17
		Impiego: pioli scala (Tav. 1529 All. A e dis. cos. 1523 dell'ES3)			
9	26,9 x 2,3	S 235 JRH	≥ 235	360 ÷ 510	≥ 17
		Impiego: irrigidimenti trave carraia da 3600 mm (Tav. 1523 All. A e dis. cos. 1517 dell'ES3), irrigidimenti travetta di collegamento delle travi carraie (Tav. 1525 All. A e dis. cos. 1519 dell'ES3), puntoncino ed irrigidimenti della mensola per disassamento (Tav. 1528 All. A e dis. cos. 1522 dell'ES3)			

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

13/12/2006



Allegato A
Tav. 1521

Tabella II-C – Caratteristiche meccaniche dei tondi e delle lamiere in acciaio

N.	Profilo $\varnothing/s$ [mm]	Riferimento normativo	Materiale	Tensione di snervamento [N/mm ²]	Tensione di rottura [N/mm ²]	Allungamento minimo [%]
1	Tondo $\varnothing 10$	UNI EN 10025	S 235 JR	≥ 235	340 ÷ 470	26
		Impiego: ganci scala (Tav. 1529 All. A e dis. cos. 1523 dell'ES3)				
2	Lamiera s = 5.5	UNI EN 10025	S 235 JR	≥ 235	340 ÷ 470	26
		Impiego: nucleo e cappello dei giunti semplici della mensola per disassamento (Tavv. 1528 e 1533 All. A e diss. cos. 1522 e 1527 dell'ES3), nucleo e cappello del giunto semplice del puntone per disassamento (Tavv. 1528 e 1533 All. A e diss. cos. 1522 e 1527 dell'ES3)				
3	Lamiera s = 3	UNI EN 10025	S 235 JR	≥ 235	340 ÷ 470	26
		Impiego: perno e nottolino del telaio superiore per partenza rastremata da 600 mm (Tavv. 1526, 1531 e 1532 All. A e diss. cos. 1520, 1525 e 1526 dell'ES3), perno e nottolino del telaio inferiore per partenza rastremata da 600 mm (Tavv. 1527, 1531 e 1532 All. A e diss. cos. 1521, 1525 e 1526 dell'ES3)				



SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

13/12/2006

Allegato A
Tav. 1522

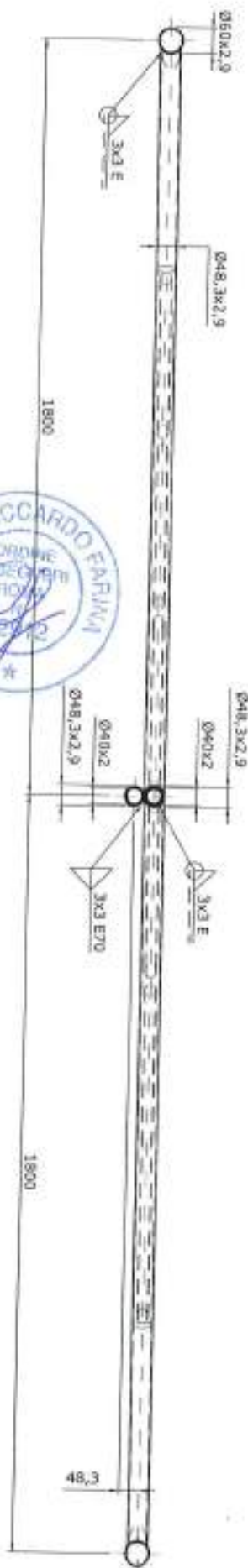
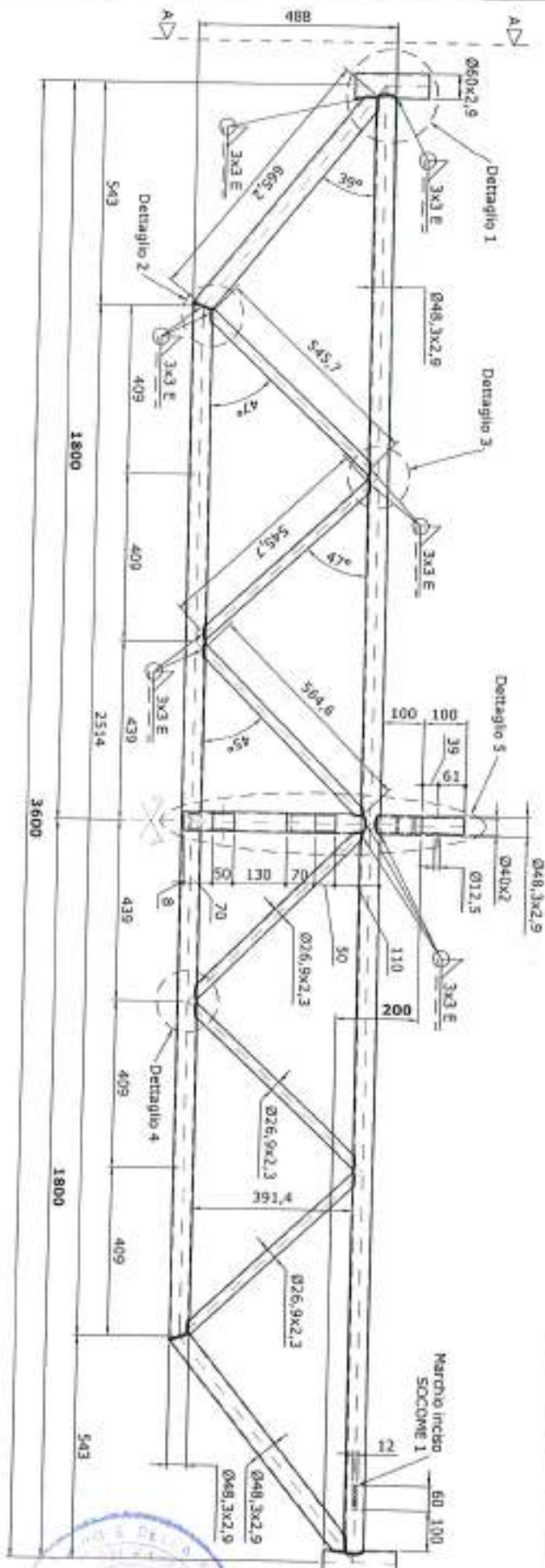
Dettaglia 1

Dettaglio 2

Dettaglio 3

Dettaglio a

Per la Vostra A-A ed il dettaglio 5, si rimanda alla Tav. 1524



05/07/2006

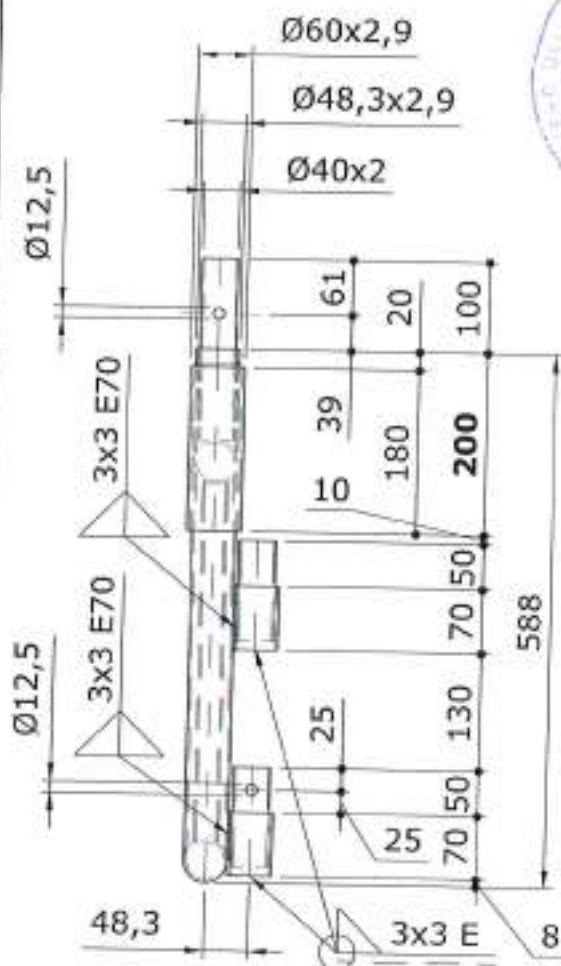
SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Trave carraia prefabbricata da 3600 mm

Socome SpA

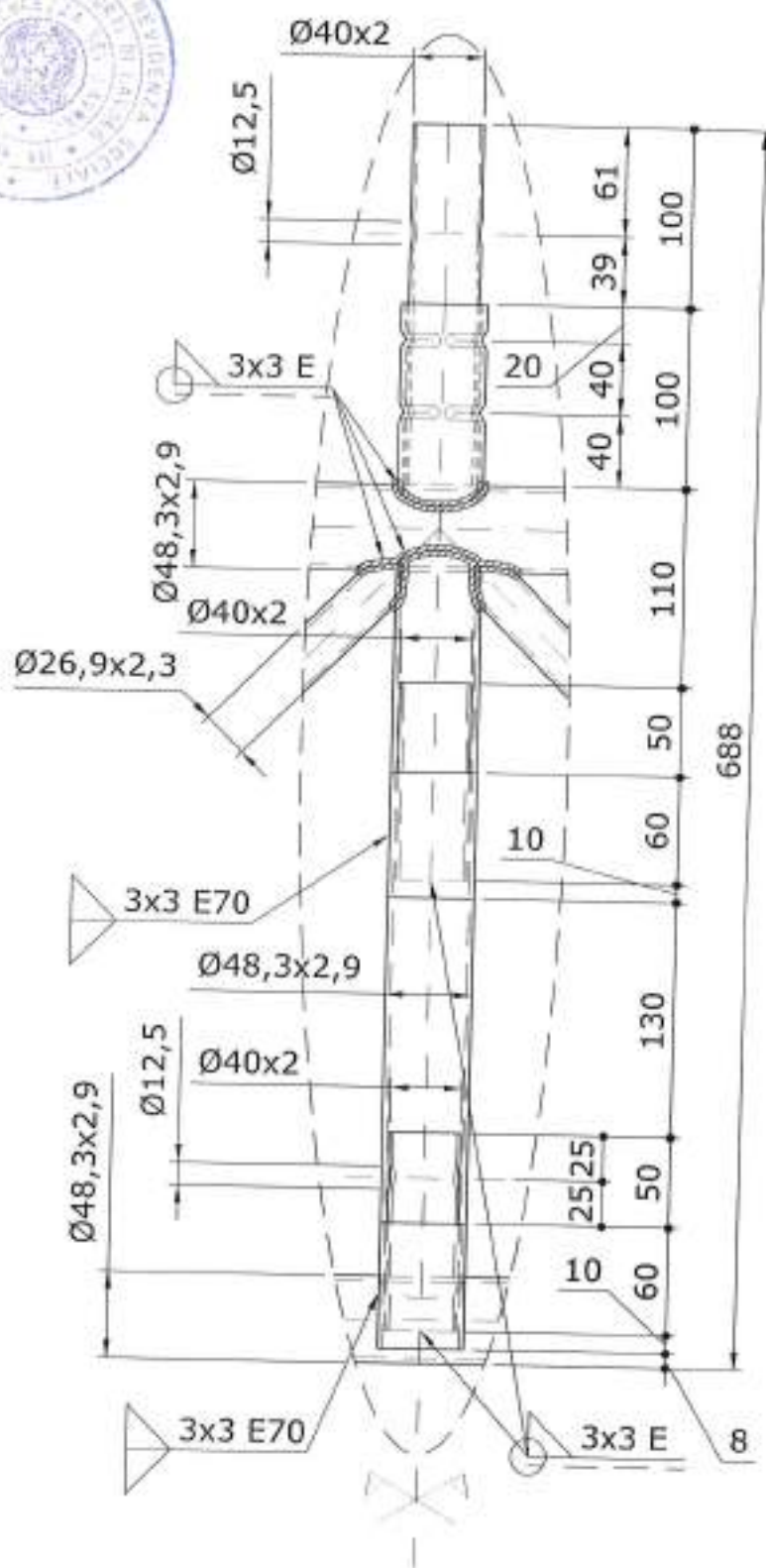
All. A Tav. 1523

Vista A-A



Per il particolare dello spinotto
aggraffato al montante, si veda
il particolare A, Tav. 1530

Dettaglio 5



05/07/2006

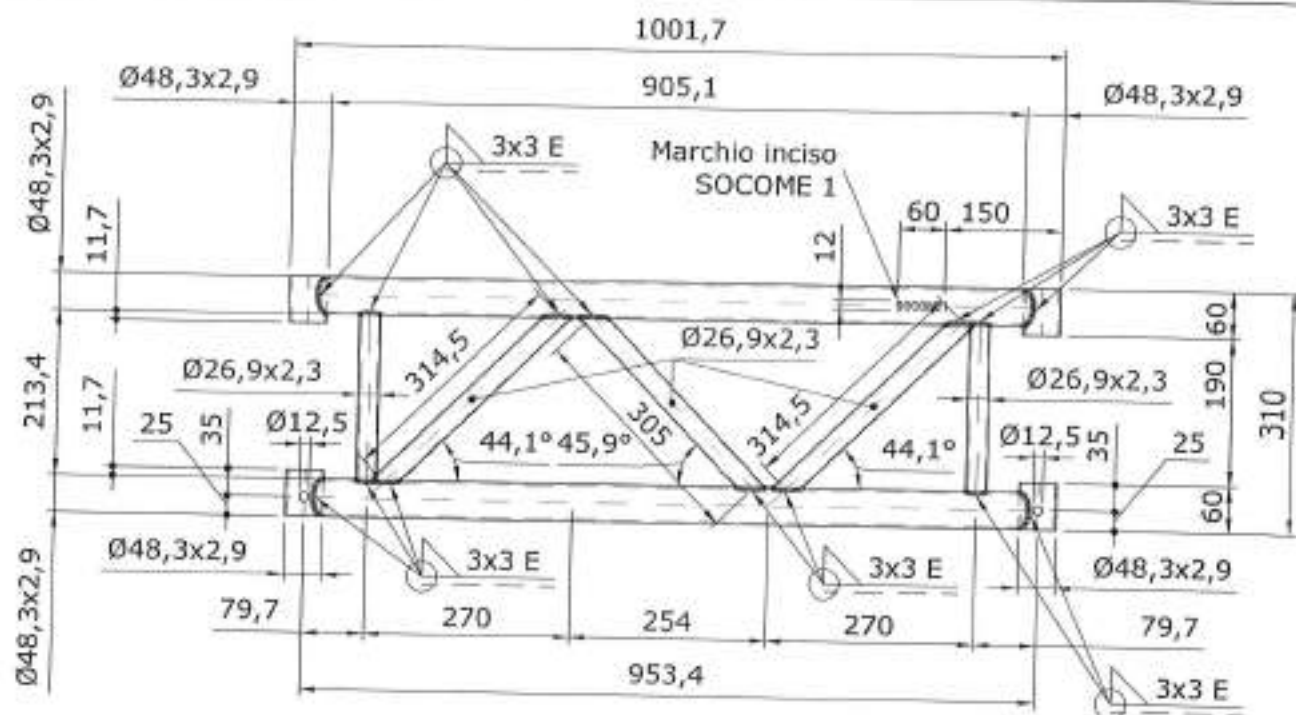
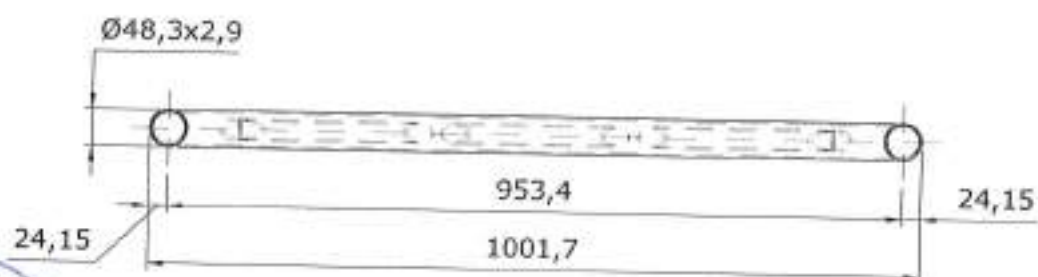
SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



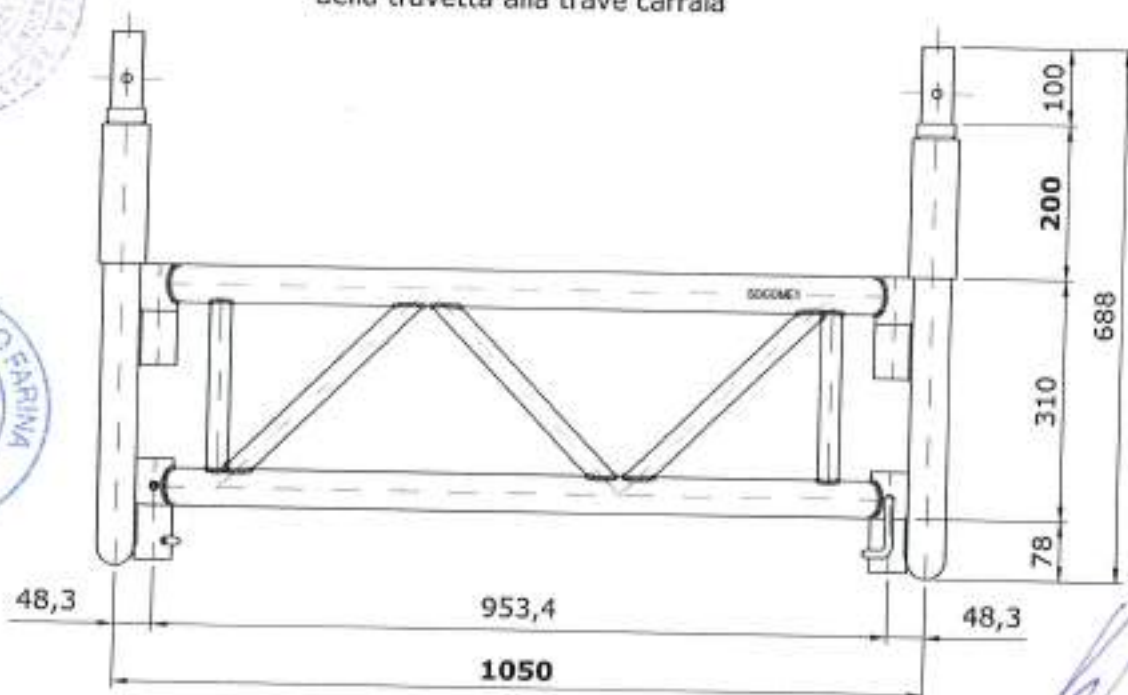
Dettagli trave carrala prefabbricata da 3600 mm

Socome SpA

All. A Tav. 1524



Particolare del montaggio
della travetta alla trave carraia



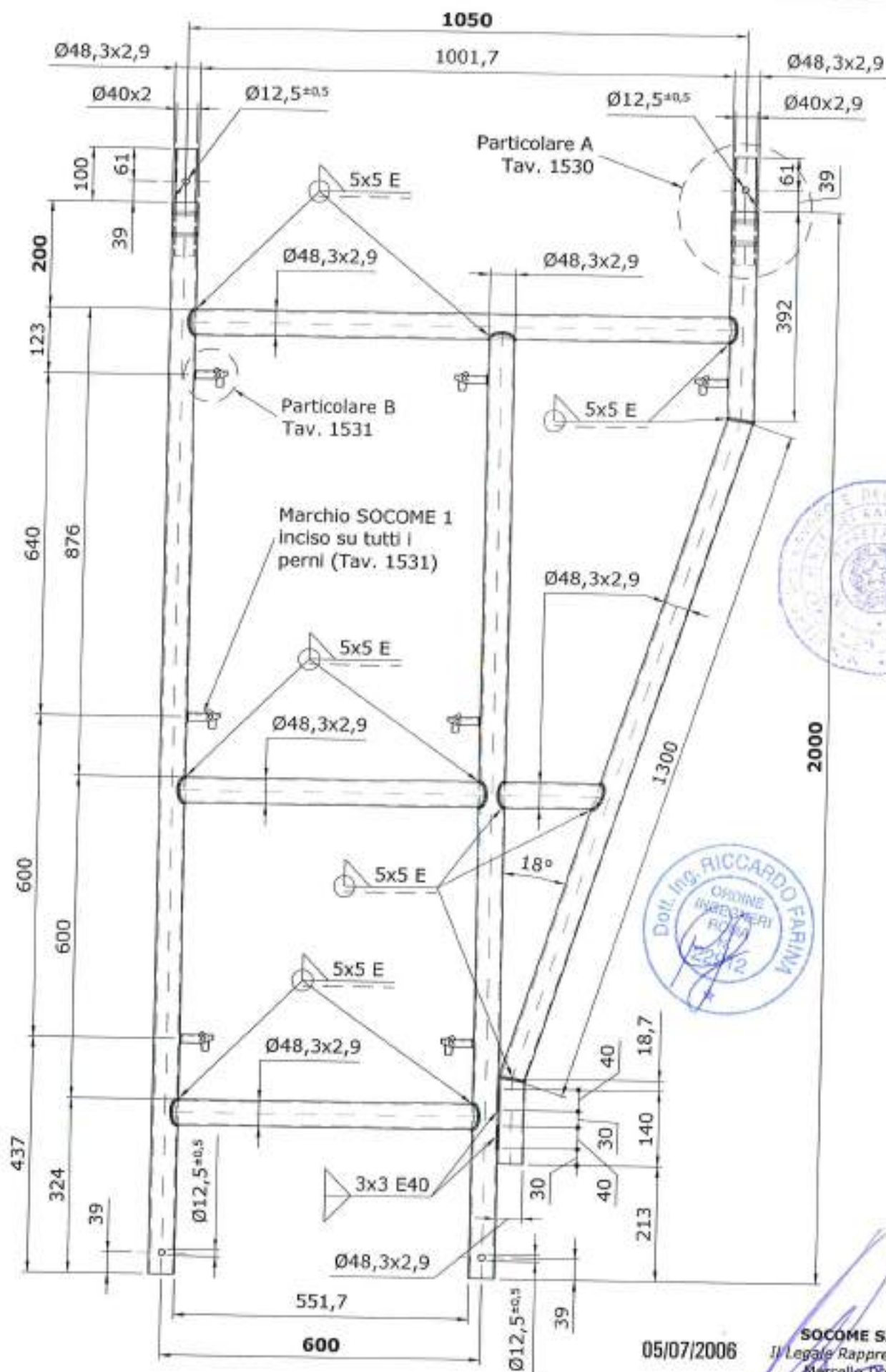
05/07/2006

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Travetta di collegamento delle travi carrate

Socome SpA

All. A Tav. 1525



05/07/2006

Telaio superiore per partenza stretta da 600 mm

Socome SpA

All. A Tav. 1526



05/07/2006

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

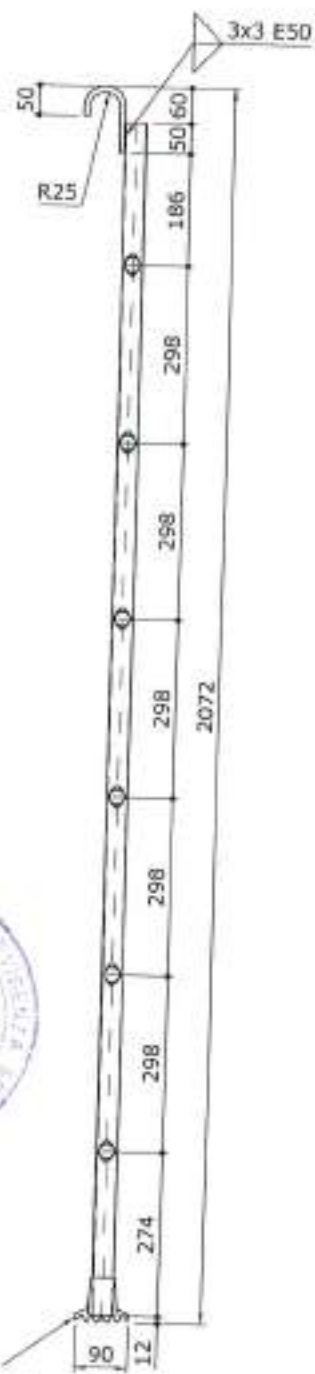
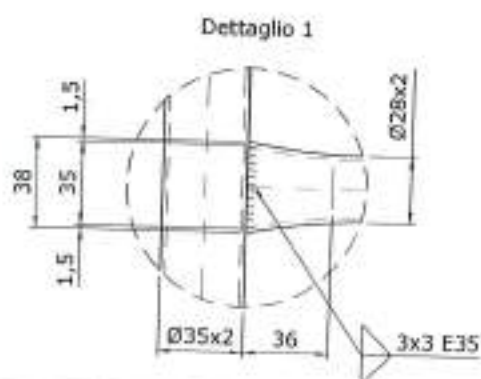
Socome SpA

All. A Tav. 1527

Telaio inferiore per partenza stretta da 600 mm



Sezione A-A



05/07/2006

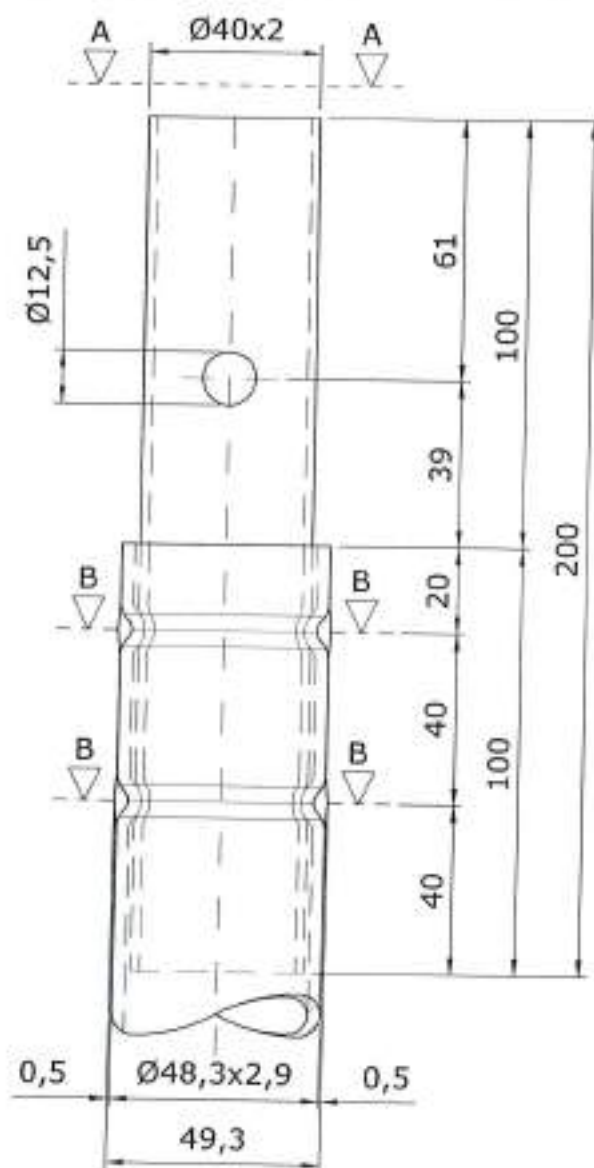
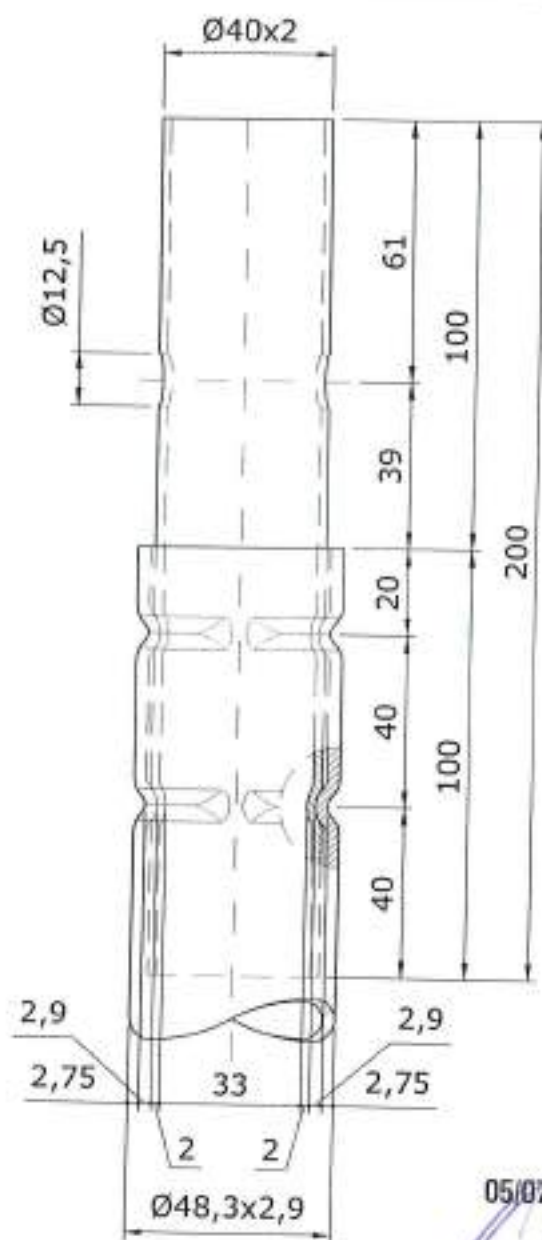
SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Scala di accesso

Socome SpA

Il presente disegno annulla e sostituisce la Tav. 07 contenuta nell'Allegato A dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

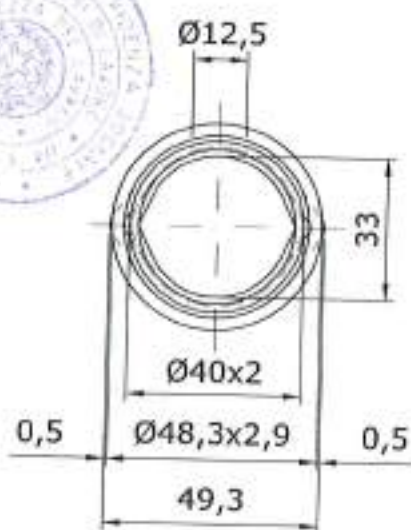
All. A Tav. 1529



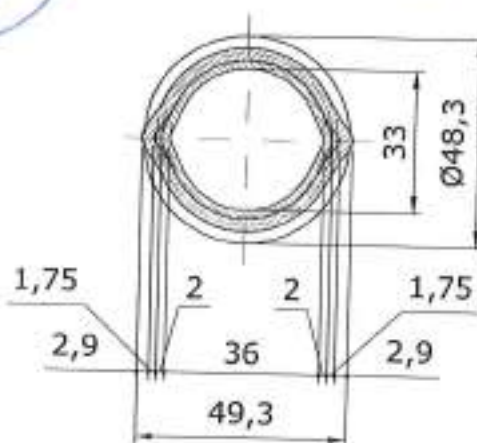
05/07/2006

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Vista A-A



Sezione B-B

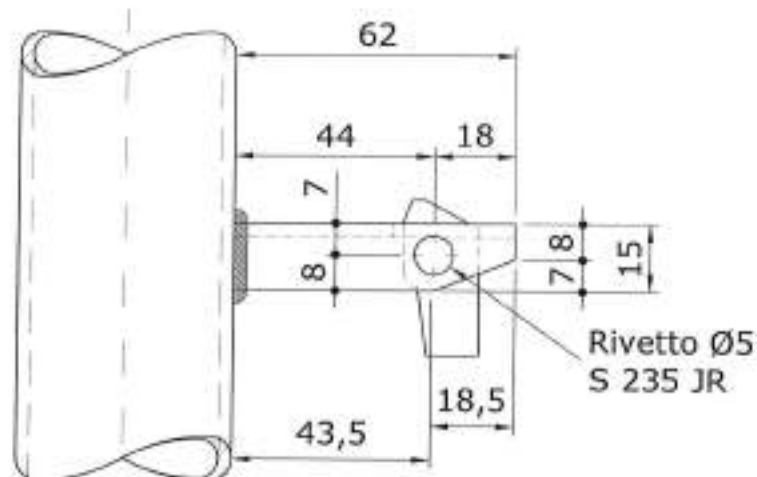
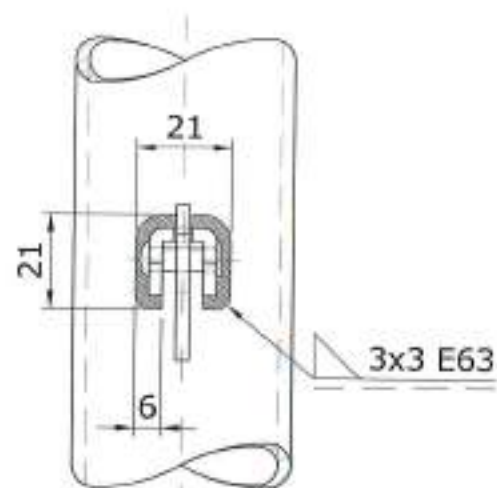
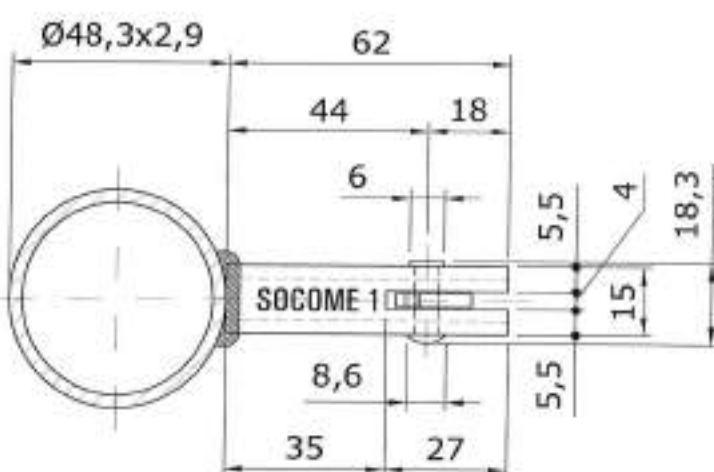


Particolare A: spinotto

Socome SpA

All. A Tav. 1530

Configurazione di lavoro



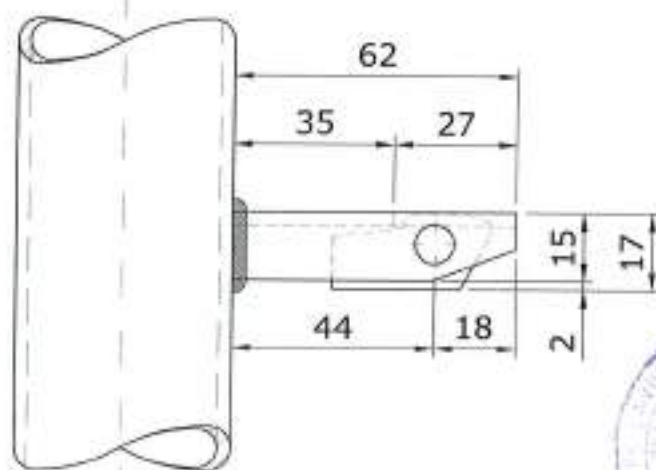
Per i dettagli del perno e del nottolino si veda la Tav. 1532



13/12/2006

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Configurazione per il montaggio



Accoppiabilità con il foro degli
elementi di collegamento
(correnti e diagonali)

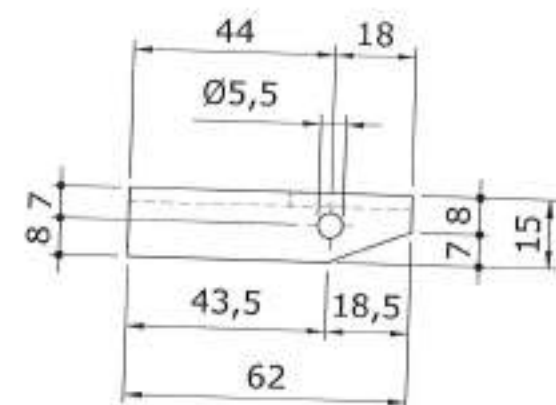
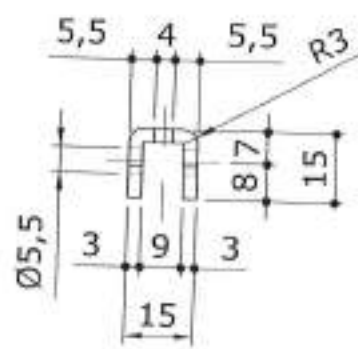
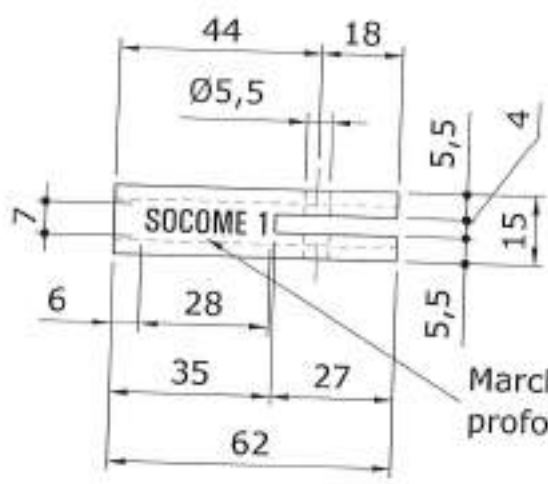


Particolare B: attacco a perno

Socome SpA

All. A Tav. 1531

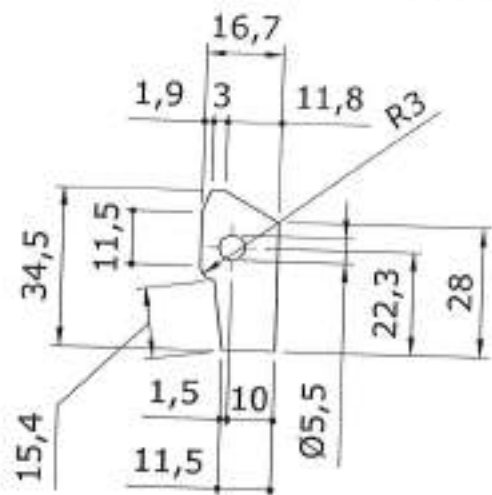
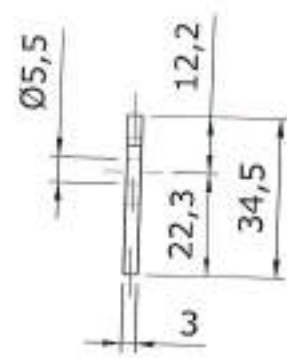
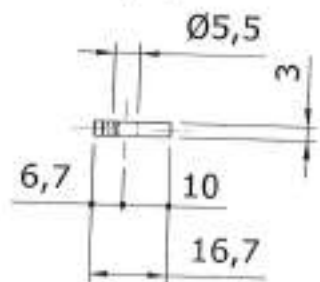
Perno



Marchio inciso con profondità 0,5 mm



Nottolino



05/07/2006

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

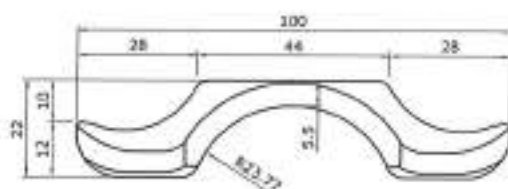
[Handwritten signature]

Dettagli attacco a perno

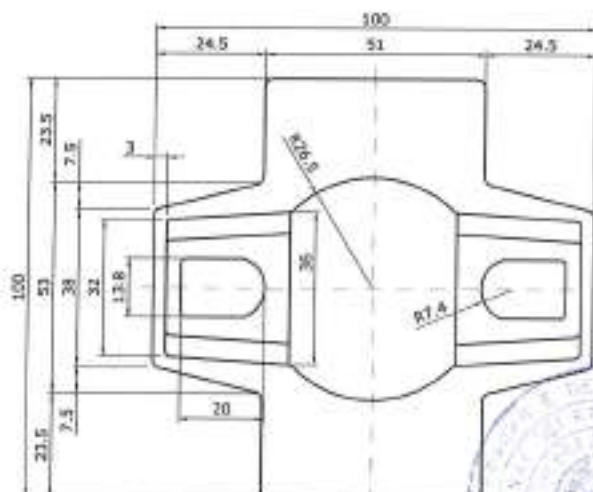
Socome SpA

All. A Tav. 1532

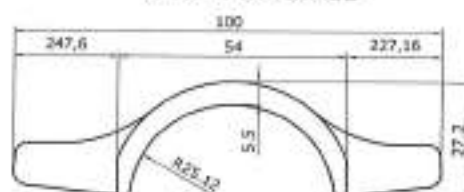
NUCLEO (S 235 JR)
VISTA LATERALE



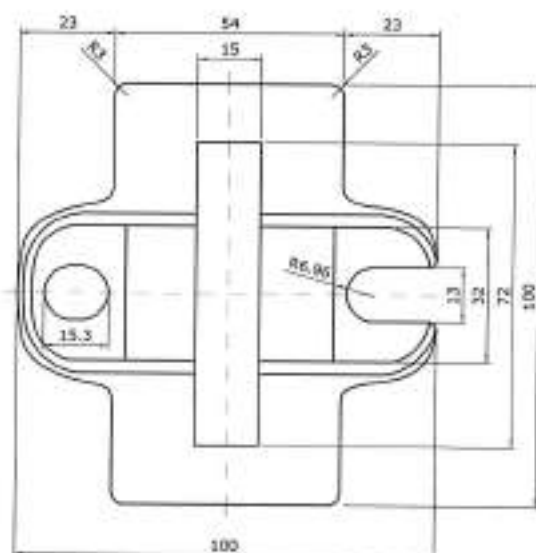
VISTA SUPERIORE



CAPPELLO (S 235 JR)
VISTA LATERALE



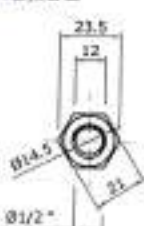
VISTA SUPERIORE



MARTELLETTO (S 235 JR)



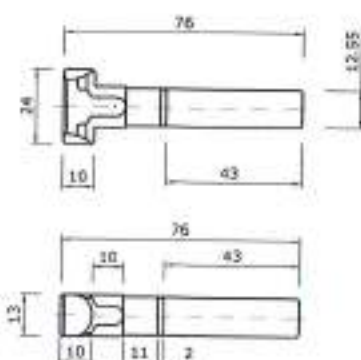
DADO



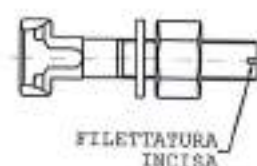
RONDELLA
S 235 JR



VITE

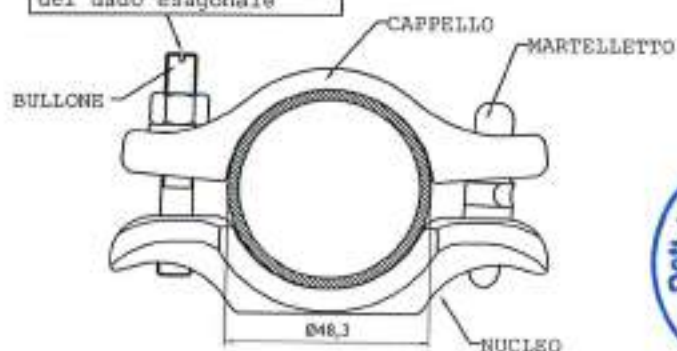


ASSIEME BULLONE
(CLASSE 5.6)



Incisione obbligatoria della filettatura, dopo l'assemblaggio, per evitare lo sfilamento del dado esagonale

PARTICOLARE
DI MONTAGGIO



13/12/2006

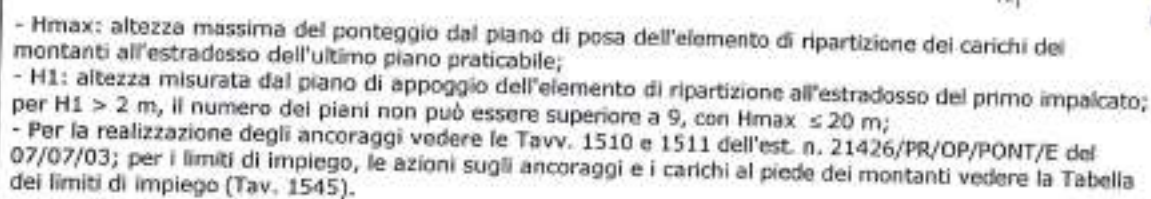
SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Socome SpA

All. A Tav. 1533

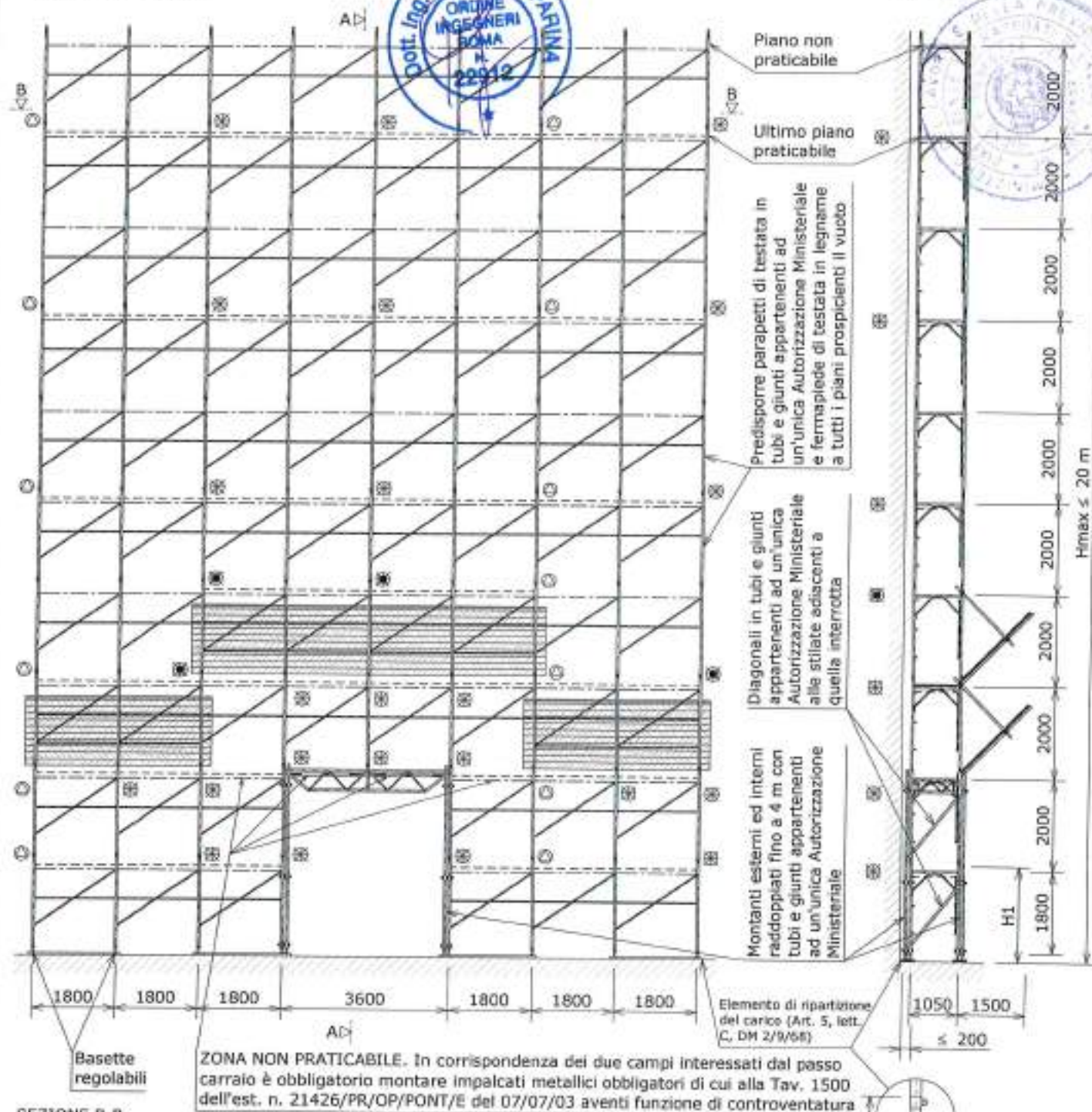
Particolare C: giunto semplice stampato a caldo

SEZIONE A-A

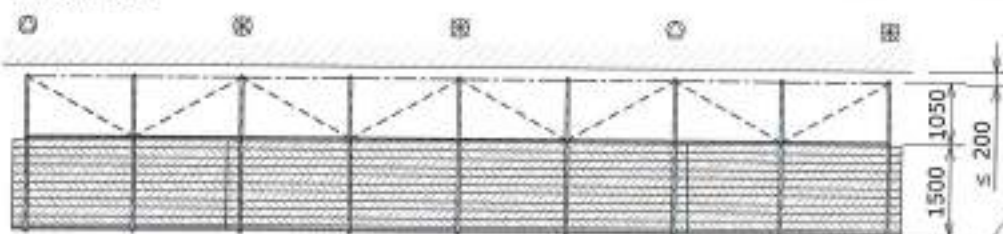


☐ Anagrafica generale

All. A Tav. 1534



SEZIONE B-B



- Hmax: altezza massima del ponteggio dal piano di posa dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo piano praticabile;
- H1: altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione all'estradosso del primo impalcato; per $H1 > 2$ m, il numero dei piani non può essere superiore a 9, con $Hmax \leq 20$ m;
- Per il particolare di montaggio del passo carraio vedere la Tav. 1542;
- Per la realizzazione degli ancoraggi vedere le Tavv. 1510 e 1511 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/03; per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti vedere la Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545).

LEGENDA

- Diagonale di facciata
- Corrente esterno
- Diagonale in pianta
- Corrente interno
- Ancoraggio normale
- Ancoraggio speciale
- ⊙ Ancoraggio speciale a V

13/12/2006

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Schema di montaggio del ponteggio con passo carraio da 3600 mm

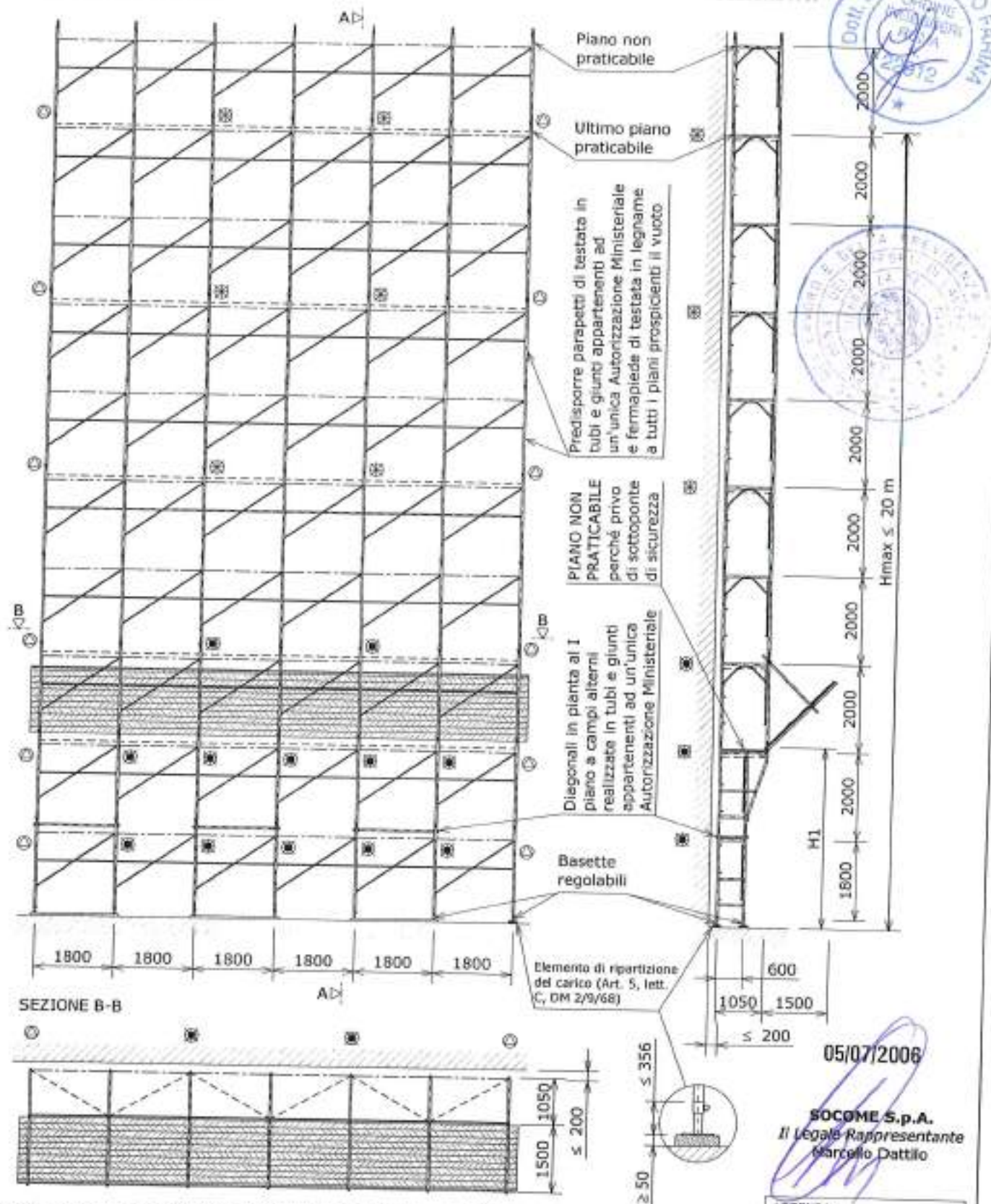
Socome SpA

Il presente disegno annulla e sostituisce le Tavv. 17 e 18 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

All. A Tav. 1535

SCHEMA DI FACCIATA

SEZIONE A-A



SEZIONE B-B

- H_{max} : altezza massima del ponteggio dal piano di posa dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo piano praticabile;
- H_1 : altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione all'estradosso del primo impalcato; per $H_1 > 4$ m, il numero dei piani non può essere superiore a 8, con $H_{max} \leq 20$ m;
- Per il particolare di montaggio della partenza stretta vedere la Tav. 1543;
- Per la realizzazione degli ancoraggi vedere le Tavv. 1510 e 1511 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/03; per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti vedere la Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545).

LEGENDA

- Diagonale di facciata
- Corrente esterno
- Diagonale in pianta
- Corrente interno
- ⊗ Ancoraggio normale
- ⊗ Ancoraggio speciale
- ⊗ Ancoraggio speciale a V

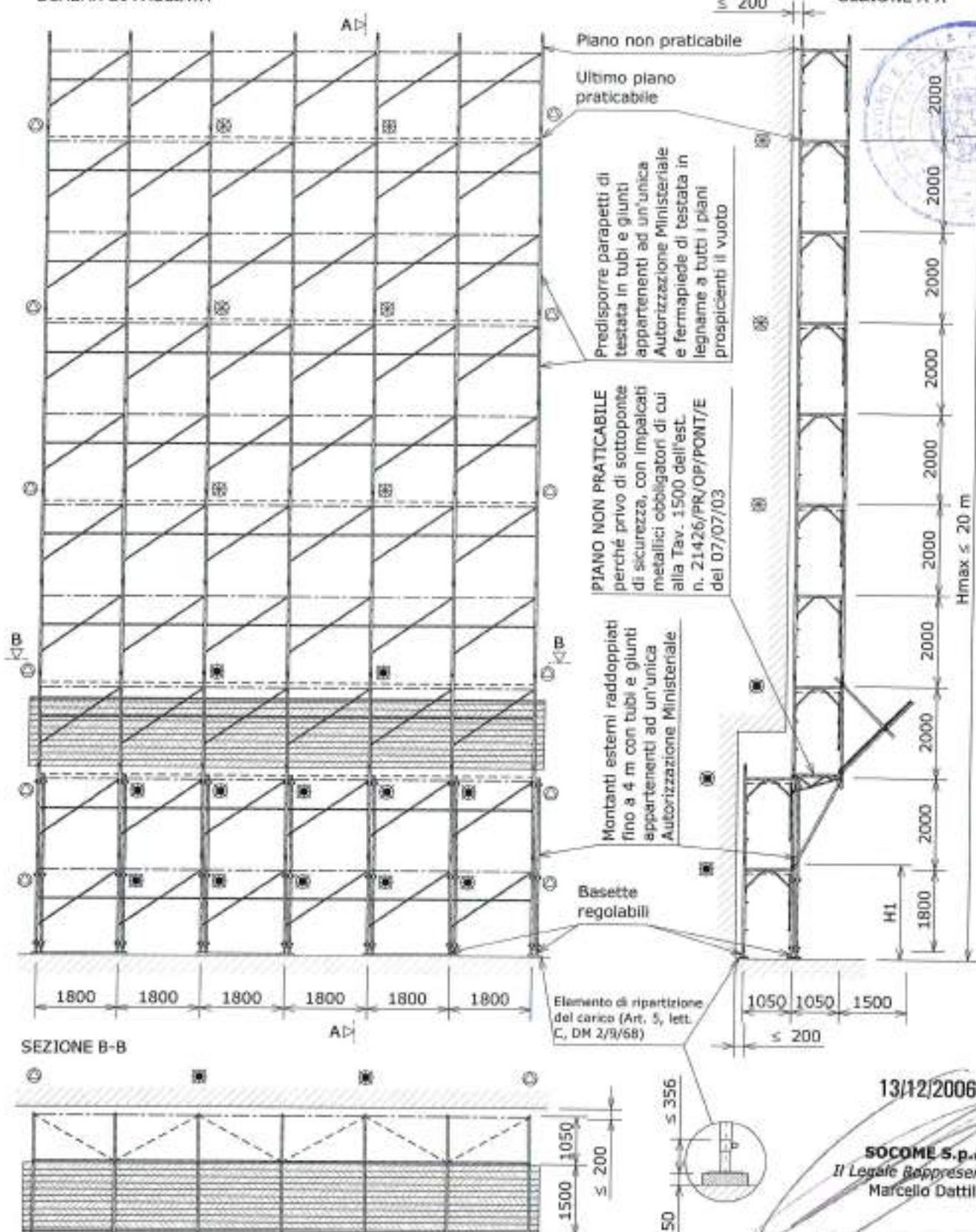
Schema di montaggio montaggio del ponteggio
con partenza stretta da 600 mm

Socome SpA

All. A Tav. 1536

SCHEMA DI FACCIATA

SEZIONE A-A



- Hmax: altezza massima del ponteggio dal piano di posa dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo piano praticabile;
- H1: altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione all'estradosso del primo impalcato; per H1 > 2 m, il numero dei piani non può essere superiore a 9, con Hmax ≤ 20 m;
- Per il particolare di montaggio del disassamento di stilata su mensola vedere la Tav. 1544;
- Per la realizzazione degli ancoraggi vedere le Tavv. 1510 e 1511 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/03; per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti vedere la Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545).

LEGENDA

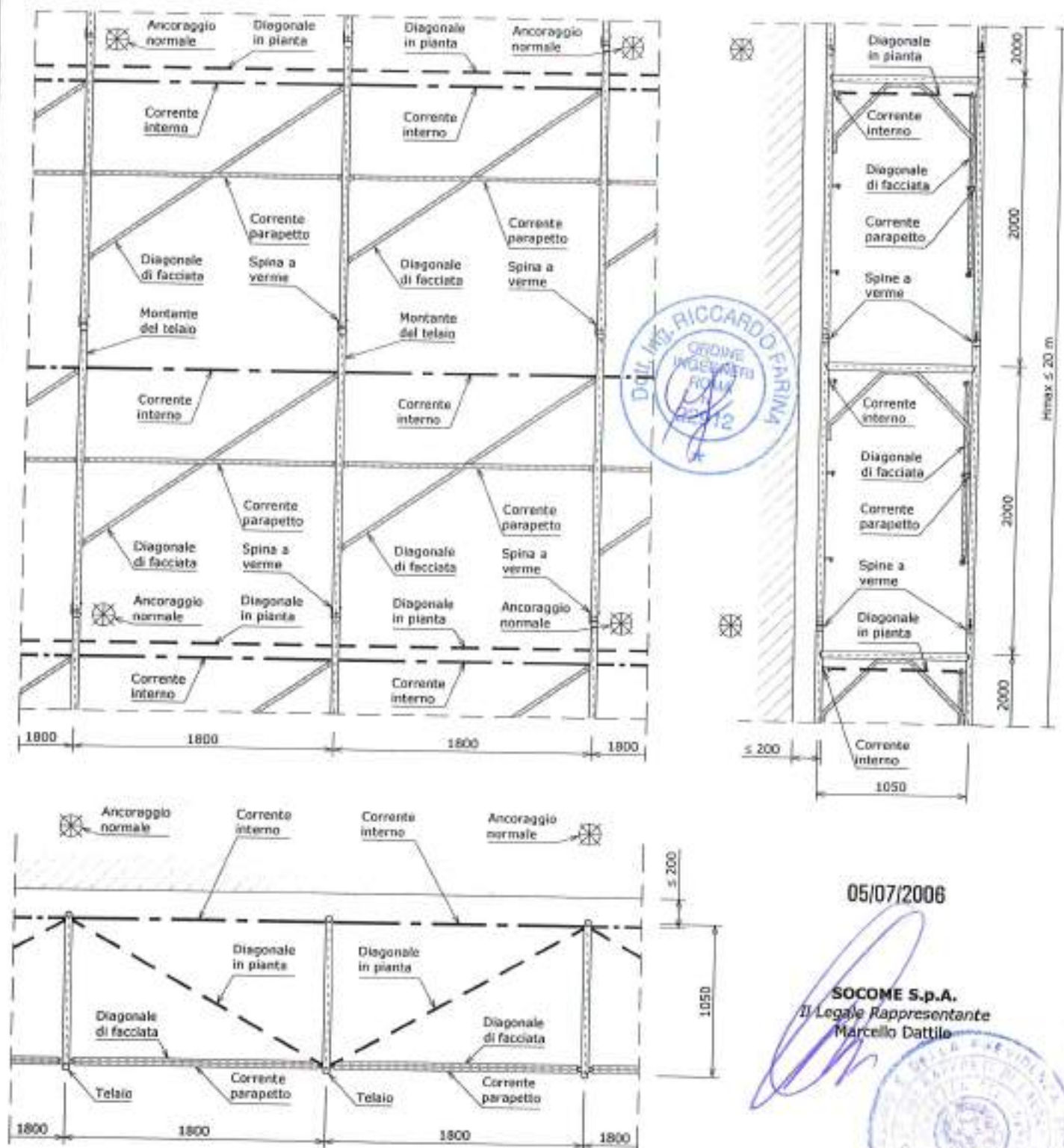
- Diagonale di facciata
- Corrente esterno
- Diagonale in pianta
- Corrente interno
- ⊗ Ancoraggio normale
- ⊗ Ancoraggio speciale
- ⊗ Ancoraggio speciale a V

Schema di montaggio del ponteggio
con disassamento di stilata su mensola



Socome SpA

All. A Tav. 1537

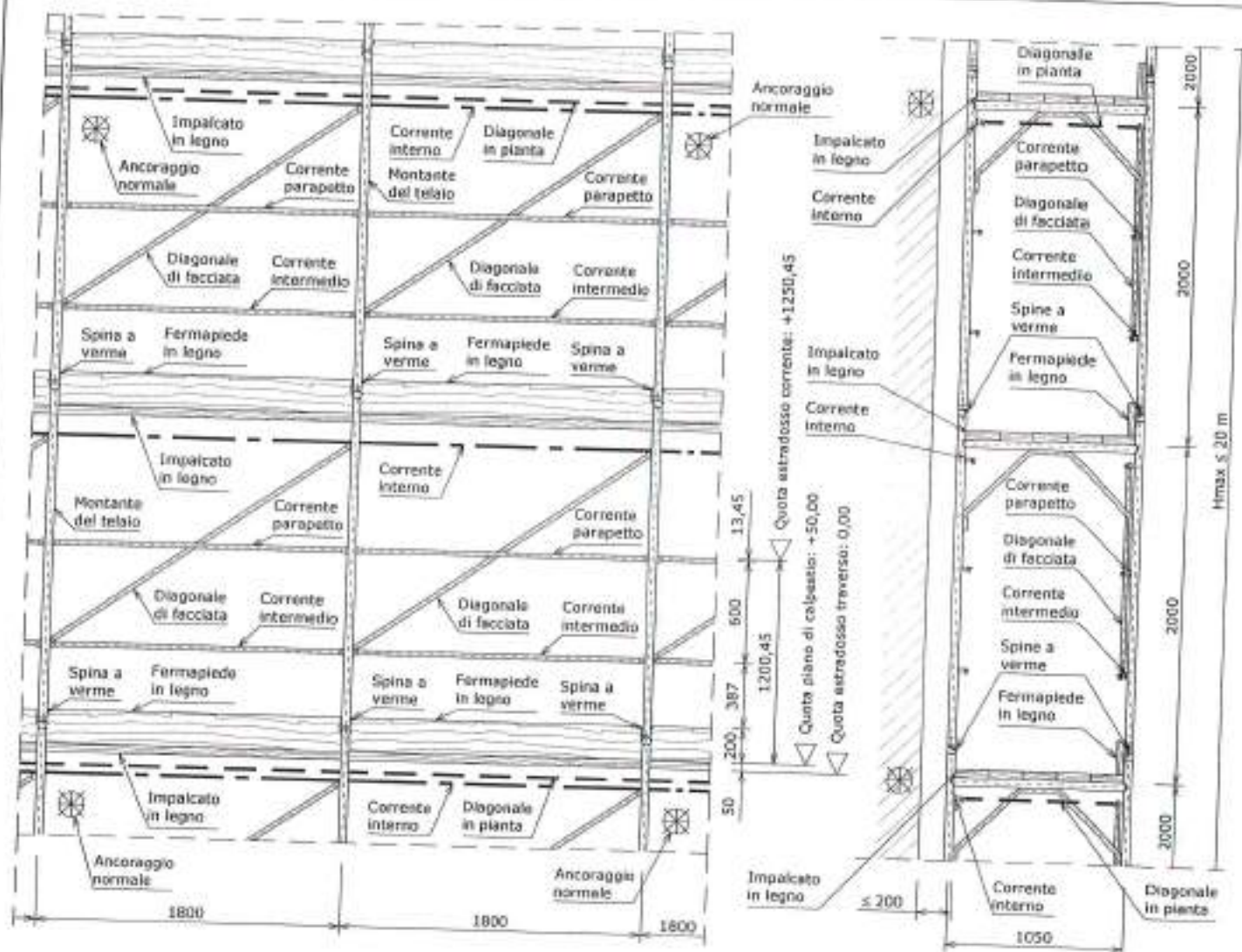


- Hmax: altezza massima del ponteggio dal piano di posa dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo piano praticabile;
- Per la realizzazione degli ancoraggi vedere le Tavv. 1510 e 1511 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/03; per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti vedere la Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545).

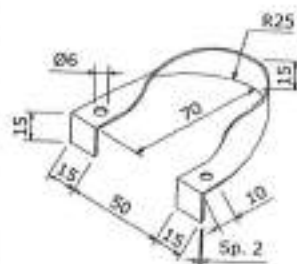
Particolare di montaggio del ponteggio senza impalcati

Socome SpA

All. A Tav. 1538



- Hmax: altezza massima del ponteggio dal piano di posa dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo piano praticabile;
- Per la realizzazione degli ancoraggi vedere le Tavv. 1510 e 1511 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/03; per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti vedere la Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545).



Particolare del dispositivo di bloccaggio dei fermapiedi in legno (S 235 JR, sp. 2 mm)



LEGENDA

- Diagonale in pianta
- - - Corrente interna
- ⊗ Ancoraggio normale

05/07/2006

SOCOME S.p.A.

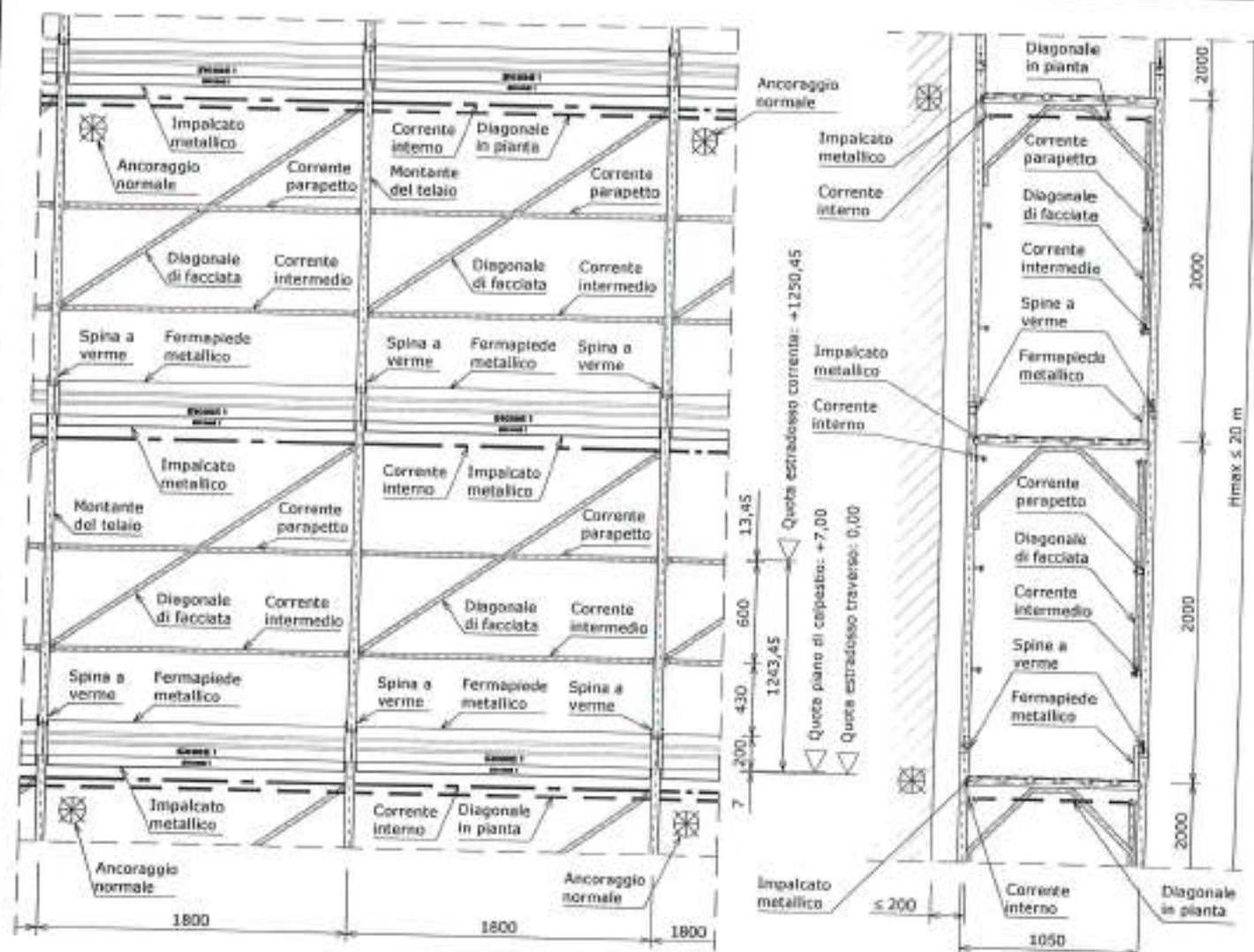
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Particolare di montaggio del ponteggio con impalcato in legname

Socome SpA

Il presente disegno annulla e sostituisce le Tavv. 13, 14 e 15 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

All. A Tav. 1539



- Hmax: altezza massima del ponteggio dal piano di posa dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo piano praticabile;
- Per la realizzazione degli ancoraggi vedere le Tavv. 1510 e 1511 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/03; per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti vedere la Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545).



LEGENDA

- — Diagonale in pianta
 - - - Corrente interno
 ⦿ Ancoraggio normale

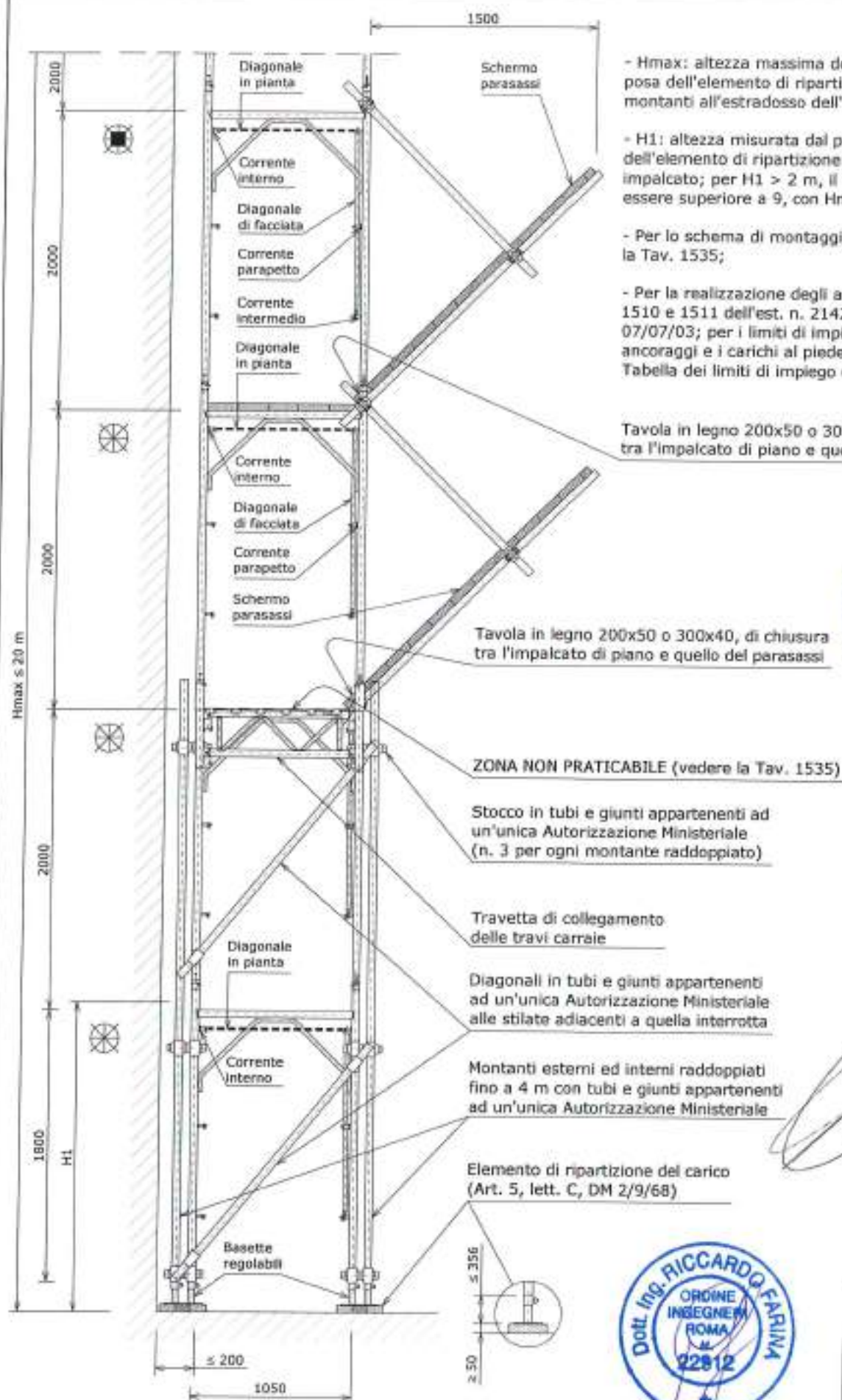
05/07/2006

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Particolare di montaggio del ponteggio con impalcati metallici di cui alla
Tav. 09 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

Socome SpA

All. A Tav. 1540



- Hmax: altezza massima del ponteggio dal piano di posa dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo piano praticabile;
- H1: altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione all'estradosso del primo impalcato; per $H1 > 2$ m, il numero dei piani non può essere superiore a 9, con $Hmax \leq 20$ m;
- Per lo schema di montaggio del passo carraio vedere la Tav. 1535;
- Per la realizzazione degli ancoraggi vedere le Tavv. 1510 e 1511 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/03; per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti vedere la Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545).



13/12/2006

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



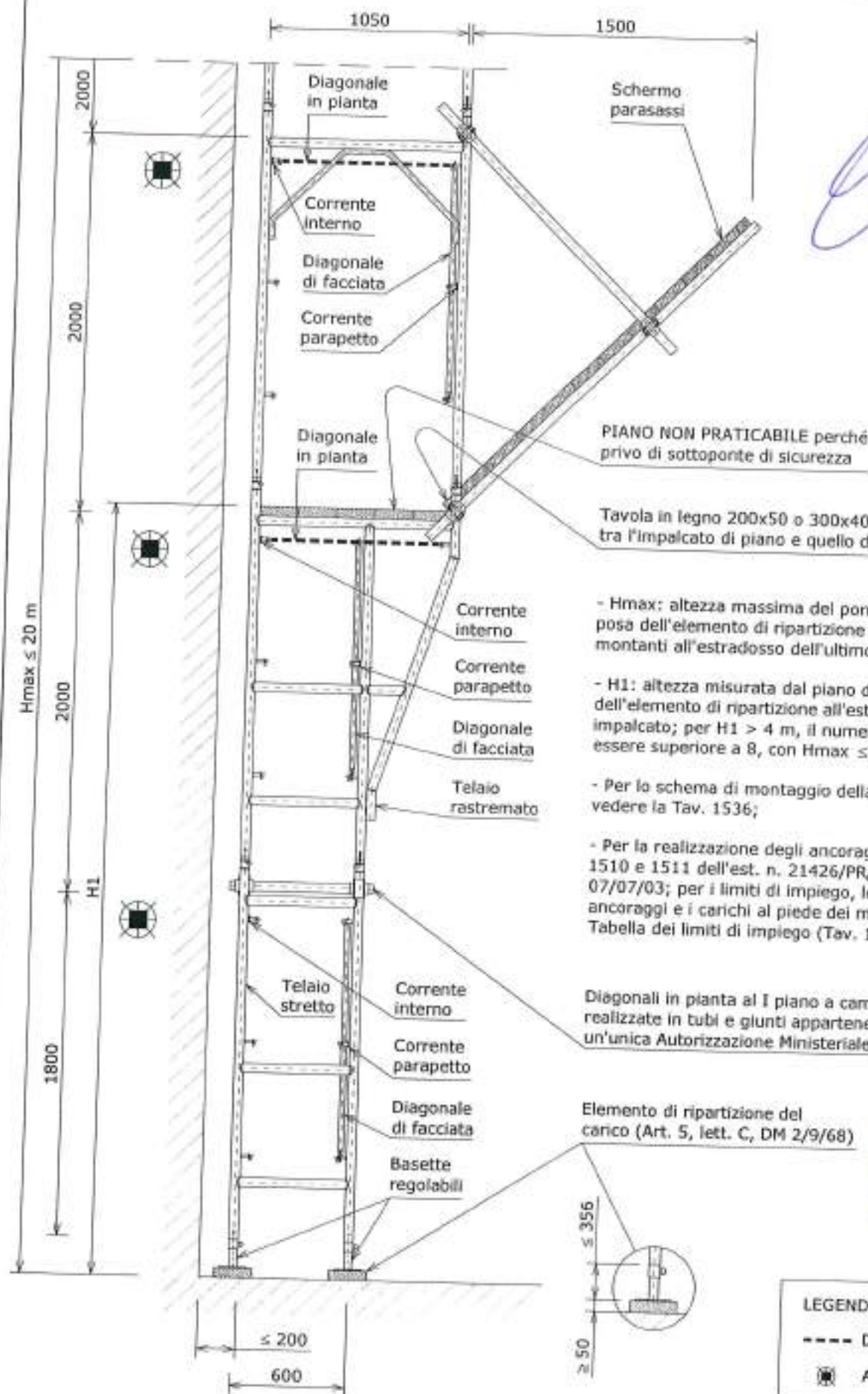
LEGENDA

- Diagonale in pianta
- ⊗ Ancoraggio normale
- ⊗ Ancoraggio speciale

Particolare di montaggio del passo carraio da 3600 mm

Socome SpA

All. A Tav. 1542



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

05/07/2006



- Hmax: altezza massima del ponteggio dal piano di posa dell'elemento di ripartizione dei carichi dei montanti all'estradosso dell'ultimo piano praticabile;
- H1: altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione all'estradosso del primo impalcato; per $H1 > 4$ m, il numero dei piani non può essere superiore a 8, con $Hmax \leq 20$ m;
- Per lo schema di montaggio della partenza stretta vedere la Tav. 1536;
- Per la realizzazione degli ancoraggi vedere le Tavv. 1510 e 1511 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/03; per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti vedere la Tabella dei limiti di impiego (Tav. 1545).

Diagonali in pianta al I piano a campi alterni realizzate in tubi e giunti appartenenti ad un'unica Autorizzazione Ministeriale

Elemento di ripartizione del carico (Art. 5, lett. C, DM 2/9/68)



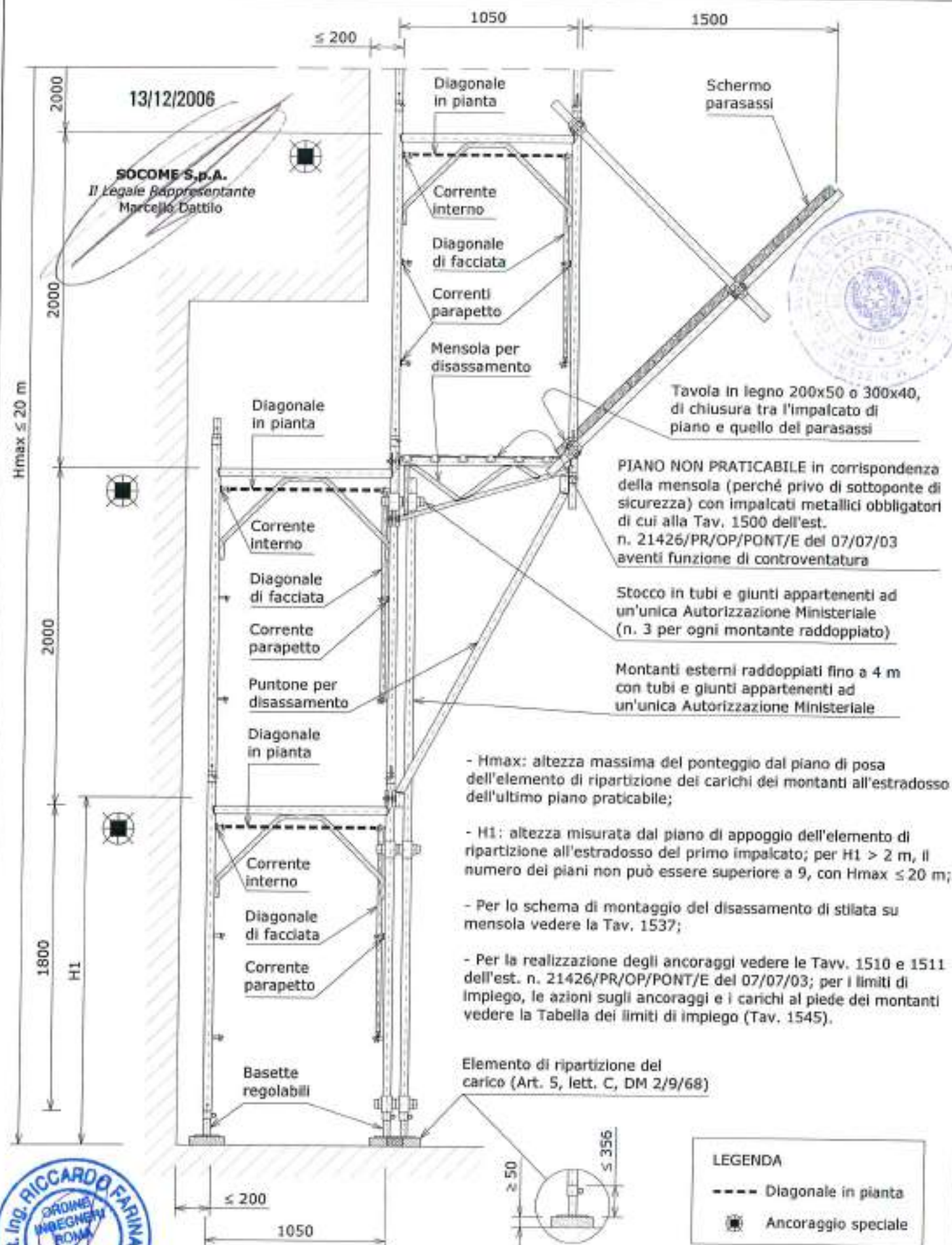
LEGENDA

- Diagonale in pianta
- Ancoraggio speciale

Particolare di montaggio della partenza stretta da 600 mm

Socome SpA

All. A Tav. 1543



Particolare di montaggio della partenza disassata su mensola

Socome SpA

All. A Tav. 1544

TABELLA DEI LIMITI DI IMPIEGO

La presente Tabella annulla e sostituisce i limiti di impiego di cui alla Tav. 15 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 e la Tav. 1513 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003

1. **Altezza massima dell'impalcato più alto dal piano d'appoggio: 20 m**
2. **Numero massimo di impalcati (metallici o in legname): 10 (*)**
Numero minimo di impalcati (metallici o in legname): 2 (ponte e sottoponte)
3. **Condizioni massime di carico di servizio**

Ponteggio per lavori di costruzione

- n. 1 piano di lavoro con carico max 300 daN/m²
n. 1 piano di lavoro con carico max 150 daN/m²

Ponteggio per lavori di manutenzione

- n. 3 piani di lavoro con carico max 150 daN/m²

4. **Altitudini massime nelle diverse zone geografiche ove è possibile il montaggio senza necessità di ulteriori verifiche**

Zona	Regioni	Quota s.l.m.
I	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia, Emilia Romagna, Marche, Abruzzo, Molise	500 m
II	Liguria, Toscana, Umbria, Lazio	792 m
III	Campania, Basilicata, Calabria, Puglia, Sardegna, Sicilia	921 m

5. **Azioni massime da trasmettere al piano d'appoggio del ponteggio (schemi di ponteggio con parasassi)**

Schema	Montante interno		Montante esterno					
	Cond. lavoro	Fuori servizio	Cond. lavoro	Fuori servizio				
Normale	912 daN	857 daN	1180 daN	1366 daN				
Passo carraio da 3600	701 daN (**)	659 daN (**)	902 daN (**)	1042 daN (**)				
Partenza stretta da 600	975 daN	904 daN	1102 daN	1299 daN				
Disassamento su mensola	114 daN	113 daN	1023 daN (**)	1086 daN (**)				
6. Azioni massime sugli ancoraggi (perpendicolari alla facciata)	Trazione	Compressione	Stilate ancorate (***)					
			I	II	III	IV	V	VI

Schema normale (Tav. 1534)

Piano I	- 167 daN	180 daN	⊙	-	⊗	-	⊗	-
Piano II - Traverso parasassi	- 82 daN	466 daN	⊙	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗
Piano III - Tirante parasassi	- 845 daN	85 daN	⊙	-	⊗	-	⊗	-
Altri piani	- 413 daN	413 daN	⊙	-	⊗	-	⊗	-

Schema con partenza stretta da 600 (Tav. 1536)

Piano I - Puntone telaio	-	361 daN	⊙	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗
Piano II - Traverso parasassi	- 348 daN	203 daN	⊙	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗
Piano III - Tirante parasassi	- 838 daN	93 daN	⊙	-	⊗	-	⊗	-
Altri piani	- 414 daN	412 daN	⊙	-	⊗	-	⊗	-

Schema con disassamento di stilata su mensola (Tav. 1537)

Piano I - Puntone mensola	-	723 daN	⊙	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗
Piano II - Traverso parasassi	- 716 daN	-	⊙	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗
Piano III - Tirante parasassi	- 876 daN	82 daN	⊙	-	⊗	-	⊗	-
Altri piani	- 414 daN	412 daN	⊙	-	⊗	-	⊗	-

Segue Tabella dei limiti di impiego

SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

13/12/2006



Allegato A
Tav. 1545

Per le azioni perpendicolari alla facciata dell'opera servita, gli ancoraggi normali (± 650 daN, tipo ) e/o speciali (± 900 daN, tipo ) potranno essere realizzati, oltre che con sistemi a cravatta o ad anello, anche mediante tasselli (meccanici o chimici). Le prestazioni del sistema di ancoraggio-opera servita devono essere desunte da prove sperimentali effettuate nel luogo di installazione del ponteggio o (nel caso dei soli tasselli) da dati sperimentali forniti dalle ditte costruttrici, e devono offrire un grado di sicurezza non inferiore a 2,5 rispetto all'azione prevista sull'ancoraggio.

Per le azioni parallele alla facciata dell'opera servita, nei piani ancorati devono essere realizzati **almeno ogni 6 stilate** ancoraggi idonei a resistere con grado di sicurezza non inferiore a 2,5 ad azioni di ± 598 daN parallele ai piani di facciata (tipo ) . Tali ancoraggi devono essere realizzati utilizzando sistemi a "V", stocchi colleganti i montanti interno ed esterno della stilata, o con sistemi equivalenti.

7. Occorre predisporre protezioni regolamentari (parapetti e fermapiedi) su tutti i lati dei piani di lavoro prospicienti il vuoto.

8. È obbligatorio il montaggio di impalcati metallici o in legname sul parasassi e sul piano di raccordo con esso.

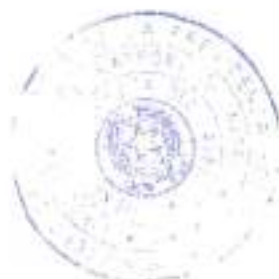
9. Accesso al ponteggio: l'accesso ai piani del ponteggio sarà realizzato con il montaggio di impalcati con botola di cui all'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 e relative scale di cui alla presente estensione, oppure con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio appartenenti ad un'unica Aut. Min. (Comma 6, Art. 8 D.P.R. n. 164 del 7/1/1956), oppure direttamente dall'opera servita.

(*) L'uso di impalcati metallici di cui alla Tav. 1500 dell'est. n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003, è obbligatorio in corrispondenza dei due campi interessati dal passo carraio e della mensola per disassamento; tale uso su due piani consecutivi consente di non montare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in pianta nel piano ancorato.

L'uso su due piani consecutivi di impalcati in legname o di impalcati metallici di cui alla Tav. 09 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999, non consente di eliminare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in pianta nel piano ancorato.

(**) Montante raddoppiato.

(***) Per gli ancoraggi dello schema con passo carraio da 3600 mm, si veda la Tav. 1535.




SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18

13/12/2006



Allegato A
Tav. 1546



Roma, 11 FEB. 2009

MINISTERO DEL LAVORO DELLA SALUTE
E DELLE POLITICHE SOCIALI

DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI LAVORO
DIVISIONE VI

All. n. Vari

PROT 15/VI/2584/14.23.01.02

Alla Ditta SOCOME S.p.A.
Via Falagato, s.n.c.
Frazione Carillia

84045 ALTAVILLA SILENTINA (SA)

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



OGGETTO: Artt. 131 e segg. del D.Lgs. 9 aprile 2008, n. 81 – Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio fisso a telai prefabbricati – Tipo: "Portale S 18 attacchi a perni" – Denominazione commerciale: "S 18" – Marchio: "SOCOME 1".

VISTI gli artt. 131 e segg. del D.Lgs. 9 aprile 2008, n. 81, concernente norme in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro;

VISTA l'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio fisso a telai prefabbricati rilasciata a codesta Ditta con nota n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 da questo Ministero e successive estensioni;

VISTA l'istanza presentata da codesta Ditta, concernente l'estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio fisso a telai prefabbricati tipo "Portale S 18 attacchi a perni", avente denominazione commerciale "S 18" e marchio "SOCOME 1", nonché i relativi allegati tecnici;

VISTA la conformità alla normativa vigente della documentazione tecnica allegata;

SI AUTORIZZA

l'estensione della predetta autorizzazione alla costruzione ed all'impiego dei seguenti elementi metallici prefabbricati: telaio 1050x2000 mm, telaio per partenza larga, impalcato da 498x1800 mm, impalcato con botola, fermapiede di facciata, cancelletto di testata, parasassi e ancoraggi.

Gli elementi di cui sopra devono essere costruiti ed impiegati in conformità alla relazione tecnica ed ai disegni e tabelle (tavole dell'Allegato A nn.: da 1547 a 1576, 1547/0, 1548/a, 1550/a, 1550/b, 1552/a, 1555/a, 1555/b, 1556/a, 1556/b, 1557/a, 1557/b, 1564/a, 1566/a, 1568/a, 1568/b e 1568/c) allegati alla presente nota, di cui fanno parte integrante.

L'estensione è rilasciata a condizione che:

- copia della presente, della relazione tecnica e di detti disegni e tabelle siano inseriti nel "libretto" di autorizzazione da consegnarsi agli acquirenti del ponteggio. Tale libretto deve essere depositato, in duplice copia ed entro sei mesi, presso lo scrivente e presso la Direzione Provinciale del Lavoro in indirizzo;
- siano integralmente rispettate le clausole riportate nella lettera di autorizzazione summenzionata.

La summenzionata autorizzazione, comprensiva delle successive estensioni, è soggetta a rinnovo ogni 10 anni, a far data dal 15/05/2008, per verificarne l'adeguatezza del ponteggio all'evoluzione del progresso tecnico.

IL DIRIGENTE
(avv. Lorenzo FANTINI)





24.05.2008

CAPITOLO IV

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

Il capitolo IV della relazione tecnica autorizzata con prot. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 e delle successive estensioni: n. 20659/OM-4 del 11/07/2002, n. 21426/PR/OP/PONT/E del 7/7/2003 e n. 15/VI/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007 - Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "PORTALE S18 A PERNI" - Denominazione commerciale "S18" - Marchio "SOCOME 1", viene così integrato:

IV.1 NORMATIVA APPLICABILE

1. D.M.2/9/1968 del M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
2. -D.M.22/5/1992 N.466 del M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
3. -D.M. 23/3/1990 N.115 del M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
4. -D. LGS N.206 del 6.9.2005: "Codice del consumo"
5. -Circolare N.44 del 15.05.1990 del M.L.P.S.: "Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati;
6. -Lettera N.22268/PR-7 del 22.5.1982 del M.L.P.S.: " Requisiti dimensionali";
7. -Lettera circolare N.20298/OM-4 del 9.2.1995 del M.L.P.S.: "Utilizzo di impalcati metallici in luogo di impalcati in legname";
8. -Lettera circolare N.22787/OM-4 del 21.1.1999 del M.L.P.S.: "Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche - Precisazioni e chiarimenti.
9. Circolare del M.L.P.S. N.85 del 9.11.1978- Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi
10. D.Lgs. 4/8/1999 N.359 "Attuazione della Direttiva 95/63/CEE che modifica la Direttiva 89/655/CEE, relativa ai requisiti minimi di sicurezza e della salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori";
11. Circolare N.44 del 10.7.2000 del M.L.P.S.: "Verifiche e controlli, modalità di conservazione delle relative documentazioni ex D.Lgs. 359/99"
12. Circolare N.3 del 8.01.2001 del M.L.P.S.: "Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di talune attrezzature di lavoro ex D. Lgs. 359/99".
13. Circolare N.20/2003 del 23.5.03-Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi.
14. Circolare N.30/2003 del 29.9.03-Chiarimenti concernenti la definizione di fabbricante di ponteggi metallici fissi.
15. Circolare N.28/2004 -Chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi.
16. Circolare N.30/2006- "Obblighi del datore di lavoro relativi all'impiego dei ponteggi e chiarimenti concernenti i ponteggi su ruote (trabattelli) e altre attrezzature per l'esecuzione di lavori temporanei in quota in relazione agli obblighi di redazione del P.M.U.S. e di formazione.
17. Circolare N.3/2008- "Obblighi del datore di lavoro relativi all'impiego dei ponteggi.."
18. D.LGS 81 del 9/4/2008- "Attuazione dell'art.1 della legge 3 agosto 2007 N.123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro".
19. C.N.R. 10011/97 C.N.R. 10012/85 C.N.R. 10022/84 C.N.R. 10027/85



IV. 2 VALUTAZIONE DEI CARICHI

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

- carichi fissi
- carichi variabili

IV.2.1 Carichi fissi

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

IV.2.2 Carichi variabili

a) Carichi di servizio

Per gli impalcati di servizio dei ponteggi da costruzione, tali carichi sono valutati $p_k = 3000 \text{ N/m}^2$.

b) Carichi di neve

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

$$P_n = \alpha_r \cdot \alpha_m \cdot \alpha_z (900 + 2.4 h_0) \text{ N/m}^2$$

Assumendo

α_r coefficiente di ritorno = 1 (< 2 anni)

α_m coefficiente di esposizione = 0.8 per superfici piane

α_z coefficiente di zona = 1

si ottiene:

$$P_n = 720 + 1.92 h_0 \text{ N/m}^2$$

Per l'altitudine $h_0 = 500 \text{ m}$ (s.l.m.) l'azione vale:





24.05.2008

$$P_n = 720 + 1.92 * 500 = 1680 \text{ N/m}^2 \text{ (per la zona geografica I)}$$

Per altitudini sul livello del mare $h_o > 750$ m, il carico neve è valutato con l'espressione:

$$P_n = 2160 + 5.6 * (h_o - 750) \text{ N/m}^2$$

Le altitudini delle zone geografiche II (con $\eta = 2/3$) e III (con $\eta = 1/3$) cui corrisponde la stessa azione sono:

$$h_{oII} = [(5.6 * 750) + 1680 - (2/3 * 2160)] / 5.6 = 792 \text{ m, per la zona II}$$

$$h_{oIII} = [(5.6 * 750) + 1680 - (1/3 * 2160)] / 5.6 = 921 \text{ m, per la zona III}$$

Per i parasassi (inclinati di un angolo β sull'orizzontale), in analogia a quanto avviene per i tetti di pari inclinazione si ha :

- 1) per inclinazioni $\beta \leq 30^\circ$, la neve non scivola
- 2) per inclinazioni $\beta \geq 60^\circ$, la neve scivola completamente
- 3) per inclinazioni $30^\circ < \beta < 60^\circ$, come nel caso in esame, sul parasassi resta una quantità di neve con fattore $\mu = (60 - \beta) / 30$ e quindi ne scivola una quantità con fattore $(1 - \mu)$.

Per inclinazione $\beta = 45^\circ$ e per $p_{n(500)} = 168 \text{ daN/m}^2$, il carico unitario di neve che resta sul parasassi è pari a $p_\beta = p_{n(500)} * \mu = 168 * (60 - 45) / 30 = 168 * 0.5 = 84 \text{ daN/m}^2$, mentre quella che scivola risulta quantitativamente:

$p_{nacc} = p_{n(500)} * (1 - \mu) = 168 * 0.5 = 84 \text{ daN/m}^2$, che si distribuisce sull'impalcato di raccordo largo l_1 . Se l'aggetto del parasassi è $e_p = 1.5$ m, il carico unitario effettivo dovuto alla neve scivolata sull'impalcato di raccordo con il parasassi, largo $l_1 = 100$ cm, risulta :

$$p_{pace} = p_{n(500)} * (1 - \mu) * e_p / l_1 = 168 * 0.5 * 1.5 / 1 = 126 \text{ daN/m}^2$$

c) Azione del vento

Per le azioni del vento vale quanto riportato al paragrafo 4.3 della relazione autorizzata prot. n. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

d) Carichi per verifiche locali

Azioni su parapetti.

La spinta sui parapetti viene considerata orizzontale e di valore $Q_p = 30 \text{ daN}$

Azioni sugli impalcati

Per gli impalcati dei ponteggi da costruzione, in alternativa all'azione del carico di servizio, deve essere considerata la più gravosa tra le seguenti azioni:

- un'azione $Q_e = 300 \text{ daN}$ distribuita su una superficie $S_i = 0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$
- un'azione $Q'_e = 100 \text{ daN}$ distribuita su una superficie $S'_i = 0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m}$
- un'azione ripartita di 500 daN/m^2 su una superficie parziale $0.4A$, avendo indicato con A la superficie di un modulo di impalcato ($A = a_1 * l_1$), applicata nella posizione più sfavorevole.



IV.3 CALCOLO DELLE AZIONI

IV.3.1. Generalità

Il ponteggio per il quale viene effettuato il calcolo delle azioni, è quello relativo agli schemi tipo del capitolo 7.

IV.3.2. Dati costruttivi

Ai fini delle verifiche strutturali, vengono assunti i seguenti pesi propri degli elementi da autorizzare:

- impalcato da 498 x 1800 mm	$G_1 = 14.8 \text{ daN}$
- tavola con botola	$G_2 = 23.5 \text{ daN}$
- fermapiede metallico da 1800 mm	$G_4 = 4.4 \text{ daN}$
- parasassi prefabbricato	$G_5 = 9.3 \text{ daN}$
- cancelletto di testata	$G_6 = 7.2 \text{ daN}$
- telaio di partenza larga	$G_7 = 32.0 \text{ daN}$

IV.3.3. Azioni dovute ai pesi propri

In base a quanto riportato al paragrafo 4.5.2 della relazione citata, i pesi propri degli elementi di un piano di struttura, (fermapiede incluso ed impalcato escluso) provocano le seguenti azioni:

- Sul montante esterno:	
Telaio (50%)	= 9.85 daN
Spina a verme	= 0.15 daN
Correnti esterni = 2 * 2.4	= 4.80 daN
Diagonale di facciata	= 2.90 daN
Diagonale in pianta	= 2.70 daN
Fermapiede	= 8.00 daN
TOTALE	= 28.45 daN

Sul montante interno	
Telaio (50%)	= 9.90 daN
Spina a verme	= 0.15 daN
Corrente interno	= 2.40 daN
Diagonale in pianta	= 2.70 daN
TOTALE	= 15.15 daN



IV.3.4 Azioni ripartite sui traversi

a) Azioni sui traversi dei telai dovute agli impalcanti e ai carichi di servizio

TABELLA IV-1
Azioni dovute agli impalcanti ed ai carichi di servizio

Azione	Carico ripartito (daN/m ²)	Azioni sui traversi (daN/m)
Peso proprio impalcato in legno	$p_m = 30$	$q_m = 54$
Peso proprio impalc. parasassi $\alpha_1 = 45^\circ$	$p_p = p_i / \cos \alpha_1 = 42.4$	$q_p = 76.4$
Carico di servizio cl. 2	$p_2 = 150$	$q_2 = 270$
Carico di servizio cl. 4	$p_4 = 300$	$q_4 = 540$
Carico di servizio cl.2 + p.p. imp. legno	$P'_{2i} = 150 + 30 = 180$	$q'_{2i} = 324$
Carico di servizio cl. 4 + p.p. imp. legno	$P'_{4i} = 300 + 30 = 330$	$q'_{4i} = 594$
Neve ($h_0 = 500$ m. s.l.m.) (100%)	$p_n = 168$	$q_n = 302.4$
Neve su impalcato sottostante (30%)	$p_{nr} = 50.4$	$q_{nr} = 90.7$
Neve su parasassi incl. $\alpha = 45^\circ$ $\mu=0.5$	$p_{pn} = 84$ (proiezione verticale)	$q_{qn} = 151.2$ (proiezione verticale)
Neve impalc. racc. parasassi $\alpha = 45^\circ$	$p'_n = 126$	$q'_n = 226.8$
Neve 100% + p.p. imp. legno orizz.	$P_{ni} = 168 + 30 = 198$	$q_{ni} = 356.4$
Neve 30% + p.p. imp. legno orizz.	$P'_{ni} = 50.4 + 30 = 80.4$	$q_{ni} = 144.7$
Neve parasassi + p.p. imp. paras. legno	$P'_{nip} = 84 + 42.4 = 126.4$	$q'_{nip} = 227.5$
Neve imp. racc. paras. + p.p. imp. legno	$P'_{nir} = 84 + 30 = 114$	$q'_{nir} = 205.2$

b) Azioni orizzontali del vento sul traverso del parasassi

Le azioni dovute al vento sul traverso del parasassi valgono, fino a quota 6 m:

- $f_{wpn} = p_v \cdot G_r \cdot C \cdot a_1 = 17.3 \cdot 1.3 \cdot 1.8 = 40.5$ daN/m = 0.405 daN/cm
per la condizione di servizio
- $f'_{wpn} = p'_v \cdot G_r \cdot C \cdot a_1 = 60.7 \cdot 1.3 \cdot 1.8 = 142$ daN/m = 1.42 daN/cm
per la condizione di fuori servizio.



IV.3.5 Azioni orizzontali complessive normali alla facciata

In base a quanto riportato al paragrafo 4.3.2 della relazione citata, i carichi orizzontali dovuti al vento e alle imperfezioni geometriche nelle condizioni di servizio e di fuori servizio con neve sono quelli riportati nella tabella 2.

TABELLA IV-2

Azioni orizzontali complessive nel piano di stilata con impalcati (daN)							
Piano	Quota da terra	Servizio			Fuori servizio con neve		
n°	m	F_{wn}	F_{gn}	Totale	F'_{wn}	F'_{gn}	Totale
I	2	18.3	17.6	35.9	64.1	15.4	79.5
II	4	18.3	17.4	35.7	64.1	15.1	79.2
III	6	21.2	16.5	37.7	74.7	11.5	86.2
IV	8	21.2	14.8	36.0	74.7	7.6	82.3
V	10	21.2	14.5	35.7	74.7	7.3	82.0
VI	12	27.4	14.2	41.6	96.5	7.0	103.5
VII	14	27.4	13.9	41.3	96.5	6.8	103.3
VIII	16	27.4	13.6	41.0	96.5	6.5	103.0
IX	18	27.4	10.0	37.4	96.5	5.2	101.7
X	20	27.4	6.4	33.8	96.5	4.0	100.5
XI	22	27.4	-	27.4	96.5	-	96.5

IV.3.6 Azioni orizzontali complessive parallele alla facciata

In base a quanto riportato al paragrafo 4.3.2 della relazione citata, i carichi orizzontali dovuti al vento e alle imperfezioni geometriche nelle condizioni di servizio e di fuori servizio con neve sono quelli riportati nella tabella 3.

TABELLA IV-3

Azioni orizzontali complessive nel piano di facciata con impalcati (daN)							
Piano	Quota da terra	Servizio			Fuori servizio con neve		
n°	m	F_{wp}	F_{gp}	Totale	F'_{wp}	F'_{gp}	Totale
I	2	14.3	17.6	31.9	50.0	15.4	65.4
II	4	14.3	17.4	31.7	50.0	15.1	65.1
III	6	16.6	16.5	33.1	58.2	11.5	69.7
IV	8	16.6	14.8	31.4	58.2	7.6	65.8
V	10	16.6	14.5	31.1	58.2	7.3	65.5
VI	12	21.5	14.2	35.7	75.2	7.0	82.2
VII	14	21.5	13.9	35.4	75.2	6.8	82.0
VIII	16	21.5	13.6	35.1	75.2	6.5	81.7
IX	18	21.5	10.0	31.5	75.2	5.2	80.4
X	20	21.5	6.4	27.9	75.2	4.0	79.2
XI	22	21.5	-	21.5	75.2	-	75.2



24.05.2008

IV.4 VERIFICA DELLO SCHEMA CON PARTENZA LARGA

IV.4.1. Caratteristiche del ponteggio

Il ponteggio nello schema tipo con partenza larga ha un'altezza $H \leq 20$ m e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- fino a n. 9 impalcati di servizio sulla stessa verticale, realizzati con tavole in legno o tavole metalliche.
- Presenza obbligatoria delle tavole metalliche al piano realizzato dalla partenza larga;
- n. 1 elemento di partenza larga alla base $L = 165$ cm
- n. 1 schermo parasassi a quota 4.30 m circa, inclinato $\alpha = 45^\circ$, aggettante 1.50 m;
- n. 1 corrente esterno di facciata in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 diagonale di facciata in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 ancoraggio normale ± 650 daN ogni due stilate ai piani 1, 5, 7 e 9;
- n. 1 ancoraggio normale ± 650 daN ad ogni stilata al piano 2 di raccordo con il parasassi;
- n. 1 ancoraggio speciale ± 900 daN ogni 2 stilate al piano 3 del tirante del parasassi;
- n. 1 diagonale in pianta in ogni campo ai piani ancorati; (*)
- n. 1 corrente interno in ogni campo ed in ogni piano; (*)
- n. 1 ancoraggio di tipo speciale a "V" (900 daN) posizionato ogni 6ª stilata.
- n. 1 diagonale in pianta realizzata con tubi e giunti appartenenti ad un'unica autorizzazione, al piano realizzato dalla partenza larga ad ogni campo, in corrispondenza dell'allargamento della stilata.

(*) NOTA GENERALE VALIDA PER TUTTI GLI SCHEMI: (*) L'uso delle tavole metalliche di cui all'Allegato A n. 1547 della presente estensione, oppure dell'Allegato A n. 1500 dell'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999, su due piani consecutivi, consente di non montare nei relativi campi, il corrente posteriore e la diagonale in pianta nel piano ancorato. Fa eccezione il piano di raccordo del parasassi dove il corrente interno deve sempre essere montato. L'uso su due piani consecutivi di impalcato in legname o di impalcati metallici di cui alla Tavola Allegato A n. 09 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999, non consente di eliminare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in pianta nel piano ancorato.

IV.4.2 Verifica ad instabilità dei montanti

La verifica di stabilità dei montanti nella configurazione base che adotta il telaio di partenza larga, viene eseguita riconducendosi alle prove sperimentali di collasso effettuate su un insieme di tre telai collegati (vedi Certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2007/3491 del 14/01/2008).

I montanti del telaio di passaggio pedonale sono in tubo $\Phi 48,3 \times 2,9$ mm e quindi i valori statici sono i seguenti:

$$A = 4.14 \text{ cm}^2 \quad W = 4.43 \text{ cm}^3 \quad i = 1.61 \text{ cm}$$

Il minimo dei carichi di collasso, riferito al singolo montante, è stato pari a 3092 daN (prototipo 1, stilata centrale).

A tale carico corrisponde una tensione critica: $\sigma_c = P_{cr}/A = 3092/4.14 = 746.8 \text{ daN/cm}^2$

Dato che: $f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$ (tensione di snervamento del montante), si ha:

$$\sigma_c/f_y = 746.8/2350 = 0.318 \text{ ed inoltre } \lambda_c = \pi \sqrt{E/f} = 3.14 \sqrt{210000/235} = 94$$

Per $\sigma_c/f_y = 0.318$, dal prospetto 7-I delle istruzioni CNR 10011/97 $\lambda/\lambda_c = 1.666$

e quindi $\lambda = 1.666 \cdot \lambda_c = 157$

cui corrisponde in base ai prospetti 7-IIa e 7-VII delle istruzioni CNR 10011/97,

$$\omega = 3.23 \quad \sigma_E = 820 \text{ daN/cm}^2 \quad N_E = \sigma_E \cdot A = 3395 \text{ daN}$$

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dettlo

Estensione S18



Pagina 33 di 56



24.05.2008

Lo sforzo ad instabilità nei montanti viene quindi verificato con la seguente espressione:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \Phi \left(1 - \frac{\mu \cdot N}{N_{cr}} \right)} \leq \sigma_{amm}$$

I valori delle sollecitazioni relativi agli schemi con azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento + / caso 1) e dall'esterno verso l'opera servita (vento - / caso 2) sono desunti per le condizioni di servizio e di vento di fuori servizio con neve, rispettivamente dai tabulati PLSER.F3F e PLFSN.F3F. Le verifiche di stabilità dei montanti sono riportate nella tabella IV-4.

TABELLA IV-4
Verifiche di stabilità dei montanti della partenza larga

CONDIZIONE		SERVIZIO	FUORI SERVIZIO NEVE
DIREZ. VENTO		Negativa (Caso 2)	Negativa (Caso 2)
FILE		PLSER.F3F	PLFSN.F3F
Montante		Interno	Interno
1° carico		p. III 300 daN/mq	p.X 168 daN/mq
2° carico		p. IV 150 daN/mq	p. IX neve 50.4 daN/mq (30%)
Aste		100+101+102	100+101+102
Nodo a/quota		1/0cm	1/0cm
Nodo b/quota		3/247cm	3/247cm
Azione assiale (daN)		1362	1273
Momento (daNcm)	nodo a	0	0
	nodo b	361	317
Momento eq.(daNcm)		271	238
ω		3.23	3.23
σ_E (daN/cm ²)		820	820
Tensione daN/cm ² per azioni assiali		1063	993
per momenti		154	107
Totale σ		1217	1100
Tensione. Ammissibile (daN/ cm ²)		1800	1800

AZIONI MASSIME AL PIEDE DEI MONTANTI:

Montante interno : Condizione di servizio N = -1361 daN (Vento negativo)
Condizione di fuori servizio con neve N = -1273 daN (Vento negativo)
Montante esterno : Condizione di servizio N = -651 (Vento positivo)
Condizione di fuori servizio con neve N= -691 daN (Vento positivo)

IV.4.3 Verifiche di resistenza negli altri elementi del telaio di partenza larga

Per la verifica a resistenza, si riscontrano i seguenti valori massimi:

- condizione di fuori servizio con neve – asta 603 – caso 1 (vento positivo)

Profilo : tubo Ø 48.3/2.9 $A = 4.14 \text{ cm}^2$ $W = 4.43 \text{ cm}^3$

$N = 930 \text{ daN}$ $M = 623 \text{ daNcm}$

$$\sigma_{\max} = N/A + M/W = 930/4.14 + 623/4.43 = 365 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2$$

- condizione di fuori servizio con neve – asta 606 – caso 1 (vento positivo)

Profilo : tubo Ø 26.9/2 $A = 1.56 \text{ cm}^2$ $W = 0.91 \text{ cm}^3$

$N = 1082 \text{ daN}$ $M = 79 \text{ daNcm}$

$$\sigma_{\max} = N/A + M/W = 1082/1.56 + 79/0.91 = 780 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2$$

IV.4.4 Verifica dell'irrigidimento di facciata mediante corrente e diagonale

Valori statici:

- Tipo tubo a sezione circolare $d/s = 26.9/2.3 \text{ mm}$
- Area della sezione $A_3 = 1.78 \text{ cm}^2$
- Modulo di resistenza $W_3 = 1.01 \text{ cm}^3$
- Raggio di inerzia $i_3 = 0.874 \text{ cm}$
- Luce libera di inflessione dell'asta $l_3 = 212.2 \text{ mm}$
- Angolo formato con l'orizzontale $\alpha_2 = 32^\circ$

La verifica della diagonale si rende necessaria per il telaio di partenza larga, dato che l'area intercettata al vento parallelo è maggiore di quella del telaio standard.

TABELLA IV-5

**Superficie esposta al vento parallelo all'opera servita
valutata su 1 piano e 1 campo per telaio di passaggio pedonale**

Elementi investiti	Superfici parziali (m ²)	Superfici totali (m ²)
Montanti = $2 \cdot 2.5 \cdot 0.0483 + 0.55 \cdot 0.0483$	0.2681	
Traversi = $2 \cdot 1.65 \cdot 0.0483$	0.1594	
Saette = $1.7 \cdot 0.0269$	0.0457	
Diagonale di facciata = $1.24 \cdot 0.0269$	0.0333	
Totale S_{2p}		$S_{2p} = 0.5065 \cdot 1.10 = 0.5572$
S_{3p} Impalcato metallico $1.65 \cdot 0.05$	0.0825	$S_{3p} = 0.0825$
S_{4p} FermapiEDE $1.02 \cdot 0.2$	0.204	$S_{4p} = 0.204$
S_{tot} Totale modulo		$S_{\text{tot}} = 0.8437$

Lo schema strutturale è quello relativo ad una diagonale di facciata in ogni campo e si ipotizza inoltre che i piani ancorati siano vincolati all'opera servita mediante gli ancoraggi e che le diagonali di facciata debbano resistere alle azioni parallele alla facciata relative ad un modulo di ponteggio, cioè le azioni dovute al vento parallelo alla facciata ed alle azioni derivanti dalle imperfezioni geometriche.

Dal documento di Autorizzazione Min. prot. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999, §4.3.2., si ha che la pressione cinetica massima per una quota compresa tra 0 e 6 m in condizione di fuori servizio con neve è pari a:

$p_v * G_r = 60.7 \text{ daN/m}^2$ e quindi il carico dovuto al vento è pari a:

$$F'_{wp} = p_v * G_r * C * S = 60.7 * 1.2 * 0.8437 = 61.5 \text{ daN}$$

mentre per il valore delle azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche si assume il valore indicato sempre al paragrafo 4.3.2 della relazione citata in condizioni di servizio, cioè 17.6 daN.

L'azione totale parallela alla facciata è pari quindi a $N_p = 61.5 + 17.6 = 79.1 \text{ daN}$.

Si fa notare che questo valore è inferiore a quello utilizzato per la verifica della diagonale di facciata nella relazione citata al paragrafo 4.7.1, (82.2 daN) e quindi sia la verifica analitica, sia la verifica rispetto alle prove sperimentali relative alla diagonale di facciata montata sul telaio di partenza larga sono soddisfatte.

IV.5 VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI IN PIANTA

IV.5.1 Verifica di stabilità degli irrigidimenti in pianta realizzati con impalcati metallici 1800x498

Dalle prove di laboratorio (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2006/4558 del 14/11/2006), il valore minimo fornito dalla prova di trazione è stato pari a 1070 daN, maggiore del valore richiesto di 1000 daN.

Per il comportamento della controventatura a compressione, si elaborano i dati delle prove sperimentali con impalcati metallici (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2006/4924 del 14/11/2006), che hanno fornito i seguenti risultati:

$$F_1 = 700 \text{ daN} \quad F_2 = 725 \text{ daN} \quad F_3 = 710 \text{ daN} \quad F_4 = 690 \text{ daN} \quad F_5 = 720 \text{ daN}$$

Il valore F_{med} è pari a :

$$F_{med} = \left(\sum_{i=1}^5 F_i \right) / 5 = 709 \text{ daN}$$

Il frattile 10% è quindi pari a: $F_{u10\%} = F_{med} - k * s = 709 - 3.413 * 14.31 = 660 \text{ daN}$

dove $k = 3.413$ per $n = 5$

s è lo scarto quadratico medio così definito : $s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (F_{med} - F_i)^2}{(n-1)}} = 14.31$

Si considera il caso relativo al piano di raccordo del parasassi (piano II).

Dall'analisi elastica (File IMPCOLL.F3F, asta 105), effettuata modellando un campo di irrigidimento in pianta in accordo alla metodologia di prova, il carico ultimo riferito alla diagonale fittizia compressa (per una azione pari a 660 daN), è stato pari a :

$$F_{uc} = -471 \text{ daN}$$



Si modellano pertanto 2 campi di irrigidimento in pianta, in accordo con lo schema di ancoraggi e si applica l'azione orizzontale normale all'opera servita $N = 347 \text{ daN}$ (vedi file PLFSN.F3F, asta 702), uguale a quella cui il ponteggio è assoggettato.

L'analisi elastica, fornisce il seguente valore dell'azione di compressione nella identica diagonale fittizia: (asta 109, file IMP2MPII.F3F)

$$F_{dc} = 224.5 \text{ daN}$$

Il coefficiente di sicurezza dell'irrigidimento risulta essere quindi:

$$\mu = \frac{F_{wg}}{F_{dc}} = \frac{471}{224.5} = 2.1 > 1.5$$

IV.5.2 Confronto prove sperimentali – Collasso a compressione della controventatura orizzontale

Si esegue confronto tra la controventatura realizzata con correnti e diagonale già autorizzata con prot. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 e quella realizzata con le tavole metalliche della presente estensione. Dal confronto che segue si evince che la nuova controventatura presenta una maggiore rigidità a compressione rispetto alla precedente già autorizzata.

Saggio n.	Certificato ISPESL DTS-V 62/91/PTP del 09/05/1991 Controventatura realizzata con corrente e diagonale	Certificato del POLITECNICO DI MILANO N. 2006/4924 del 14/11/2006 Controventatura realizzata con tavole metalliche come da disegni n. 1547 ÷ 1550/b della presente estensione
	Compressione - Carico di rottura a collasso daN	
1	500	700
2	540	725
3	580	710
4	520	690
5	540	720



IV.6 VERIFICA DEL PARASASSI

IV.6.1 Dati statici delle sezioni

TRAVERSO

Diametro/spessore : 48.3/2.9 mm

A 4.14 cm²J 10.7 cm⁴W 4.43 cm³

TIRANTE

Diametro/spessore : 26.9/2.0 mm

A 1.56 cm²J 1.22 cm⁴W 0.91 cm³

IV.6.2 Verifica analitica

Il parasassi viene verificato nella condizione più severa, che è quella di vento di fuori servizio con neve.

Dal file PLFSN.F3F, si ricavano le seguenti azioni interne:

TABELLA IV-6
Azioni nelle aste del parasassi

CASO 1 - VENTO POSITIVO		
	TRAVERSO (Asta 401)	TIRANTE (Asta 501)
N (daN)	-105	256
M _x (daNcm)	5472	0
CASO 2 - VENTO NEGATIVO		
	TRAVERSO (Asta 401)	TIRANTE (Asta 501)
N (daN)	-251	65
M _x (daNcm)	1166	0

La verifica a resistenza del traverso del parasassi è la seguente:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{105}{4.14} + \frac{5472}{4.43} = 1261 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica del tirante è la seguente:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{256}{1.56} = 164 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

Per la verifica ad instabilità del traverso del parasassi, si assume a favore della sicurezza $\beta = 1$, $L = 205$ cm, $i = 1.6$ cm e quindi si ha:

$$\lambda = L/i = 210/1.61 = 131$$

da cui, in base alle Istruzioni CNR 10011/97 si ha :



24.05.2008

 $\omega = 2.37$ (prospetto 7-IIa) $\sigma_E = 1180 \text{ daN/cm}^2$ (prospetto 7-VII)

La verifica è soddisfatta in quanto si ha:

$$\sigma = \frac{2.37 \times 105}{4.14} + \frac{5472 \times 0.75}{4.43 \times \left(1 - \frac{1.33 \times 105}{4.14 \times 1180}\right)} = 60 + 954 = 1014 \text{ daN/cm}^2 < 1800 = \sigma_{amm}$$

IV.6.3 Confronto con i risultati sperimentali

Con riferimento al certificato di prova POLITECNICO DI MILANO n. 2007/3492 del 29/11/2007 risulta un valore minimo di collasso di 595 daN nella mezzeria del traverso. Questo carico determina un momento flettente di collasso, considerando a favore della sicurezza l'elemento incastrato alle due estremità, che vale:

$$M_{max} = P \cdot L / 8 = (595 \times 210) / 8 = 15619 \text{ daNcm}$$

ne deriva un coefficiente di sicurezza $\mu = 15619 / 5472 = 2.85 > 2.2$

IV.7 VERIFICA DELL'IMPALCATO METALLICO 498 x 1800 mm

IV.7.1 Valori statici

Le dimensioni principali della sezione dell'impalcato sono le seguenti:

Lunghezza utile $l = 180 \text{ cm}$ Larghezza utile $b = 49.8 \text{ cm}$

Si consideri la sezione trasversale della tavola e si centri una coppia di assi cartesiani di cui:

X coincide con il filo del piano di calpestio in mezzeria

Y è perpendicolare a X e passa per la mezzeria della sezione trasversale.

Posizione del baricentro : $x_G = 0$
 $y_G = -17.89 \text{ mm}$

Momento di inerzia di una sezione ridotta in base ai requisiti della norma CNR 10022 (si veda appendice 2 di calcolo automatico): $J = 43.44 \text{ cm}^4$

La distanza tra l'asse principale di inerzia parallelo a X e il punto più lontano della sezione è pari a 42.11 mm e pertanto il modulo di resistenza minore è pari a $W = 43.44 / 4.211 = 10.316 \text{ cm}^3$.

Per quanto riguarda i ganci, si consideri la sezione trasversale del gancio e si centri quindi una coppia di assi cartesiani di cui:

X coincide con il filo superiore del gancio in mezzeria

Y è perpendicolare a X e passa per la mezzeria della sezione trasversale.

Si hanno pertanto i seguenti valori statici riferiti alla sezione trasversale stessa.

Posizione del baricentro : $x_G = 0$
 $y_G = -5.679 \text{ mm}$

Il punto più lontano della sezione si trova a 5.679 mm 0.5679 cm

Momento di inerzia della sezione (si veda l'appendice 2 di calcolo automatico): $J = 0.19306 \text{ cm}^4$ Modulo di resistenza minore $W_{gj} = 0.3399 \text{ cm}^3$ 



24.05.2008

IV.7.2 Verifica dell'impalcato e dei ganci

La verifica viene condotta su un impalcato soggetto all'azione del peso proprio $G=14.8$ daN ed alternativamente ad una delle seguenti azioni:

- 1) carico ripartito di servizio $q_1 = 300 \text{ daN/m}^2 * 0.498 = 149.4 \text{ daN/m} = 1.494 \text{ daN/cm}$
- 2) carico concentrato $Q_2 = 300 \text{ daN}$ applicato su una superficie di $50 * 50 \text{ cm}$
- 3) carico concentrato $Q_3 = 100 \text{ daN}$ applicato su una superficie di $20 * 20 \text{ cm}$
- 4) carico ripartito $q_{rip} = 500 \text{ daN/m}^2 = 0.05 \text{ daN/cm}^2$ applicato su una superficie parziale avente area $A_p = 0.4 A = 0.4 * L * l_1 = 0.4 * 1.8 * 1 = 0.72 \text{ m}^2$
Per una larghezza $b = 49.5 \text{ cm}$, quest'area determina una lunghezza del carico distribuito di $0.72/0.498 = 1.446 \text{ m} = 144.6 \text{ cm}$

Si ha:

Carico ripartito dovuto al peso proprio $q_1 = G/L = 14.8/180 = 0.0822 \text{ daN/cm}$

$q_2 = (Q_2 * 0.498/0.5)/50 = 298.8/50 = 5.976 \text{ daN/cm}$, applicati su una lunghezza di 50 cm in mezzeria

$q_3 = Q_3/20 = 5 \text{ daN/cm}$ applicati su una lunghezza di 20 cm in mezzeria

$q_4 = q_{rip} * b = 5 * 0.498 = 2.49 \text{ daN/cm}$, posti su una lunghezza $L_x = 144.6 \text{ cm}$, centrata in mezzeria. A favore della sicurezza, si considera che il carico di 2.49 daN/cm venga applicato su tutta la lunghezza della tavola.

Ricercando il massimo dei momenti, si ha:

$$M_1 = \frac{(q_1 + q_1)}{8} \times L^2 = 6384 \text{ daNcm}$$

$$M_2 = \frac{q_1 \times L^2}{8} + \frac{q_2 * 50}{2} \cdot \frac{L}{2} - \frac{q_2}{2} \left(\frac{50}{2} \right)^2 = 333 + 13446 - 1867 = 11912 \text{ daNcm}$$

$$M_3 = \frac{q_1 \times L^2}{8} + \frac{q_3 * 20}{2} \cdot \frac{L}{2} - \frac{q_3}{2} \cdot \left(\frac{20}{2} \right)^2 = 333 + 4500 - 250 = 4583 \text{ daNcm}$$

$$M_4 = \frac{(q_1 + q_4)}{8} \times L^2 = 10418 \text{ daNcm}$$

I carichi vengono posizionati in condizioni da rispecchiare il più possibile lo schema di prova con il carico di prossimità degli appoggi, al fine di massimizzare i tagli: la posizione della risultante dei carichi deve essere, per quanto possibile, la più prossima a $(250+33) = 283$ mm dall'appoggio per R_2 ed a $(100+33) = 133$ mm dall'appoggio per R_3 .

$$R_1 = \frac{G}{2} + \frac{q_1 \times L}{2} = 141.9 \text{ daN}$$

$$R_2 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2 \times (L - 28.3)}{L} = 260.0 \text{ daN}$$

$$R_3 = \frac{G}{2} + \frac{Q_3 \times (L - 13.3)}{L} = 99.8 \text{ daN}$$

$$R_4 = \frac{G}{2} + \frac{q_4 \times L}{2} = 231.3 \text{ daN}$$



Le differenze tra le frecce dell'impalcato sotto i carichi Q e Q_1 ed un impalcato scarico risultano (considerando in favore della sicurezza i carichi concentrati in mezzera):

$$f_1 < f_4 = \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_1 + q_4) \cdot L^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0.0822 + 2.49) \cdot 180^4}{2060000 \cdot 43.44} = 0.393 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot L^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{300 \cdot 180^3}{2060000 \cdot 43.44} = 0.407 \text{ cm}$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_3 \cdot L^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{100 \cdot 180^3}{2060000 \cdot 43.44} = 0.136 \text{ cm}$$

Entrambi i valori sono inferiori ai valori di riferimento: $f_{amm} = L/100 = 1.8 \text{ cm}$ e $f'_{amm} = 2 \text{ cm}$

Le tensioni massime risultano:

- nel manto $\sigma_{max} = \frac{M_1}{\Phi \times W_{mi}} = \frac{11912}{1 \times 10.316} = 1155 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$
- in uno dei tre ganci $\sigma_{max} = \frac{R_2 \times e}{3 \times \Phi \times W_{gi}} = \frac{260.0 \times 1.685}{3 \times 1 \times 0.3399} = 429 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$

dove $e = 1.685 \text{ cm}$ è la massima distanza tra il punto di applicazione del carico e la sezione G-G nella quale viene effettuata la verifica

IV.7.3 Confronto con i risultati sperimentali

Il rapporto tra il minimo dei momenti M_r che ha provocato la rottura durante la prova ed il momento M_2 corrispondente alla più gravosa condizione di carico, essendo $P_{cr} = 995 \text{ daN}$ il valore minimo di rottura durante la prova (vedi certificato Certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2006/4558 del 14/11/2006, vale:

$$M_r = 995 \cdot 180/4 = 44775 \text{ daNcm}$$

$$\mu = M_r/M_2 = 44775/11912 = 3.76 > 2.2$$





24.05.2008

IV.7.4 Verifica dei punti clincati tipo Tox R DF8 - Confronto con i risultati sperimentali

IV.7.4.1 Verifica a trazione

Dalla verifica condotta al punto IV.7.2, risulta che la massima sollecitazione sui ganci vale $R_2 = R_{max} = 260$ daN.

Si considera la coppia di punti a pressione che collega superiormente il manto con la testata e che si trova compresa fra il gancio a filo della fiancata e quello immediatamente adiacente.

Si ipotizza che il 50% della reazione totale venga assorbito da questa coppia di punti a pressione e pertanto per ogni punto si ha:

$$T = \frac{R_{max}}{2 \cdot 2} = \frac{260}{4} = 65 \text{ daN}$$

Rispetto al minimo valore di rottura a trazione ottenuto nelle prove sperimentali, si avrebbe un coefficiente di sicurezza pari a (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2003/207 del 31/01/2003):

$$\mu = F_{cr} / T = 215 / 65 = 3.3 > 2.2$$

Avendo escluso ogni contributo dei punti a pressione presenti sulle fiancate ed internamente sulle anime di rinforzo, che lavorano a taglio, la verifica risulta soddisfatta.

IV.7.4.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio, si considerano i punti a pressione posizionati sui 2 fianchi della tavola.

Dalle verifiche condotte al punto IV.7.2, risulta che la massima sollecitazione sui ganci vale $R_2 = R_{max} = 260$ daN

Conseguentemente l'azione di taglio trasmessa sui punti a pressione vale:

$$260 \cdot 7.7 / 2 = 1001 \text{ daN} \quad = \text{azione tagliante sui punti clincati}$$

dove: 7.7 cm = distanza massima tra l'asse del traverso d'appoggio ed il punto a pressione più lontano

2 cm = distanza tra i 2 punti a pressione

Per ciascun lato, avremo un'azione sulle coppie di punti clincati pari a $1001 / 2 = 500.5$ daN.

Considerando in via prudenziale una ripartizione del carico sui due punti proporzionale a 2/3 e 1/3, il valore massimo a taglio a cui è sottoposto un punto clincato vale::

$$T = 333.7 \text{ daN}$$

Dalle 5 prove di laboratorio (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2003/207 del 31/01/2003), si ricava il valore minimo di rottura a taglio, pari a 805 daN e quindi il coefficiente di sicurezza è pari a:

$$\nu = 805 / 333.7 = 2.41 > 2.2$$





24.05.2008

IV.8 VERIFICA DELL'IMPALCATO METALLICO 1800 x 498 MM CON BOTOLA

IV.8.1 Verifica della tavola con botola

Per la verifica della tavola con botola, si considera che la struttura portante è formata da due profilati rettangolari 50x30 sp 2 mm, con il lato maggiore in verticale e pertanto le caratteristiche statiche di ciascun profilo sono le seguenti:

$$\begin{aligned} A &= 3.04 \text{ cm}^2 \\ J &= 10.16 \text{ cm}^4 \\ W &= 4.064 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Il peso proprio della tavola è : $G = 23.5 \text{ daN}$

Si considerano nuovamente i casi di carico già riportati nel paragrafo IV.7.2, con la variante della presenza della botola:

- 1) carico ripartito di servizio $q_1 = 300 \text{ daN/m}^2 * 0.498 = 149.4 \text{ daN/m} = 1.494 \text{ daN/cm}$
- 2) carico concentrato $Q_2 = 300 \text{ daN}$ applicato su una superficie di $50 * 50 \text{ cm}$
- 3) carico concentrato $Q_3 = 100 \text{ daN}$ applicato su una superficie di $20 * 20 \text{ cm}$
- 4) carico ripartito $q_{rip} = 500 \text{ daN/m}^2 = 0.05 \text{ daN/cm}^2$ applicato su una superficie parziale avente area $A_p = 0.4 A = 0.4 * L * l_1 = 0.4 * 1.8 * 1 = 0.72 \text{ m}^2$
Per una larghezza $b = 49.5 \text{ cm}$, quest'area determina una lunghezza del carico distribuito di $0.72/0.498 = 1.446 \text{ m} = 144.6 \text{ cm}$

Si ha:

Carico ripartito dovuto al peso proprio $q_i = G/L = 23.5/180 = 0.131 \text{ daN/cm}$

$q_2 = (Q_2 * 0.498/0.5)/50 = 298.8/50 = 5.976 \text{ daN/cm}$, applicati su una lunghezza di 50 cm in mezzzeria

$q_3 = Q_3/20 = 5 \text{ daN/cm}$ applicati su una lunghezza di 20 cm in mezzzeria

$q_4 = q_{rip} * b = 5 * 0.498 = 2.49 \text{ daN/cm}$, posti su una lunghezza $L_s = 144.6 \text{ cm}$, centrata in mezzzeria. A favore della sicurezza, si considera che il carico di 2.49 daN/cm venga applicato su tutta la lunghezza della tavola.

$$M_1 = \frac{(q_i + q_1)}{8} \times L^2 = 6581 \text{ daNcm}$$

$$M_2 = \frac{q_i \times L^2}{8} + \frac{q_2 * 50}{2} \cdot \frac{L}{2} - \frac{q_2}{2} \left(\frac{50}{2} \right)^2 = 531 + 13446 - 1867 = 12110 \text{ daNcm}$$

$$M_3 = \frac{q_i \times L^2}{8} + \frac{q_3 * 20}{2} \cdot \frac{L}{2} - \frac{q_3}{2} \left(\frac{20}{2} \right)^2 = 531 + 4500 - 250 = 4781 \text{ daNcm}$$



$$M_4 = \frac{(q_1 + q_4)}{8} \times L^2 = 10615 \text{ daNcm}$$

In base a quanto esposto al paragrafo IV.7, si calcola nuovamente il valore di R_2 :

$$R_2 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2 \times (L - 28.3)}{L} = 265.0 \text{ daN}$$

mentre per quanto riguarda le frecce vale quanto riportato nel suddetto paragrafo.

Le tensioni massime risultano:

- nel manto $\sigma_{\max} = \frac{M_2}{\Phi \times W} = \frac{12110}{1 \times 2 \times 4.064} = 1490 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$
- in uno dei tre ganci $\sigma_{\max} = \frac{R_2 \times c}{3 \times \Phi \times W_g} = \frac{265.0 \times 3.3}{3 \times 1 \times 0.207} = 1408 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$

IV.8.2 Confronto con i risultati sperimentali

Dal certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2006/4560 del 16/11/2006, risulta un carico minimo di collasso pari a 916 daN e quindi un valore del momento di collasso pari a:

$$M_r = 916 \times 180/4 = 41220 \text{ daNcm}$$

In base a quanto sopra valutato, il coefficiente di sicurezza vale:

$$\nu = \frac{M_r}{M_2} = \frac{41220}{12110} = 3.4 > 2.2$$



IV.9 VERIFICA DEL FERMAPIEDE METALLICO PREFABBRICATO

IV.9.1 Dati statici della sezione

Lunghezza utile	$l = 180 \text{ cm}$
Larghezza utile	$b = 20 \text{ cm}$

Si consideri la sezione trasversale della tavola fermapiiede e un segmento che congiunge le due estremità delle alette di lunghezza 16 mm. Chiamiamo X l'asse che ha origine nella mezzzeria del segmento e sul quale giace il segmento stesso e Y l'asse perpendicolare a X.

Il baricentro si trova sull'asse Y a 27.34 mm verso l'interno del profilo. Il momento di inerzia attorno all'asse parallelo a X e passante per il baricentro vale 7.6823 cm^4 e dato che i punti più lontani della sezione giacciono appunto sulle alette, il modulo di resistenza minimo è pari a $W = 7.6823/2.734 = 2.8099 \text{ cm}^3$ (vedasi anche l'appendice 2 di calcolo automatico).

IV.9.2 Verifica analitica

La verifica viene condotta per un carico concentrato $P = 30$ daN posto in mezzzeria, che determina un momento flettente nel fermapiede pari a:

$$M_r = 30 \cdot 180 / 4 = 1350 \text{ daNcm}$$

Ne deriva uno sforzo che vale:

$$\sigma = M/W = 1350 / 2.8099 = 480.5 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

Per quanto concerne la freccia sotto carico, si ha:

$$f = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L^3}{EJ} = \frac{1}{48} \cdot \frac{30 \cdot 180^3}{2060000 \cdot 7.6823} = 0.23 \text{ cm}$$

IV.9.3 Confronto con i dati sperimentali

Dalla prova di laboratorio (Certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2006/4557 del 14/11/2006), il valore minimo di collasso riscontrato è stato $P_{cr} = 140$ daN per tutte il coefficiente di sicurezza nei confronti del carico di progetto vale:

$$\mu = P_{cr}/P = 140/30 = 4.66 > 2.2$$

IV.10 VERIFICA DEL CANCELLETTO DI TESTATA

IV.10.1 Verifica della fascia fermapiede

La fascia fermapiede del cancelletto di testata presenta una sezione identica a quella del fermapiede di facciata ed avendo una luce di 105 cm < 180 cm è automaticamente verificata.



IV.10.2 Verifica del corrente di parapetto

I valori statici del tubo Ø25 sp. 2 mm S235 JRH sono i seguenti:

Lunghezza utile:	$L = 105 \text{ cm}$
Momento d'inerzia:	$J = 0.9628 \text{ cm}^4$
Modulo di resistenza:	$W = 0.77 \text{ cm}^3$
Area resistente:	$A = 1.44 \text{ cm}^2$

La verifica viene condotta per un carico concentrato $P = 30$ daN posto in mezzzeria, che determina un momento flettente nel corrente di parapetto:

$$M_r = 30 \cdot 105 / 4 = 787.5 \text{ daNcm}$$

Ne deriva uno sforzo che vale: $\sigma = M/W = 787.5 / 0.9628 = 818 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2$

Dalla prova di laboratorio (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2007/3493 del 29/11/2007) il valore minimo di collasso corrispondente vale: $P_{cr} = 250$ daN

Il grado di sicurezza con $P = 30$ daN risulta: $\nu = 250/30 = 8.33 > 2.2$

Sotto l'azione $P = 30$ daN la freccia risulta:

$$f_{max} = P \cdot L^3 / 48 \cdot EJ = 0.365 \text{ cm} \leq 3.5 \text{ cm}$$

IV.11 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

IV.11.1 Schema con partenza larga - Modalità di ancoraggio

Nella tabella IV-7 sono mostrati i valori massimi delle reazioni ottenuti tramite il calcolo automatico (vedi file PLFSN.F3F), con le convenzioni precedentemente adottate:

Caso 1 : azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento +)

Caso 2 : azione del vento dall'esterno verso l'opera servita (vento -)

Il segno negativo dei valori delle reazioni indica un'azione di trazione sull'ancoraggio.

TABELLA IV-7
REAZIONI SUGLI ANCORAGGI PER SCHEMA CON PARTENZA LARGA

Caso	Quota piano ancorato			
	2 m	4 m	6 m	> 6 m (*)
1 (vento +)	$2 \cdot 73 = 146$	$1 \cdot 76 = 76$	$2 \cdot 338 = 676$	$2 \cdot 208 = 416$
2 (vento -)	$2 \cdot -87 = -174$	$1 \cdot -347 = -347$	$2 \cdot -73 = -146$	$2 \cdot -207 = -414$
Campi interessati da un ancoraggio	2	1	2	2

(*) = Piano ancorato generico superiore al 3° - Le azioni risultano massime a quota 14 m

Predisposizione degli ancoraggi:

- Al piano II - n. 1 ancoraggio normale a tutte le stilate ± 650 daN
- Al piano III - n. 1 ancoraggio speciale ogni due stilate ± 900 daN
- Ai piani I, V, VII e IX - n. 1 ancoraggio ogni due stilate ± 650 daN



CAPITOLO V**ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEI PONTEGGI**

Il capitolo V della relazione tecnica autorizzata Prot. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 e delle successive estensioni: n. 20659/OM-4 del 11/07/2002, n. 21426/PR/OP/PONT/E del 7/7/2003 e n. 15/VI/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007 - Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "PORTALE S18 A PERNI" - Denominazione commerciale "S18" - Marchio "SOCOME 1", non subisce modifiche.





24.05.2008

CAPITOLO VI

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

Il capitolo VI della relazione tecnica autorizzata Prot. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 e delle successive estensioni: n. 20659/OM-4 del 11/07/2002, n. 21426/PR/OP/PONT/E del 7/7/2003 e n.15/VI/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007 - Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "PORTALE S18 A PERNI" - Denominazione commerciale "S18" - Marchio "SOCOME 1", viene modificato come segue.

VLO PREMESSA

Le operazioni inerenti il montaggio, l'impiego e il controllo durante l'esercizio e lo smontaggio del ponteggio, devono essere eseguite seguendo le istruzioni e le prescrizioni di seguito riportate. Per quanto non espressamente previsto nelle istruzioni particolari, le norme seguenti, quando applicabili, devono essere osservate:

1. -D.M.2/9/1968 del M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
2. -D.M.22/5/1992 N.466 del M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
3. -D.M. 23/3/1990 N.115 del M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
4. -D. LGS N.206 del 6.9.2005: "Codice del consumo"
5. -Circolare N.44 del 15.05.1990 del M.L.P.S.: "Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati;
6. -Lettera N.22268/PR-7 del 22.5.1982 del M.L.P.S.: " Requisiti dimensionali";
7. -Lettera circolare N.20298/OM-4 del 9.2.1995 del M.L.P.S.: "Utilizzo di impalcati metallici in luogo di impalcati in legname";
8. -Lettera circolare N.22787/OM-4 del 21.1.1999 del M.L.P.S.: "Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche - Precisazioni e chiarimenti.
9. Circolare del M.L.P.S. N.85 del 9.11.1978- Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi
10. D.Lgs. 4/8/1999 N.359 "Attuazione della Direttiva 95/63/CEE che modifica la Direttiva 89/655/CEE, relativa ai requisiti minimi di sicurezza e della salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori";
11. Circolare N.44 del 10.7.2000 del M.L.P.S.: "Verifiche e controlli, modalità di conservazione delle relative documentazioni ex D.Lgs. 359/99"
12. Circolare N.3 del 8.01.2001 del M.L.P.S.: "Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di talune attrezzature di lavoro ex D. Lgs. 359/99".
13. Circolare N.20/2003 del 23.5.03-Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi.
14. Circolare N.30/2003 del 29.9.03-Chiarimenti concernenti la definizione di fabbricante di ponteggi metallici fissi.
15. Circolare N.28/2004 -Chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi.
16. Circolare N.30/2006- "Obblighi del datore di lavoro relativi all'impiego dei ponteggi e chiarimenti concernenti i ponteggi su ruote (trabattelli) e altre attrezzature per l'esecuzione di lavori temporanei in quota in relazione agli obblighi di redazione del P.I.M.U.S. e di formazione.
17. Circolare N.3/2008- "Obblighi del datore di lavoro relativi all'impiego dei ponteggi.."
18. D.LGS 81 del 9/4/2008- "Attuazione dell'art.1 della legge 3 agosto 2007 N.123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro".
19. C.N.R. 10011/97 C.N.R. 10012/85 C.N.R. 10022/84 C.N.R. 10027/85





24.05.2008

VI.1 GENERALITA'

VI.1.1. – Presso il cantiere di installazione deve essere tenuta a disposizione delle autorità di controllo la seguente **documentazione**, ai sensi degli articoli 131 comma 2, 133 e 136 comma 1 del D.Lgs 81/2008 del 9 Aprile 2008:

- a) copia dell'autorizzazione del ponteggio;
- b) disegno esecutivo, per ponteggi conformi allo schema tipo fornito dal fabbricante del ponteggio. Ogni modifica del ponteggio, che deve essere compatibile con la sua stabilità, può avere luogo solamente nell'ambito dello schema tipo e deve essere riportata sul disegno esecutivo. Il disegno esecutivo deve essere firmato dal responsabile del cantiere per conformità a quanto riportato nel documento autorizzativo;
- c) progetto, comprendente relazione di calcolo e disegno esecutivo, per ponteggi non conformi a uno schema tipo autorizzato. Rientrano in questa classificazione i ponteggi con altezza superiore a 20 metri e quelli per i quali nella relazione di calcolo non sono disponibili le specifiche configurazioni strutturali utilizzate con i relativi schemi di impiego, nonché le altre opere provvisorie, costituite da elementi metallici o non, oppure di notevole importanza e complessità in rapporto alle loro dimensioni ed ai sovraccarichi. Dal progetto, firmato da un ingegnere o architetto abilitati all'esercizio della professione ed iscritto negli albi professionali, deve risultare quanto occorre per definire il ponteggio nei riguardi dei carichi, delle sollecitazioni e dell'esecuzione;
- d) Pi.M.U.S. (Piano di montaggio, uso e smontaggio).

E' vietato montare sul ponteggio tabelloni pubblicitari, graticci, teli o altre schermature, a meno che non si sia provveduto a redigere apposito calcolo, eseguito da ingegnere o da architetto abilitato all'esercizio della professione, in relazione all'azione del vento presumibile per la zona ove il ponteggio è montato.

Tale calcolo può tenere conto della permeabilità delle strutture servite.

VI.1.2 – In conformità all'articolo 136 comma 6 del D.Lgs 81/2008, il datore di lavoro o persona da lui delegata, assicura che i ponteggi siano montati, smontati o trasformati sotto la diretta sorveglianza di un preposto, a regola d'arte e conformemente alle presenti istruzioni e al Pi.M.U.S., ad opera di lavoratori che hanno ricevuto una formazione adeguata e mirata alle operazioni previste.

VI.1.3 – Ai sensi dell'Allegato XIX del D.Lgs 81/2008, **gli elementi del ponteggio da utilizzare devono essere controllati prima del loro impiego**, allo scopo di eliminare quelli che presentino deformazioni, rotture e corrosioni pregiudizievoli per la resistenza del ponteggio.

Gli elementi insufficientemente protetti contro la corrosione non devono essere impiegati.

VI.1.4 - **Gli addetti alle operazioni di montaggio, controllo e smontaggio**, devono essere forniti delle attrezzature necessarie, comprese quelle indicate nel Pi.M.U.S. ed usare durante il lavoro, almeno i seguenti dispositivi di protezione individuale, oltre quelli di cui al sopraripartito Pi.M.U.S: guanti, calzature con suola flessibile antisdrucciolevole, cinture a bretella provviste di un mezzo per l'aggancio alle strutture del ponteggio o ad opportuni organi di ritenuta.

VI.2 MONTAGGIO

Il montaggio del ponteggio deve essere eseguito secondo le presenti istruzioni, oltre a quelle più dettagliate contenute nel Pi.M.U.S (Piano di montaggio, uso e smontaggio del ponteggio) redatto per ogni specifico cantiere.

VI.2.1 - **L'appoggio del ponteggio** deve avvenire con le seguenti modalità, oltre a quelle più dettagliatamente riportate dal Pi.M.U.S. redatto per ogni specifico cantiere:

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


SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18



Pagina 49 di 56



24.05.2008

- la ripartizione del carico sul piano di appoggio deve essere realizzata per 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. Le piastre di base delle basette fisse e regolabili vanno fissate agli elementi di ripartizione dei carichi dei montanti, che devono interessare almeno due montanti contigui. Quando in conseguenza dell'impiego delle basette regolabili, il traverso del telaio di partenza viene portato ad un'altezza $H > 205$ cm (riferita al piano di appoggio dell'elemento di ripartizione) il telaio deve essere chiuso alla base con stocco in tubo e giunti appartenenti a unica autorizzazione ministeriale.

VI.2.2 - Nel corso del montaggio del ponteggio si deve costantemente verificare, tenendo conto anche dell'Allegato XIX del D.Lgs. 81/2008:

- 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 (vedi VI.4.1)
- la verticalità dei montanti ed il loro collegamento assiale;
- l'orizzontalità dei correnti e dei traversi;
- l'assetto operativo dei dispositivi di collegamento assiale dei telai (spine a verme);
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali, telai di parapetto, impalcati etc;
- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, che dovrà attenersi ai sistemi previsti secondo le indicazioni riportate nei disegni dell'allegato A e delle diagonali (di facciata ed in pianta), che dovrà avvenire seguendo il normale progredire del montaggio del ponteggio ed in conformità ai disegni esecutivi;
- che la distanza tra il traverso più alto del ponteggio in corso di montaggio e l'ultimo ordine di ancoraggi, non superi i 4.00 m. Ove per esigenze specifiche fosse necessaria un'altezza libera del ponteggio, oltre l'ultimo ordine di ancoraggi, eccedente i 4.00 m, dovranno essere previsti progettualmente accorgimenti opportuni per garantire la stabilità della struttura.

VI.2.3 - Il montaggio deve essere effettuato nel seguente ordine:

1. Controllo dell'efficienza dei piani di appoggio e della resistenza degli elementi di ripartizione del carico.
2. Esecuzione del tracciamento della struttura.
3. Posa in opera degli elementi di ripartizione del carico alla base e delle basette sotto ogni montante dei telai di partenza.
4. Posa dei telai alla base e verifica della verticalità e dei loro interassi.
5. Prosecuzione del montaggio avendo cura di realizzare sistematicamente la messa in opera degli ancoraggi e di ottemperare alle istruzioni sotto riportate.
6. Il montaggio degli impalcati deve essere realizzato dall'impalcato del piano sottostante, curando che vengano attivati i dispositivi di blocco dell'impalcato stesso sul traverso.
7. Qualora non sia prevista la presenza di impalcati a tutti i piani di ponteggio, il montaggio e lo smontaggio degli impalcati deve essere effettuato dal piano di ponteggio immediatamente sottostante disponendo su tale piano un impalcato provvisorio costituito da tavole in legname (20 x 5 cm, oppure 30 x 4 cm) aventi lunghezza non inferiore a 4.0 m.
8. La realizzazione di tale impalcato provvisorio deve procedere da un campo di ponteggio (costituito dall'impalcato corrispondente al sistema di accesso di cui al punto 8 della Tabella Limite di Impiego, Tavola n. 1576 dell'Allegato A), verso l'estremità del ponteggio.
9. Lo smontaggio di tale piano provvisorio di impalcato deve avvenire in senso inverso dall'estremità fino alla campata iniziale di partenza.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18



Pagina 50 di 56



24.05.2008

VI.2.4 - Nel montaggio degli elementi costituenti il ponteggio devono essere osservate le seguenti istruzioni:

- i telai portanti verticali devono avere i montanti collegati assialmente in modo che gli stessi siano atti a resistere agli sforzi di trazione;
- i correnti, le diagonali, i telai-parapetto, le travi per varchi e passi carrai ed i parasassi devono essere collegati in almeno due punti curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale; 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;
- su tutti i riquadri orizzontali dei piani ancorati si devono realizzare collegamenti di controventatura in pianta, come previsto nello schema tipo, curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale. I controventi orizzontali potranno essere rimossi esclusivamente quando vengano sostituiti con sistemi di irrigidimento orizzontale realizzati con impalcati metallici prefabbricati;
- in tutti i campi del piano di facciata esterna si devono realizzare controventamenti longitudinali (di facciata) mediante correnti e diagonali, curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale;
- i montanti di sommità devono superare di almeno 1.0 m l'ultimo impalcato o il piano di gronda;
- la chiusura di testata deve prevedere il montaggio di un fermapiede ($h = 200$ mm) e di n. 2 sponde al fine di garantire una quota minima di protezione di 1000 mm
- gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti in conformità agli schemi di cui all'Alto A;
- gli ancoraggi devono essere disposti seguendo quanto indicato nello schema tipo del ponteggio e comunque ogni 14.4 m^2 , in particolare dovranno essere predisposti ancoraggi speciali in ragione di almeno uno ogni 6 stilate in grado di resistere agli sforzi in direzione parallela alla facciata, come indicato negli schemi tipo;
- l'interruzione del ponteggio per la realizzazione di passi carrai o per altri motivi è consentita qualora sia realizzata conformemente a quanto indicato nello schema tipo.

VI.2.5 - L'accesso ai piani di ponteggio sarà realizzato mediante l'impiego di impalcati provvisti di botola di cui alla Tavola Allegato A n. 1551 della presente estensione oppure Allegato A n. 10 dell'Aut. Min. n.20591/OM-4 del 12/04/1999 e relative scale secondo gli schemi autorizzati, oppure con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio appartenenti a unica autorizzazione ministeriale nel rispetto del comma 4, 2° e 3° periodo e del comma 6, lett. d), entrambi dell'art.113 del D.LGS 81 del 9/4/2008. Il numero di vani scala, realizzati in accordo con le indicazioni degli schemi dell'allegato A, dovrà essere stabilito a seguito di opportuna analisi e valutazione dei rischi tenendo conto anche delle esigenze di esodo del personale, nonché in funzione del numero di lavoratori stessi e delle dimensioni del ponteggio;

Nel caso di utilizzo del mezzo telaio di base, l'accesso ai piani di ponteggio verrà realizzato utilizzando gli impalcati con botola e le relative scale della presente Autorizzazione. Il superamento del piano realizzato con mezzo telaio di base verrà effettuato dall'opera servita;

VI.2.6 — Qualora sia necessario utilizzare elementi di ponteggio a tubi e giunti per realizzare il **livellamento del piano di partenza** dei ponteggi a telaio, o per partenze particolari, o per ottenere aperture per passi carrai, o per parasassi, è necessario:

- che gli elementi di ponteggio a tubi e giunti appartengano ad una unica autorizzazione ministeriale;
- che vengano scrupolosamente seguiti, per la parte realizzata in tubi e giunti, gli specifici schemi previsti nell'allegato A;
- che il serraggio dei giunti venga effettuato con il momento indicato dal fabbricante;
- che sia possibile realizzare la giunzione tra elementi a tubi e giunti ed elementi a telaio senza il ricorso a soluzioni di ripiego ovvero all'utilizzo di elementi non previsti nelle autorizzazioni;
- che si provveda comunque a chiudere i telai prefabbricati in prossimità dell'innesto.





24.05.2008

VI.3 - IMPIEGO.

VI.3.1 -I piani del ponteggio destinati al lavoro devono:

- essere del tipo previsto nella relazione tecnica. Nel caso di utilizzo di tipi diversi dovranno essere osservate le modalità previste dalle disposizioni ministeriali (lett. circ. del MLPS 9/2/95) in merito alla compatibilità della sostituzione: in tale ipotesi dovrà conservarsi in cantiere una relazione firmata dal responsabile del cantiere e - quando necessario - dal progettista della struttura, in merito alla compatibilità della modifica apportata con i problemi di sicurezza e di stabilità;
- essere ben accostati tra loro e all'opera in costruzione è consentito un distacco dalla muratura non superiore a 20 cm.
- essere utilizzati solo allorché non distino più di due metri dall'ordine più alto di ancoraggi;
- essere provvisti di impalcato di sicurezza (sottoponte di sicurezza) avente resistenza non inferiore a quella prevista dallo schema di ponteggio con tavole assicurate in maniera adeguata contro gli spostamenti;
- essere provvisti di indicazione chiara e visibile delle condizioni massime ammissibili di carico;
- i piani di lavoro non devono essere caricati con carichi di servizio superiori a quelli indicati negli schemi tipo dell'Allegato A;
- essere provvisti, sulle facciate esterne, di un parapetto composto da un corrente superiore, da un corrente intermedio e da una tavola fermapiede, rispondente agli schemi tipo, nel rispetto comunque dei punti seguenti:
 - a) il bordo superiore del corrente più alto deve essere sistemato a non meno di m 1 dal piano dell'impalcato;
 - b) il fermapiede, sistemato con il bordo inferiore sopra e a contatto con il piano dell'impalcato, deve avere altezza conforme a quanto previsto dall'Allegato A;
 - c) le distanze tra corrente inferiore intermedio e fermapiede e tra corrente superiore e corrente inferiore non devono essere superiori a cm 60;
- essere provvisti, per tutta l'estensione dell'impalcato di lavoro, di un parasassi capace di intercettare la caduta di materiali. Il parasassi deve estendersi in proiezione orizzontale fuori dell'impalcato per almeno 150 cm e raccordarsi con un impalcato regolare.

VI.3.2 - Protezioni contro la caduta di materiali.

Il parasassi, che deve estendersi in proiezione orizzontale fuori dell'impalcato per almeno 150 cm e raccordarsi con un impalcato regolare, deve essere realizzato secondo gli schemi indicati nell'Allegato A. Quando fosse necessario effettuare lavori al 1° piano del ponteggio, la protezione contro la caduta dei materiali da tale piano deve essere effettuata ricorrendo a graticciati o schermi in rete a maglie fitte da collocare sulla facciata esterna del ponteggio estesi a tutta la zona di facciata del 1° piano del ponteggio interessata ai lavori. I fermapiede devono essere appoggiati all'impalcato ed avere un'altezza conforme a quanto previsto dall'Allegato A.

VI.3.3 - Sovraccarichi.

I piani di lavoro non devono essere caricati con carichi di servizio superiori a quelli indicati negli schemi tipo dell'allegato A.

I ponteggi inoltre devono essere provvisti di indicazione chiara e visibile delle condizioni massime ammissibili di carico.

VI.3.4 - Precipitazioni nevose

Gli schemi tipo indicati nelle Tavole dell'Allegato A sono applicabili senza ulteriori verifiche ad altitudini sul livello del mare non superiori a :

- 500 m per la zona geografica I
- 790 m per la zona geografica II
- 920 m per la zona geografica III.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18



Pagina 52 di 56

A tali altitudini corrisponde nelle varie zone un carico della neve di progetto di 168 daN/m^2 . Qualora il ponteggio viene montato in zone con altitudine sul livello del mare superiore a quelle indicate per le varie zone, è necessario elaborare e tenere in cantiere un calcolo di verifica redatto da ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto nel relativo albo professionale.

VI.3.5 - Controlli.

VI.3.5.1 - Controlli periodici e straordinari.

Il responsabile del cantiere, per quanto riguarda i controlli periodici e straordinari, tenendo conto anche dell'Allegato XIX del D.Lgs. 81/2008, deve assicurarsi, ad intervalli periodici e comunque ogni mese o dopo violente perturbazioni atmosferiche o prolungate interruzioni del lavoro:

- dello stato degli appoggi;
- della verticalità dei montanti;
- dell'efficienza dei collegamenti;
- dell'efficacia degli ancoraggi e delle protezioni contro le cadute di persone e di materiali, curando l'eventuale sostituzione degli elementi inefficienti.

VI.3.5.2 - Controlli giornalieri

Inoltre, in relazione ai controlli giornalieri, si devono far controllare da persona competente, tenendo conto anche di quanto disposto dall'Allegato XIX del D.Lgs. 81/2008;

- la regolarità degli impalcati e il loro fissaggio al ponteggio
- la regolarità dei sistemi di protezione contro le cadute di persone e di materiali;
- l'esistenza dei correnti e controventi strutturali previsti dallo schema;
- il rispetto dei limiti di sovraccarico previsti e l'osservanza dei limiti del numero degli impalcati scarichi e carichi nello schema;
- l'osservanza del divieto di salire e 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.

VI.3.6 - **Gli impianti elettrici** e gli apparecchi mossi elettricamente, comunque interessanti il ponteggio, debbono essere, per costruzione, idonei alle condizioni di lavoro (umidità, pioggia, ecc..) ed essere installati in modo da evitare sulle strutture tensioni di contatto.

VI.4 - SMONTAGGIO

Si devono osservare le seguenti prescrizioni oltre a quelle più dettagliate contenute nel P.I.M.U.S. (Piano di montaggio, uso e smontaggio del ponteggio) redatto per ogni specifico cantiere:

- lo smontaggio del ponteggio deve essere graduale;
- gli ancoraggi e gli irrigidimenti devono essere smontati gradualmente, di pari passo con il progredire dello smontaggio del ponteggio ed in modo da garantire la stabilità della struttura
- gli elementi del ponteggio devono essere calati utilizzando mezzi appropriati, evitando di gettarli dall'alto;
- gli addetti devono fare uso dei mezzi di protezione prescritti (v. VI.1.4);
- lo smontaggio degli impalcati deve avvenire sempre operando dagli impalcati sottostanti.

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Estensione S18



Pagina 53 di 56

CAPITOLO VII

SCHEMI TIPO

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. Gli schemi e gli elementi autorizzati sono riportati nell'Allegato A che risulta costituito dai seguenti disegni:

- n. 1547/0 Elenco disegni e schemi
- n. 1547 Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Assieme e vista laterale
- n. 1548 Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Sezione A-A
- n. 1548/a Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Sezione dei ganci
- n. 1549 Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Particolare della testata
- n. 1550 Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Particolari ganci e punti clincati
- n. 1550/a Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Particolari costruttivi
- n. 1550/b Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Particolare del mantello
- n. 1551 Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Assieme e vista laterale
- n. 1552 Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Pianta inferiore e particolare della cerniera
- n. 1552/a Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolare della testata
- n. 1553 Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolari sezioni B-B e C-C
- n. 1554 Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Sezione A-A
- n. 1555 Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolare del coperchio dall'alto
- n. 1555/a Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolare del coperchio dal basso
- n. 1555/b Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolare dei mantelli
- n. 1556 Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolari ganci e punti clincati
- n. 1556/a Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolari costruttivi
- n. 1556/b Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Sezioni dei ganci
- n. 1557 Fermapiede metallico di facciata da 1800 mm
- n. 1557/a Particolari del fermapiede metallico di facciata da 1800 mm
- n. 1557/b Compatibilità dei fermapiedi
- n. 1558 Telaio di partenza larga
- n. 1559 Particolare del perno con nottolino
- n. 1560 Particolare dello spinotto
- n. 1561 Schermo parasassi
- n. 1562 Particolari del parasassi
- n. 1563 Semigiunto del parasassi
- n. 1564 Cancellotto di testata
- n. 1564/a Particolari cancellotto di testata
- n. 1565 Particolare di montaggio del cancellotto di testata
- n. 1566 Stocchi di ancoraggio con tondino Ø 22
- n. 1566/a Telaio 1050 x 2000 mm

Schemi e particolari di montaggio

- n. 1567 Schema di montaggio ponteggio con telaio di partenza larga
- n. 1568 Particolare schema di montaggio ponteggio con telaio di partenza larga
- n. 1568/a Particolare schema di montaggio ponteggio con passo carraio da 3600 mm
- n. 1568/b Particolare schema di montaggio ponteggio con partenza stretta da 600 mm
- n. 1568/c Particolare schema di montaggio ponteggio con mensola di disassamento
- n. 1569 Particolare schema di montaggio ponteggio con tavole metalliche con botola da 498 x 1800 mm
- n. 1570 Particolare schema di montaggio ponteggio con tavole metalliche da 498 x 1800 mm
- n. 1571 Particolare schema di montaggio tavole metalliche da 498 x 1800 mm accostate al montante esterno e compatibilità con tavole metalliche da 495 mm
- n. 1572 Particolare schema di montaggio tavole metalliche da 498 x 1800 mm accostate al montante interno e compatibilità con tavole metalliche da 495 mm
- n. 1573 Schema di montaggio degli ancoraggi normali
- n. 1574 Schema di montaggio degli ancoraggi speciali
- n. 1575 Tabella materiali
- n. 1576 Tabella limiti di impiego





24.05.2008

INDICE

Contenuto	Cap./Parag.	pag.
Frontespizio richiesta d'estensione		1
Premessa		2
CAPITOLO I - Descrizione degli elementi che costituiscono il ponteggio, loro dimensioni, tolleranze ammissibili e schema dell'insieme	I	4
Descrizione degli elementi che costituiscono il ponteggio		
loro dimensioni	I.1	4
Schemi tipo e particolari di montaggio	I.2	7
Tolleranze ammissibili	I.3	7
Verifiche di accoppiabilità	I.4	7
Protezione contro la corrosione	I.5	8
CAPITOLO II - Caratteristiche di resistenza e di saldabilità dei materiali impiegati e coefficienti di sicurezza adottati per i singoli materiali.	II	9
Dimensioni e tolleranze di tubi saldati a sezione chiusa	II.1	9
Dimensioni e tolleranze di lamiere, tondi, piatti e fusioni	II.2	9
Caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati	II.3	10
Distinta impieghi materiali	II.4	11
CAPITOLO III - Indicazioni delle prove di carico cui sono stati sottoposti i vari elementi	III	12
Prove su impalcati metallici	III.1	12
Controventatura trasversale orizzontale con due impalcati	III.2	15
Tavola metallica con botola 0.49 x 1.80	III.3	16
Prove su fermapiede metallico da 1.80 m	III.4	19
Prove eseguite su parasassi prefabbricato	III.5	20
Prove eseguite su cancelletto di testata	III.6	22
Prove su prototipo di ponteggio metallico con partenza larga	III.7	24
CAPITOLO IV - Calcolo del ponteggio nelle diverse condizioni di impiego	IV	27
Normativa applicabile	IV.1	27
Valutazione dei carichi	IV.2	28
Calcolo delle azioni	IV.3	30
Verifica dello schema con partenza larga	IV.4	33
Verifica degli irrigidimenti in pianta	IV.5	36
Verifica del parasassi	IV.6	38
Verifica dell'impalcato metallico 498 x 1800 mm	IV.7	39
Verifica dell'impalcato metallico con botola 498 x 1800 mm	IV.8	43
Verifica del fermapiede metallico prefabbricato	IV.9	44
Verifica del cancelletto di testata	IV.10	45
Verifica degli ancoraggi	IV.11	46



CAPITOLO V - Istruzioni per le prove di carico dei ponteggi	V	24.05.2008 47
CAPITOLO VI - Istruzioni per il montaggio l'impiego e lo smontaggio del ponteggio	VI	48
CAPITOLO VII - Schemi tipo	VII	54
Indice		55



SOCOME

84023 - Carillia di Altavilla Silentina (SA) - Via Falagato snc
Tel. 0828-987215 - Fax 0828-987337

ESTENSIONE DELL'AUTORIZZAZIONE

Prot. 20591/OM-4 del 12/04/1999 ed
Estensione n. 20659/OM-4 del 11/07/2002
Estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 7/7/2003
Estensione n. 15/VI/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007



Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo " PORTALE S18 A PERNI" -
Denominazione commerciale "S18" - Marchio "SOCOME I"

ALLEGATO A DISEGNI INTEGRATIVI

- | | |
|-----------|---|
| n. 1547/0 | Elenco disegni e schemi |
| n. 1547 | Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Assieme e vista laterale |
| n. 1548 | Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Sezione A-A |
| n. 1548/a | Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Sezione dei ganci |
| n. 1549 | Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Particolare della testata |
| n. 1550 | Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Particolari ganci e punti clineati |
| n. 1550/a | Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Particolari costruttivi |
| n. 1550/b | Tavola metallica da 498 x 1800 mm- Particolare del mantello |
| n. 1551 | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Assieme e vista laterale |
| n. 1552 | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Pianta inferiore e particolare della cerniera |
| n. 1552/a | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolare della testata |
| n. 1553 | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolari sezioni B-B e C-C |
| n. 1554 | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Sezione A-A |
| n. 1555 | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolare del coperchio dall'alto |
| n. 1555/a | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolare del coperchio dal basso |
| n. 1555/b | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolare dei mantelli |
| n. 1556 | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolari ganci e punti clineati |
| n. 1556/a | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Particolari costruttivi |
| n. 1556/b | Tavola metallica con botola da 498 x 1800 mm- Sezioni dei ganci |
| n. 1557 | Fermapiede metallico di facciata da 1800 mm |
| n. 1557/a | Particolari del fermapiede metallico di facciata da 1800 mm |
| n. 1557/b | Compatibilità dei fermapiedi |
| n. 1558 | Telaio di partenza larga |
| n. 1559 | Particolare del perno con nottolino |
| n. 1560 | Particolare dello spinotto |
| n. 1561 | Schemo parasassi |
| n. 1562 | Particolari del parasassi |
| n. 1563 | Semigiunto del parasassi |
| n. 1564 | Cancelletto di testata |
| n. 1564/a | Particolari cancelletto di testata |
| n. 1565 | Particolare di montaggio del cancelletto di testata |
| n. 1566 | Stocchi di ancoraggio con tondino Ø 22 |
| n. 1566/a | Telaio 1050 x 2000 mm |

Schemi e particolari di montaggio

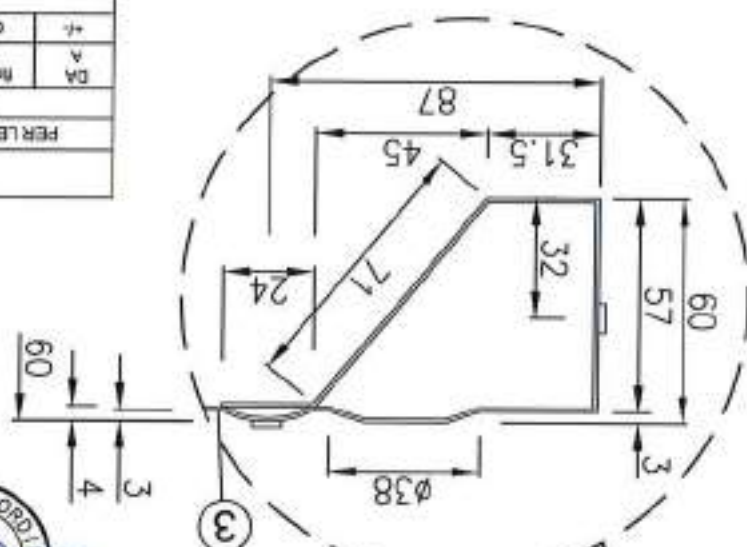
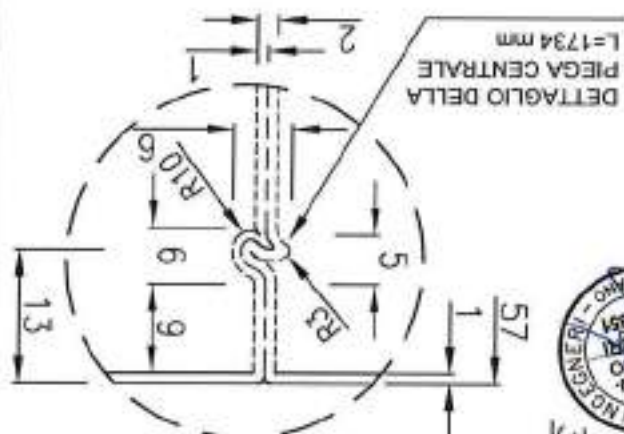
- | | |
|-----------|--|
| n. 1567 | Schema di montaggio ponteggio con telaio di partenza larga |
| n. 1568 | Particolare schema di montaggio ponteggio con telaio di partenza larga |
| n. 1568/a | Particolare schema di montaggio ponteggio con passo carraio da 3600 mm |
| n. 1568/b | Particolare schema di montaggio ponteggio con partenza stretta da 600 mm |
| n. 1568/c | Particolare schema di montaggio ponteggio con mensola di disassamento |
| n. 1569 | Particolare schema di montaggio ponteggio con tavole metalliche con botola da 498 x 1800 mm |
| n. 1570 | Particolare schema di montaggio ponteggio con tavole metalliche da 498 x 1800 mm |
| n. 1571 | Particolare schema di montaggio tavole metalliche da 498 x 1800 mm accostate al montante esterno e compatibilità con tavole metalliche da 495 mm |
| n. 1572 | Particolare schema di montaggio tavole metalliche da 498 x 1800 mm accostate al montante interno e compatibilità con tavole metalliche da 495 mm |
| n. 1573 | Schema di montaggio degli ancoraggi normali |
| n. 1574 | Schema di montaggio degli ancoraggi speciali |
| n. 1575 | Tabella materiali |
| n. 1576 | Tabella limiti di impiego |

TAVOLA ALLEGATO A N. 1547/0



PER I PARTICOLARI "1", "3", "5" E "6" VEDI

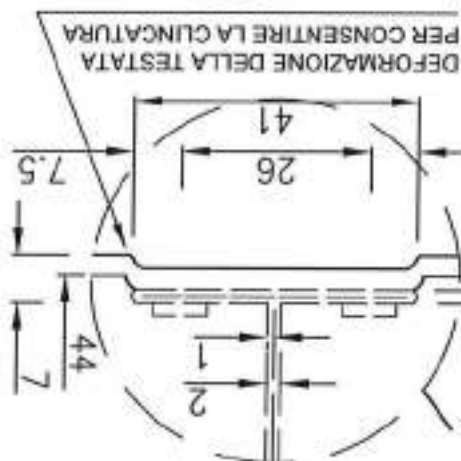
PER LA LEGENDA VEDI DIS. N. 1547

PARTICOLARE
PROFILO FIANCATO

DETTAGLIO DELLA
PIEGA CENTRALE
L=1734 mm



DEFORMAZIONE DELLA TESTATA
PER CONSENTIRE LA CLINCATURA



SOOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

SEZIONE A-A

SISTEMA BUGNE
ANTISDRUCIOLO

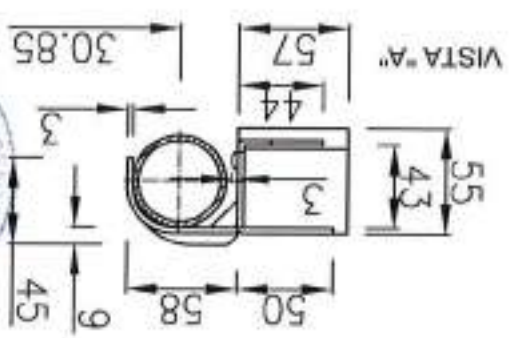
VEDI PARTICOLARE 1°

FORO PE

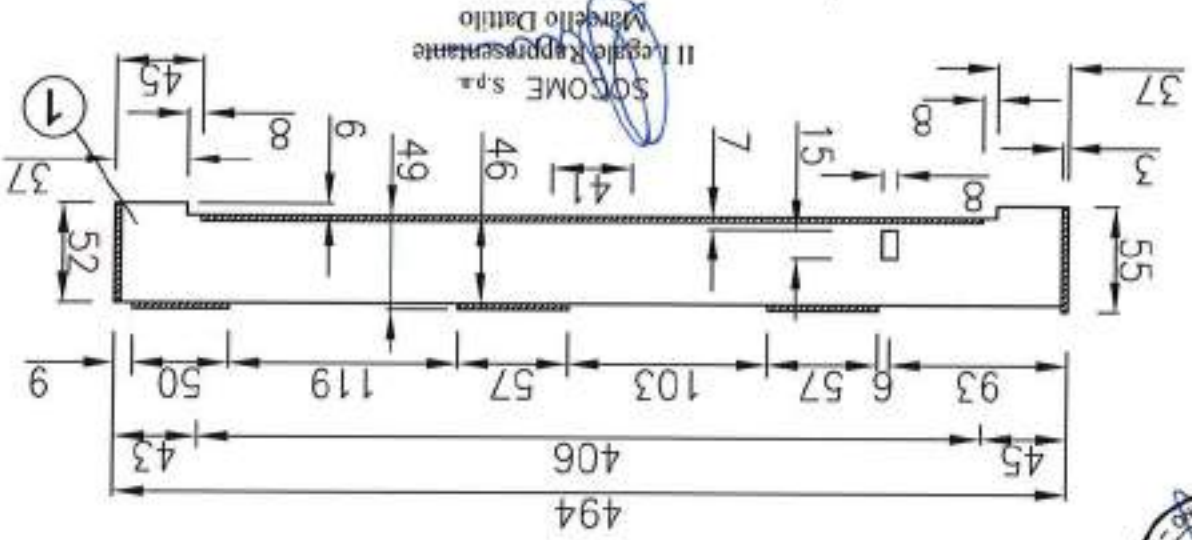
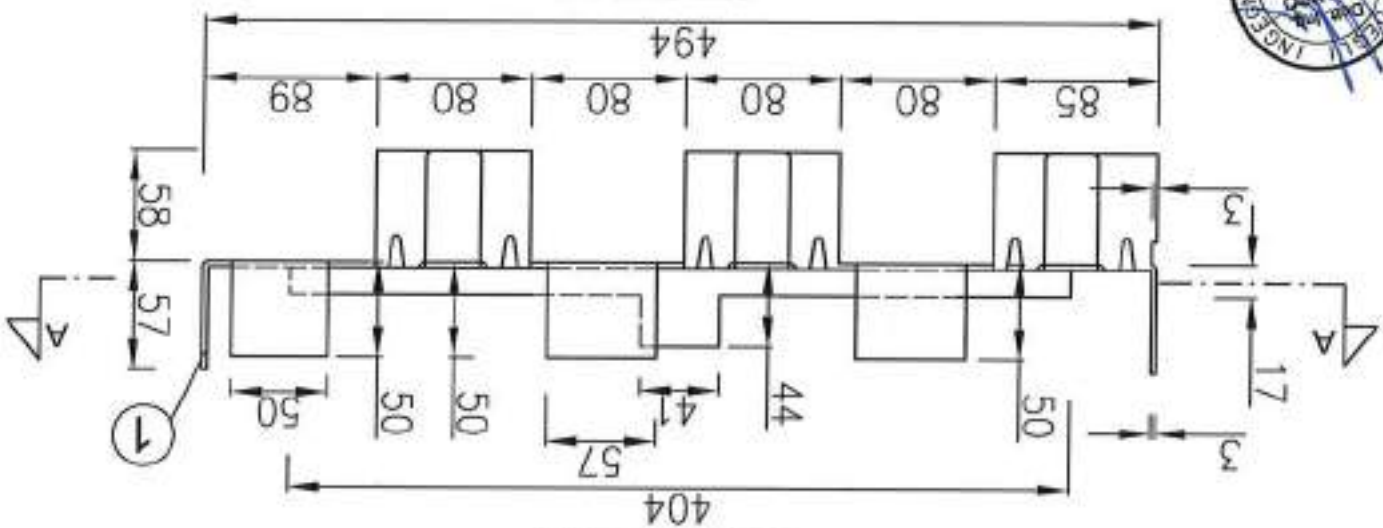
FORO PER FERMO
TAVOLA

(S) SALDATURA 3x3 : E	
PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA	
TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) : NORM UNI EN 22768-1	
DA	FINO A
4	6
0.1	0.2
30.1	30.1
120	400
0.5	0.8
1000.1	1000.1
2000.1	2000.1
4000.1	4000.1
8000	8000
3.0	3.0
Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm	
PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S.18"	
TITOLO TAVOLA METALLICA DA 498 x 1800 mm SEZIONE A-A	
DISEGNATORE Geom. M. Tonari	DATA Aprile 2008
REV. 0	SCALA
ALLEGATO A 1548	

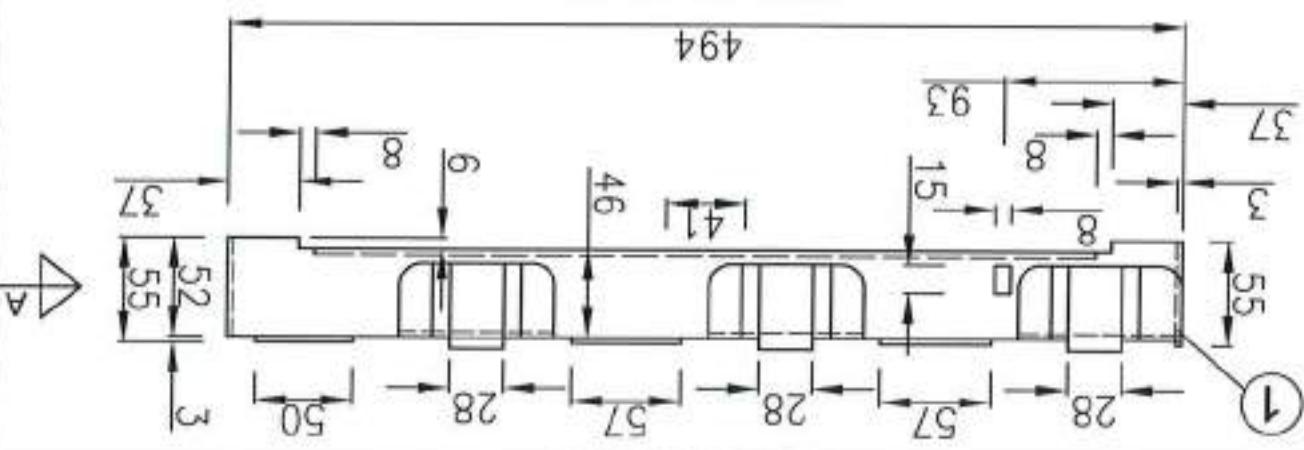
DISEGNO DATA 1549 DATA Aprile 2008 ALLEGATO A	DISEGNO DATA 1549 DATA Aprile 2008 ALLEGATO A
TAVOLA METALLICA DA 498 x 1800 mm PARTICOLARE DELLA TESTATA PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE S. 18° Info:	TAVOLA METALLICA DA 498 x 1800 mm PARTICOLARE DELLA TESTATA PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE S. 18° Info:
Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm. Tolleranze longitudinali (mm) NORMA UNI EN 22768-1	Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm. Tolleranze longitudinali (mm) NORMA UNI EN 22768-1
PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA MALLEGGIA SALDATURA 303 : B	PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA MALLEGGIA SALDATURA 303 : B
4980.1 4000 2000.1 1000.1 400.1 100.1 0.8 0.3 0.2 0.1	4980.1 4000 2000.1 1000.1 400.1 100.1 0.8 0.3 0.2 0.1
3.0 2.0 1.2 0.8 0.3 0.2 0.1	3.0 2.0 1.2 0.8 0.3 0.2 0.1
DISEGNATORE Giam M. Toneri	DISEGNATORE Giam M. Toneri
SOCOME	SOCOME



PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1547



VISTA DALL'ALTO



VISTA FRONTALE

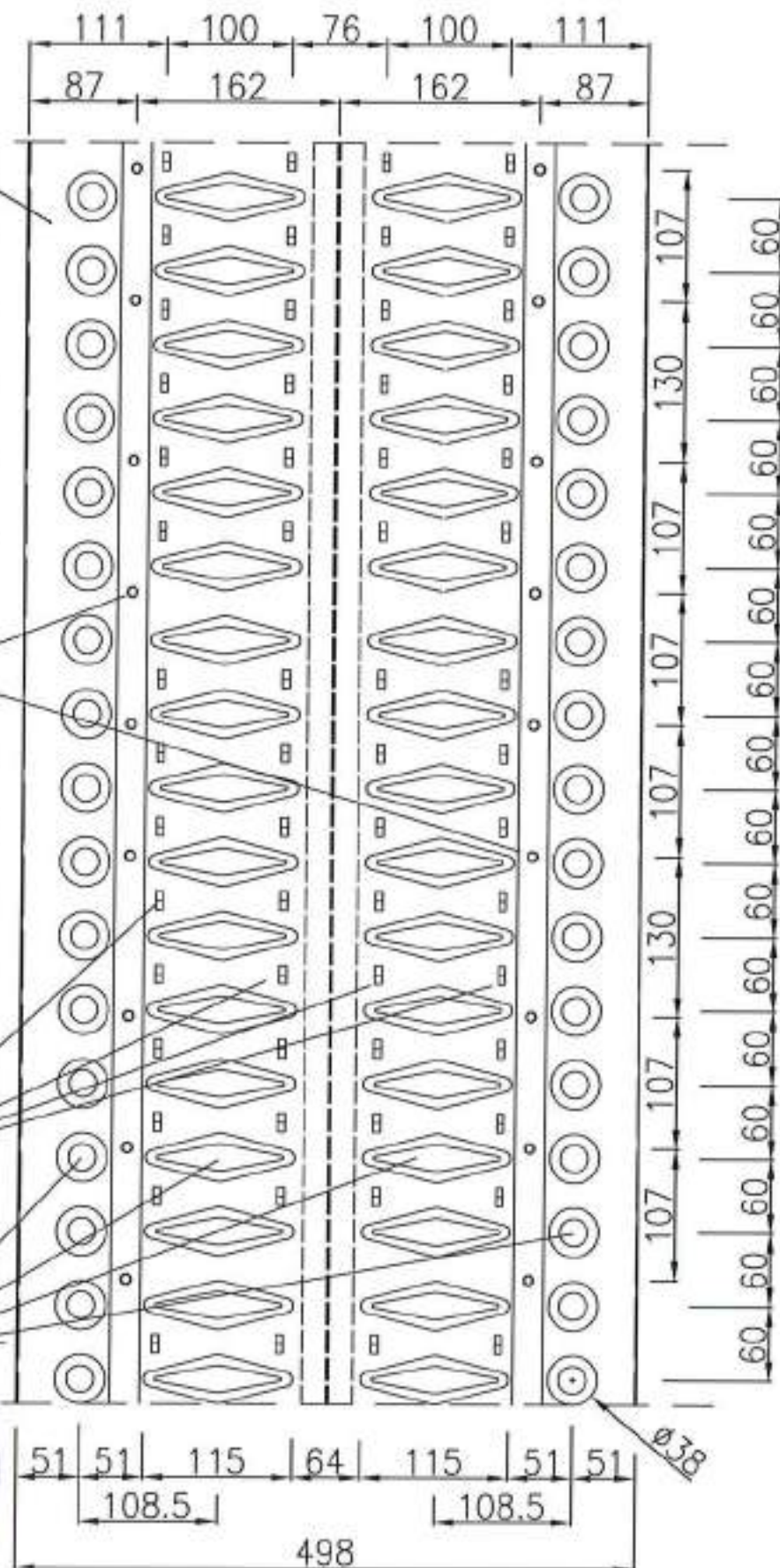
SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

N° 32 PUNTI CLINCATI
10+10 Ø6
DISPOSTI SU DUE FILE
"VEDI PARTICOLARE 3"
(PASSO 107+107+
+107+130 mm)

N° 4 FILE DA 24 FORI
SCARICO ACQUE
"VEDI PARTICOLARE 2"
(PASSO 60 mm)

SISTEMA BUGNE
ANTISDRUCIOLO
"VEDI PARTICOLARE 1"
(PASSO 60 mm)

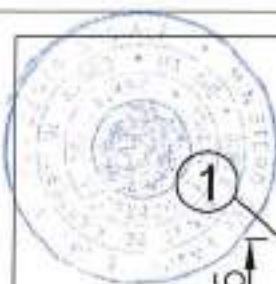
3



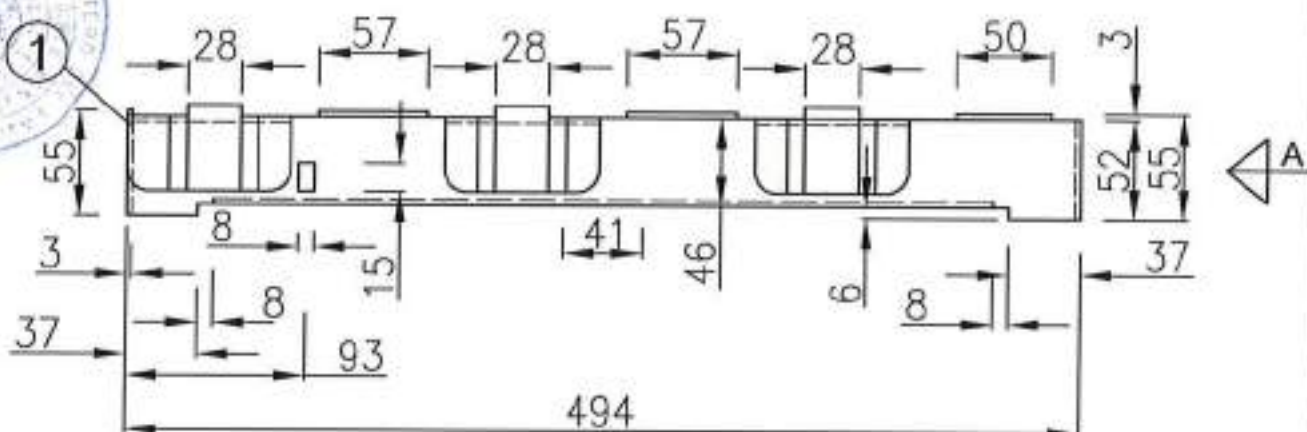
PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1547

PER I PARTICOLARI "1", "2", "3" VEDI DISEGNO N. 1550/a

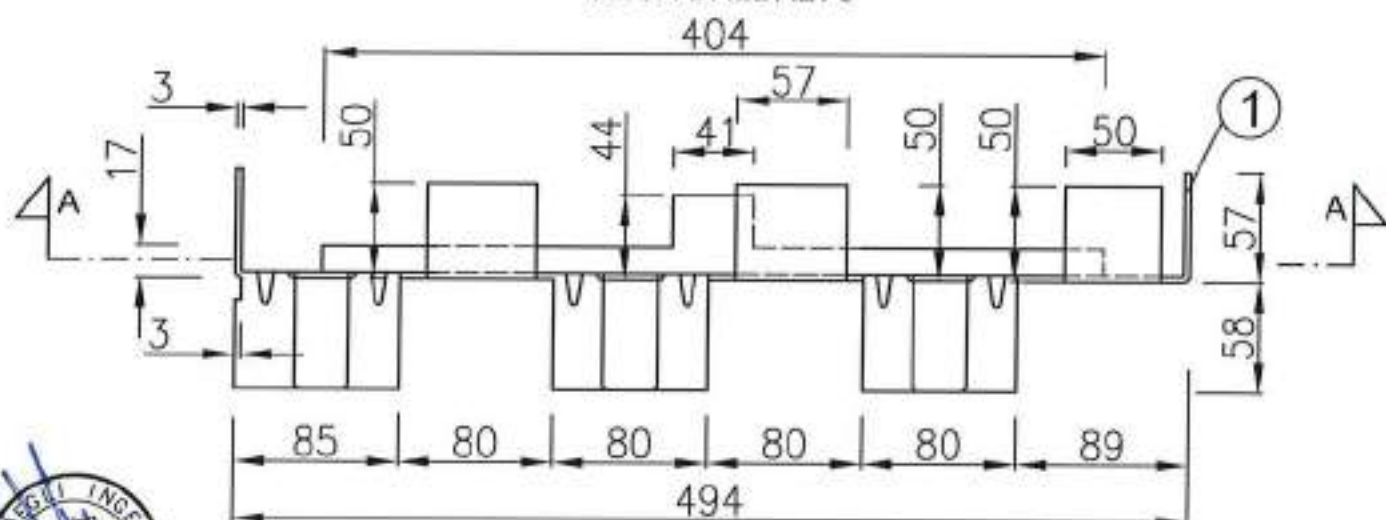
PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"				SOCOME SOCIETÀ PER AZIONI S.p.A.
TITOLO TAVOLA METALLICA DA 498 x 1800 mm PARTICOLARE DEL MANTELLO				
DISEGNO ALLEGATO A 1550/b	DATA Aprile 2008	REV. 0	SCALA	DISEGNATORE Geom. M. Tonari



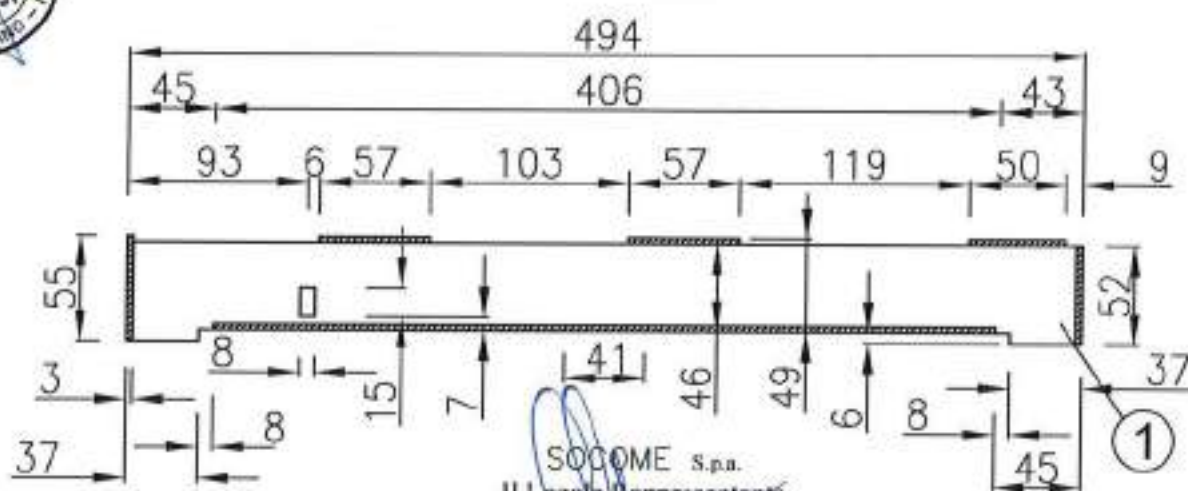
VISTA FRONTALE



VISTA DALL'ALTO

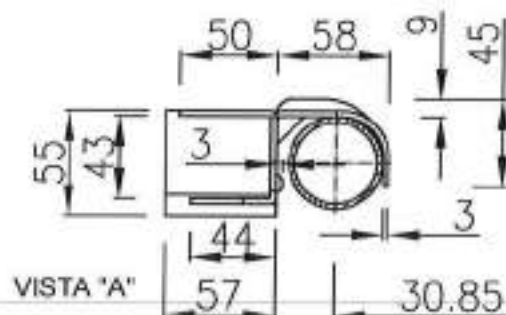


SEZIONE A-A



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

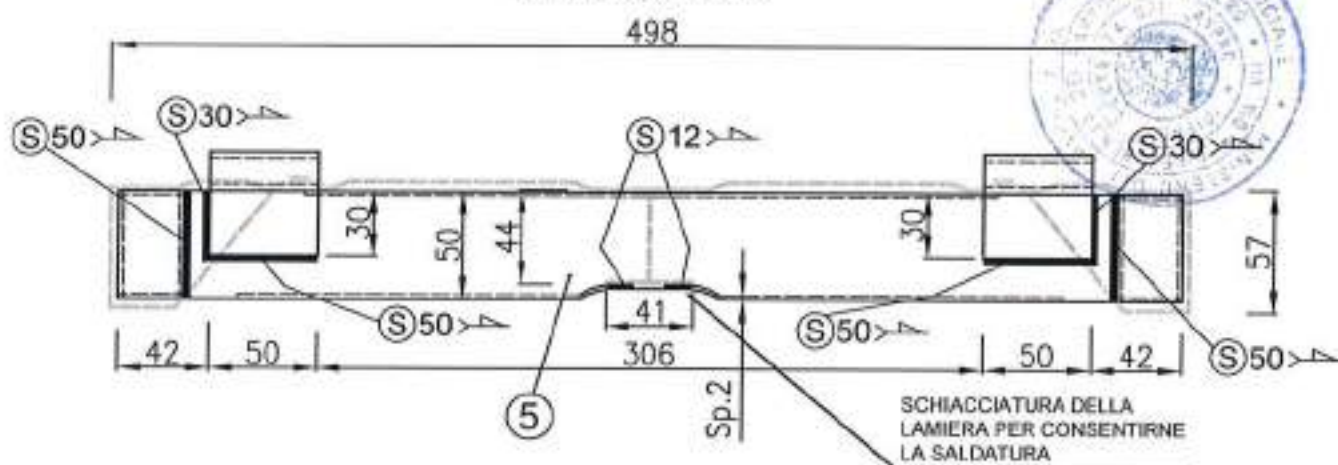
PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1551



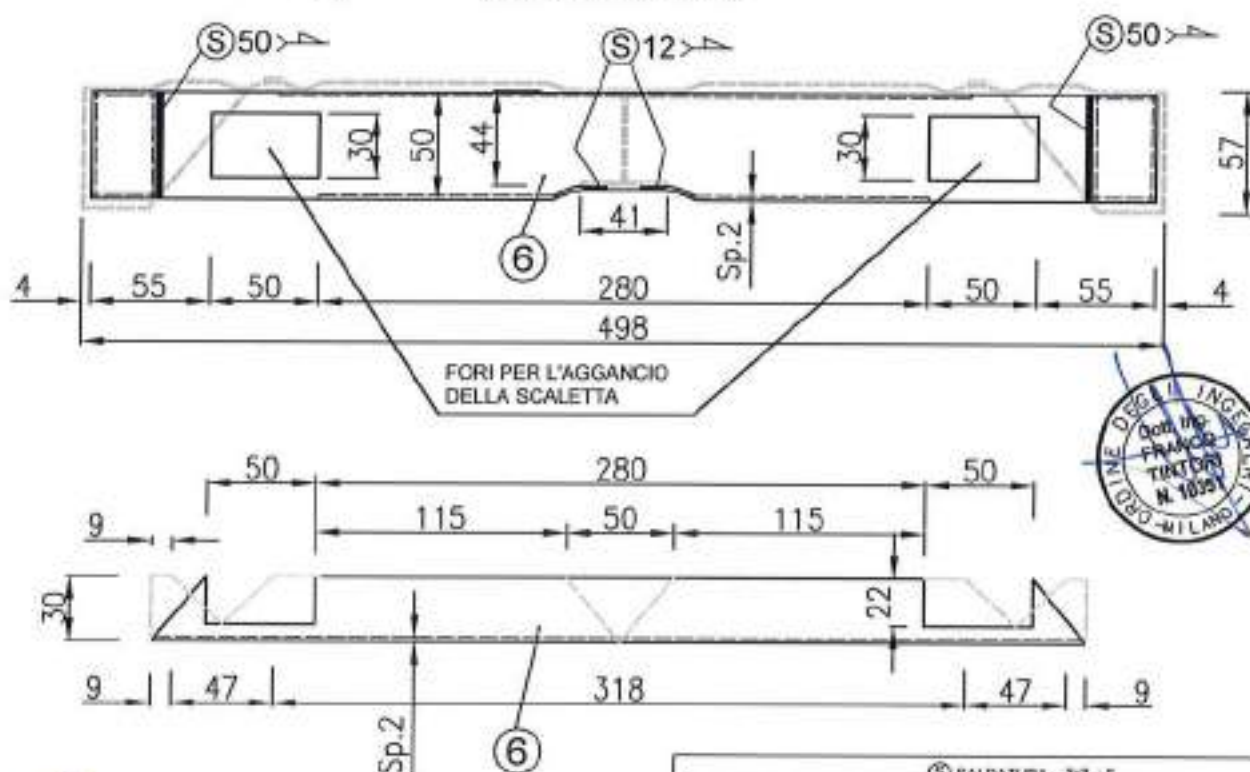
VISTA "A"

© SALDATURA 3x3 E									
PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA									
TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORM. UNI EN 22768-1									
DA	FINO A	6.1	20.1	125.1	450.1	1000.1	2000.1	4000.1	6000.1
±	±	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0
Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm									
PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"									
TAVOLA METALLICA CON BOTOLA DA 498 x 1800 mm									
PARTICOLARE DELLA TESTATA									
DISEGNO	DATA	REV.	SCALA						
ALLEGATO A	1552/a	Aprile 2005	0						
								Socome	
								DISEGNATORE	
								Geom. M. Tonari	

SEZIONE B-B



SEZIONE C-C



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1551

SALDATURA 363 E									
PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA									
TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORM. UNI EN 22768-1									
DA	Fin a	6.1	30.1	120.1	400.1	1000.1	2000.1	4000.1	8000.1
A	6	30	120	400	1000	2000	4000	8000	
±	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0	
Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm.									
PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"									
TITOLO									
TAVOLA METALLICA CON BOTOLA DA 408 x 1800 mm									
PARTICOLARI SEZIONI B-B E C-C									
DISEGNO		DATA		REV.		SCALA		DISEGNATORE	
ALLEGATO A		1553		Aprile 2008		0		Geom. M. Tonasi	

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

SEZIONE A-A

SISTEMA BUGNE
ANTISDRUCIOLO
"VEDI PARTICOLARE 1"

FORO PER FERMO
TAVOLA

PARTICOLARE
PROFILO FIANCATA

PUNTI CLINCATI 10+10 Ø6
TIPO TOX R-DF8
"VEDI PARTICOLARE 3"

PUNTI CLINCATI 30+10+10 Ø10
TIPO TOX R-DF8
"VEDI PARTICOLARE 6"

PUNTI CLINCATI 30+10 Ø10
TIPO TOX R-DF8
"VEDI PARTICOLARE 5"

PARTICOLARE
PROFILO FIANCATA

DEFORMAZIONE DELLA TESTATA
PER CONSENTIRE LA CLINCATURA

DETTAGLIO DELLA
PIEGA CENTRALE
L=1734 mm



⑤ SALDATURA 3x3 : E

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORM. UNI EN 22768-1

DA	fino a	6.1	30.1	120.1	400.1	1000.1	2000.1	4000.1
A	6	30	120	400	1000	2000	4000	8000
±	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO

TAVOLA METALLICA CON BOTOLA DA 498 x 1800 mm

SEZIONE A-A

DISEGNO
ALLEGATO A 1554

DATA
Aprile 2008

REV.
0

SCALA

SOCOME

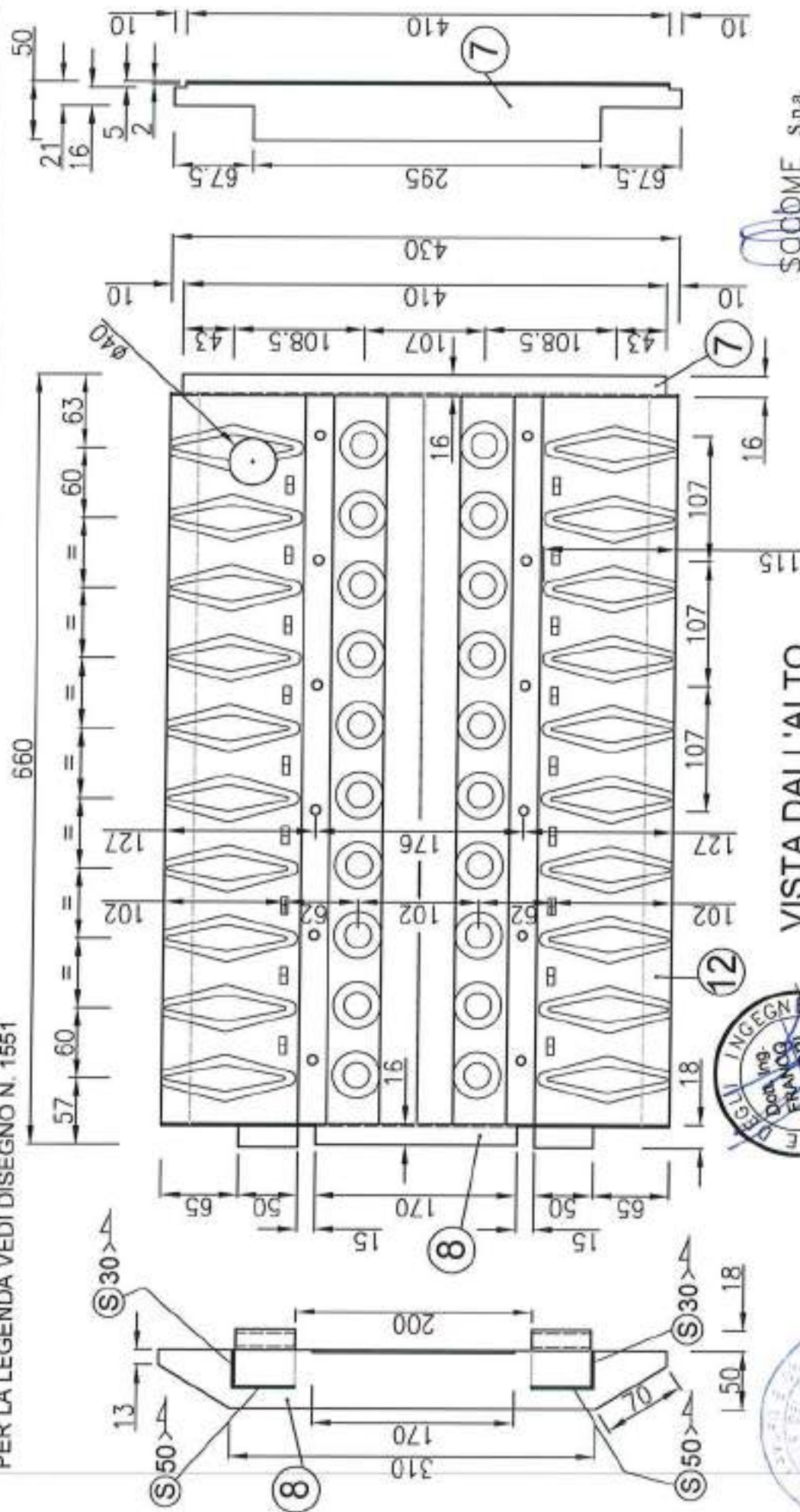
SISTEMI DI CONTRAPPESO PER CANTIERE
SALVATERRA S.p.A. - 10138 TORINO
VIA DELL'INDUSTRIA, 10 - TEL. 011/51.11.11

DISEGNATORE
Geom. M. Tonari

PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1551

PER I PARTICOLARI "1", "3", "5" E "6" VEDI
DISEGNO N. 1556/a

PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1551



VISTA DALL'ALTO

SOCOME S.p.a.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

⑤ SALDATURA 3x3 : E

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORM. UNI EN 22768-1

DA	fino a	6.1	30.1	120.1	400.1	1000.1	2000.1	4000.1	8000.1
A	6	30	120	400	1000	2000	4000	8000	
+/-	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0	

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO

TAVOLA METALLICA CON BOTOLA DA 498 x 1800 mm
PARTICOLARE DEL COPERCHIO DALL'ALTO

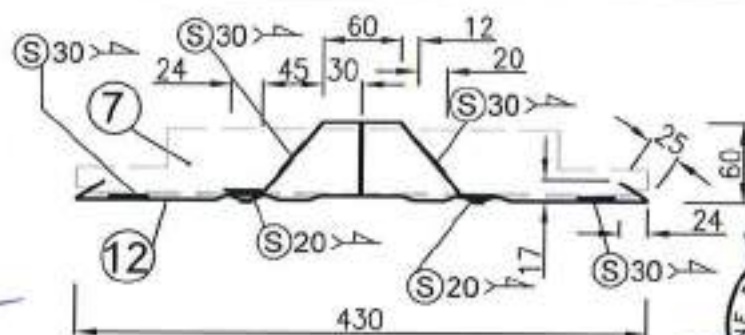
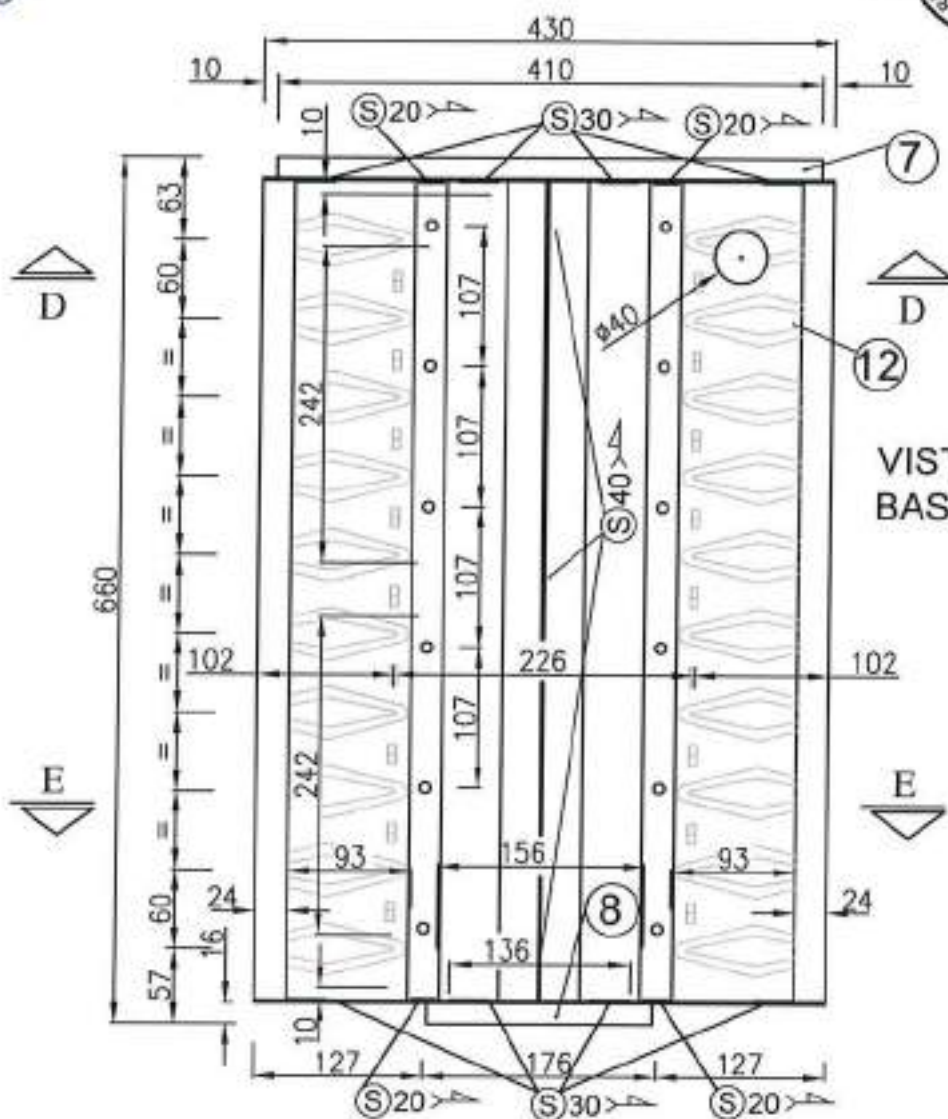
DISEGNO ALLEGATO A 1555 DATA Aprile 2008 REV. 0 SCALA

DISEGNATORE
Geom. M. Tonani

SOCOME
S.p.A. - Via S. Vittore 1 - 20122 Milano
Tel. 02/58101 - Fax 02/58102

SEZIONE D-D

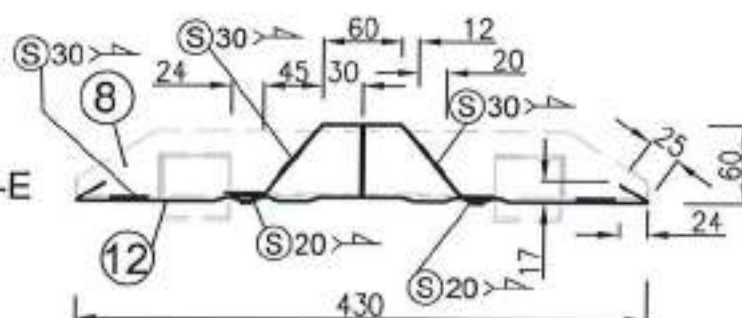
SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Datilio



VISTA DAL
BASSO

PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1551

SEZIONE E-E



③ SALDATURA 3x3 E

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA MALLEGGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORM. UNI EN 22768-1

DA	fino a	5.1	35.1	120.1	400.1	1000.1	2000.1	4000.1	8000.1
A	0	30	120	400	1000	2000	4000	8000	
±0.1	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0	

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO

TAVOLA METALLICA CON BOTOLA DA 498 x 1800 mm

PARTICOLARE DEL COPERCHIO DAL BASSO

DISEGNO

ALLEGATO A 1555/a

DATA

Aprile 2008

REV

0

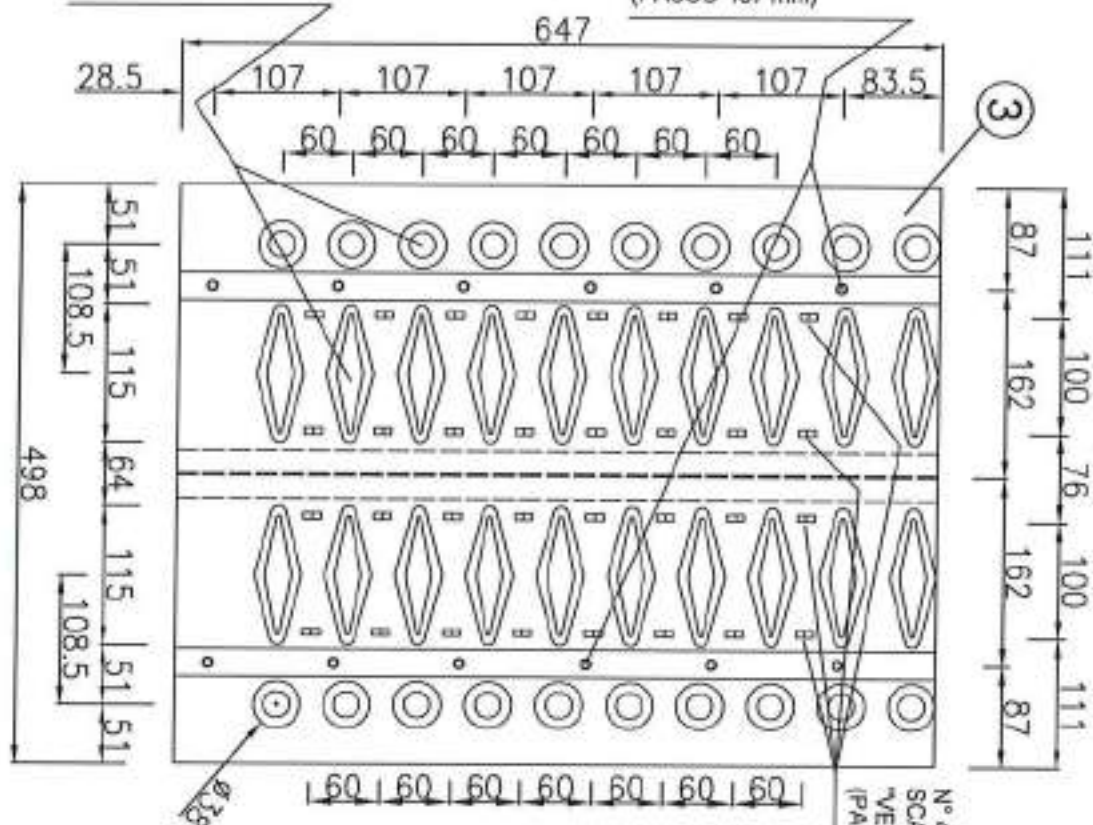
SCALA

DISEGNATORE
Geom. M. Tonari

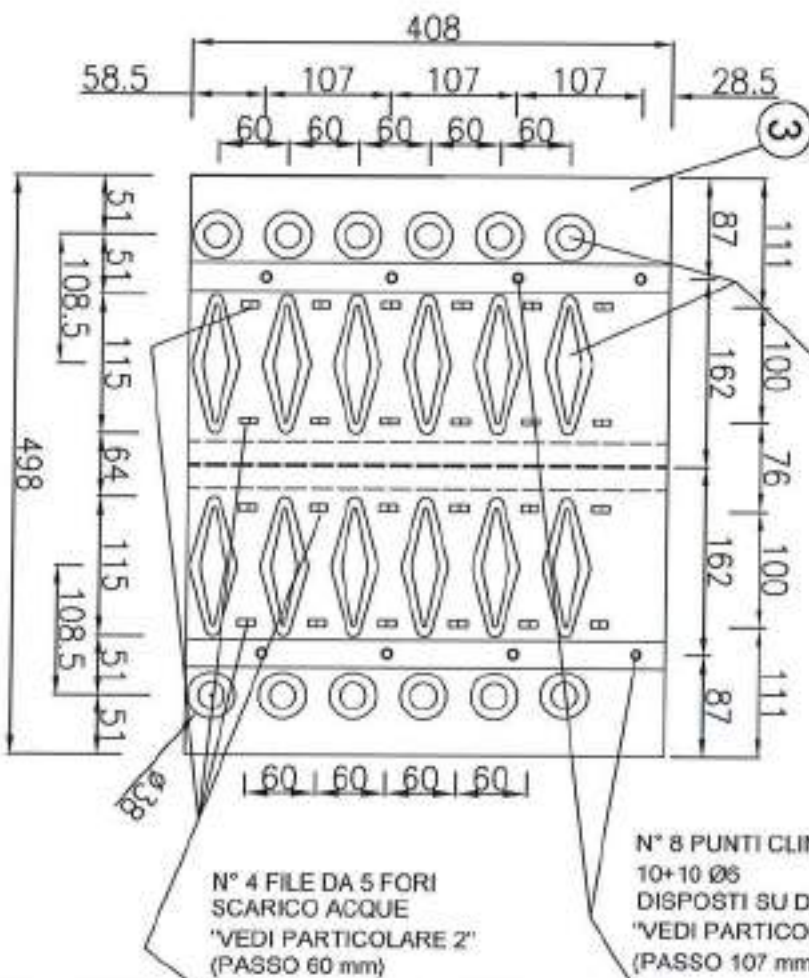
SOCOME
Società per Azioni
Capitale Sociale € 1.000.000.000
Piazzale dell'Industria 10 - 20139 Milano

SISTEMA BUGNE
ANTIDRUCIOLO
"VEDI PARTICOLARE 1"
(PASSO 60 mm)

N° 12 PUNTI CLINCATI
10+10 Ø6
DISPOSTI SU DUE FILE
"VEDI PARTICOLARE 3"
(PASSO 107 mm)



N° 4 FILE DA 8 FORI
SCARICO ACQUE
"VEDI PARTICOLARE 2"
(PASSO 60 mm)



SISTEMA BUGNE
ANTIDRUCIOLO
"VEDI PARTICOLARE 1"
(PASSO 60 mm)

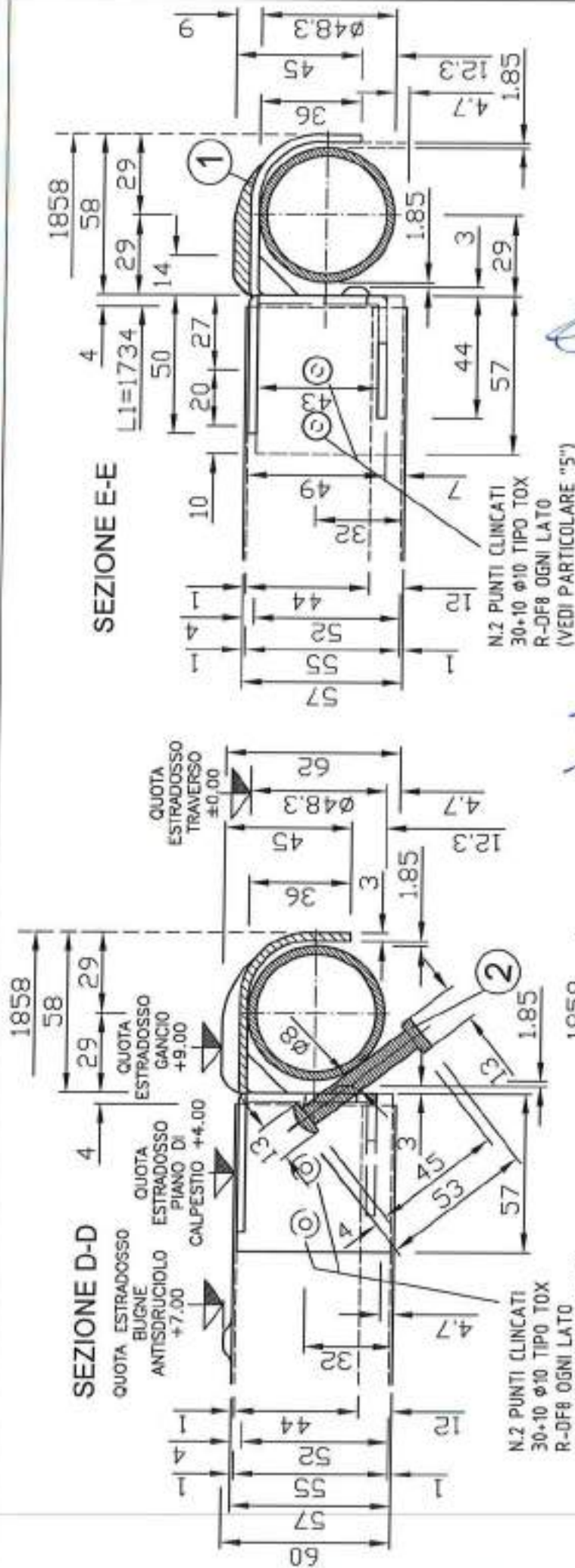
N° 8 PUNTI CLINCATI
10+10 Ø6
DISPOSTI SU DUE FILE
"VEDI PARTICOLARE 3"
(PASSO 107 mm)



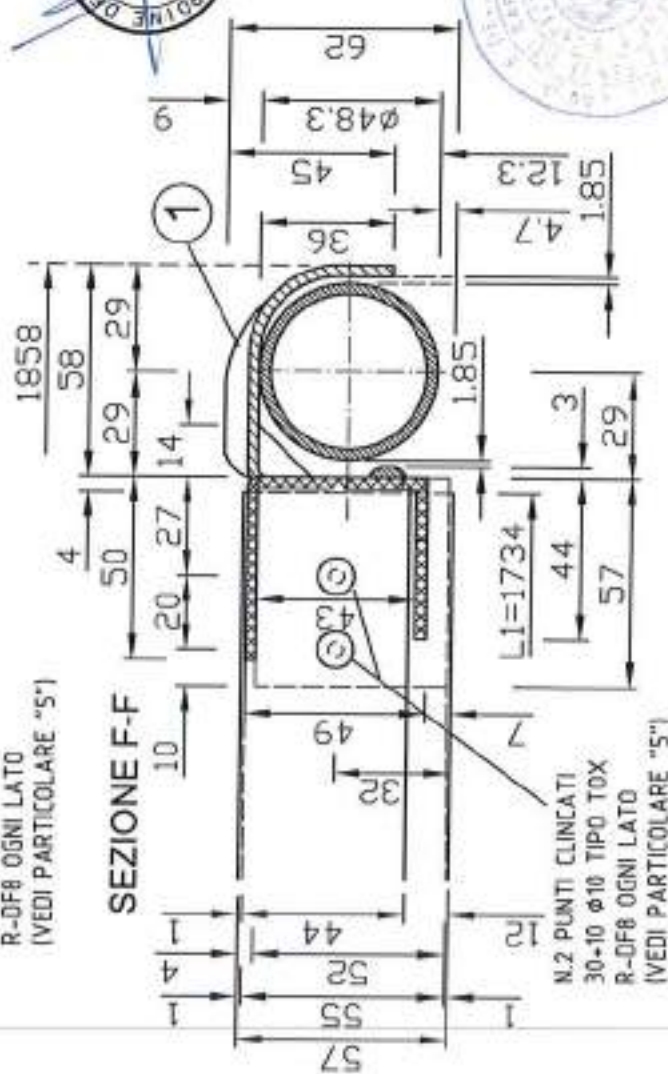
PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1551
PER I PARTICOLARI "1", "2", "3" VEDI DISEGNO N. 1556/a

PONTGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S.18"			
TITOLO	TAVOLA METALLICA CON BOTOLA		
DA 488 x 1800 mm	PARTICOLARI		
DEI MANTELLI			
DISEGNO	DATA	REV.	SCALA
ALLEGATO A 1555/b	Aprile 2008	0	
DISEGNATORE			
Geom. M. Tordini			

Socome



SEZIONE F-F



SOCOME S.p.A.
 Il Legale Rappresentante
 Marcello Dattilo

PER IL PARTICOLARE "5" VEDI DISEGNO N. 1556/a
 PER L1 E PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1551

⑤ SALDATURA 3x3 : E

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm)		NORM. UNI EN 22768-1			
DA	fino a	30.1	120.1	400.1	1000.1
A	5	30	120	400	1000
+	-	0.1	0.2	0.3	0.5
		0.8	1.2	2.0	3.0

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

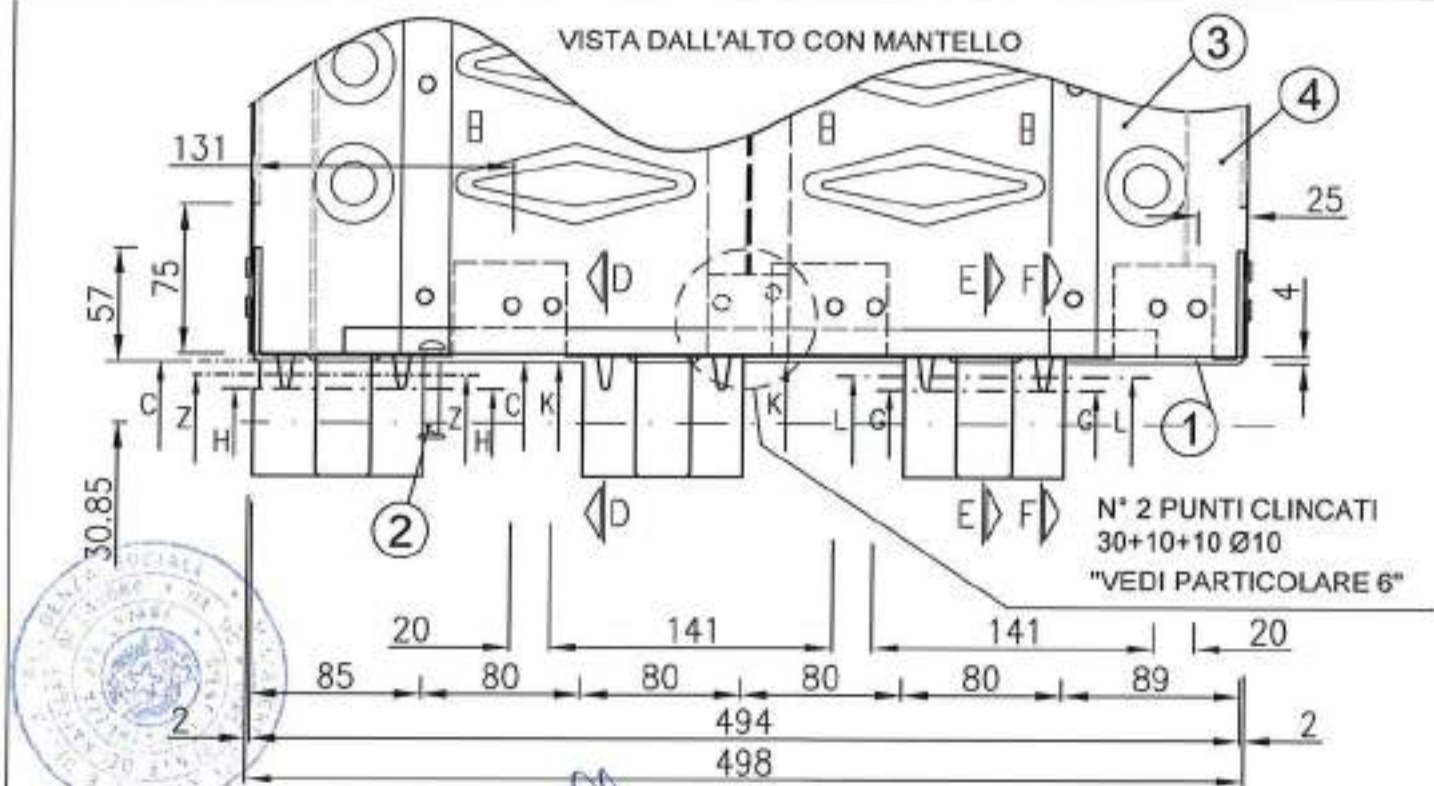
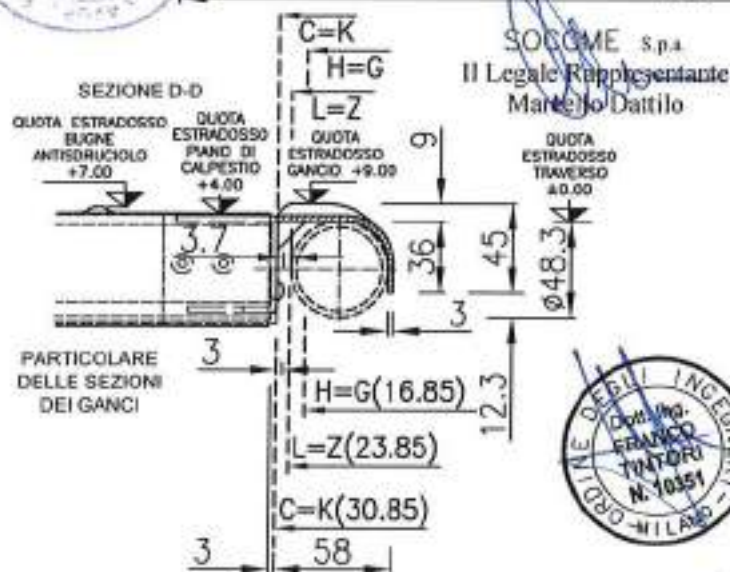
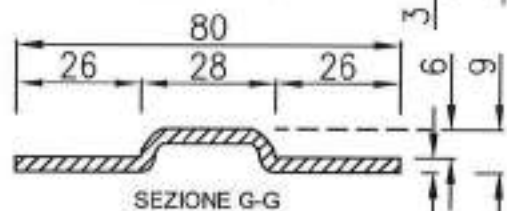
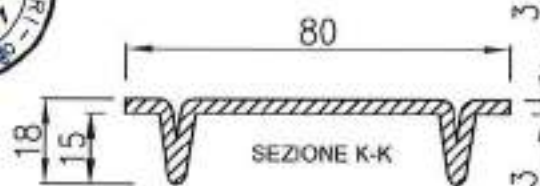
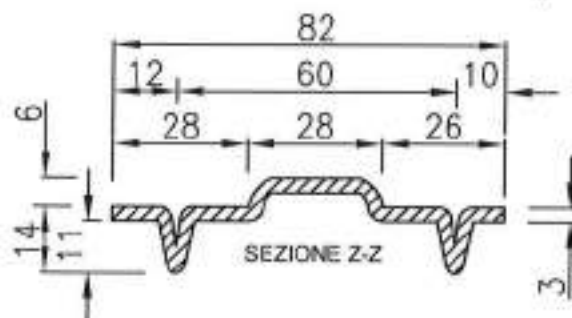
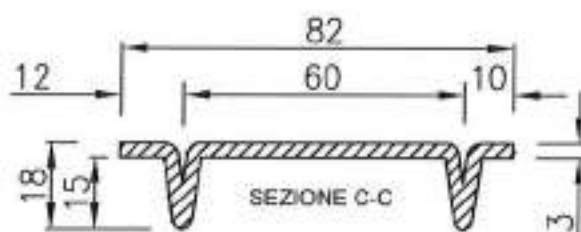
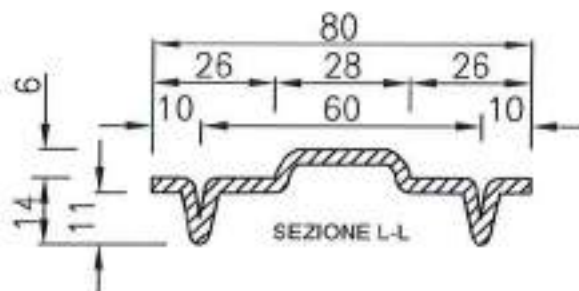
PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO
 TAVOLA METALLICA CON BOTOLA DA 498 x 1800 mm
 PARTICOLARI GANCI E PUNTI CLINCATI

SOCOME
 S.p.A. - Via S. Maria 10 - 40138 Bologna

DISEGNO ALLEGATO A 1556
 DATA Aprile 2008
 REV. 0
 SCALA
 DISEGNATORE Geom. M. Tonari

VISTA DALL'ALTO CON MANTELLO



PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORM. UNI EN 22765-1

DA	DA	5.1	30.1	120.1	400.1	1000.1	2500.1	4000.1
A	B	30	120	400	1000	2000	4000	8000
±0.1	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO

TAVOLA METALLICA CON BOTOLA DA 498 x 1800 mm

SEZIONI DEI GANCI

DISEGNO

ALLEGATO A 1556/b

DATA

Aprile 2008

REV.

0

SCALA

SOCOME

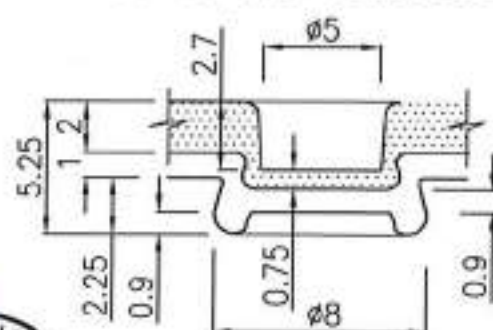
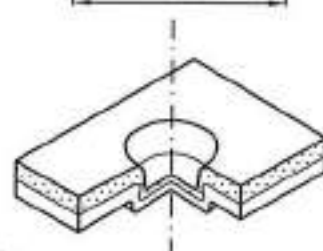
SOCOME S.p.A.

Geom. M. Tonari

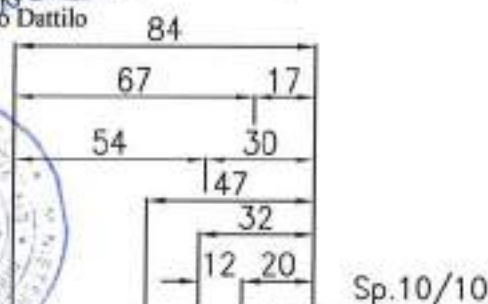
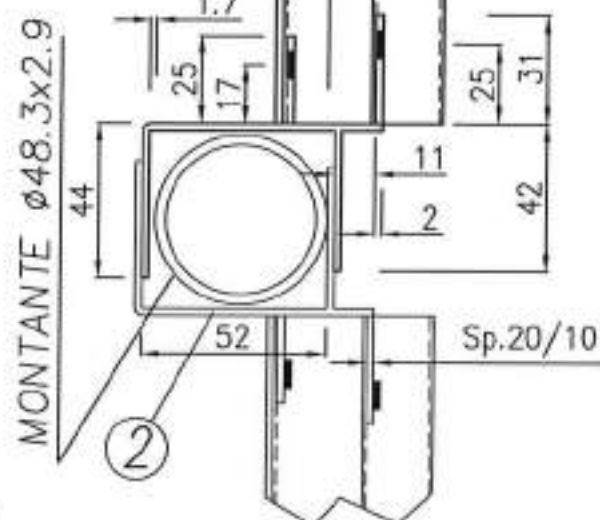
PER IL PARTICOLARE "6" VEDI DIS. N. 1556/a

PER LA LEGENDA VEDI DIS. N. 1551

**PARTICOLARE
PUNTO CLINCATO
20+10 TIPO TOX R-DF8**



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



PER IL PARTICOLARI VEDI DIS. N. 1557/a

N° 3 PUNTI CLINCATI
20+10 Ø 8 TOX R-DF 8

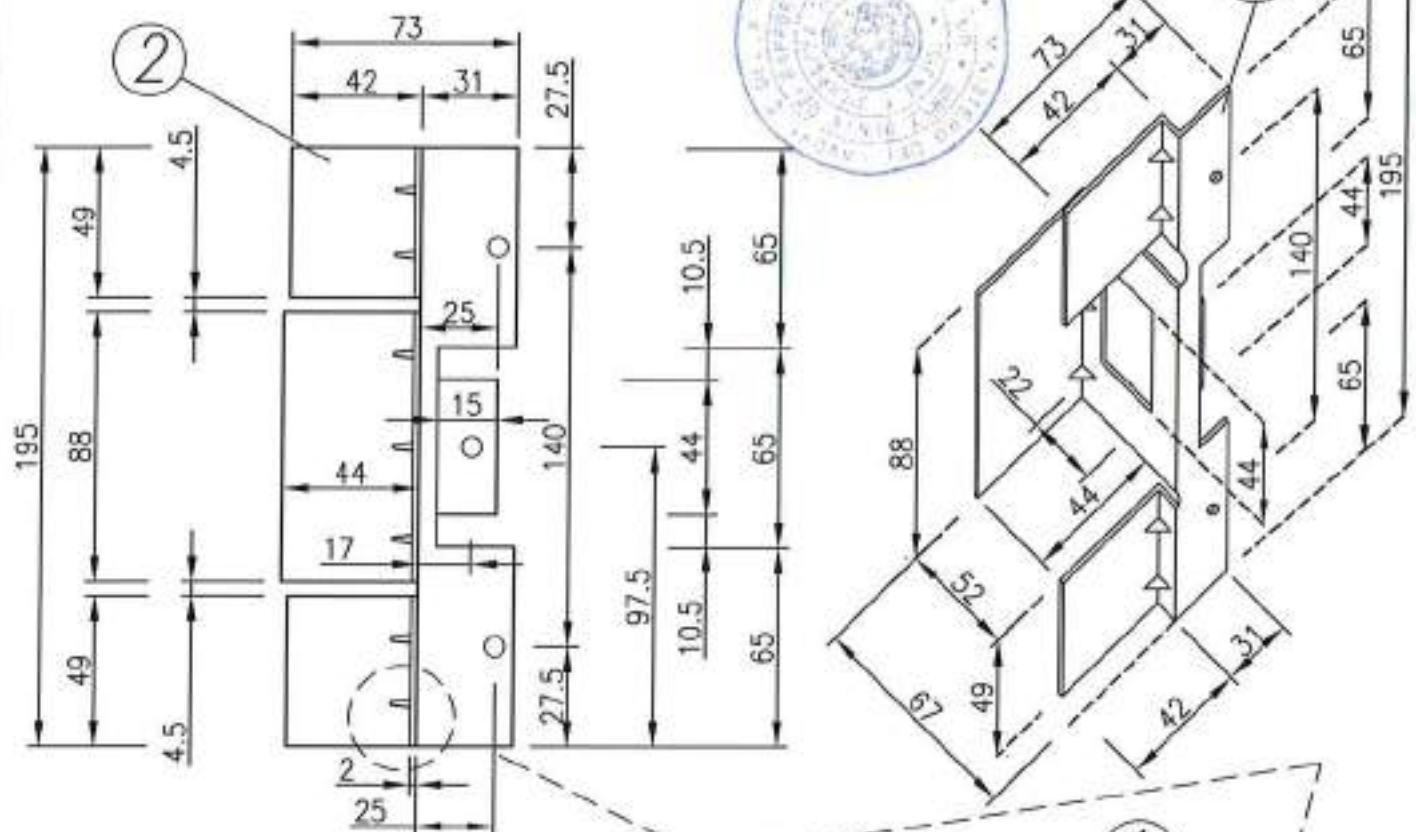
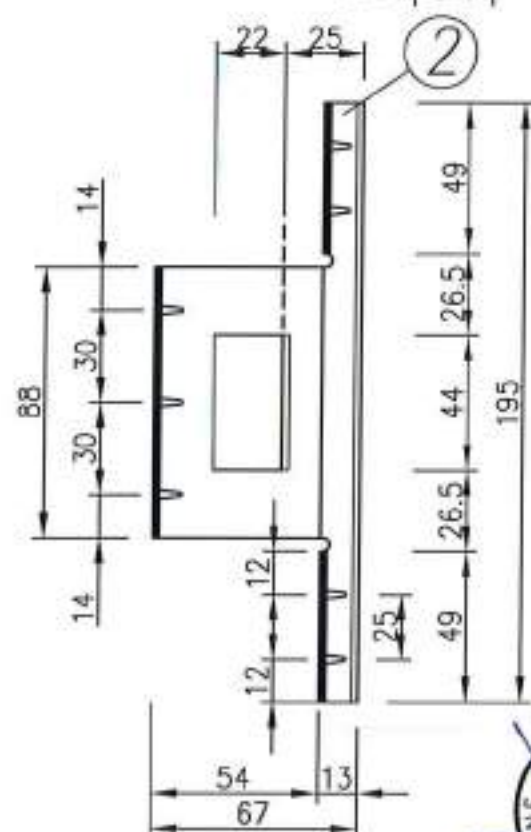
N° 3 PUNTI CLINCATI
20+10 Ø 8 TOX R-DF 8

SOCOME

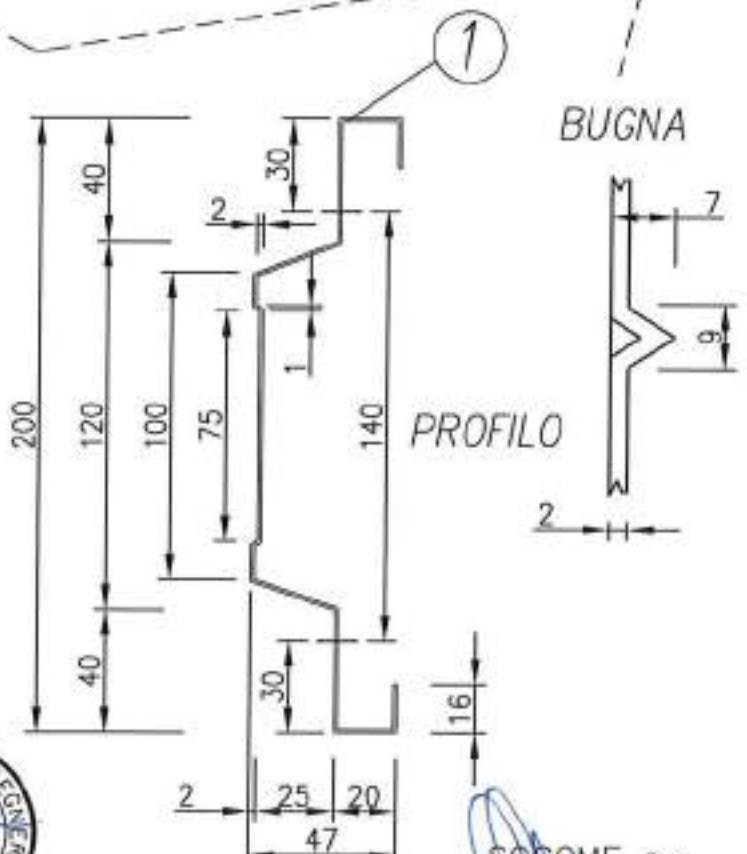
MONTANTE Ø48.3x2.9

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' ± 5% PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI				I PESI SONO RIFERITI ALLA VERSIONE ZINCATA 4.40 daN		PONTGGIO PREFABBRICATO A PORTELE "S 18"				SOCOME S.p.A. - Via S. Giovanni, 10 - 20121 Milano Tel. 02/58101 - Fax 02/58102					
						TITOLO									
						FERMAPIEDE METALLICO DI FACCIA									
2		2		TESTATA 20/10 ZINCATA		S 250 GD		DA 1800 mm				DISEGNATORE Geom. M. Tosani			
1		1		BANDELLA PROFILATA 10/10 ZINCATA		S 250 GD									
Pos.		N° Pezzi		Denominazione		Materiale									
								DISEGNO ALLEGATO A 1557		DATA Aprile 2008		REV. 0		SCALA	

VISTA LATERALE



VISTA FRONTALE



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

PER LA LEGENDA VEDI DIS. N. 1557

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' ± 5%
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI

I PESI SONO RIFERITI ALLA
VERSIONE ZINCATA 4.40 dell

Pos.	N° Pezzi	Denominazione	Materiale
2	2	TESTATA 20/10 ZINCATA	S 250 GD
1	1	BANDELLA PROFILATA 10/10 ZINCATA	S 250 GD

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

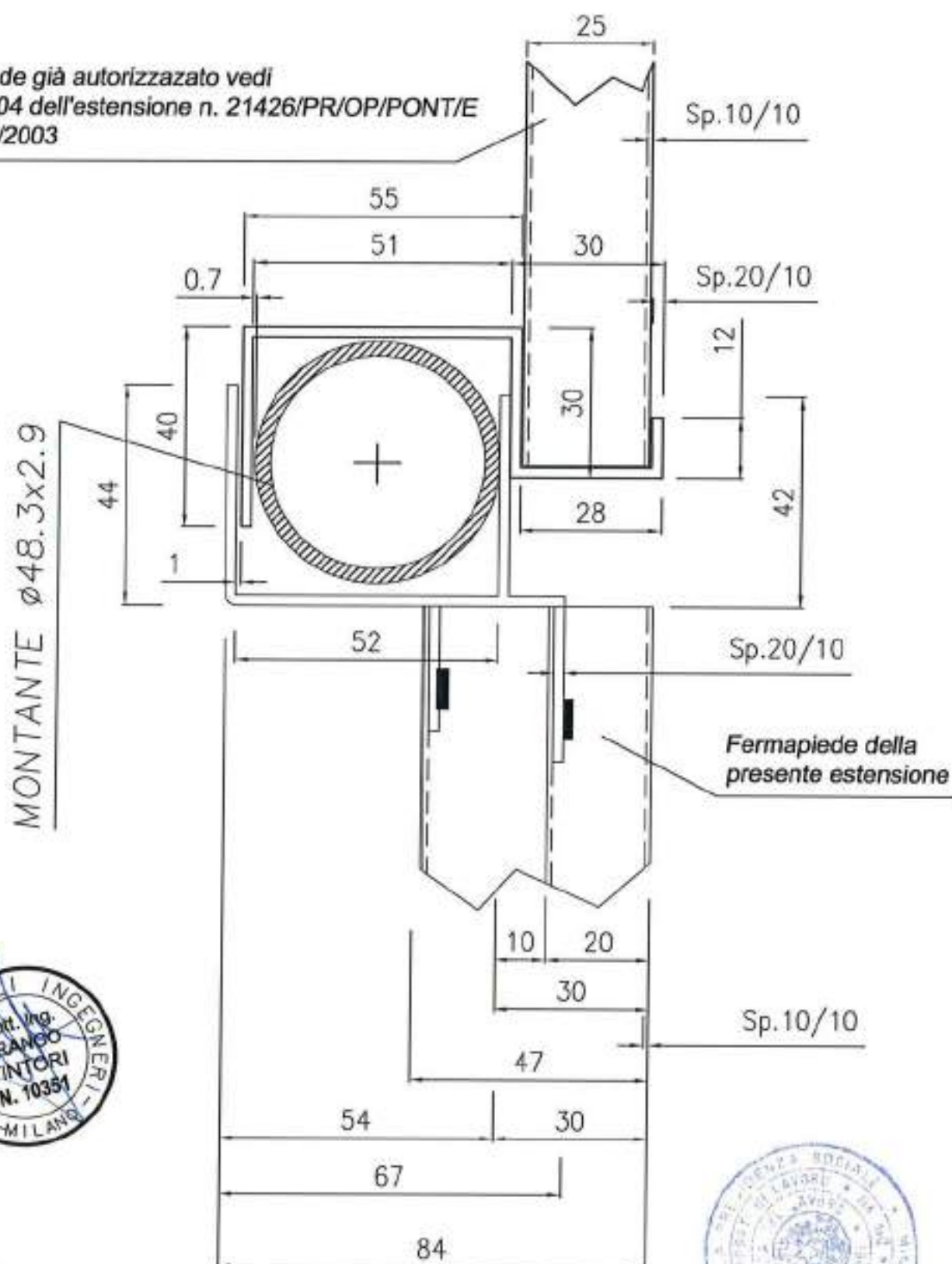
TITOLO
PARTICOLARI DEL FERMAPIEDE
METALLICO DI FACCIA DA 1800 mm

DISEGNO
ALLEGATO A 1557/a DATA
Aprile 2008 REV.
D SCALA

SOCOME
SOLUCIÓE DI COSTRUZIONE METALLICA
E SIDERURGICA

DISEGNATORE
Geom. M. Tonari

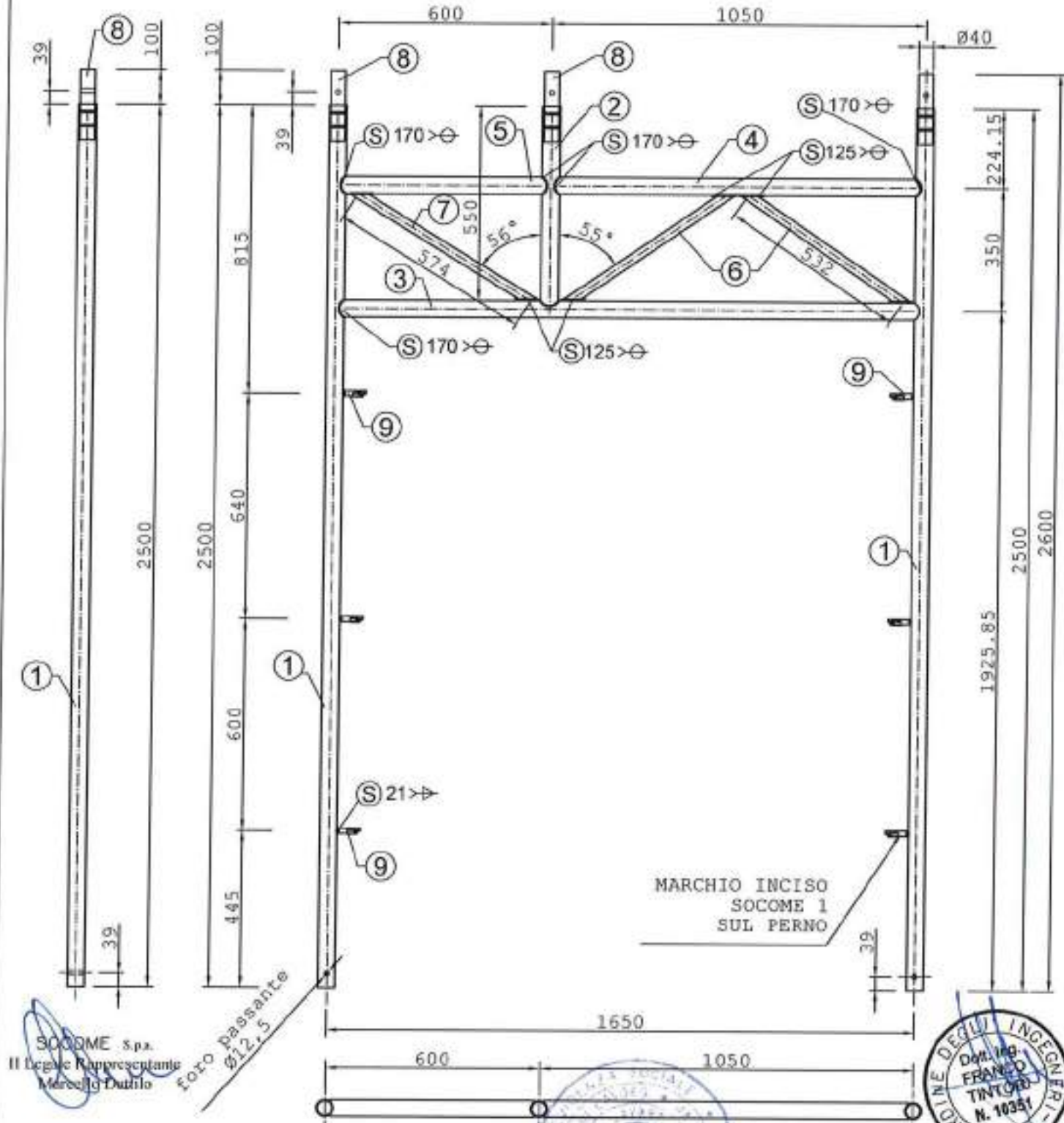
Fermapiede già autorizzato vedi
dis. n. 1504 dell'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E
del 07/07/2003



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in: mm			
PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"			
TITOLO			
COMPATIBILITA' DEI FERMAPIEDI			
DISEGNO	DATA	REV.	SCALA
ALLEGATO A 1557/b	Aprile 2006	0	
			
			DISEGNATORE Geom. M. Tonari



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Merello Danilo

foro passante
Ø 12,5

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' ± 5%
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI

PESO vis. VERNICIATA: 32.00 daN

Q	B	PERNO CON NOTTOLINO (VEDI DIS. N. 1589)	S 235 JR
8	3	SPINOTTO PRESSATO Ø 40 x 2 (VEDI DIS. N. 1589)	S 235 JR H
7	1	SAETTA DI RINFORZO Ø 26,9 x 2 L = 574 mm	S 235 JR H
6	2	SAETTE DI RINFORZO Ø 26,9 x 2 L = 532 mm	S 235 JR H
5	1	TRAVERSO Ø 48,3 x 2,9 L = 561,7 mm	S 235 JR H
4	1	TRAVERSO Ø 48,3 x 2,9 L = 1091,7 mm	S 235 JR H
3	1	TRAVERSO Ø 48,3 x 2,9 L = 1601,7 mm	S 235 JR H
2	1	MONTANTE Ø 48,3 x 2,9 L = 550 mm	S 235 JR H
1	2	MONTANTE Ø 48,3 x 2,9 L = 2500 mm	S 235 JR H
POS.	N° PEZZI	DENOMINAZIONE	MATERIALE

⑤ SALDATURA 3x3 : E

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORM. UNI EN 22768-1

DA A	fino a	6,1	30,1	120,1	400,1	1000,1	2000,1	4000,1	8000,1
+	-	0,1	0,2	0,3	0,5	0,8	1,2	2,0	3,0

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO

TELAIO DI PARTENZA LARGA

DISEGNO ALLEGATO A 1558

DATA Aprile 2008

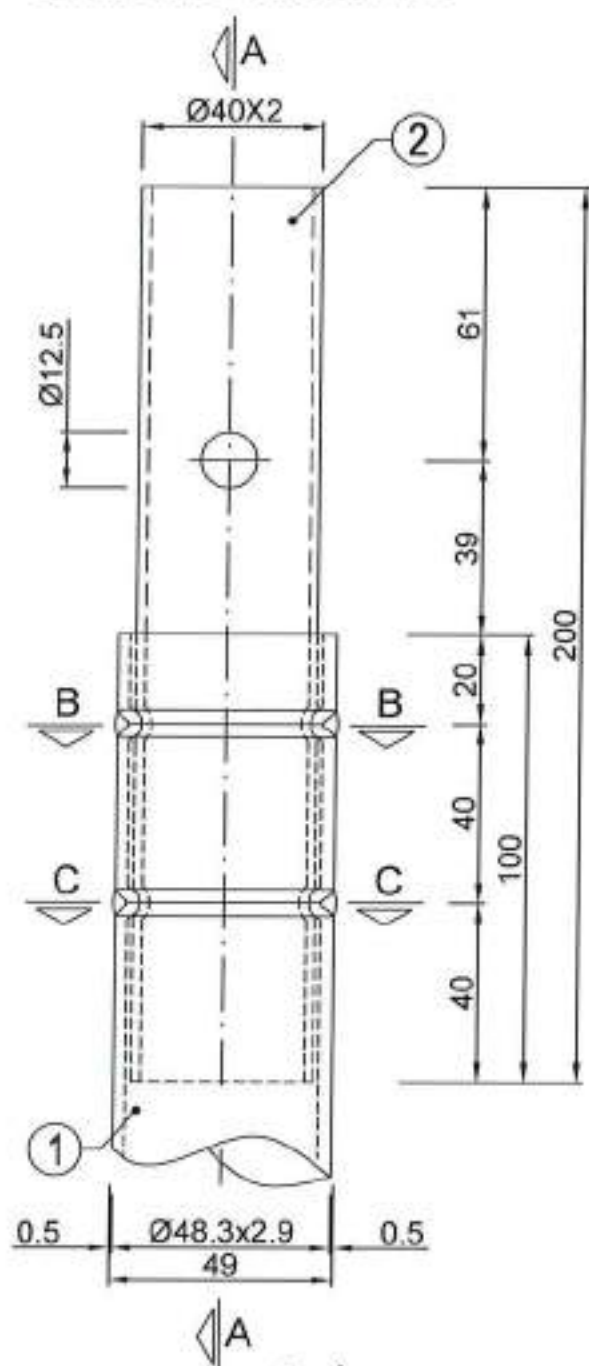
REV. 0

SCALA

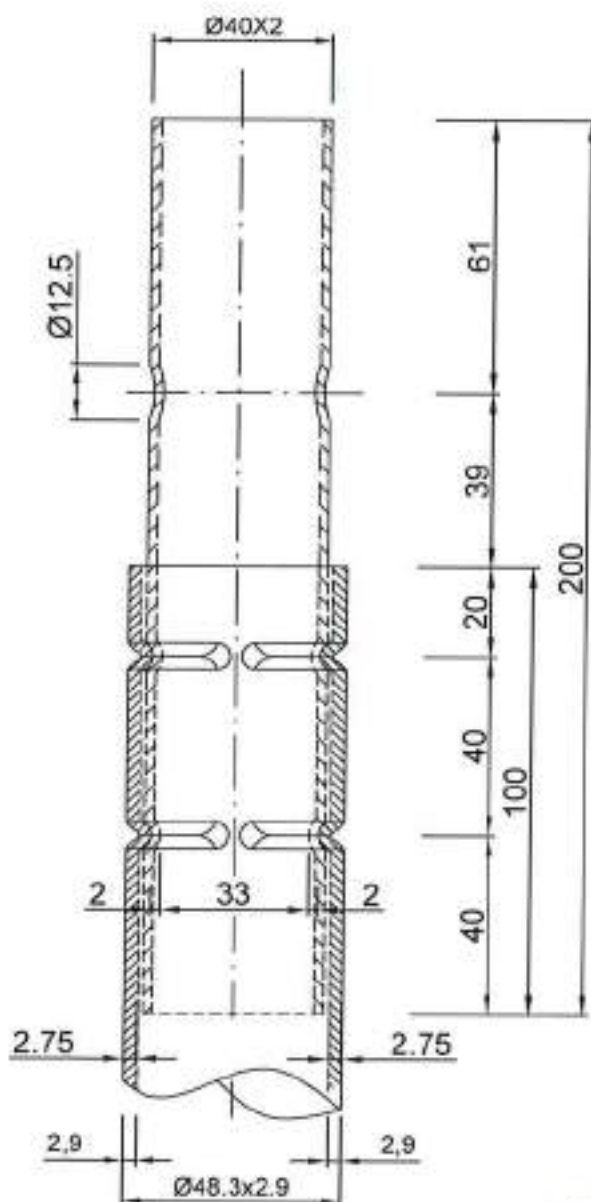
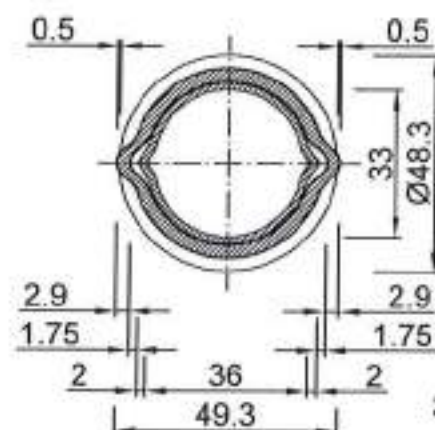
SOCOME
S.p.A. - Via S. Rocco 10 - 20139 Milano
Tel. 02/58101 - Fax 02/58102

DISEGNATORE
Geom. M. Tonani

SPINOTTO PRESSATO



SPINOTTO PRESSATO SEZIONE A-A



SEZ. B-B e C-C



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

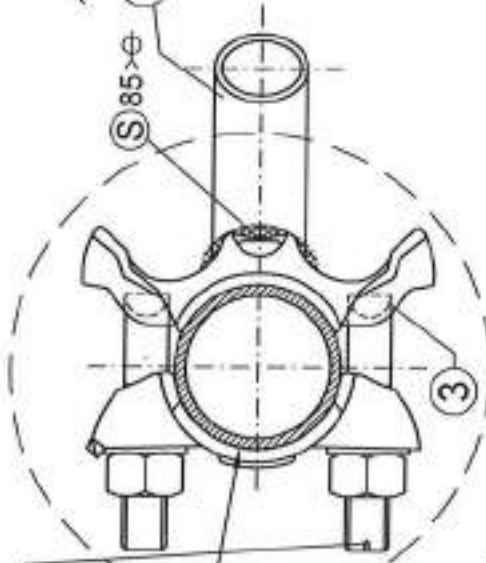


POS.	N° PEZZI	DENOMINAZIONE	MATERIALE	TITOLO	DATA	REV.	SCALA
2		SPINOTTO PRESSATO Ø40x2	S 235 JR H	PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"	1560	0	
1		MONTANTE Ø48.3x2.9	S 235 JR H	PARTICOLARE DELLO SPINOTTO	Aprile 2008		
				DISEGNO ALLEGATO A			

SOCOME
S.p.A. - Via S. Gerardo, 10 - 20139 Milano
DISEGNATORE
Geom. M. Tonari

Incisione obbligatoria
della filettatura dopo
l'assemblaggio per
evitare lo sfilamento
del dado esagonale

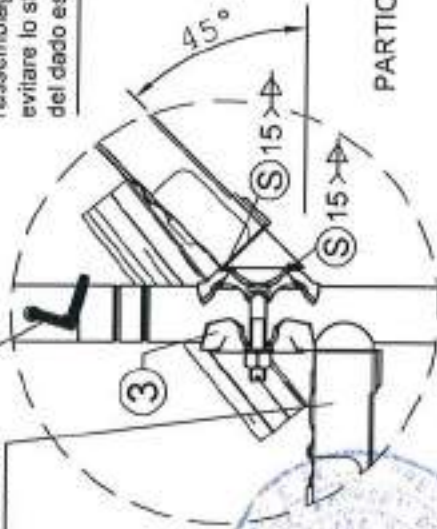
PARTICOLARE "A"



SPINA A
VERME

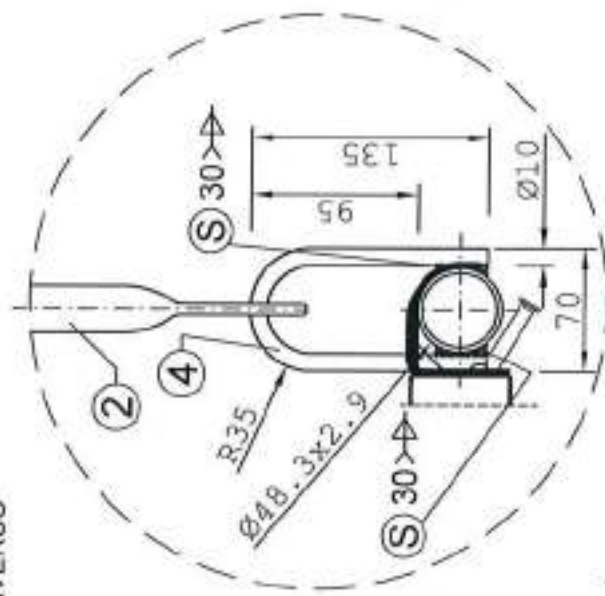
IMPALCATO
OBBLIGATORIO

Incisione obbligatoria
della filettatura dopo
l'assemblaggio per
evitare lo sfilamento
del dado esagonale



PARTICOLARE "C"

PARTICOLARE "B" DELLA CERNIERA
TIRANTE/TRAVERSO



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Danilio

③ SALDATURA 303 - E

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA F ALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORMA UNI EN 22768-1		1000.1	2000.1	4000.1	6000.1	8000.1	10000.1
DA	FIN A	100.1	120.1	140.1	160.1	180.1	200.1
A	0	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2
+	-	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2

Dove non diversamente indicato, tutte le misure sono espresse in mm.

TITOLO

PARTICOLARI DEL PARASASSI

DISEGNO

ALLEGATO A 1562

DATA

Aprile 2008

REV.

0

SCALA

1:1

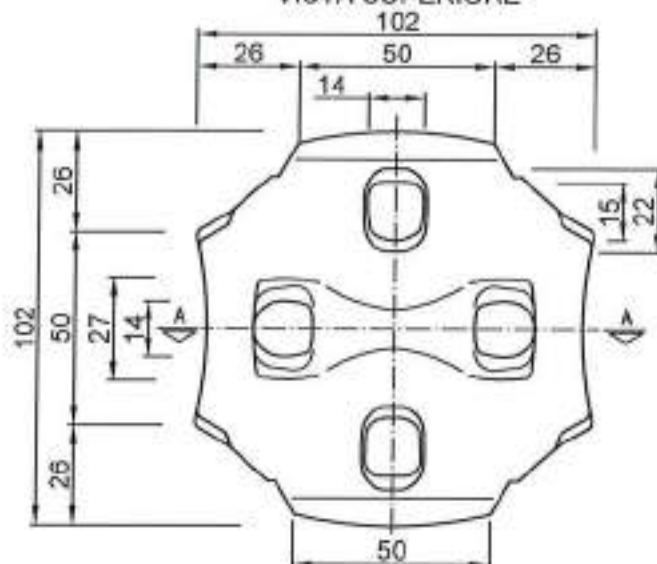
DISEGNATORE

Geom. M. Torani

SOCOME

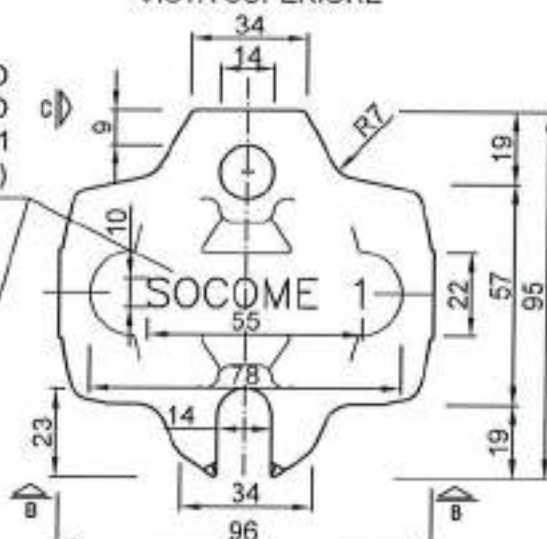
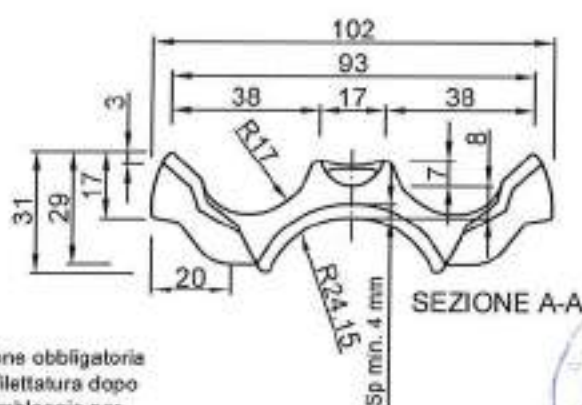
PER LA LEGENDA VEDI DISEGNO N. 1561

NUCLEO
(S 235 JR)
VISTA SUPERIORE



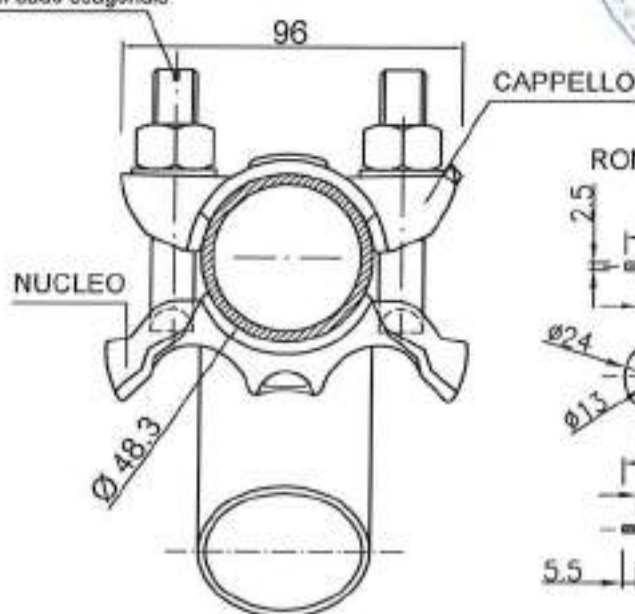
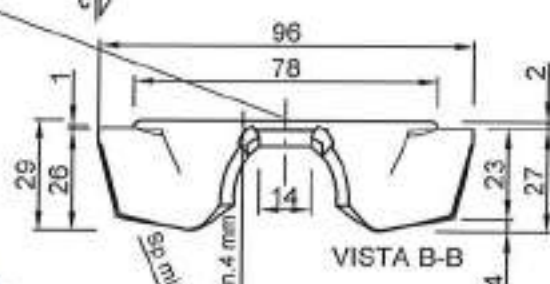
CAPPELLO
(S 235 JR)
VISTA SUPERIORE

MARCHIO
INCISO
SOCOME 1
(55x10)



SEZIONE A-A

Incisione obbligatoria
della filettatura dopo
l'assemblaggio per
evitare lo slittamento
del dado esagonale

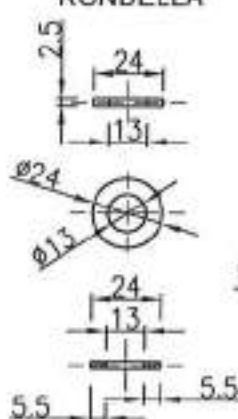


VISTA B-B

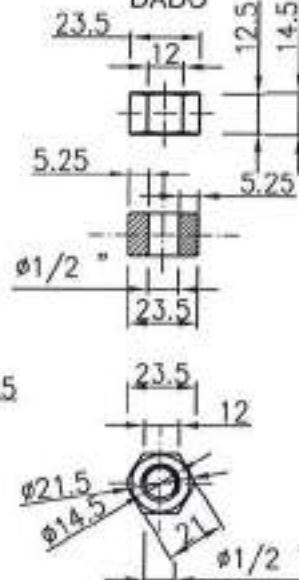


VISTA E-E

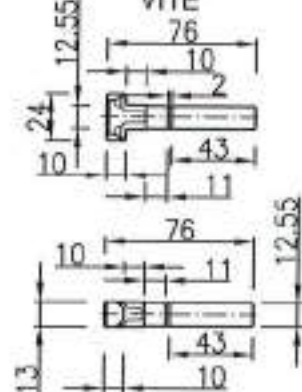
RONDELLA



DADO



VITE



BULLONE Ø 1/2" W
(classe 5.6)



SOCOME S.p.A.

Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



TITOLO

SEMIGIUNTO DEL PARASASSI

DISEGNO
ALLEGATO A

1563

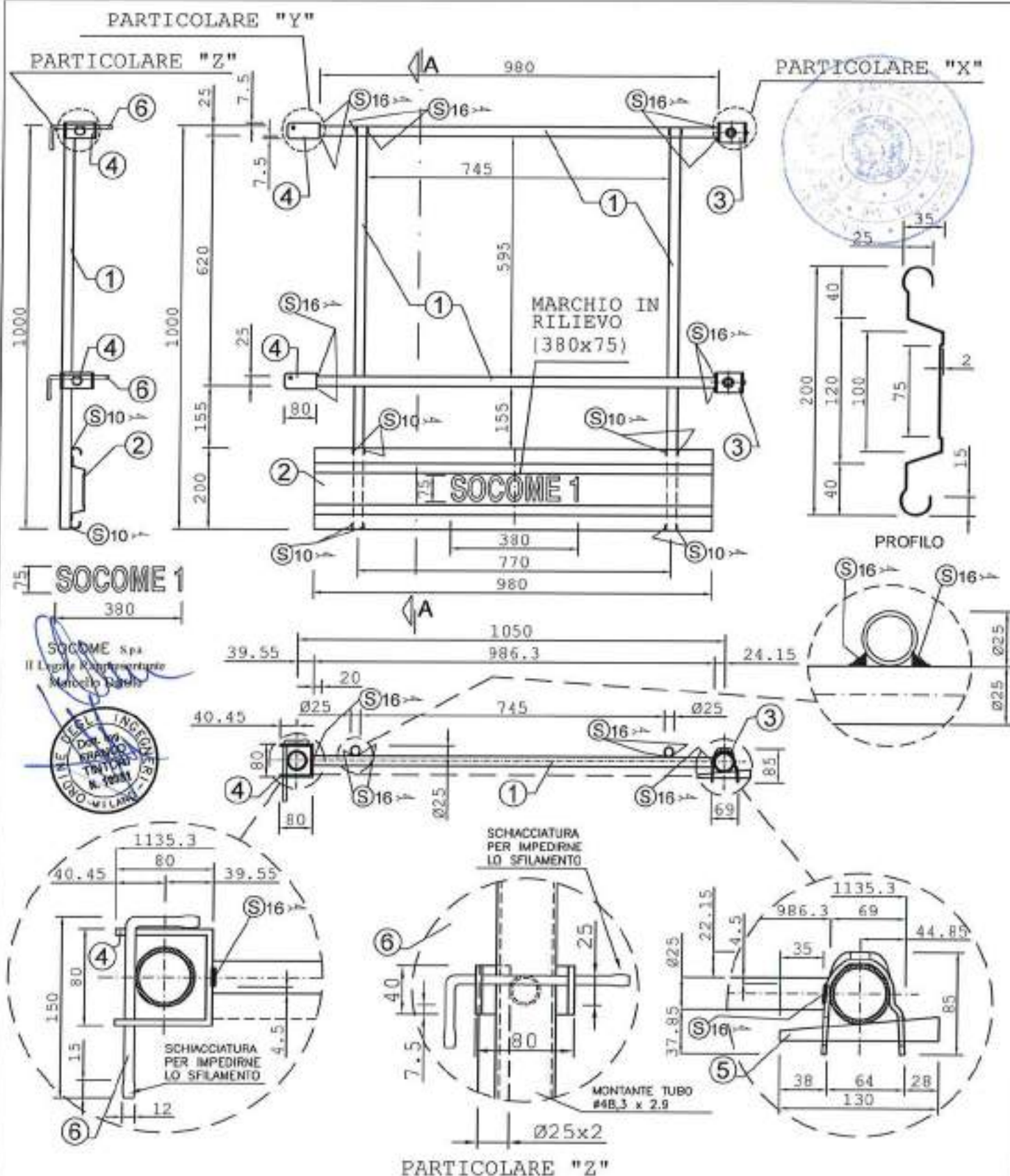
DATA
Aprile 2008

REV
0

SCALA

SOCOME
S.p.A. - Via ...

DISEGNATORE
Geom. M. Tonani



LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' $\pm 5\%$
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI:

Pos.	N° Pezzi	Denominazione	Materiale
6	2	TONDO Ø8 (VEDI DIS. N. 1564/a)	S 235 JR
5	2	CUNEO SP. 6 mm (VEDI DIS. N. 1564/a)	S 235 JR
4	2	MORSETTO DX PIATTO 40 SP.5 mm	S 235 JR
3	2	MORSETTO SX H= 50 SP.4.5 mm	S 235 JR
2	1	BANDELLA PROFILATA 10/10 ZINCATA	S 250 GD
1		TUBO Ø 25 Sp.2 mm	S 235 JR H

PER I PARTICOLARI "X" E "Y" VEDI DIS. N. 1564/a

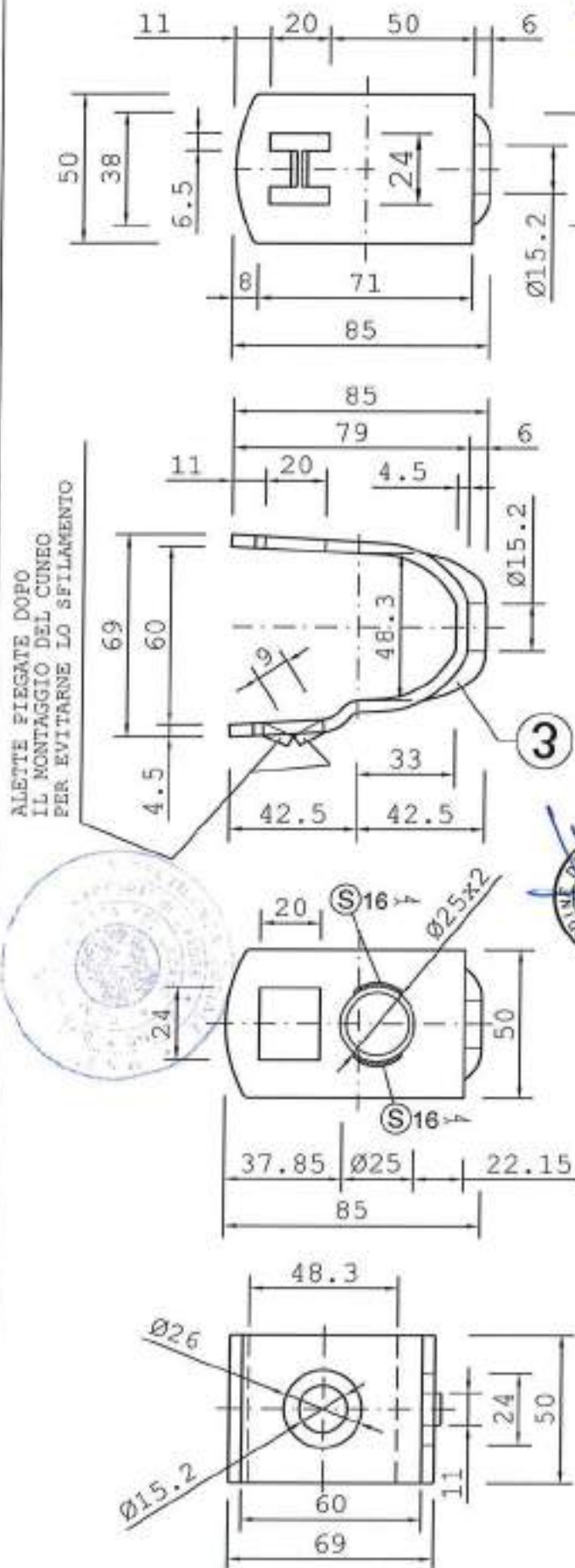
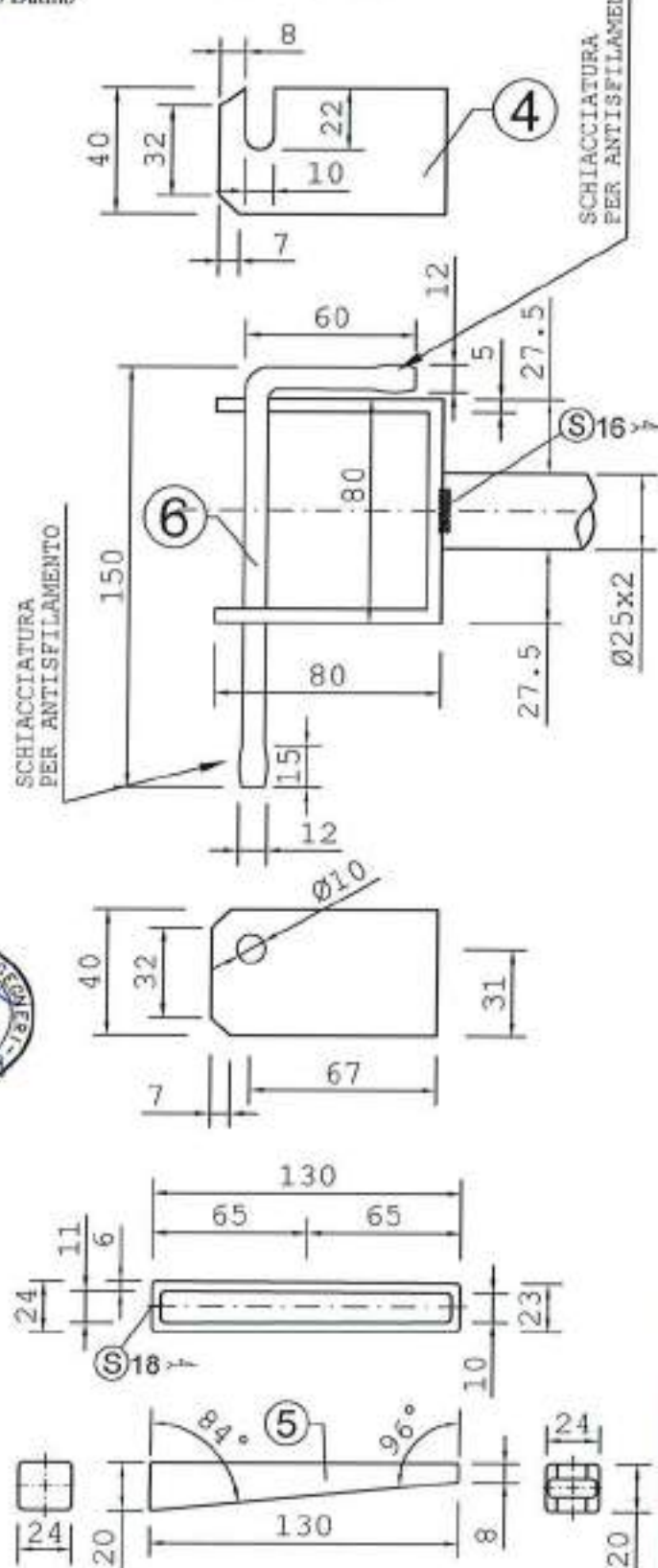
SALDATURA 3x3 - E									
PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA									
TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) - NORMA UNI EN 22766-1									
DA	Fin a	6.1	38.1	120.1	450.1	1030.1	3030.1	4900.1	
+	-	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0
Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm.									
TITOLO									
CANCELLETTO DI TESTATA									
DISEGNO		DATA		REV.		SCALA		DISEGNATORE	
ALLEGATO A		1564		Aprile 2008		0		Geom. M. Tonari	

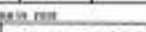
SOCOME
Società per Azioni
a partecipazione paritetica
Socome - Siderco

PARTICOLARE "X"
MORSETTO SX

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Battilo

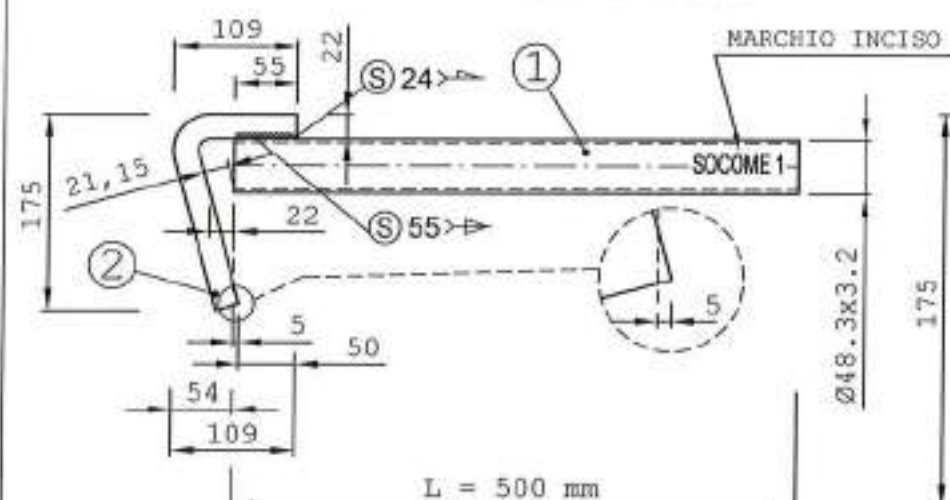
PARTICOLARE "Y"
MORSETTO DX



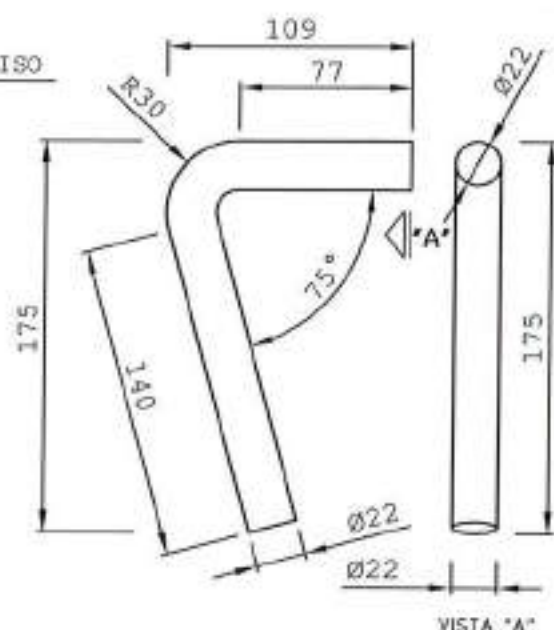
 SALDATURA 3x3 : E									
PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA M ALLEGATA									
DA		TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORM. UNIGI 22766-1							
A	8+4 a 6	8.1	38.1	120.1	488.1	1006.1	2068.1	4903.1	
PA	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0	
Dato per riferimento indicato nelle misure sono espresse in mm									
TITOLO		PARTICOLARI							
		CANCELLETTO DI TESTATA							
DISEGNO ALLEGATO A		1564/a		DATA Aprile 2008		REV 0		SCALA	
								DISEGNATORE Geom. M.Torani	

- GLI STOCCHI PER ANCORAGGI VERNICIATI DI CUI AL PRESENTE DISEGNO, DEVONO ESSERE OBBLIGATORIAMENTE UTILIZZATI CON GIUNTI APPARTENENTI AD UNICA AUTORIZZAZIONE MINISTERIALE, LA QUALE DEVE CONTEMPLARE L'UTILIZZO DI TUBI VERNICIATI ACCOPPIATI AI GIUNTI DI CUI SOPRA.

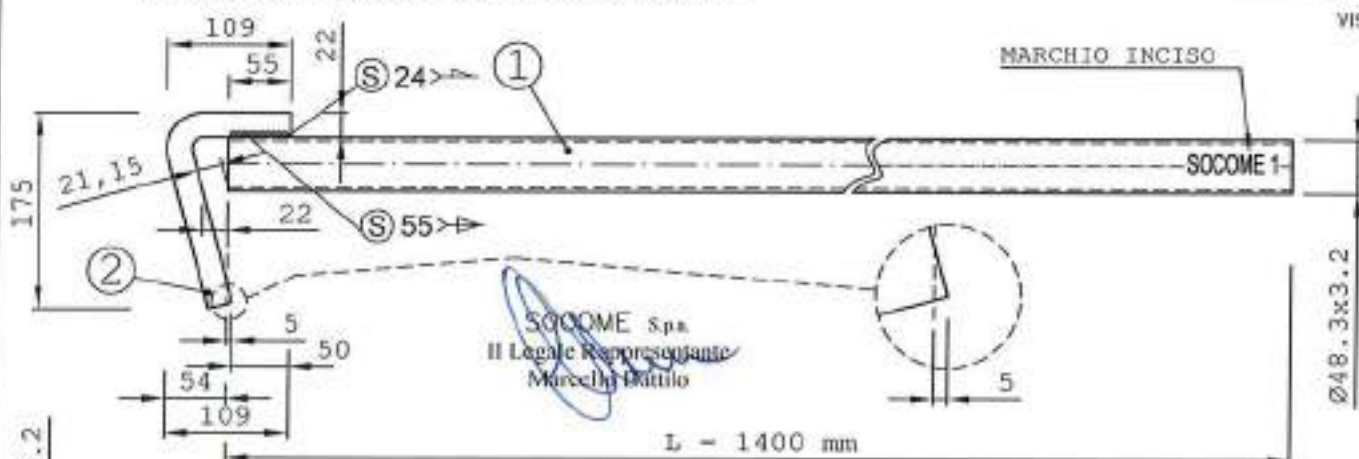
STOCCO PER ANCORAGGIO SEMPLICE



PARTICOLARE DEL TONDINO Ø22



STOCCO PER ANCORAGGIO SPECIALE



PARTICOLARE DEL MARCHIO INCISO

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' ± 5%
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI

POS.	N° PEZZI	DENOMINAZIONE	MATERIALE
2	1	TONDINO Ø 22	S 275 JR
1	1	TUBO Ø 48.3 x 3.2	S 235 JR H

STOCCO in mm	PESO vers. VERNICIATA
500	2.15
1400	5.40

Il presente disegno annulla e sostituisce
il disegno dell'Allegato A n.1505 dell'estensione
n.21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003
dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

③ SALDATURA 363 : E

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA ALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm) NORM. UNI EN 22768-1

DA	fino a	6.1	30.1	120.1	400.1	1000.1	2000.1	4000.1
A	6	30	120	400	1000	2000	4000	8000
±	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2.0	3.0

Dove non diversamente indicato tutte le misure sono espresse in mm

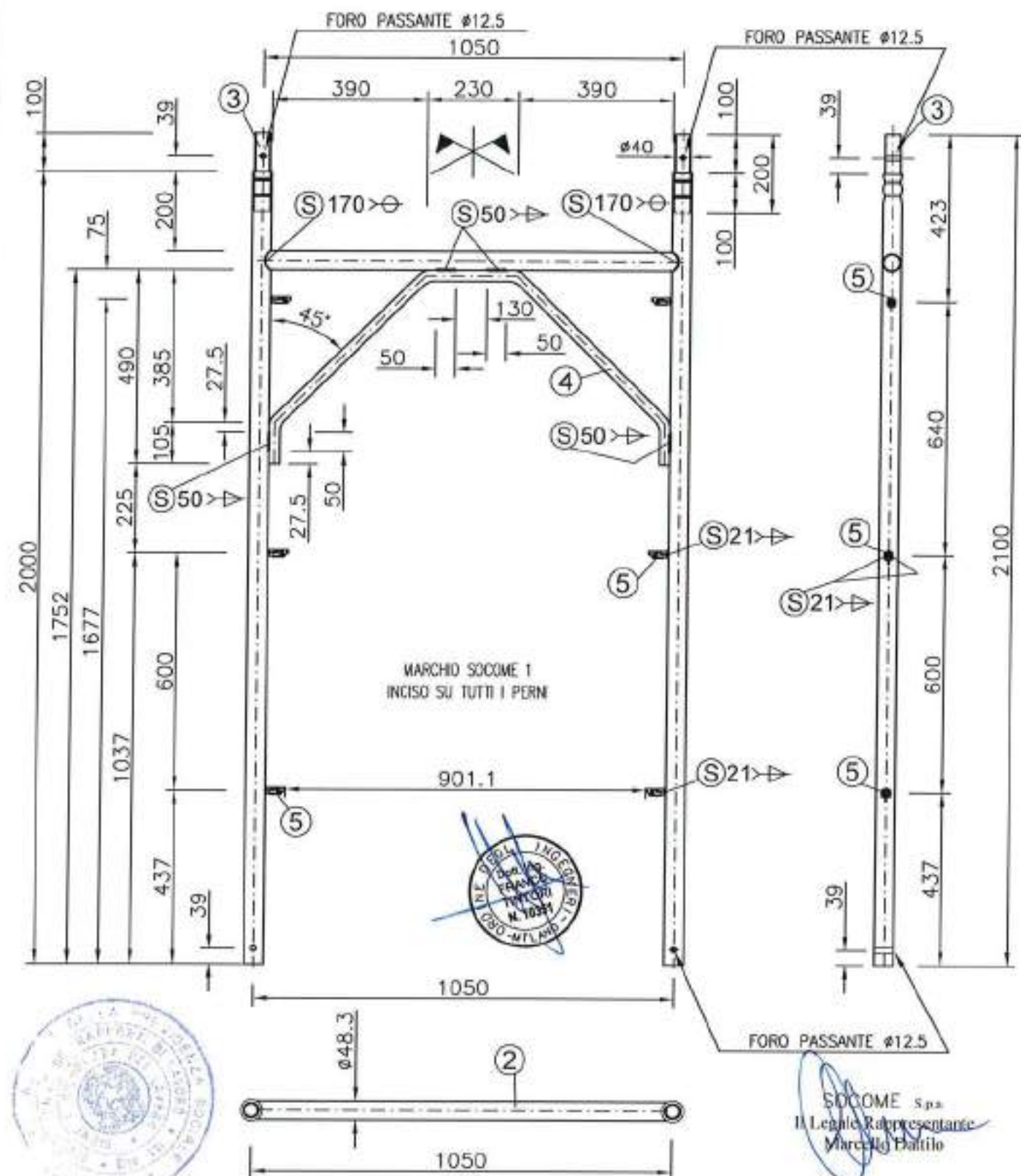
PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE 'S 18'

TITOLO
STOCCHI DI ANCORAGGIO CON
TONDINO Ø22

DISEGNO ALLEGATO A 1566 DATA Aprile 2008 REV. 0

SOCOME
SISTEMI DI ANCORAGGIO
E FISSAGGIO
A PORTALE
DISEGNATORE
Geom. M. Tonani

Il presente disegno annulla e sostituisce il disegno dell'Allegato A n. 1 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 e il disegno dell' Allegato A n.120 dell'estensione n.20659/OM-4 del 11/07/2002 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999



LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' $\pm 5\%$
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI

I PESI SONO RIFERITI ALLA
VERSIONE VERNICIATA

19.7 daN

Pos.	N° Pezzi	Denominazione	Materiale
5	6	PERNO CON NOTTOLINO (VEDI DIS. N. 1559)	S 235 JR
4	1	ARCHETTO DI RINFORZO $\phi 28.9 \times 2.3$	S 235 JR H
3	2	SPINOTTO $\phi 40 \times 2$ (VEDI DIS. N. 1568)	S 235 JR H
2	1	TRAVERSO $\phi 48.3$ Sp. 2.9mm	S 235 JR H
1	2	MONTANTE $\phi 48.3 \times 2.9$	S 235 JR H

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO

Telaio 1050 x 2000 mm

DISEGNO
ALLEGATO A 1566/a

DATA
Aprile 2008

REV.
0

SCALA

SOCOME
S.p.A. - Via S. Maria Maddalena, 10
40138 Bologna (BO) - Italy

DISEGNATORE
Geom. M. Tonari

SCHEMA DI FACCIATA

SEZIONE C-C

CORRENTE INTERNO
A TUTTI I PIANI

TELAIO DI
CORONAMENTO

CORRENTE
SUPERIORE
DI FACCIATA

ULTIMO PIANO
PRATICABILE

CORRENTE
SUPERIORE
DI FACCIATA
A TUTTI I PIANI

CORRENTE
INTERNO A
TUTTI I PIANI

DIAGONALE IN
PIANTA A TUTTI I
PIANI ANCORATI

DIAGONALE DI
FACCIATA A
TUTTI I PIANI

CORRENTE
INTERNO A
TUTTI I PIANI

SCHERMO PARASASSI
E PIANO DI RACCORDO
CON TAVOLE METALLICHE
OBBLIGATORIE E CORRENTE
INTERNO OBBLIGATORIO

CORRENTE
INTERNO A
TUTTI I PIANI

PIANO NON
PRATICABILE

BASETTE
REGOLABILI

CORRENTE
INTERNO A
TUTTI I PIANI

ELEMENTO DI RIPARTIZIONE
DEL CARICO ≥ 50 mm
art. 5 lett. C - D.M. 2/9/98

DIAGONALE IN PIANTE IN TUBI E GIUNTI
APPARTENENTI AD UNA UNICA AUTORIZZAZIONE MINISTERIALE

SEZIONE A-A

CORRENTE INTERNO A TUTTI I PIANI

DIAGONALE IN
PIANTA

SEZIONE B-B

TAVOLE METALLICHE
OBBLIGATORIE

SCHERMO
PARASASSI

- CORRENTE INTERNO
- DIAGONALE IN PIANTE
- CORRENTE DI FACCIATA
- DIAGONALE DI FACCIATA
- ⊙ ANCORAGGIO SPECIALE A "V"
- ⊗ ANCORAGGIO SPECIALE
- ⊗ ANCORAGGIO NORMALE
- DIAGONALE IN PIANTE IN TUBI E GIUNTI
APPARTENENTI AD UNA UNICA AUTORIZZAZIONE
MINISTERIALE

- Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi diss.
dell'Allegato A n. 1573 e n. 1574 della presente estensione

- H_{max} = Altezza massima del ponteggio dal piano di
campagna all'estremità dell'ultimo impalcato

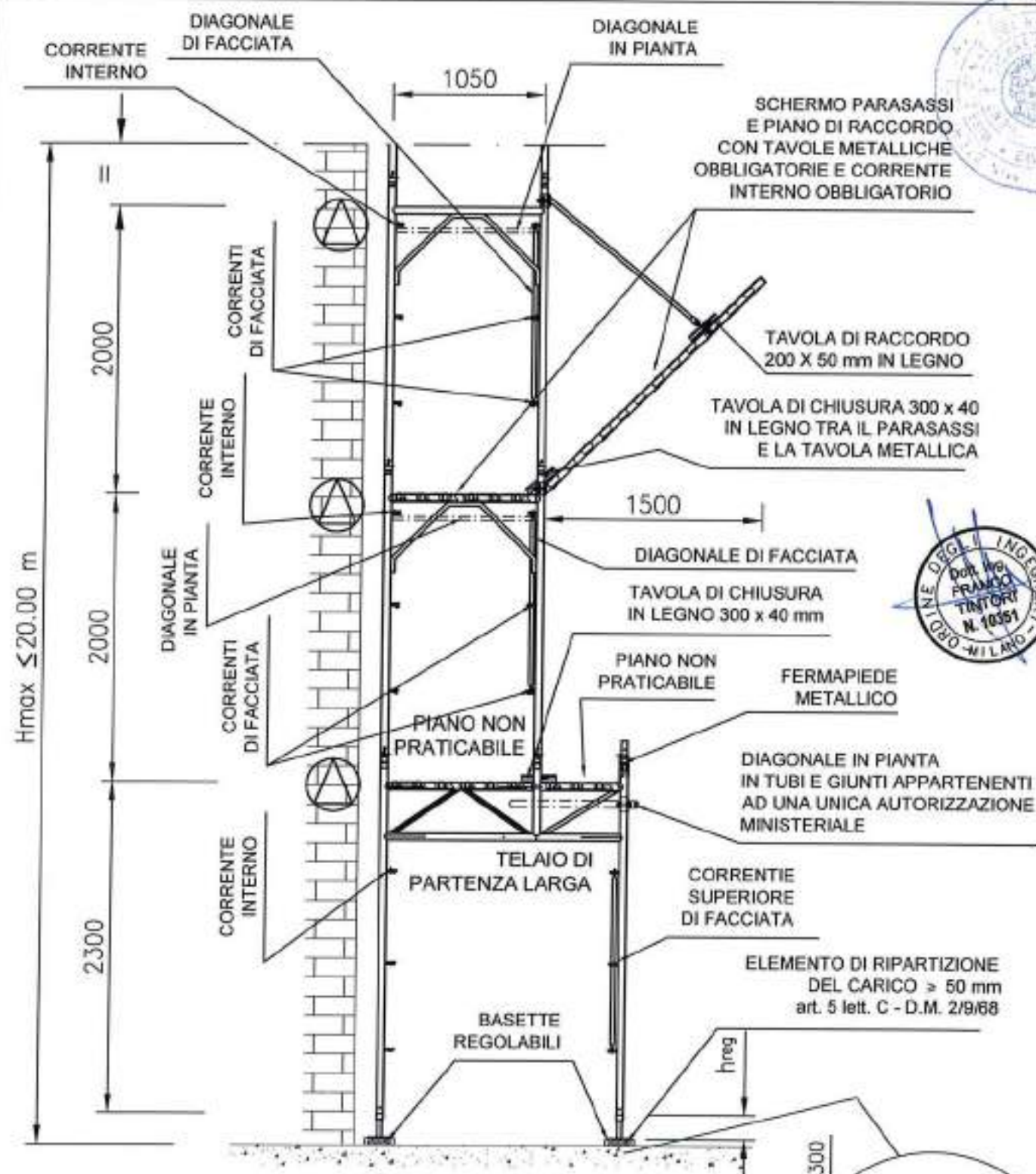
PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO
SCHEMA DI MONTAGGIO PONTEGGIO CON TELAI
DI PARTENZA LARGA

DISEGNO ALLEGATO A 1567 DATA Aprile 2008 REV. 0 SCALA DISEGNATORE Geom. M. Tonari

SOCOME
Società per Azioni
Sede in Milano, Italia

- Per i limiti d'impiego, le azioni sugli ancoraggi e
i carichi al piede dei montanti vedi la TABELLA LIMITI DI IMPIEGO n.1576



LEGENDA:

- ANCORAGGIO SPECIALE A "V"
 DIAGONALE IN PIANTA IN TUBI E GIUNTI APPARTENENTI AD UNA UNICA AUTORIZZAZIONE MINISTERIALE
 DIAGONALE IN PIANTA

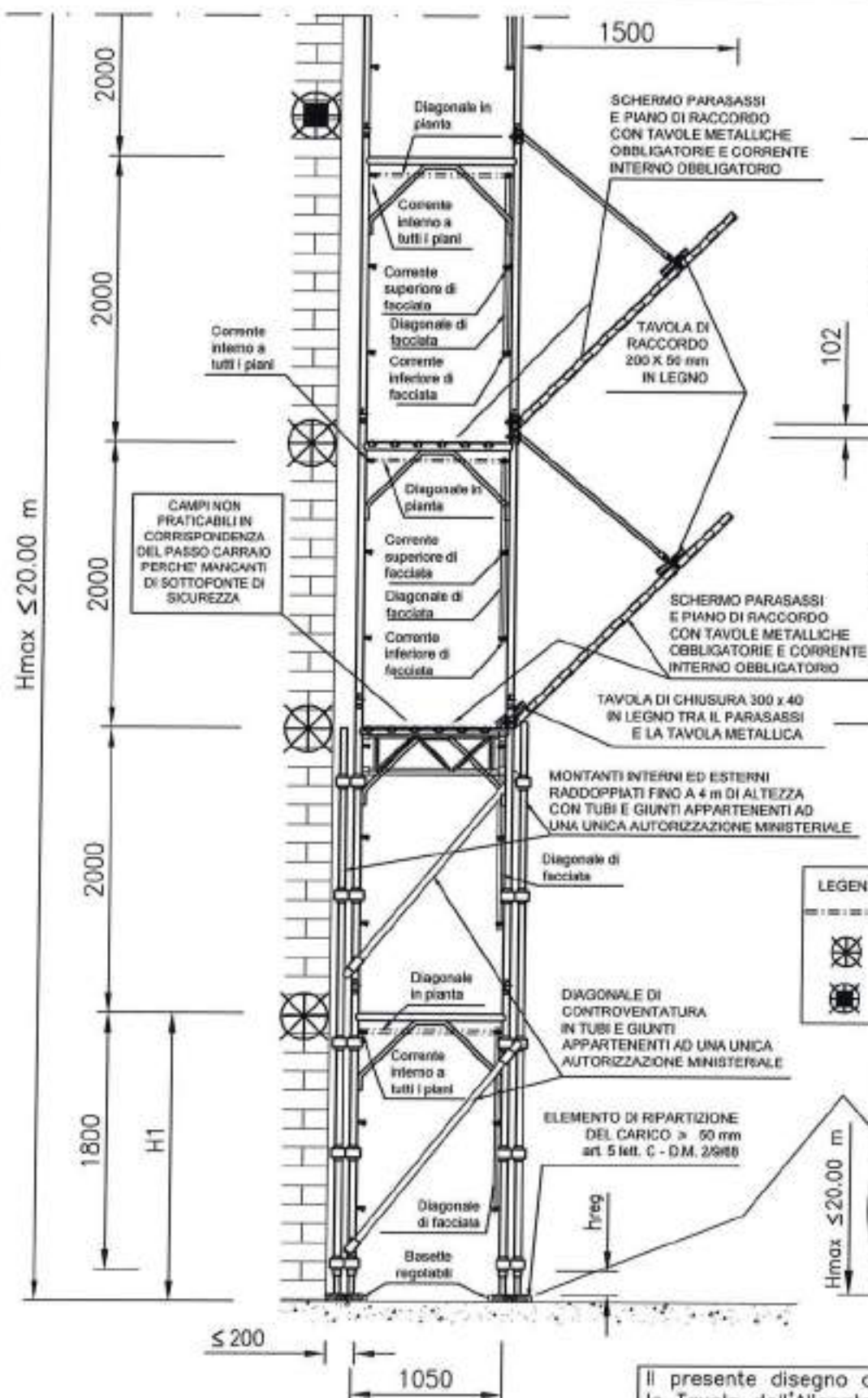
SOCOME S.p.A.
 Il Legale Rappresentante
 Marcello Battilo

- Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi dis. dell' Allegato A n. 1574 della presente estensione

- Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano di campagna all'estremità dell'ultimo impalcato

- Per i limiti d'impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti vedi la TABELLA LIMITI DI IMPIEGO n.1576

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"				 Socome S.p.A. - Via S. Rocco 10 20122 Milano	
TITOLO					
PARTICOLARE SCHEMA DI MONTAGGIO PONTEGGIO CON TELAIO DI PARTENZA LARGA					
DISEGNO ALLEGATO A	1568	DATA Aprile 2008	REV. 0	SCALA	DISEGNATORE Geom. M. Tonari



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



- Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano di campagna all'estradosso dell'ultimo impalcato

- Per lo schema di montaggio del passo
carraio vedere la Tav. Allegato A n. 1535: (★)

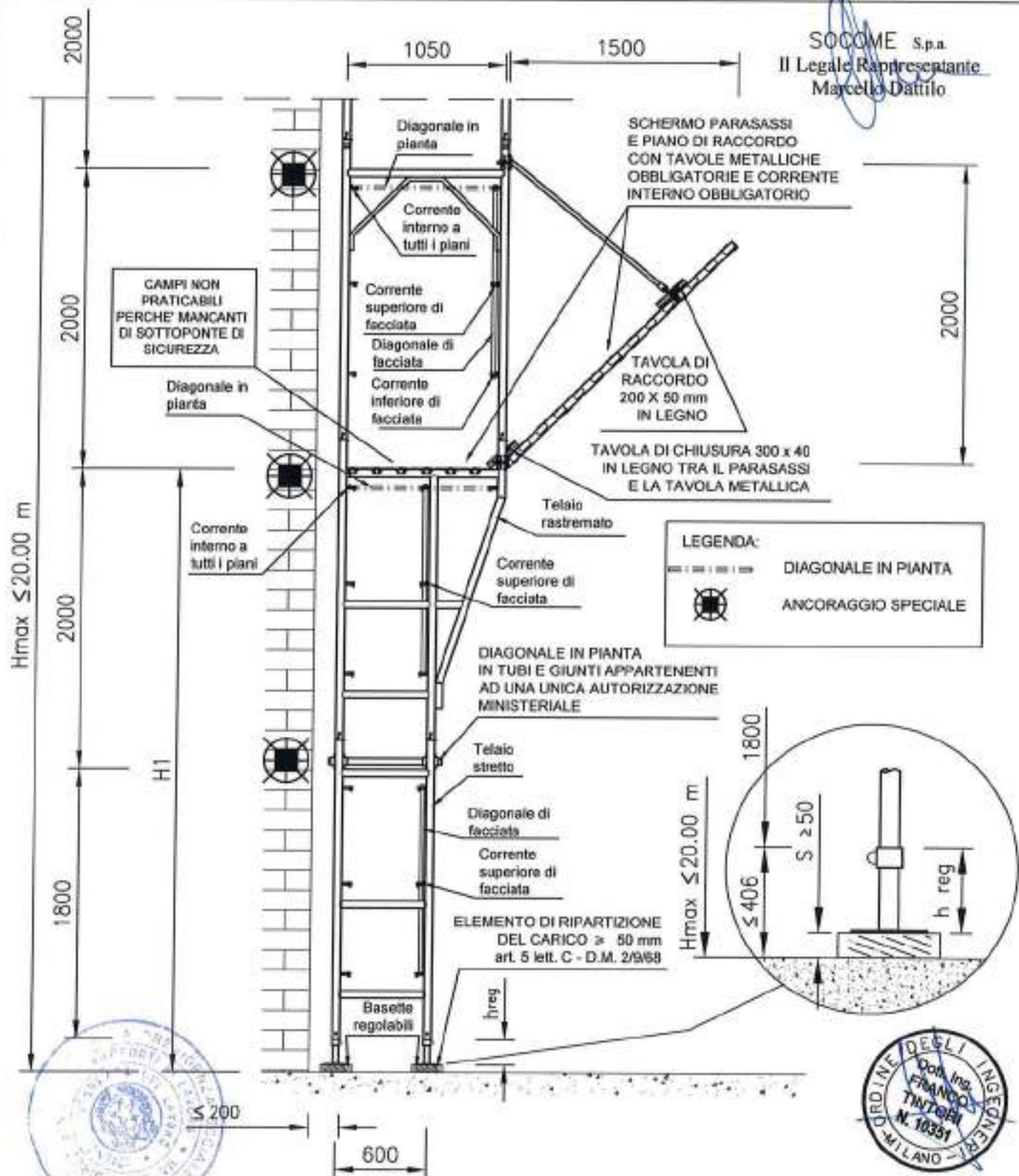
- H_1 = Altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione all'estremità del primo impalcato; per $H_1 > 2$ m, il numero dei piani non può essere superiore a 9, con $H_{max} \leq 20$ m;

- Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi dis.
dell' Allegato A n. 1573 e n. 1574 della presente estensione

Il presente disegno annulla e sostituisce la Tavola dell'Allegato A n.1542 dell'estensione n.15/VI/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

(*) Dell'estensione n.15/M/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007
dell'Autorizzazione n. 20591/CM-4 del 12/04/1999

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"					
TITOLO					
PARTICOLARE SCHEMA DI MONTAGGIO PONTEGGIO CON PASSO CARRAIO DA 3600 mm					
DISEGNO ALLEGATO A	1568/a	DATA Aprile 2008	REV. 0	SCALA	DISEGNATORE Geom. M. Tonari



- Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano di campagna all'estradosso dell'ultimo impalcato

- Per lo schema di montaggio della partenza stretta vedere la Tav. Allegato A n. 1536; (*)

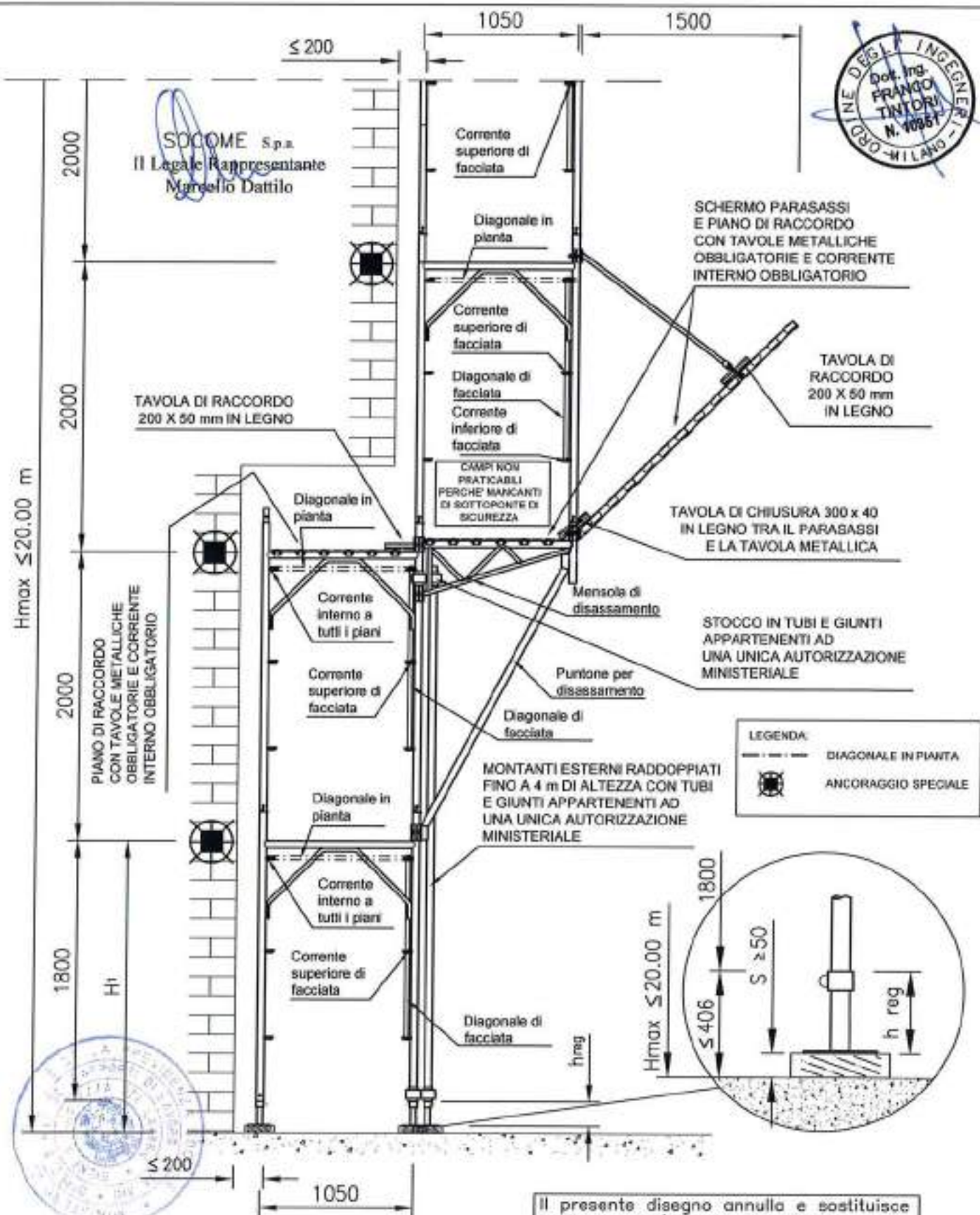
- H1 = Altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione all'estradosso del primo impalcato; per H1 > 4 m, il numero dei piani non può essere superiore a 8, con Hmax ≤ 20 m;

- Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi dis. dell' Allegato A n. 1574 della presente estensione

Il presente disegno annulla e sostituisce la Tavola dell'Allegato A n.1543 dell'estensione n.15/VI/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

(*) Dell'estensione n.15/VI/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"				
TITOLO				
PARTICOLARE SCHEMA DI MONTAGGIO PONTEGGIO CON PARTENZA STRETTA DA 600 mm				
DISEGNO ALLEGATO A	1568/b	DATA Aprile 2008	REV. 0	SCALA
				DISEGNATORE Geom. M. Tonasi



- H_{max} = Altezza massima del ponteggio dal piano di campagna all'estradosso dell'ultimo impalcato
- Per lo schema di montaggio della mensola di disassamento vedere la Tav. Allegato A n. 1537; (*)
- H_1 = Altezza misurata dal piano di appoggio dell'elemento di ripartizione all'estradosso del primo impalcato; per $H_1 > 2$ m, il numero dei piani non può essere superiore a 9, con $H_{max} \leq 20$ m;
- Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi dis. dell' Allegato A n. 1574 della presente estensione

Il presente disegno annulla e sostituisce la Tavola dell'Allegato A n.1544 dell'estensione n.15/M/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

(*) Dell'estensione n.15/M/4986/14.03.01.02 del 20/03/2007 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

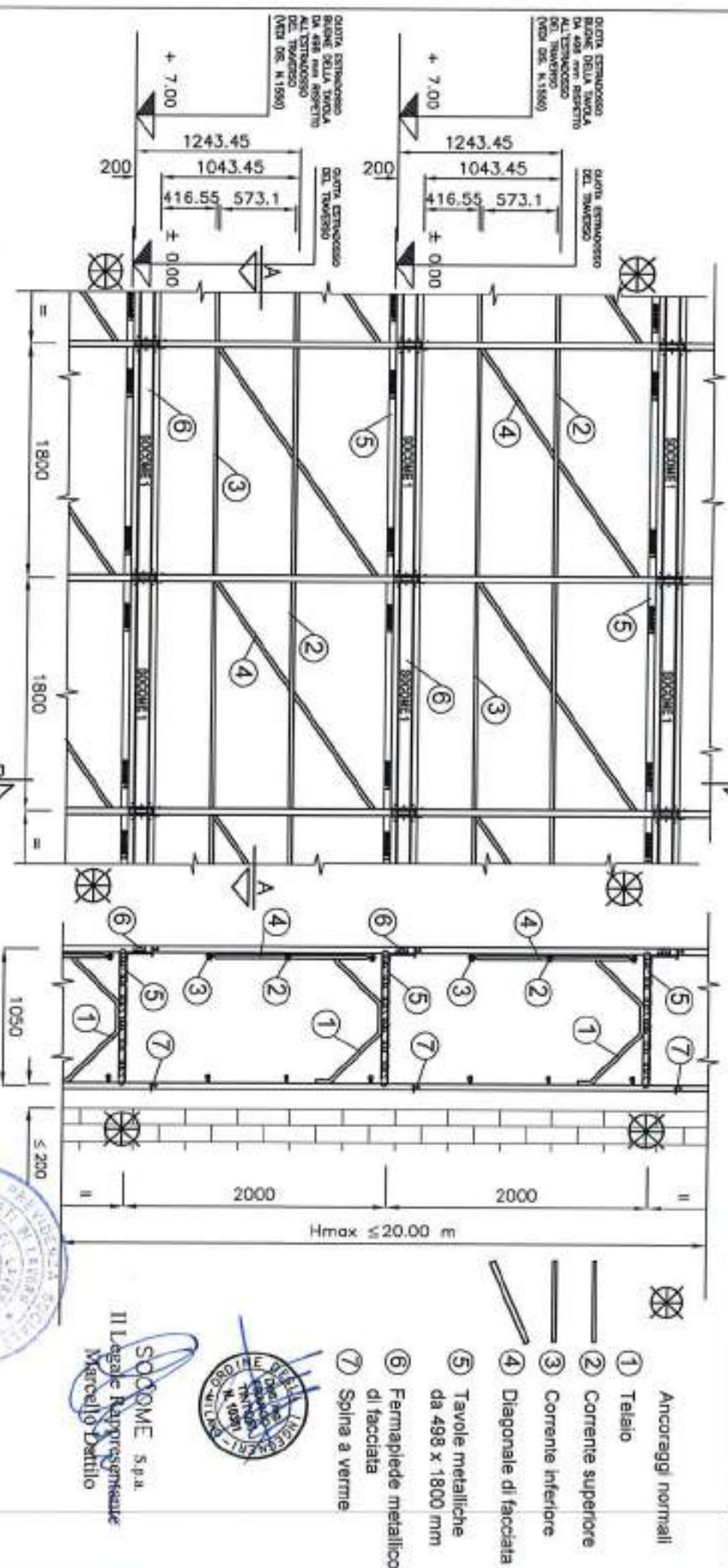
PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"				Socome S.p.A. - Via S. Giovanni, 10 - 20121 Milano
TITOLO				
PARTICOLARE SCHEMA DI MONTAGGIO PONTEGGIO CON MENSOLA DI DISASSAMENTO				
DISEGNO ALLEGATO A	1568/c	DATA Aprile 2008	REV. 0	SCALA
				DISEGNATORE Geom. M. Tonari

- Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi dis. dell' Allegato A n. 1573 della presente estensione

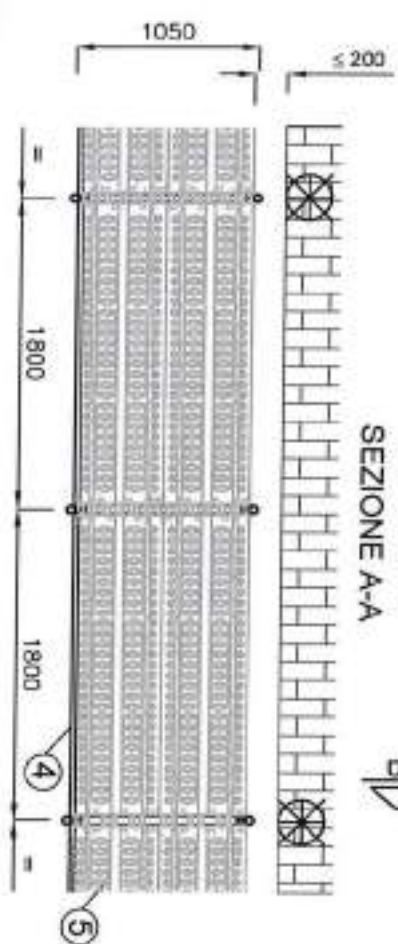
SCHEMA DI FACCIAIA

SEZIONE B-B

-Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano di campagna all'estremità dell'ultimo impalcato



SEZIONE A-A



- Per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti, vedi la TABELLA LIMITI DI IMPIEGO n. 1576



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

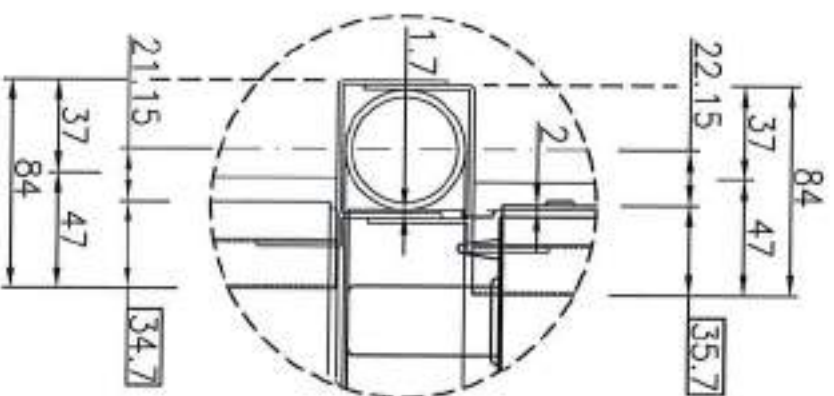
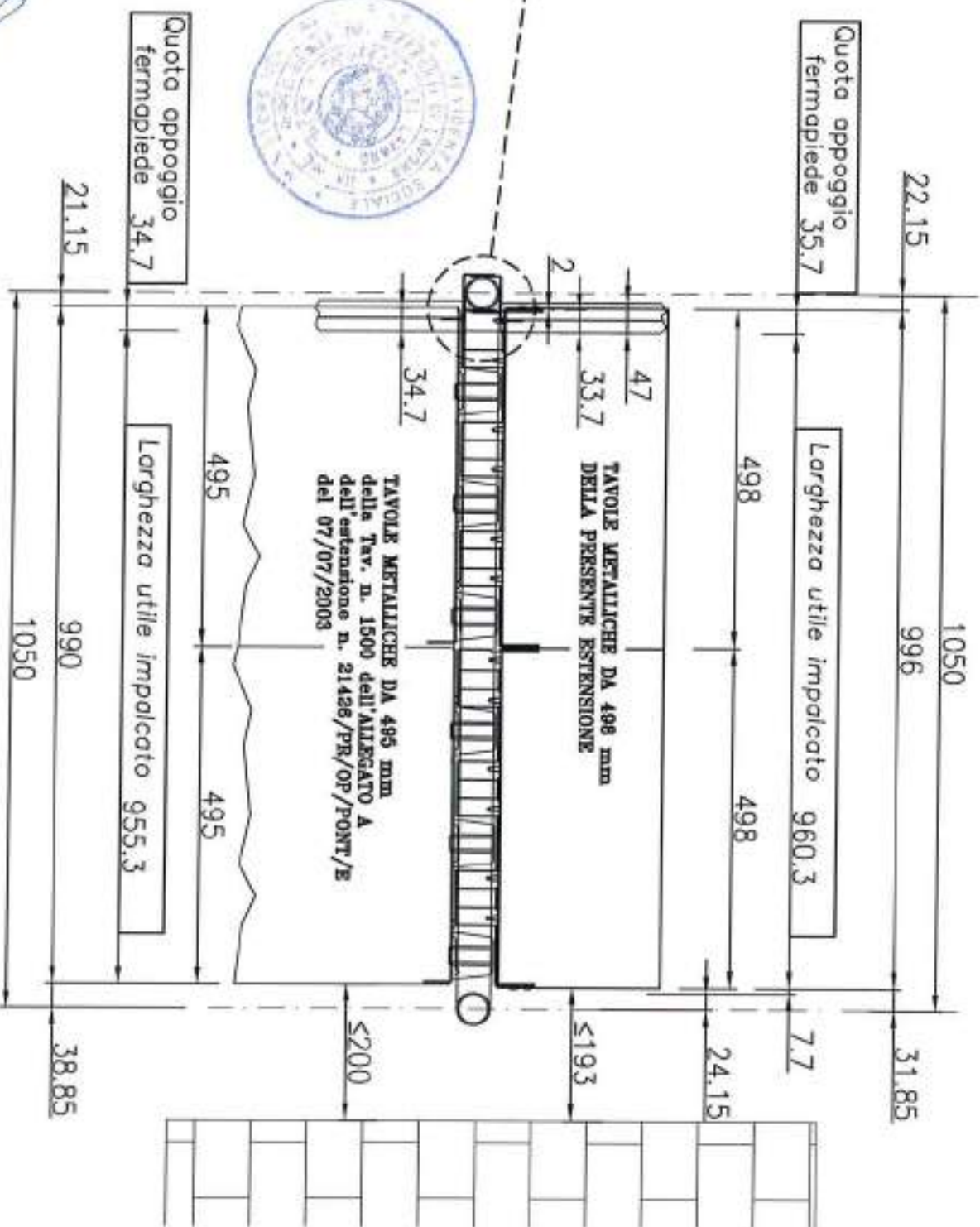


PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"			
TITOLO	PARTICOLARE SCHEMA DI MONTAGGIO PONTEGGIO CON TAVOLE METALLICHE DA 498 x 1800 mm		
DISEGNO	1570	DATA	Aprile 2005
ALLEGATO A	0	REV.	0
SCALA	DISEGNATORE Geom. M. Torani		

SOCOME



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



PONTGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"			
TITOLO	PARTICOLARE DI MONTAGGIO TAVOLE METALLICHE DA 498 x 1000 mm ACCOSTATE AL MONTANTE ESTERNO E COMPATIBILI CON TAVOLE METALLICHE DA 495 mm		
DISEGNO	1571	DATA	Aprile 2008
ALLEGATO A	1571	REV.	0
SCALA			
DISEGNATORE	Geom. M. Tattori		

SOCOME
S.p.A.



- ① Le prestazioni dei tasselli devono essere desunte dai dati sperimentali forniti dalle ditte costruttrici e/o da prove sperimentali effettuate nel luogo di installazione del ponteggio, al fine di accertare il rispetto del grado di sicurezza.

- ② Tubi, giunti ortogonali e giunto supplementare di tenuta ③ appartenenti ad una unica autorizzazione ministeriale



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dalto



Il presente disegno annulla e sostituisce il disegno dell'Allegato A n.1510 dell'estensione n.21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

d = Distanza tra opera servita e filo impalcato

NOTA GENERALE

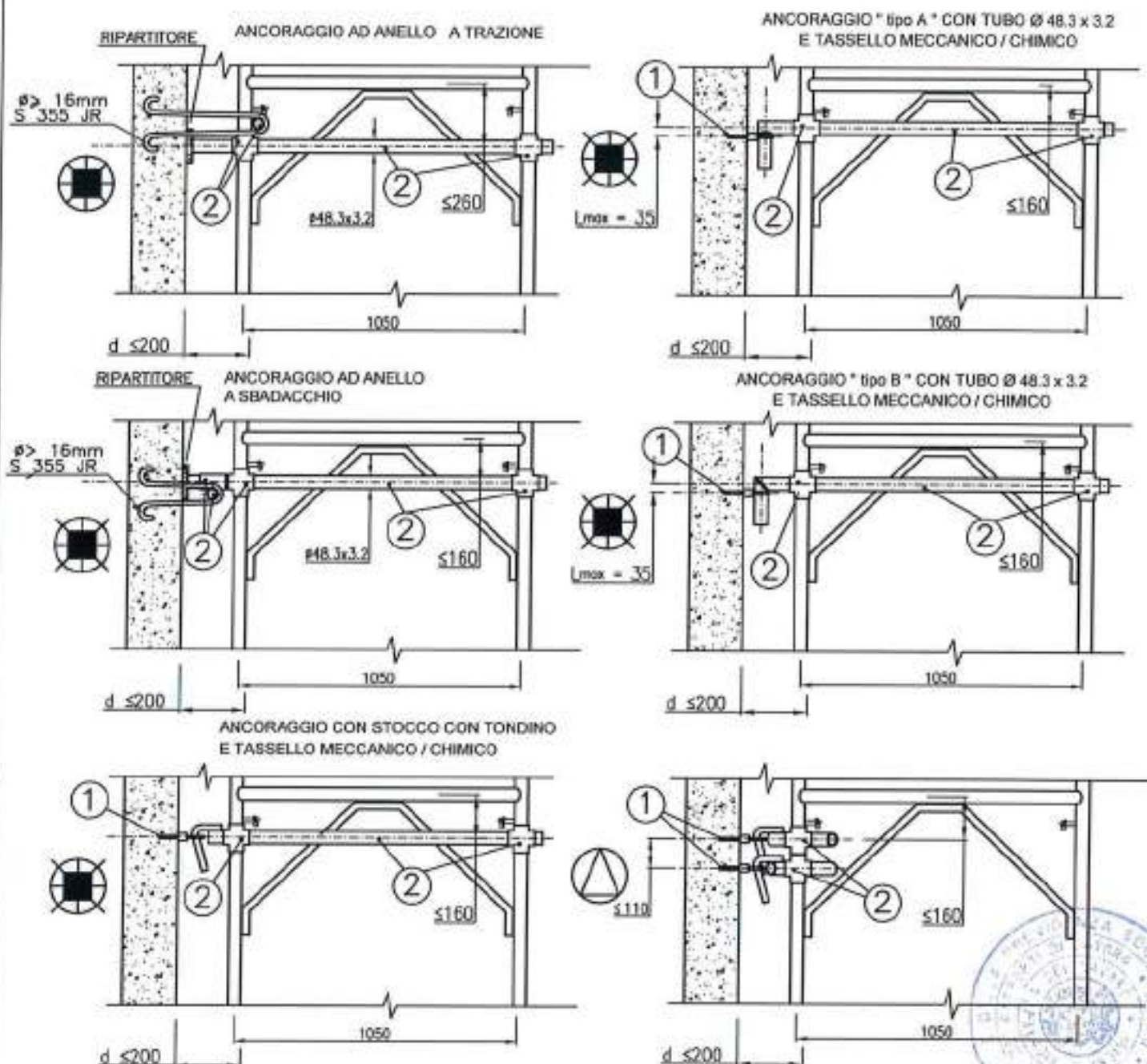
Ancoraggi normali dimensionati per una forza diretta normalmente alla facciata di ± 650 daN

Il sistema ancoraggio-parete deve essere dimensionato in modo da resistere ad uno sforzo di 650 daN, con un grado di sicurezza non inferiore a 2,5

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"				
TITOLO				
SCHEMA DI MONTAGGIO DEGLI ANCORAGGI NORMALI				
DISEGNO ALLEGATO A	1573	DATA	Aprile 2008	REV. 0
SCALA		DISEGNATORE		
		Geom. M. Tonari		



SOCOME
S.p.A.
Via S. Rocco 10
20139 Milano



Il presente disegno annulla e sostituisce il disegno dell'Allegato A n.1511 dell'estensione n.21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 dell'Autorizzazione n. 20591/OM-4 del 12/04/1999

- ① Le prestazioni dei tasselli devono essere desunte dai dati sperimentali forniti dalle ditte costruttrici e/o da prove sperimentali effettuate nel luogo di installazione del porteggio, al fine di accertare il rispetto del grado di sicurezza.
- ② Tubi e giunti ortogonali appartenenti ad una unica autorizzazione ministeriale

NOTA GENERALE

Ancoraggi speciali dimensionati per una forza diretta normalmente alla facciata di ± 900 daN

Il sistema ancoraggio-parete deve essere dimensionato in modo da resistere ad uno sforzo di 900 daN, con un grado di sicurezza non inferiore a 2,5

d = Distanza tra opera servita e filo impalcato

PONTEGGIO PREFABBRICATO A PORTALE "S 18"

TITOLO

SCHEMA DI MONTAGGIO DEGLI ANCORAGGI SPECIALI

DISEGNO
ALLEGATO A

1574

DATA
Aprile 2008

REV.
0

SCALA

DISEGNATORE
Geom. M. Tosani

SOCOME
S.p.A.
Il Legale Raportecchino
Marcello Dattilo



SOCOME SpA
84023 – Carillia di Altavilla Silentina (SA) – Via Falagato snc

TABELLA MATERIALI**ALLEGATO A N. 1575****M1 - Dimensioni e tolleranze di profilati a sezione chiusa e aperta**

Rif.	Tipo Profilato	Dimensioni e Tolleranze (mm) Rif. : UNI EN 10219/2			
		Ø Esterno mm		Spessore mm	
		+ 0.5	- 0.5	+ 10%	- 10%
0	Tubo Ø 48.3 x 3.2 mm	48.8	47.8	3.52	2.88
1	Tubo Ø 48.3 x 2.9 mm	48.8	47.8	3.19	2.61
2	Tubo Ø 40 x 2 mm	40.5	39.5	2.20	1.80
3	Tubo Ø 25 x 2 mm	25.5	24.5	2.20	1.80
4	Tubo Ø 26.9 x 2.0 mm	27.4	26.4	2.20	1.80
5	Tubo rett. 50 x 30 x 2	50.5 x 30.5	49.5 x 29.5	2.20	1.80

M2 - Dimensioni e tolleranze di lamiere, tondi, piatti e fusioni

Rif.	Materiale	Tolleranze (mm)	Dimensioni (mm)		Norma
			Max	Min	
6	Lamiera sp. 1	± 0.08	1.08	0.92	UNI EN 10143
7	Lamiera sp 2	± 0.13	2.13	1.87	UNI EN 10143
8	Lamiera sp. 2	± 0.17	2.17	1.83	UNI EN 10051
9	Lamiera sp. 2.5	± 0.18	2.68	2.32	UNI EN 10051
10	Lamiera sp. 3	± 0.17	3.17	2.83	UNI EN 10143
11	Lamiera sp. 3	± 0.20	3.20	2.80	UNI EN 10051
12	Lamiera sp. 4.	± 0.22	4.22	3.78	UNI EN 10051
13	Lamiera sp. 4.5	± 0.24	4.74	4.26	UNI EN 10051
14	Lamiera sp. 5	± 0.24	5.24	4.76	UNI EN 10051
15	Lamiera sp. 6	± 0.26	6.26	5.74	UNI EN 10051
16	Tondo Ø 5	± 0.4	5.4	4.6	UNI EU 60
17	Tondo Ø 8	± 0.4	8.4	7.6	UNI EU 60
18	Tondo Ø 10	± 0.4	10.4	9.6	UNI EU 60
19	Tondo Ø 11	± 0.4	11.4	10.6	UNI EU 60
20	Tondo Ø 22	± 0.5	22.5	21.5	UNI EU 60



Estensione S18

SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo



SOCOME SpA
84023 – Carillia di Altavilla Silentina (SA) – Via Falagato snc

M 3 - Caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati

Rif.	Tipo profilato	Materiale	Tensioni minime		All. minimo %	Norma di riferimento
			Snervamento R_{eH} N/mm ²	Rottura R_m N/mm ²		
0	Tubo Ø 48.3 x 3.2 mm	S235JRH	≥ 235	340 +470	≥ 17	UNI EN 10219/1
1	Tubo Ø 48.3 x 2.9 mm	S235JRH	≥ 235	360 +510	≥ 17	UNI EN 10219/1
2	Tubo Ø 40 x 2.0 mm	S235JRH	≥ 235	360 +510	≥ 17	UNI EN 10219/1
3	Tubo Ø 25 x 2.0 mm	S235JRH	≥ 235	360 +510	≥ 17	UNI EN 10219/1
4	Tubo Ø 26.9 x 2.0 mm	S235JRH	≥ 235	360 +510	≥ 17	UNI EN 10219/1
5	Tubo rett. 50 x 30 x 2	S235JRH	≥ 235	360 +510	≥ 17	UNI EN 10219/1
6	Lamiera sp. 1 mm	S250GD	≥ 250	≥ 330	≥ 19	UNI EN 10147
7	Lamiera sp.2 mm	S250GD	≥ 250	≥ 330	≥ 19	UNI EN 10147
8	Lamiera sp. 2 mm	S235JR	≥ 235	360 +510	≥ 19	UNI EN 10025
9	Lamiera sp. 2.5 mm	S235JR	≥ 235	360 +510	≥ 19	UNI EN 10025
10	Lamiera sp. 3 mm	S250GD	≥ 250	≥ 330	≥ 19	UNI EN 10147
11	Lamiera sp. 3 mm	S235JR	≥ 235	340 +470	≥ 26	UNI EN 10025
12	Lamiera sp. 4 mm	S235JR	≥ 235	340 +470	≥ 26	UNI EN 10025
13	Lamiera sp. 4.5 mm	S235JR	≥ 235	340 +470	≥ 26	UNI EN 10025
14	Lamiera sp. 5 mm	S235JR	≥ 235	340 +470	≥ 26	UNI EN 10025
15	Lamiera sp. 6 mm	S235JR	≥ 235	340 +470	≥ 26	UNI EN 10025
16	Tondo Ø 5	S235JR	≥ 235	340 +470	≥ 26	CNR 10011/97
17	Tondo Ø 8	S235JR	≥ 235	340 +470	≥ 26	CNR 10011/97
18	Tondo Ø 10	S235JR	≥ 235	340 +470	≥ 26	CNR 10011/97
19	Tondo Ø 11	S235JR	≥ 235	340 +470	≥ 26	CNR 10011/97
20	Tondo Ø 22	S275JR	≥ 275	410 +560	≥ 22	CNR 10011/97



SOCOME SpA
84023 – Carillia di Altavilla Silentina (SA) – Via Falagato snc

M 4- Distinta impieghi materiali

Riferimento materiale		Impiego
0	Tubo Ø 48.3 x 3.2 mm	Stocco d'ancoraggio
1	Tubo Ø 48.3 x 2.9 mm	Montanti e traversi del telaio di partenza larga - Traverso del parasassi.
2	Tubo Ø 40 x 2.0 mm	Spinotto pressato del telaio di partenza larga
3	Tubo Ø 25 x 2.0 mm	Struttura del cancelletto di testata
4	Tubo Ø 26.9 x 2.0 mm	Saette di rinforzo del telaio di partenza larga – Tirante del parasassi
5	Tubo rett. 50 x 30 x 2	Longheroni della tavola con botola
6	Lamiera sp. 1 mm	Mantello della tavola metallica da 498x1800 mm – Mantello e piano della tavola con botola – Bandella del fermapiiede di facciata – Bandella del cancelletto di testata
7	Lamiera sp.2 mm	Traverso a "C" dell'attacco scaletta tavola con botola – Testata del fermapiiede di facciata
8	Lamiera sp. 2 mm	Traverso a "C" portacerniere tavola con botola – Ferri di testata tavola con botola
9	Lamiera sp. 2.5 mm	Rondella per cerniere botola
10	Lamiera sp. 3 mm	Testata e ganci della tavola metallica da 498x1800 mm e della tavola metallica con botola
11	Lamiera sp. 3 mm	Cerniere della tavola con botola – Nottolino
12	Lamiera sp. 4 mm	Semigiunto del parasassi
13	Lamiera sp. 4.5 mm	Morsetto sinistro del cancelletto di testata
14	Lamiera sp. 5 mm	Morsetto destro del cancelletto di testata
15	Lamiera sp. 6 mm	Cuneo dei morsetti del cancelletto di testata
16	Tondo Ø 5	Rivetto del nottolino
17	Tondo Ø8	Fermi della tavola metallica da 498x1800 mm e della tavola metallica con botola – Tondo di blocco dei morsetti destri del cancelletto di testata
18	Tondo Ø 10	Cerniera del tirante del parasassi
19	Tondo Ø 11	Perno delle cerniere della tavola con botola
20	Tondo Ø 22	Stocchi di ancoraggio con tondino

Note Generali

La profondità del marchio inciso "SOCOME 1" è pari a 0.5 mm

L'altezza del marchio in rilievo "SOCOME 1" è pari a 1 mm

La tolleranza sul diametro dei fori è ± 0.4 mm



SOCOME S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Marcello Dattilo

Estensione S18



Pagina 3 di 3

TABELLA LIMITI DI IMPIEGO

ALLEGATO A n. 1576

1. Altezza massima dell'impalcato più alto dal piano d'appoggio: 20 m

2. Numero massimo di impalcati metallici o di legno: 9 (*)

3. Condizioni massime di carico di servizio

Ponteggio per lavori di costruzionen. 1 piano di lavoro con un carico max di 300 daN/m²
n. 1 piano di lavoro con un carico max di 150 daN/m²**Ponteggio per lavori di manutenzione**n. 3 piani di lavoro con un carico max di 150 daN/m²

4 Altitudini massime nelle diverse zone geografiche ove è possibile il montaggio senza necessità di ulteriori verifiche

Zona	Regioni	Quota s.l.m.
I	Valle D'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Emilia Romagna, Friuli Venezia Giulia, Veneto, Abruzzo, Molise, Marche	500 m
II	Liguria, Toscana, Umbria, Lazio	790 m
III	Campania, Basilicata, Calabria, Puglia, Sardegna, Sicilia	920 m

5. Azioni massime da trasmettere al piano d'appoggio del ponteggio (daN)

Tipologia stilate con parasassi	Stilate con telaio di partenza larga
Montante interno (daN)	Esercizio 1361 Fuori esercizio 1273
Montante esterno (daN)	Esercizio 651 Fuori esercizio 691

6. Azioni massime sugli ancoraggi (daN) (Il segno negativo dei valori indica un'azione di compressione sugli ancoraggi)

6.1 Azioni perpendicolari alla facciata del ponteggio	Schema con telaio di partenza larga		
	Azioni trasmesse	Stilate ancorate	Tipologia ancoraggio
Piano I (2m)	-174	ALTERNATE	
Piano raccordo parasassi (II,4m)	-347	TUTTE	
Piano tirante parasassi (III,6m)	676	ALTERNATE	
Altri piani diversi dai precedenti	416	ALTERNATE	

Per le azioni perpendicolari alla facciata dell'opera servita, gli ancoraggi potranno essere realizzati, oltre che con sistemi a cravatta o ad anello, anche mediante tasselli (meccanici o chimici). Per il tipo di ancoraggio realizzato viene richiesto che il sistema ancoraggio-opera servita garantisca un grado di sicurezza non inferiore a 2.5 rispetto all'azione prevista sull'ancoraggio. Tale grado di sicurezza deve risultare dalla certificazione delle prove effettuate dal fabbricante del sistema di trattenuta o da prove sperimentali effettuate in cantiere.

6.2 Azioni parallele alla facciata del ponteggio. In corrispondenza dei piani ancorati, deve essere previsto un ancoraggio speciale a "V" () almeno ogni sei stilate in grado di resistere anche alle azioni orizzontali parallele alla facciata pari a 598 daN con un grado di sicurezza non inferiore a 2.5

7. Occorre predisporre protezioni regolamentari (parapetti e fermapiedi) su tutti i lati dei piani di lavoro prospicienti il vuoto dei piani di lavoro e relativi sottoponti di sicurezza.

8 (1). Accesso ai piani di ponteggio - L'accesso ai piani di ponteggio sarà realizzato mediante l'impiego di impalcati provvisti di botola di cui all'Allegato A n. 1551 della presente estensione oppure Allegato A n. 10 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999 e relativa scala secondo gli schemi autorizzati, oppure con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio autorizzato nel rispetto del comma 4, 2° e 3° periodo e del comma 6, lett. d, entrambi dell'art. 113 del D.Lgs. 81/2008. Il numero dei vani scala sarà realizzato in accordo con le indicazioni degli schemi dell'Allegato A e, dovrà essere stabilito a seguito di opportuna analisi e valutazione dei rischi, tenendo conto delle esigenze di esodo dei lavoratori, nonché in funzione del numero dei lavoratori stessi e delle dimensioni del ponteggio.

- (I) Il presente punto 8 annulla e sostituisce il punto 9 della Tavola n. 1546 dell'Allegato A dell'estensione n. 15/VI/4986/14.03.01.02 del 20.03.2007

- (*) L'uso delle tavole metalliche di cui all'Allegato A n.1547 della presente estensione, oppure dell'Allegato A n. 1500 dell'estensione n. 21426/PR/OP/PONT/E del 07/07/2003 dell'Autorizzazione n.20591/OM-4 del 12/04/1999, su due piani consecutivi, consente di non montare nei relativi campi, il corrente posteriore e la diagonale in pianta nel piano ancorato. Fa eccezione il piano di raccordo del parasassi dove il corrente interno deve sempre essere montato.

- L'uso su due piani consecutivi di impalcato in legname o di impalcati metallici di cui alla Tavola Allegato A n. 09 dell'Aut. Min. n. 20591/OM-4 del 12/04/1999, non consente di eliminare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in pianta nel piano ancorato.

SOCOME S.p.A.

Estensione Ponteggio S18

Il Legale Rappresentante
Maurizio D'Amico