COMIPONT S.p.A.
Cap. Soc. i.v. 568.000,00 - C.F. 01917730176 - P. IVA 00664730983
Sede legale e Stabilim. 25024 PORZANO DI LENO (BS) - Via Nicolò Tartaglia, 14
Telefono 0309068353 - Telefax 0309038229
C.C.I.A.A. BS 278405 - Trib. BS Reg. Soc. 26542
Internet web: http://www.comipont.it - e-mail: info@comipont.it

COMIPONT

PONTEGGIO METALLICO FISSO A TUBI E GIUNTI
MARCHIO: "COMIPONT"

Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a tubi e giunti

PONTEGGIO METALLICO FISSO A TUBI E GIUNTI

RELAZIONE TECNICA ED ISTRUZIONI PER L'USO

TUBI E GIUNTI 110/250

comipont S.P.A.

AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE E ALL'IMPIEGO
RILASCIATA DAL MINISTERO DEL LAVORO
E DELLE POLITICHE SOCIALI
DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI
DI LAVORO - DIV. VII - IGIENE E SICUREZZA DEL LAVORO

PROT. N° 1968/PR/OP/PONT/A DEL 05-05-2004

IL PRESENTE OPUSCOLO DEVE ESSERE TENUTO
A DISPOSIZIONE DELLE AUTORITÀ PREPOSTE AL CONTROLLO

Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali
Partenza - Roma, 05/05/2004
Prot. 15 / 0001968

0 5 MAG. 2004

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

Prot. N°. 1968 /PR/OP/PONT/A
All. n. 2

Alla Ditta COMIPONT S.p.A.
Via Nicolò Tartaglia, s.n.c.
Frazione Porzano
25024 LENO (BS)

e, p.c.: Alla Direzione Provinciale
del Lavoro di
25100 BRESCIA

OGGETTO: Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a tubi e giunti – Tipo "Tubi e giunti 110/250" – Marchio "COMIPONT".

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

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

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

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

VISTI i certificati di prova allegati alla predetta documentazione tecnica;

VISTO il parere del Consiglio Nazionale delle Ricerche;

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

SI AUTORIZZA

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

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

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

1) il ponteggio, in tutte le sue parti costruttive, sia realizzato in conformità a quanto indicato nella relazione tecnica sopracitata;

2) sia consentito il controllo del ponteggio in tutte le fasi della produzione e commercializzazione mediante il prelievo da parte di questo Ministero – che ne rilascia apposita dichiarazione – di campioni degli elementi costituenti il ponteggio stesso in numero sufficiente ad effettuare le analisi, le prove e le ricerche necessarie. Le spese relative a detto prelievo, nonché alle analisi, alle prove e alle ricerche necessarie, sono a totale carico della Ditta titolare dell'autorizzazione;

3) sia consegnata – all'atto della vendita, del noleggio o della concessione in uso a qualsiasi titolo – copia della presente autorizzazione e delle parti della relazione tecnica (capitoli 4, 5, 6 e 7) concernenti il calcolo del ponteggio, le istruzioni per le prove di carico, le istruzioni di montaggio, impiego e smontaggio, gli schemi tipo di ponteggio. La predetta documentazione, completa delle integrazioni e modifiche citate nella premessa, deve essere riprodotta in un apposito libretto da depositare entro sei mesi, ed in duplice copia, presso lo scrivente e presso la Direzione Provinciale del Lavoro in indirizzo.

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

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

IL DIRETTORE GENERALE
(Dott. Paolo ONELLI)

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

cmcomiponti10.250ptgaprile04

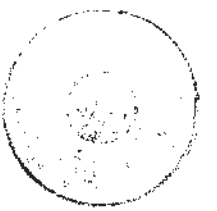
Ditta COMIPONT S.p.A

Porzano di Leno (BS)

RELAZIONE TECNICA PER PONTEGGIO METALLICO A TUBI E GIUNTI PER LAVORI DI COSTRUZIONE TIPO 110-250

MARCHIO COMIPONT

Il Progettista
Ing. Severino Missori



COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MARZO 2004

Studio Tecnico Ing. S. Missori- P.zza Re di Roma 3
00183-Roma -Tel.:06-7004700

CAPITOLO 4- CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE VARIE CONDIZIONI DI IMPIEGO

4.0 .Premessa.

Sono stati elaborati i calcoli relativi a:
-verifiche di resistenza degli elementi di ponteggio aggiuntivi descritti nel cap. 1;
-verifiche di stabilità dei nuovi schemi di ponteggio 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. 85/78 del 9.11.78, "Autorizzazione alla costruzione e all'impiego di ponteggi metallici fissi".

Ove non diversamente disciplinato dalle disposizioni di legge sono osservate nei calcoli le seguenti Norme tecniche del C.N.R.
- Norme C.N.R. 10011/97;
- Norme C.N.R. 10012/85;
- Norme C.N.R. 10022/84;
- Norme C.N.R. 10027/85.

4.1.Metodologia di calcolo

Nelle verifiche si è fatto uso dell'elaboratore utilizzando un programma ad elementi finiti in grado di effettuare l'analisi in campo elastico lineare per le varie combinazioni di carico.

L' analisi strutturale è stata condotta adottando schemi spaziale ridotto ad una sola stilata di 10 piani. Nel calcolo sono state adottate le seguenti assunzioni:
- il collegamento dei montanti è considerato continuo
-il collegamento traverso montante tramite giunto ortogonale è schematizzazto introducendo un'asta fittizia di lunghezza pari a 5.4 cm del giunto (uguale all'eccentricità del giunto ortogonale) avente caratteristiche di rigidezza desunte dai risultati delle prove di laboratorio (ved. calcolo in Appendice) In tal modo si tiene conto automaticamente dell'eccentricità dei momenti flettenti secondari agenti nel piano normale alla stilata, trasmessi dai traversi ai montanti;
- il tirante e il traverso del parasassi sono considerati incernierati fra loro e ai montanti.

Le verifiche di stabilità delle aste presso-inflesse sono state eseguite secondo un metodo di calcolo semplificato, adottabile nelle seguenti condizioni:
-è previsto un ancoraggio almeno ogni 20 m²;
-la snellezza λ non supera il valore di 200 nelle membrature principali e 250 in quelle secondarie.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

-IV. 1 -

4.2.- Caratteristiche del ponteggio

Il ponteggio in oggetto è destinato a :

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

Il ponteggio presenta le seguenti caratteristiche strutturali :

- campi normali da m 2.50, con possibili campi ridotti da m 1.80;
- presenza di impalcati sulla stessa verticale realizzati con tavole metalliche, fino ad un massimo di 9 (impalcati carichi come sopra specificato);
-N. 1 schermo parasassi realizzato in tubi e giunti, con un'inclinazione sul piano orizzontale di 40° e aggetto di m 1.50 o, in alternativa, segregazione dell'area con opportuna recinzione per impedire l'accesso di persone e veicoli;
-un corrente parapetto sulla facciata esterna su tutti i piani e ai piani con impalcato, un secondo corrente parapetto per la protezione regolamentare;
- un corrente interno a tutti i moduli;
- diagonale di controventatura di facciata ogni quattro moduli;
- ancoraggi: come indicato sugli schemi;
- altezza massima del ponteggio: superiore a 20 m.
- numero massimo di piani : 9

dimensioni

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

- interasse fra i montanti della stessa stilata:	1100
- interasse fra le stilate:	1800-2500
- larghezza impalcato per campi da 2500:	984
- larghezza impalcato per campi da 1800:	984 - 988
- altezza di interpiano:	2000
- altezza tavola metallica di impalcato da 1800-2500:	53-65
- luce di inflessione L tavole metalliche di impalcato:	1800-2500
- larghezza tavole di impalcato da 2500 mm:	328
- larghezza tavole di impalcato da 1800 mm:	328-494
- altezza tavola fermapiede metallica:	200
- aggetto impalcato parasassi:	1500
- larghezza impalcato della piazzola di carico:	1312
- lunghezza lungo la facciata della piazzola di carico:	1800-2500
- eccentricità giunto ortogonale:	54

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 massimo di carico stabiliti dalla Normativa nelle varie condizioni di impiego.

I carichi si distinguono in:

-carichi fissi;

-carichi variabili.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8755

4.3.1.Carichi fissi.

Per gli schemi di ponteggio illustrati nel cap.7 i carichi fissi sono costituiti dal peso proprio della struttura e degli impalcati. Nel caso più gravoso (protezione con zincatura) i pesi propri degli elementi strutturali sono i seguenti (ove non precisato i pesi si riferiscono a campi da m 2.50):

- tubo 48.3x3.2 :	3.70	daN/m
- montante da 2.0 m:	7.40	daN
- traverso da 1.8 m:	6.70	daN
- corrente da 1.8 m:	6.70	daN
- traverso da 1.8 m:	6.70	daN
-diagonale di facciata da 3.6 m:	13.00	daN
- giunto ortogonale:	1.50	daN
- spinotto a croce:	0.55	daN
- parasassi (tirante+traverso+3 giunti girevoli):	20.00	daN
- tavola metallica di impalcato mm 328x2500:	14.60	daN
- tavola metallica fermapiedi da mm 200x2500 :	6.50	daN

Calcolo del peso proprio di una stilata con impalcati di servizio:

La valutazione dei pesi degli elementi strutturali agente su una stilata di ponteggio è fatta con riferimento al caso più gravoso del ponteggio con elementi zincati e con parasassi e tavole metalliche di impalcato a tutti i piani (N.9):

Elementi	Peso stilata	Peso su montante	
		interno	esterno
montanti	m(18+1.3)x2=38.6x3.70=142.82	71.41	71.41
correnti	N.29x 6.70= 194.30	64.76	129.54
diagonali di facciata	N.2.5x13.00 = 32.50	-	32.50
spinotti a croce	N.8 x 0.55= 4.40	2.20	2.20
impalcati metallici	N.27x14.60= 394.20	197.1	197.1
fermapiedi metallici	N.9 x6.50= 58.50	-	58.50
Sommano	826.72	335.47	491.25

Risulta un peso della stilata pari a : 826.72 daN

Pesi propri del ponteggio alle varie altezze con tavole e fermapiede metallici a tutti i piani

ALTEZZA (mt)	Montante interno (daN)	Montante esterno (daN)
2	15.374	32.683
4	15.374	32.683
6	15.374	32.683
8	15.374	32.683
10	15.374	32.683
12	15.374	32.683
14	15.374	32.683
16	15.374	32.683
18	15.374	32.683
Peso struttura	138.370	294.150
Peso proprio impalcati	197.100	197.100
Totale	335.470	491.250

Peso complessivo della stilata: 335.47 + 491.25 = 826.72 daN

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 9765

Peso proprio schermo parasassi

Lo schermo parasassi, inclinato di 40° sull'orizzontale, è realizzato con elementi in tubi e giunti e tavole metalliche. Il peso di un modulo di parasassi completo di tavole metalliche è assunto pari a 130 daN.

4.3.2.- Carichi variabili.

Sono costituiti da:

4.3.2.1 Carichi di servizio:

p_2= 300 daN/m² per gli impalcati di servizio (ponteggio di manutenzione)

4.3.2.2 Carichi della neve:

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

$q_s = q_{so\,r}\,\mu$, essendo:

$q_{so} = \eta\,(900 + 2.4\,h)$ per $h \leq 750$ m

$q_{so} = \eta\;2700 + 7\,(h - 750)$ per $h > 750$ m

α_r= coefficiente di ritorno = 1 (per durata inferiore a due anni)

μ = coefficiente di esposizione =0.8 per superfici piane

=0.533 per superfici inclinate a 40°

Nella *zona geografica I* con η= 1 e μ= 0.8 si ottiene:

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

Per h=500 m si ottiene q_s=1680 N/m². Tale carico della neve viene assunto come carico di progetto per tutte le zone geografiche.

Nella *zona geografica II* con η= 2/3 si ottiene q_s=1680 N/m² per h= 793 m

Nella *zona geografica III* con η= 1/3 si ottiene q_s=1680 N/m² per h= 921 m

Il carico della neve su un modulo di impalcato m 2.50x 1.00 risulta:

Q_{n1}= 168 x2.50 x1.00= 420 daN

Sull'impalcato di servizio sottostante, in accordo alla Normativa, si assume un carico di neve pari a 0.30 Q_{n1}, che risulta:

Q_{n2}= 0.30 x 420 = 126 daN

Il carico di neve su un modulo di parasassi (m 1.50 x 2.50) con μ= 0.533 e h=500 m risulta:

q'_s= 0.533 x(900 + 2.4 x 500)= 1120 N/m²= 112 daN/m²

Q_{n3}= 112 x 2.5 x 1.50= 420 daN

Sull'impalcato di raccordo grava anche un carico di neve Q'_{n3} corrispondente alla quantità di neve ridistribuita per scivolamento dallo schermo parasassi uguale a 210 daN (per inclinazione di 40°).

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

4.3.2.3 Azioni del vento.

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

$F_v = p_v G C S$ dove:

- 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 lo schermo parasassi
- p_V= pressione cinetica espressa dalla relazione:

$p_v = (\alpha_t \alpha_r \alpha_z V_r)^2 / 1.6$ dove:

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 m 5= 0.69
per altezze fino a m 10= 0.77
per altezze fino a m 20= 0.92
V_r è la velocità di riferimento del vento fissata come segue:
16 mt/s per la condizione di lavoro
30 mt/s per la condizione di fuori servizio
G è il coefficiente di raffica espresso dalla relazione:
$G = 1 + (1.12\ \alpha_d / \alpha_z)$
con α_z assunto come sopra indicato e α_d=1

Tabella prodotti pressione cinetica x coefficienti di raffica daN/m²

Piano	Altezza	Condizioni di servizio	Condizioni di fuori servizio
N°	(m)	pv x G	pv x 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

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Superfici investite dal vento *in direzione normale* alla facciata
su un modulo di ponteggio completo di impalcato:

Elemento strutturale	Superficie investita (m^2)
Montanti	2 x 0.0483 x n. 2 = 0.19320
Correnti	2.5 x 0.0483 x n.3 = 0.36225
Diagonale di facciata	3.60x0.0483= 0.17388
	S_{1n} = 0.72933
Tavola fermapiede	2.452 x 0.200 = 0.49040
Tavola di impalcato	2.452 x 0.065 = 0.15940
	S_{2n} = 0.64980
superficie totale	S_n = 1.37913(*)

(*) Al piano di raccordo del parasassi si considera un coefficiente di riduzione dell'area pari a S_{1n} / S_n = 0.52

Modulo con parasassi

La proiezione verticale della superficie dello schermo parasassi esposta al vento vale:

S_m=2.5 x 2.00 x sen 40°= 3.214 m^2

Superfici investite dal vento in *direzione parallela* alla facciata
su *quattro* moduli di ponteggio con tavole di impalcato

Elemento strutturale		Superficie investita (m^2)
Montanti		N.4x2x2.0x 0.0483=0.77280
Traversi		N.4x1.80x0.0483=0.34776
Diagonale di facciata		N.1 x2.00x 0.0483= 0.09660
Correnti di testata		N.2x1.50x0.0483= 0.14490
Tavola fermapiede testata		1.00x 0.20= 0.20000
Tavola di impalcato	(*)	(1+3x0.1)x(1.00 x 0.065)= 0.08450
Superficie totale:		Sp=1.64656

(*) Per la I tavola viene considerato il 100% dell'intera superficie laterale della tavola, per le altre tre il 10% della stessa superficie.

Superfici investite dal vento in *direzione parallela* alla facciata
su *otto* moduli di ponteggio con tavole di impalcato

Elemento strutturale		Superficie investita (m2)
Montanti		N.8x2x2.0x 0.0483=1.54560
Traversi		N.8x1.80x0.0483=0.69552
Diagonale di facciata		N.2 x2.00x 0.0483= 0.19320
Correnti di testata		N.2x1.50x0.0483= 0.14490
Tavola fermapiede testata		1.00x 0.20= 0.20000
Tavola di impalcato	(*)	(1+7x0.1)x(1.00 x 0.065)= 0.11050
Superficie totale:		Sp=2.88972

(*) Per la I tavola viene considerato il 100% dell'intera superficie laterale della tavola, per le altre sette il 10% della stessa superficie.

Calcolo delle azioni

Le azioni del vento in direzione normale e parallela alla facciata sono calcolate con riferimento alle superfici esposte ad ogni piano. Le azioni normali alla facciata in corrispondenza del piano di raccordo con lo schermo parasassi vengono ridotte secondo il fattore sopra calcolato (0.423).

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

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	Azione del vento	Carichi per imperfezioni	Azioni complessive
m	(daN)	geometriche (daN)	(daN)
2	28,6	21,1	49,7
4	12,3	20,3	32,6
6	33,3	19,0	52,3
8	33,3	17,6	50,9
10	33,3	16,4	49,7
12	43,0	15,5	58,5
14	43,0	14,6	57,6
16	43,0	13,8	56,8
18	43,0	13,0	56.0
20	43,0	8,2	51,2

Azioni del vento, carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione normale alla facciata su un modulo di ponteggio: condizioni di fuori servizio

Altezza	Azione del vento	Carichi per imperfezioni	Azioni complessive
m	(daN)	geometriche (daN)	(daN)
2	100,5	21,1	121,6
4	52,2	20,3	72,5
6	117,0	15,3	132,3
8	117,0	11,4	128,4
10	117,0	10,6	127,6
12	151,3	9,8	161,1
14	151,3	8,8	160,1
16	151,3	7,5	158,8
18	151,3	6,8	158,1
20	151,3	4.9	156,2

Azioni del vento. carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione parallela alla facciata su quattro moduli di ponteggio: condizioni di fuori servizio

Altezza	Azione del vento	Carichi per imperfezioni	Azioni complessive
m	(daN)	geometriche (daN) (*)	(daN)
2	119,9	42,2	162,1
4	119,9	40,6	160,5
6	139,7	30,6	170,3
8	139,7	22,8	162,5
10	139,7	21,2	160,9
12	180,6	19,6	200,2
14	180,6	17,6	198,2
16	180,6	15,0	195,6
18	180,6	13,6	194,2
20	180,6	9,8	190,4

(*) valore per stilata x $\sqrt{4}$

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

-IV. 7 -

Azioni del vento, carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione parallela alla facciata su otto moduli di ponteggio: condizioni di fuori servizio

Altezza	Azione del vento	Carichi per imperfezioni	Azioni complessive
m	(daN)	geometriche (daN) (*)	(daN)
2	210,5	59,4	269,9
4	210,5	56,6	267,1
6	245,2	43,3	288,4
8	245,2	32,2	277,4
10	245,2	30,0	275,1
12	316,9	27,7	344,7
14	316,9	24,9	341,8
16	316,9	21,2	338,2
18	316,9	19,2	336,2
20	316,9	13,9	330,8

(*) valore per stilata x $\sqrt{8}$

Azioni dovute al vento in *direzione normale* alla facciata su un *modulo di parasassi*

Altezza (m)	Servizio normale (daN)	Fuori servizio (daN)
4	73	254

4.3.3.-Carichi per verifiche locali

a) *carichi sui parapetti*

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 accordo alle prescrizioni della Normativa, per gli impalcati dei ponteggi da costruzione viene considerato alternativamente un carico ripartito di 300 daN/m^2 o di 300 daN ripartito su una superficie di 0.5 x 0.5 m^2, oppure un'azione di 100 daN su una superficie di 0.2 x 0.2 m^2, o infine un'azione ripartita di 500 daN/m^2 su una superficie parziale pari al 40% della superficie totale dell'impalcato.

c) *carichi sulle piazzole di carico.*

In accordo alle prescrizioni della Normativa, sulle piazzole di carico viene considerato alternativamente un carico ripartito di 450 daN/m^2 o di 300 daN ripartito su una superficie di 0.5 x 0.5 m^2, oppure un'azione di 100 daN su una superficie di 0.2 x 0.2 m^2, o infine un'azione ripartita di 750 daN/m^2 su una superficie parziale pari al 40% della superficie totale.

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA
8755

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

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 dieci impalcati;
- il carico di servizio di 300 daN/m^2 su di un impalcato;
- il 50% del carico di servizio (150 daN/m^2) su un secondo impalcato;
- 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 dieci impalcati;
- il 50% del carico di servizio (150 daN/m^2) su un solo impalcato;
- 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 dieci impalcati;
- il carico dovuto alla neve applicato per intero sull'impalcato più alto 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

Nelle verifiche degli elementi di ponteggio sono adottate le seguenti tensioni ammissibili nell'acciaio:

-per la condizione di servizio: σ_{adm}= 1600 daN/cm^2
-per la condizioni di fuori servizio: σ_{adm}= 1800 daN/cm^2

4.5.-Calcolo delle azioni sui montanti del ponteggio-Verifiche dei montanti

4.5.1.-Carichi di servizio

a) Condizione di carico I

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

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

carico ripartito: 300 x 2.50 x 1.00 = 750.0 daN
peso proprio impalcato: 43.8 "
Totale P_1= 793.8 "

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

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

carico ripartito:	300 x 2.50 x 1.00=	375.0 daN
peso proprio impalcato:		43.8 "
	Totale P_2 =	418.8 "

c) impalcato scarico:

Totale P_3= 43.8 daN

4.5.2.- Carichi in presenza della neve

a) impalcato caricato con 168 daN/m^2 (carico max neve):

carico ripartito:	168 x 2.50 x 1.00=	420.0 daN
peso proprio impalcato:		43.8 "
	Totale P_4=	463.8 "

b) impalcato caricato con 30% x 168 daN/m^2 (corrispondente ad un carico complessivo della neve sugli impalcati sottostanti pari al 30% del carico massimo) + peso proprio impalcato:

carico ripartito:	0.30x 168 x 2.50 x 1.00 =	126.0 daN
peso proprio impalcato:		43.8 "
	Totale P_5 =	169.8 "

c) carico neve sul piano di raccordo con il piano parasassi (neve scivolata dal parasassi + peso proprio impalcato):

carico neve da parasassi :	210.0 daN
peso proprio impalcato:	43.8 daN
P_6 =	253.8 daN

d) carico neve sul parasassi inclinato a 40° sull'orizzontale: P_7 = 420 daN

4.5.3- Verifiche dei montanti del ponteggio (schema normale con tavole a tutti i piani e con parasassi)

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 giochi, 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 minore del carico critico sul montante rilevato nelle due prove di carico a collasso effettuate sul prototipo di ponteggio con campi da m.2,50 presso il laboratorio ISPELS di Monte Porzio Catone è risultato P_{cr} = 3630 daN.

La tensione critica sul montante 48.3 x 3.2 mm di area A= 4.53 cm^2 vale:

σ_{cr} = 3630/4.53 = 819 daN/cm^2

Risulta:

σ_{cr} / σ_s = 819/ 2350 = 0.348

$$\lambda_y = \pi\sqrt{\frac{E}{\sigma_s}} = 3.14159\sqrt{\frac{2060.000}{235}} = 93$$

λ / λ_y = 1.582 (prospetto 7-I, curva a)

λ=1.582 x 93= 147

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA
8745

ω= 2.88 (prospetto 7-II)
σ_{crc} = 940 daN/cm^2 (prospetto 7-VII)

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

Mediante il programma di calcolo agli elementi finiti, la struttura di stilata, nel numero di piani massimo previsto negli schemi-tipo (9 piani) è stata verificata nelle condizioni di carico previste dalla Normativa. Le condizioni più severe sono risultate le seguenti:
- condizione di servizio
- condizione di fuori servizio per neve.

E' stata considerata la combinazione dei carichi sugli impalcati con le azioni del vento e le azioni dovute alle imperfezioni geometriche in direzione normale alla facciata sia verso l'interno che verso l'esterno del ponteggio. Nel prospetto seguente sono riportati i valori massimi calcolati degli sforzi assiali, dei momenti flettenti My nel piano di stilata e Mx nel piano normale alla stilata, dei momenti equivalenti M_{yeq} e M_{xeq}, dei momenti M_{eq} e delle tensioni sui montanti sui montanti più carichi sia nelle condizioni servizio che di fuori servizio per neve.

Il momento flettente My agente su un generico montante è dovuto all'azione dei carichi agenti sui traversi degli impalcati, del vento e dei carichi per imperfezioni geometriche. Il momento flettente Mx agente su un generico montante è dovuto all'eccentricità dell'azione dei carichi agenti sui traversi degli impalcati; l'eccentricità è assunta pari a 5.4 cm. Dai valori massimi di M_{yeq} e M_{xeq} vengono calcolati i valori massimi equivalenti (in accordo alle C.N.R. 10011/97 punto 7.4.1.1); tali momenti sono assunti pari al maggiore dei valori:

$$M_{xeq} \geq 1.3\, M_{xm} \quad \text{con} \quad M_{xm} = \frac{M_{xa} + M_{xb}}{2}$$

$$M_{xeq} \begin{cases} \geq 0.75\, M_{xmax} \\ \leq M_{xmax} \end{cases}$$

$$M_{yeq} \geq 1.3\, M_{ym} \quad \text{con} \quad M_{ym} = \frac{M_{ya} + M_{yb}}{2}$$

$$M_{yeq} \begin{cases} \geq 0.75\, M_{ymax} \\ \leq M_{ymax} \end{cases}$$

Nel caso di momento variabile linearmente fra i momenti M_a e M_b, si assume per M_{eq} il valore:

$$M_{xeq} = 0.6M_{xa} - 0.4M_{xb} \quad \text{con} \left|M_{xa}\right| \geq \left|M_{xb}\right|,$$

$$M_{yeq} = 0.6M_{ya} - 0.4M_{yb} \quad \text{con} \left|M_{ya}\right| \geq \left|M_{yb}\right|,$$

purché sia $M_{eq} > 0.4M_a$. Si assume inoltre

$$M_{eq} = \sqrt{M_{xeq}^2 + M_{yeq}^2}$$

La tensione massima nei montanti è valutata mediante la relazione:

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi W\left(1 - \frac{\nu N}{\sigma_{cre} A}\right)}$$

dove sono assunti:

$\psi = 1$ e $\nu = 1.33$

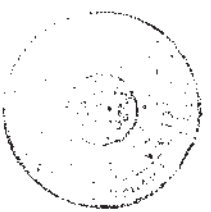
$\omega = 2.88$ (prospetto 7-II)

$\sigma_{cre} = 940$ daN/cm^2 (prospetto 7-VII)

Tabella: Verifica montanti più sollecitati

v =	1,5	(servizio)			
v =	1,33	(servizio)	ω =	2,88	ψ=1
A (cm2)=	4,53	W(cm3) =	4,80		
σ cre daN/cm2		940			
Condizione di carico		I		III	
		Servizio		Fuori Servizio neve	
Direzione del vento		+ (*)	- (*)	+ (*)	- (*)
Numero Asta		4	4	3	3
Nodo a		4	4	3	3
Quota (cm)		400,0	400,0	200,0	200,0
Nodo b		5	5	4	4
Quota (cm)		600,0	600,0	400,0	400,0
Sforzo assiale N					
(daN)		822	774	1271	1380
Momenti flettenti					
My (daN x cm)					
Mya		2235	2360	4611	5156
Myb		-2041	-965	3760	-4872
Myeq		894	944	1844	2062
Momenti flettenti					
Mx (daN x cm)					
Mxa		1021	940	83	647
Mxb		-635	-754	-20	-287
Mxeq		408	376	33	259
$M_{eq} = \sqrt{M_{xeq}^2 + M_{yeq}^2}$		983	1016	1845	2079
Tensioni daN/cmq					
	σ N	523	492	808	877
K		0,2896	0,2727	0,3970	0,4310
W rid= W (1-K)		3,4101	3,4913	2,8945	2,7311
	σ M	288	291	637	761
	σ T	811	783	1445	1638
I valori delle tensioni sono sempre inferiori al valore ammissibile di 1800 daN/cmq					

(*) Con il simbolo - si intende la direzione del vento dall'esterno all'interno della facciata del ponteggio; con il simbolo + si intende la direzione dall'interno all'esterno della facciata del ponteggio.



25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

4.5.4- Verifica di resistenza del montante più sollecitato

Per la verifica di resistenza, il montante più sollecitato è l'asta N.10 che risulta soggetta nelle condizioni di fuori servizio per neve alle seguenti sollecitazioni massime:

N_{max} = 313 daN; M_{ymax} = 4947 daNxcm M_{xmax} = 1392 daNxcm

La tensione massima risulta:

$$M_{max} = \sqrt{M_{x\,max}^2 + M_{y\,max}^2} = 5140 \text{ daNxcm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{313}{4.52} + \frac{5140}{4.80} = 1140 \text{ daN/cm}^2 < 1800\ \sigma_{adm}$$

4.6 - Verifiche della controventatura di facciata.

4.6.1. Verifica di stabilità della diagonale di facciata

La controventatura di facciata è realizzata mediante diagonali, in ragione di una ogni quattro campi di ponteggio, in tubo avente le seguenti caratteristiche geometriche:

- Tubo :	∅ 48.3 x 3.2	mm
- Area resistente:	4.53	cm^2
- Raggio di inerzia:	1.60	cm
- Modulo di resistenza:	4.80	cm^3
- Lunghezza geometrica a_3:	360	cm
- Eccentricità dei giunti ortogonali:	5.4 cm	

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 su un modulo di ponteggio;

-Imperfezioni geometriche valutate in accordo alla C.N.R. 10027/85 punto 9.1.

L'azione massima su quattro stilate si verifica nelle condizioni di fuori servizio per neve a quota 12 m (ved. tabella al paragrafo 4.3.2.3), dove assume il valore:

$N_{vp}+F_{gp}$= 202.2 daN

Lo sforzo normale massimo sulla diagonale è pari a:

$F_{df}=(N_{vp}+F_{gp})/ \cos \alpha_1$

con α_1= arcos b/ a_3= arcos 2.50/ 3.60= 46° (angolo sull'orizzontale)

risulta $\cos \alpha_1$=0.694

F_{df} = 292 daN

La luce libera di inflessione l_o della diagonale con β = 1 (vincoli assimilati a cerniera) risulta:

$l_o = \beta\ a_3$ = 360 cm;

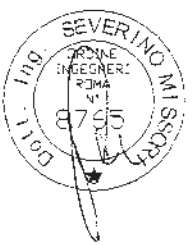
la snellezza λ_{df} vale:

$\lambda_{df} = l_0 / i$= 360/1.6=225

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

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza



La verifica di stabilità, assumendo dal prospetto 7-IIa delle C.N.R. 10011/97 ω= 6.30 e dal prospetto 7-VII la tensione critica σ_{cr} = 400 daN/cm^2 in corrispondenza a λ= 225, e tenendo conto del momento flettente dovuto all'eccentricità dei giunti ortogonali e =5.4 cm, dà:

$$\sigma_{df} = \frac{\omega\ F_{df}}{A_{df}} + \frac{F_{df}\, e}{W\left(1 - \frac{\nu\ F_{df}}{\sigma_{cr} A_{df}}\right)} =$$

$$= \frac{6.30 \text{x} 292}{4.53} + \frac{292 \text{x} 5.4}{4.80\left(1 - \frac{1.33 \text{x} 292}{400 \text{x} 4.53}\right)} = 825 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

4.6.2. Verifica allo scorrimento dei giunti della diagonale di facciata

La verifica allo scorrimento della diagonale di facciata è soddisfatta in quanto il valore frattile della resistenza allo scorrimento dei giunti ortogonali Fs è pari a 1200 daN, mentre l'azione F_{df} sulla diagonale è pari a 292 daN.

Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

ν= Fs/ F_{df} =1200/292= 4.10 > 1.5

4.7.- Verifica del traverso

Caratteristiche geometriche:

-Tubo a sezione circolare:	Ø 48.3 x 3.2	mm
-Area resistente:	4.53	cm^2
-Modulo di resistenza:	4.80	cm^3

Dal calcolo eseguito mediante elaboratore con l'assunzione del valore frattile inferiore per la rigidezza del collegamento fra montante e traverso, il momento massimo nel tratto del traverso più sollecitato e il corrispondente sforzo normale nelle aste più sollecitate risultano essere:

Sollecitazioni massime	Servizio Asta N.45 a quota m 6.0 vento: verso l'esterno	Fuori servizio per neve Asta N.49 a quota m 18 vento: verso l'esterno
$M_{max}=\sqrt{(Mx^2+My^2)}$ (daN x cm)	$\sqrt{(7459^2+540^2)}=7479$	$\sqrt{(4827^2+1011^2)}=4932$
N_{max} (daN)	128	206

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

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{128}{4.53} + \frac{7479}{4.80} = 1587 \text{ daN/cm}^2 < 1800\ \sigma_{adm}$$

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSIONI
ORDINE INGEGNERI ROMA
n. 8715

Verifica allo scorrimento dei giunti del traverso

La verifica allo scorrimento dei giunti del traverso è soddisfatta in quanto il valore frattile della resistenza allo scorrimento dei giunti ortogonali Fs è pari a 1200 daN, mentre l'azione sul traverso è P=0.50x300x2.50x1= 375 daN.

Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

$\nu = Fs / F_{df} = 1200/375 = 3.2 > 1.5$

4.8.- Verifica del corrente di parapetto

Caratteristiche geometriche:

-Tubo a sezione circolare:	Ø 48.3 x 3.2	mm
-Area resistente:	4.53	cm^2
-Modulo di resistenza:	4.80	cm^3
- Momento di inerzia:	11.59	cm^4

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

M= 30 x 250/ 4= 1875 daN x cm

$\sigma = M / W = 1875/4.80 = 391$ daN / cm^2 < 1600 daN / cm^2

Sotto l'azione Q= 30 daN la freccia f è pari a:

$$f = \frac{30x250^3}{48x2.06x10^6 x11.59} = 0.40 = 4.0 \text{ mm} < 35 \text{ mm}$$

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

$$f = \frac{125x250^3}{48x2.06x10^6 x11.59} = 1.66 = 16.6 \text{ mm} < 35 \text{ mm}$$

4.9. - Verifiche degli elementi del parasassi.

4.9.1.-Verifica del traverso

Dal calcolo automatico risulta che la condizione più gravosa per il traverso del parasassi è quella di fuori servizio per neve, con vento diretto verso l'esterno del ponteggio. Si trova (asta N.92):

momento massimo : M_{max} = 5853 daN x cm

sforzo normale massimo di compressione: N_{max} = 550 daN

La tensione massima risulta:

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765

La tensione massima risulta:

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{550}{4.53} + \frac{5853}{4.80} = 1341 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2 \ \sigma_{adm}$$

Verifica allo scorrimento del giunto girevole

La verifica allo scorrimento del giunto girevole di collegamento del traverso al montante è soddisfatta in quanto il valore frattile della resistenza allo scorrimento di tale giunto Fs è pari a 1200 daN, mentre l'azione di compressione sul traverso sul tirante è N_{max}= 417 daN. Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

ν= Fs/ N_{max} =1200/550= 2.18 >1.5

4.9.2.-Verifica del tirante

Dai calcoli eseguiti con l'elaboratore, il tirante superiore (asta 91) nella condizione più gravosa (fuori servizio per neve con vento diretto verso l'esterno del ponteggio) risulta sottoposto a carico di trazione pari a N_{max}= 417 daN, dovuto alle azioni del vento, del peso proprio e della neve sullo schermo parasassi. Tenendo conto della eccentricità dell'azione assiale pari a 5.4 cm, il momento flettente agente è pari a:

M_{max} = 417x5.4= 2252 daN x cm

La tensione massima risulta:

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{417}{4.53} + \frac{2252}{4.80} = 562 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2 \ \sigma_{adm}$$

Verifica allo scorrimento del giunto girevole del tirante

La verifica allo scorrimento dei giunti girevoli per il collegamento del tirante è soddisfatta in quanto il valore frattile della resistenza allo scorrimento di tali giunti Fs è pari a 1200 daN, mentre l'azione sul tirante è N_{max}= 417 daN.

Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

ν= Fs/ N_{max} =1200/417= 2.87 >1.5

4.10 – Verifiche per la partenza stretta

4.10.1- Verifiche dei montanti.

In accordo allo schema di montaggio, le stilate hanno interesse di 1800 mm. Tuttavia, a favore della sicurezza, sono state assunte le stesse azioni agenti sulle stilate disposte a interasse di 2500 mm. Seguendo lo stesso procedimento di verifica del precedente paragrafo 4.5.3, la stilata è stata modellata e calcolata con metodo agli elementi finiti, come riportato in appendice. La tensione massima nei montanti è valutata mediante la relazione:

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

$\psi = 1$ e $\nu = 1.33$ $\omega = 2.88$ $\sigma_{cre} = 940$ daN/cm^2

I risultati dei calcoli sono riportati nella tabella seguente.

Tabella: Verifica montanti più sollecitati

per partenza stretta

ν =	1,33	ψ=1	ω =	2,88	
A (cm2)=	4,53	W(cm3) =	4,80		
σ cre daN/cm2		940			
Condizione di carico				III	
				Fuori Servizio neve	
Direzione del vento				+ (*)	- (*)
Numero Asta				2	2
Nodo a				2	2
Quota (cm)				0,0	0,0
Nodo b				3	3
Quota (cm)				200,0	200,0
Sforzo assiale N					
(daN)				1329	1356
Momenti flettenti					
My (daN x cm)					
Mya				243	194
Myb				-36	-29
Myeq				97	78
Momenti flettenti					
Mx (daN x cm)					
Mxa				24	115
Mxb				-11	-48
Mxeq				10	46
$M_{eq} = \sqrt{M_{xeq}^2 + M_{yeq}^2}$				98	90
Tensioni daN/cmq					
σ_N				845	862
K				0,4151	0,4235
W rid= W (1-K)				2,8075	2,7671
σ_M				35	33
σ_T				880	895
I valori delle tensioni sono sempre inferiori al valore ammissibile di 1800 daN/cmq					

(*) Con il simbolo - si intende la direzione del vento dall'esterno all'interno della facciata del ponteggio; con il simbolo + si intende la direzione dall'interno all'esterno della facciata del ponteggio.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

4.10.2 - Verifiche del puntone

Il puntone è costituito da 2 tubi a sezione circolare Ø 48.3 x 3.2 mm, e presenta pertanto le seguenti caratteristiche:

-Area resistente:	2x4.53 cm^2
-Modulo di resistenza:	2x4.80 cm^3
- Momento di inerzia:	2x11.59 cm^4
- Lunghezza libera di inflessione:	216 cm
- Raggio di inerzia :	1.6 cm
- Snellezza =216/1.6:	135
- Tensione critica di Eulero σ_{cre} :	1120 daN/cm^2
- Eccentricità del giunto ortogonale:	5.4 cm
- Coefficiente omega :	2.49 cm

Dal calcolo risulta (asta N.3), nel caso più gravoso in condizione di fuori servizio per neve con vento verso l'esterno uno sforzo normale massimo di compressione: N_{max} = 1441 daN. Con un'eccentricità pari a 5.4 cm, risulta un momento massimo M_{max} = 1441x5.4=7793 daNxcm.
La tensione massima vale:

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{M_{max}}{W\left(1 - \frac{\nu N}{\sigma_{cre} A}\right)} = \frac{2.49 \times 1443}{2 \times 4.53} + \frac{7793}{2 \times 4.80\left(1 - \frac{1.33 \times 1443}{2 \times 1120 \times 4.53}\right)} = 1398\ daN/cm^2 < 1800\ daN/cm^2$$

Verifica allo scorrimento dei giunti di collegamento del puntone

La verifica allo scorrimento dei giunti per il collegamento del puntone è soddisfatta in quanto, utilizzando un giunto ortogonale accoppiato ad un giunto semplice di tenuta, il valore frattile della resistenza allo scorrimento Fs è pari a 2985 daN, mentre l'azione su ciascuno dei due tubi (puntoni) è N_{max}= 1441/2=721 daN.

Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

$\nu = Fs / N_{max} = 2985/721 = 4.1 > 1.5$

4.11 - Verifica della basetta regolabile

Caratteristiche geometriche:

- Diametro esterno spinotto:	38.0	mm
- Diametro interno spinotto:	30.0	mm
- Diametro esterno del nucleo filettato:	34.0	mm
- Diametro interno del nucleo filettato:	28.0	mm
- Area resistente del nucleo:	2.92	cm^2
- Modulo di resistenza:	2.08	cm^3

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

- Altezza massima di regolazione della basette h_u: 350 mm
- Lunghezza di innesto dello spinotto: 200 mm

Il massimo gioco consentito dall'accoppiamento basetta-montante, con il diametro interno del montante pari a 48.3-2x2.9= 42.5 mm, vale 42.5- 38.0 = 4.5 mm.

L'angolo di accoppiamento spinotto-montante è:

$$\Phi_1 = \frac{4.5}{200} = 0.0225 \text{ rad}$$

Si assume inoltre Φ_2= 0.010 rad l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale, corrispondente alle imperfezioni geometriche previste dalle C.N.R. 10027/85.

La tensione risultante sulla basetta per l'altezza di regolazione massima vale:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \times h_u \times (\Phi_1 + \Phi_2) + M_b}{W}$$

Assumendo i risultati del calcolo con l'elaboratore, e precisamente:

-N_{max} = 1460 daN (carico massimo trasmesso dalla basetta al terreno);

-M_b = 521 daNxcm (momento nella sezione di accoppiamento fra basetta e montante)

si ottiene:

$$\sigma = \frac{1460}{2.92} + \frac{1460 \times 35 \times 0.0325 + 521}{2.08} = 1550 \text{ daN/cm}^2 < 2130 \text{ daN/cm}^2$$

4.12 - Verifica della trave per passo carraio da m. 5.00

La trave per passo carraio è realizzata come da schema.

Caratteristiche geometriche:

Briglie superiore e inferiore:

- Tubo:	Ø 48.3 x 3.2 mm
- Area resistente:	4.53 cm^2
- Raggio di inerzia:	1.60 cm
- Modulo di resistenza:	4.80 cm^3
- Lunghezza geometrica a_3:	500 cm
- Eccentricità dei giunti ortogonali:	5.4 cm

Diagonali:

- Tubo :	Ø 48.3 x 3.2 mm
- Area resistente:	4.53 cm^2
- Modulo di resistenza:	4.80 cm^3
- Eccentricità dei giunti ortogonali:	5.4 cm

Si assume per l'azione massima in corrispondenza della stilata interrotta un carico pari al carico massimo sul montante esterno in condizione di fuori servizio per neve + peso proprio. Tale azione che a favore della sicurezza si assume agente sia sulla trave montata sulla facciata esterna che su quella montata sulla facciata interna alla quota del II piano di impalcato risulta pari a P=1380 daN.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Verifica della briglia superiore

Caratteristiche geometriche:

- Snellezza λ =0.7x250/1.60: 110
- Coefficiente ω: 1.82
- Tensione critica di Eulero σ_{cre} : 1680 daN/cm^2

Lo sforzo normale a compressione agente sulla briglia superiore è calcolato come segue:

$$N_{max} = \frac{P}{2} x \frac{250}{200} = 863 daN$$

la tensione risulta:

$$\sigma_{bs} = \frac{\omega\ N_{max}}{A} + \frac{N_{max} xe}{W\left(1 - \frac{\nu\ N_{max}}{\sigma_{cr}\ A}\right)} =$$

$$= \frac{1.82x863}{4.53} + \frac{863x5.4}{4.80\left(1 - \frac{1.33x863}{1680x4.53}\right)} = 1490\ daN/cm^2 < 1800\ \sigma_{adm}$$

Verifica della diagonale

Lo sforzo normale agente sulla diagonale è calcolato come segue:

$$N_d = \frac{P}{2 \operatorname{sen} \alpha} = \frac{1380}{2 \operatorname{sen} 36.6^\circ} = 1156$$

La tensione massima a trazione nella diagonale risulta :

$$\sigma = \frac{N_d}{A} + \frac{N_d xe}{W} = \frac{1156}{4.53} + \frac{1156x5.4}{4.80} = 1556\ daN/cm^2 < \sigma_{adm}$$

Verifica allo scorrimento dei giunti delle diagonali

Le diagonali (esterne ed interne) sono soggette ad uno sforzo di compressione assiale pari 1156 daN. Mediante l'impiego di un giunto semplice di tenuta in aggiunta al giunto ortogonale il coefficiente di sicurezza nei confronti dello scorrimento vale:

$\nu > 2985/1156 = 2.58 > 1.5$

Verifica allo scorrimento dei giunti dei montanti della stilata interrotta

Il massimo sforzo di compressione assiale a cui sono soggetti i montanti (esterno ed interno) della stilata interrotta è pari a 1380 daN. Mediante l'impiego di un giunto semplice di tenuta in aggiunta al giunto ortogonale il coefficiente di sicurezza nei confronti dello scorrimento vale:

$\nu > 2985/1380 = 2.16 > 1.5$

Dott. Ing. SEVERINO MISSOS
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

4.13 - Verifica dei montanti della stilata in corrispondenza del passo carraio da m 5.00.

Rinforzi del ponteggio.

I montanti che delimitano il passo carraio sopportano un carico assiale maggiorato del 50%, in quanto su di essi viene trasferito il carico agente al piede dei montanti interrotti (a quota 4.0 m). I due moduli di ponteggio che delimitano da ogni lato il passo carraio sono rinforzati nel modo seguente:

- raddoppio dei montanti esterno e interno fino alla quota di appoggio delle travi carraie;
- ancoraggio dei montanti a quota m 2.0 e 4.0 in ognuna delle stilate che delimitano il passo carraio;
- ancoraggio aggiuntivo al piede del montante sostenuto dalle travi carraie.
- diagonali di facciata aggiuntive nelle stilate che delimitano il passo carraio.

Verifica del montante esterno raddoppiato

La condizione di carico più gravosa per il montante esterno (asta 3) è quella di fuori servizio per neve in presenza di parasassi. In corrispondenza ad essa le azioni massime assumono i valori:

$N_c^* = 1.5\,N_i = 1.5 \times 1380 = 2070$ daN

$M_{eq} = 0.75 \times M_{max} = 0.75 \times 5156 = 3867$ daNxcm

La coppia di tubi del montante raddoppiato avrà le seguenti caratteristiche :

Area resistente : $A = 2 \times 4.53 = 9.06$ cm²

Modulo di resistenza: $W = 2 \times 4.80 = 9.60$ cm³

Utilizzando i valori in precedenza assunti nella verifica dei montanti per lo schema di ponteggio normale (vedi punto 4.5.3):

$\omega = 2.88$ (prospetto 7-II)

$\sigma_{cre} = 940$ daN/cm² (prospetto 7-VII)

con N_c^* e M_{eq} come sopra indicati, si ha:

$$\sigma = \frac{\omega N_c^*}{A} + \frac{M_{eq}}{W\left(1 - \frac{\nu N}{\sigma_{cre} A}\right)} =$$

$$= \frac{2.88 \times 2070}{9.06} + \frac{3867}{9.60\left(1 - \frac{1.33 \times 2070}{940 \times 9.06}\right)} = 1254 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm}\ 1800 \text{ daN/cm}^2$$

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Verifica del montante interno raddoppiato

La condizione di carico più gravosa per il montante interno (asta N.21) è quella di fuori servizio per neve in presenza di parasassi. In corrispondenza ad essa le azioni assumono i valori:

$N_i^* = 1.5\,N_i = 1.5x\,750 = 1125$ daN

$M_{eq} = 0.75xM_{max} = 0.75x5197 = 3898$ daNxcm

La coppia di tubi del montante raddoppiato avrà le seguenti caratteristiche :

Area resistente : A= 2x 4.53= 9.06 cm²

Modulo di resistenza: W= 2x4.80= 9.60 cm³

Utilizzando i valori in precedenza assunti nella verifica dei montanti per lo schema di ponteggio normale (vedi punto 4.5.3):

$\omega = 2.88$ (prospetto 7-II)

$\sigma_{cre} = 940$ daN/cm² (prospetto 7-VII)

con N_e^* e M_{eq} come sopra indicati, si ha:

$$\sigma = \frac{\omega N_e^*}{A} + \frac{M_{eq}}{W\left(1 - \frac{\nu N}{\sigma_{cre} A}\right)} =$$

$$= \frac{2.88x1125}{9.06} + \frac{3898}{9.60\left(1 - \frac{1.33x1125}{940x9.06}\right)} = 850 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm}\ 1800 \text{ daN/cm}^2$$

4.14 Verifica della piazzola di carico

La piazzola di carico ha un aggetto di 1500 mm dall'asse del montante esterno ed è realizzata con impiego di impalcati metallici come indicato sul relativo schema dell'Allegato A.

Verifica del puntone centrale

Caratteristiche geometriche:

- Tubo:	Ø 48.3 x 3.2	mm
- Area resistente A	4.53	cm²
- Raggio di inerzia i:	1.60	cm
- Modulo di resistenza W:	4.80	cm³
- Lunghezza libera di inflessione *a*:	250	cm
- Snellezza $\lambda = 0.7xa/i = 0.7x250/1.6 =$	110	
- Eccentricità *e* dei giunti ortogonali:	5.4	cm
- Lunghezza *l* del traverso della piazzola :	146.1	cm

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8755

La piazzola viene verificata per le seguenti condizioni di carico (classe 5):

1) Carico ripartito di servizio q_1=450 daN/cm^2
2) Carico concentrato Q=300 daN applicato su una superficie di 0.50x0.50 m^2
3) Carico concentrato Q'=100 daN applicato su una superficie parziale di 0.2x0.2 m^2
4) Carico ripartito q_4= 750 daN/mq applicato su una superficie parziale avente area A'=0.4$A_{impalcato}$=0.4x2.5x4x0.328=1.312 m^2.

La condizione più critica è la 4).
Le azioni che danno luogo alle sollecitazioni del puntone sono:
- pesi propri impalcati ed altri elementi di ponteggio della piazzola: P= 150 daN
- sovraccarico accidentale su area A': 1.312 mq x750 daN/mq = Q_4= 984 daN

Nella condizione di carico 4, si considerano i contributi dovuti al peso proprio P=150 daN (ripartito lungo la lunghezza l del traverso) e al carico Q_4, agente in mezzeria su una larghezza di impalcato *c* pari a:

$$c = \frac{0.4A'}{L} = \frac{1.312}{2.50} = 0.52\,\text{m} = 52\,\text{cm}$$

Il carico assiale Np agente sul puntone centrale viene valutato come segue:

$$Np = \frac{1}{2} x \frac{Q_4(1-\frac{c}{2l}) + P/2)}{\cos\alpha} = \frac{1}{2}\frac{984x\left(1-\frac{52}{2x146.1}\right)+150/2}{\cos 36.1°} = 547\,\text{daN}$$

Il momento risulta:

M= Np x e=547x5.4=2954 daNxcm

Per λ =110: ω=1.82 e σ_{cre}=1680 daN/cm2
La tensione risulta:

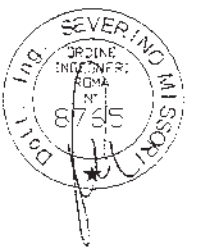
$$\sigma = \frac{\omega N_p}{A} + \frac{M}{W\left(1-\frac{\nu N}{\sigma_{cre} A}\right)} =$$

$$= \frac{1.82x547}{4.53} + \frac{2954}{4.80\left(1-\frac{1.33x547}{1680x4.53}\right)} = 900\,\text{daN/cm}^2 < \sigma_{adm}\ 1600\,\text{daN/cm}^2$$

Verifiche dei puntoni laterali

Caratteristiche geometriche e condizioni di carico piazzola: come per puntone centrale
La condizione più critica è la 4); le sollecitazioni sul puntone centrale valgono:

Carico assiale N'p agente su ciascun puntone laterale:



25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

$$N'p = \frac{1}{4}\frac{Q_4(1 - c/2l) + P/2)}{\cos\alpha} = \frac{1}{4}\frac{(809 + 150/2)}{\cos 36.1°} = 274\ daN$$

Momento flettente:
M= N'p x e=274x5.4=1477 daNxcm

Essendo per λ =110: ω=1.82 e σ_{cre}=1680 daN/cm2 si ha:

$$\sigma = \frac{\omega N_p}{A} + \frac{M}{W\left(1 - \frac{\nu N}{\sigma_{cre} A}\right)} =$$

$$= \frac{1.82x274}{4.53} + \frac{1477}{4.80\left(1 - \frac{1.33x274}{1680x4.53}\right)} = 434\ daN/cm^2 < \sigma_{adm}\ 1600\ daN/cm^2$$

Verifica allo scorrimento dei giunti di collegamento dei puntoni (centrale e laterali)

La verifica allo scorrimento dei giunti ortogonali per il collegamento dei puntoni è soddisfatta in quanto il valore frattile della resistenza allo scorrimento di tali giunti Fs è pari a 1200 daN, mentre l'azione massima su ciascun puntone collegato con giunto ortogonale è N_{max}= 547 daN.

Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

ν= Fs/ N_{max} =1200/547= 2.19 >1.5

Verifica del traverso doppio centrale

Caratteristiche geometriche del traverso (N. 2 tubi affiancati):

- N.2 tubi:	Ø 48.3 x 3.2 mm
- Area resistente:	2x4.53 cm^2
- Modulo di resistenza:	2x4.80 cm^3
- Luce di inflessione del traverso *l*:	146.1 cm
- Lunghezza di inflessione impalcato L:	250 cm
- Larghezza degli impalcati *d*:	131.2 cm

Le condizioni più gravose sono la 1) e la 4).
Nella condizione di carico 1 il momento flettente dovuto al carico ripartito q_1 e al peso proprio P vale:

$$M_1 = \frac{(450x2.5x1.312 + 150)x146.1}{2x8} = 14848\ daN$$

Nella condizione di carico 4, nella posizione più gravosa con il carico Q_4 agente su una larghezza di impalcato *c* pari a:

$$c = \frac{0.4A'}{L} = \frac{1.312}{2.50} = 0.52\ m = 52\ cm$$

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

Si ottiene:

$$M_4 = \frac{Q_4}{2x2}\left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2}\right) + \frac{Pxl}{2x8} = \frac{984}{2x2}\left(\frac{146.1}{2} - \frac{52}{2}\right) + \frac{150x146.1}{2x8} = 12944\ daN$$

La condizione più gravosa è la 1) e la tensione relativa risulta:

$$\sigma_{max} = M_4 / W = 14848 / 2x4.80 = 1546\ daN/cm^2 < 1600\ daN/cm^2$$

Verifica del traverso semplice laterale

Caratteristiche geometriche del traverso:

- Tubo: Ø 48.3 x 3.2 mm
- Area resistente: 4.53 cm^2
- Modulo di resistenza: 4.80 cm^3
- Luce di inflessione *l* : 146.1 cm
- Lunghezza di inflessione impalcato L: 250 cm

Le condizioni più gravose sono la 1) e la 4) .
Nella condizione di carico 1 il momento flettente dovuto al carico ripartito q_1=450 daN/mq e al peso proprio P=150 daN vale:

$$M_1 = \frac{(450x2.5x1.312 + 150)x146.1}{4x8} = 7424\ daN$$

Nella condizione di carico 4, si ottiene:

$$M_4 = \frac{Q_4}{4x2}\left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2}\right) + \frac{Pxl}{4x8} = \frac{984}{4x2}\left(\frac{146.1}{2} - \frac{52}{2}\right) + \frac{150x146.1}{4x8} = 6472\ daN$$

La condizione più gravosa è la 1) e la tensione relativa risulta:

$$\sigma_{max} = M_4 / W = 7424 / 4.80 = 1547\ daN/cm^2 < 1600\ daN/cm^2$$

Verifica del corrente doppio di sostegno del puntone centrale della piazzola di carico

Le caratteristiche geometriche dei due correnti accoppiati con stocchi e giunti ortogonali come indicato sui disegni sono le seguenti:

- N.2 tubi Ø 48.3 x 3.2 mm con interasse 30 cm
- Modulo di resistenza: 116.2 cm^3
- Luce di inflessione L : 250 cm

Nella condizione più gravosa (condizione di carico 4) l'azione massima del puntone centrale doppio è pari a 547 daN. Il relativo momento flettente, nell'ipotesi di asta su appoggi, vale:

$$M_1 = \frac{547x250}{4} = 34188\ daN$$

La tensione relativa risulta:

$$\sigma_{max} = M_1 / W = 34188 / 116.2 = 294\ daN/cm^2 < 1600\ daN/cm^2$$

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

4.15 -Verifica di stabilità dei montanti esterni raddoppiati interessati dalla piazzola di carico.

In corrispondenza della piazzola di carico, i montanti esterni vengono raddoppiati. La verifica viene eseguita considerando un sovraccarico pari al peso proprio e ai sovraccarichi agenti sulla piazzola stessa. L'azione assiale aggiuntiva su ciascun montante esterno risulta: N*= (450x2.5x1.312+150)/2= 813 daN

Le verifiche per l'asta più sollecitata sono riportate nella seguente tabella:

Tabella Verifica montanti esterni raddoppiati in presenza di piazzola di carico

v =	1,5	(servizio)			
			ω =	2,88	ψ=1
A (cm2)=	9,06	W(cm3) =	9,60		
σ	cre daN/cm2	940			
Condizione di carico		I			
		Servizio			
Direzione del vento		+ (*)	- (*)		
Numero Asta		4	4		
Nodo a		4	4		
Quota (cm)		400,0	400,0		
Nodo b		5	5		
Quota (cm)		600,0	600,0		
Sforzo assiale N+N*					
(daN)		1635	1587		
Momenti flettenti					
My (daN x cm)					
Mya		2235	2360		
Myb		-2041	-965		
Myeq		894	944		
Momenti flettenti					
Mx (daN x cm)					
Mxa		1021	940		
Mxb		-635	-754		
Mxeq		408	376		
$M_{eq} = \sqrt{M_{xeq}^2 + M_{yeq}^2}$		983	1016		
Tensioni daN/cmq					
	σ_N	520	504		
K		0,2880	0,2795		
W rid= W (I-K)		6,8355	6,9166		
	σ_M	144	147		
	σ_T	664	651		
I valori delle tensioni sono sempre inferiori al valore ammissibile di 1800 daN/cmq					

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

-IV. 26 -

4.16 -Verifica degli impalcati prefabbricati in acciaio.

Caratteristiche della tavole assunte nel calcolo:
Lunghezza di inflessione: l = 250 cm
Larghezza utile: b= 32.8 cm
Momento di inerzia: J= 35.55 cm^4
Modulo di resistenza: W=11.11 cm^3

La verifica viene effettuata su un impalcato soggetto all'azione del peso proprio pari a 14.6 daN e alternativamente ad una delle seguenti azioni:

1) Carico ripartito di servizio : 300 daN/cm^2
2) Carico concentrato Q=300x32.8/50=196.8 daN applicato su una superficie di 0.50x0.328 m^2
3) Carico concentrato Q'=100 daN applicato su una superficie parziale di 0.2x0.2 m^2
4) Carico ripartito di 500 daN/mq applicato su una superficie parziale avente area A'=0.4A=0.4x2.5x0.984=0.984 m^2.

Ponendo :
carico ripartito dovuto al peso proprio : q_p= 14.6/250=0.0584 daN/cm
carico di servizio nella I condizione di carico: q'=300x0.328/100 =0.984 daN/cm
carico di servizio nella IV condizione di carico: q'=500x0.328/100 =1.640 daN/cm

si trova nei vari casi:

$$M_1 = \frac{q_p + q}{8} l^2 = \frac{0.0584 + 0.984}{8} 250^2 = 8144 \text{ daN x cm}$$

$$M_2 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{50}{4}\right) = 457 + 11070 = 11527 \text{ daN x cm}$$

$$M_3 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{20}{4}\right) = 457 + 6000 = 6457 \text{ daNxcm}$$

$$M_4 = \frac{q_p + q'}{8} l^2 = \frac{0.0584 + 1.64}{8} 250^2 = 13347 \text{ daN x cm}$$

Verifica a flessione della tavola di impalcato

Il valore massimo del momento flettente si ha nel caso 4 e vale:

M_{max} = 13347 daNxcm;

La tensione corrispondente nella tavola vale:
$\sigma_{max} = M_{max} / W = 13347/11.11 = 1202 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$

Il valore minimo del carico di collasso ottenuto nelle 5 prove con carico centrale risultato F_{cr} = 605 daN. Il grado di sicurezza rispetto a tale carico minimo risulta

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

$\nu = F_{cr} / Q = 605/196.8 = 3.07 > 2.2$

Le frecce massime di inflessione, riferite a quelle di un impalcato scarico, sotto i carichi concentrati nelle condizioni II e III valgono, considerando (a favore della sicurezza) i carichi applicati in mezzeria:

$$f_2 = \frac{Ql^3}{48EJ} = \frac{196.8x250^3}{48x2.06x10^6x35.55} = 0.88\,cm$$

$$f_3 = \frac{Q'l^3}{48EJ} = \frac{100x250^3}{48x2.06x10^6x35.55} = 0.45\,cm$$

Entrambi i valori risultano inferiori ai valori minimi di riferimento:
$f'_{max} = 250/100 = 2.5$ cm; $f''_{max} = 2$ cm

Verifica della testata con ganci

Il valore massimo del carico sui ganci si ha nel caso 4 e vale:

$$R_{max} = \frac{1}{2}(14.6 + 1.64x250) = 212.4\,daN$$

Per la verifica della testata portaganci, il caso più gravoso si ha in corrispondenza della sezione senza bugne a distanza di 2 cm dal punto di applicazione della reazione dell'appoggio (ved. calcolo allegato 8). La tensione massima vale, essendo il modulo di resistenza minimo della testata con ganci pari a :

$W = (30.3-2x4.8)x0.252/6 = 0.215$ cm2 e tenendo conto dell'eccentricità di 2.0 cm, risulta:

$\sigma_{max} = M/\psi W = 212.4x2.0/1.05x0.215 = 1882\ daN/cm^2 < 1900\ \sigma_{adm}$

Il valore minimo del carico di collasso ottenuto nelle 5 prove con carico sui ganci è risultato $Q_{cr} = 520$ daN. Il carico di sicurezza corrispondente risulta :

$\nu = Q_{cr} / R_{max} = 520/212.4 = 2.44 > 2.2$

Verifica dei punti di giunzione per clincatura

A favore della sicurezza, si esegue la verifica dei punti clincati laterali considerando che gli sforzi interagenti fra testata portaganci e impalcato siano assorbiti solamente dai punti clincati presenti sui fianchi della tavola. In tale ipotesi semplificativa, si trascura, a favore della sicurezza, il contributo dei due punti clincati sul pianale della tavola e del collegamento con due alette ripiegate inferiori fra testata e omega di irrigidimento. La massima sollecitazione sui ganci, valutata al punto precedente, vale R=212.4 daN. Adottando lo schema della trave appoggiata, le forze a cui è sottoposta la testata sono: l'azione sui ganci R=212.4 daN (reazione dell'appoggio sul traverso del telaio), le forze

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8755

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

(verticali) T_1 e T_2 agenti sulle coppie di punti clincati sui due fianchi della tavola, disposti a distanza di 6.3 e 8.3 cm rispettivamente dall'asse del traverso del telaio.

Facendo l'equilibrio dei momenti delle forze R e T_1 rispetto al centro del secondo punto clincato si ottiene:

$Rxb = T_1 x b_1$; $T_1 = R\ b/b_1 = 212.4x8.3/2 = 881$ daN.

Lo sforzo di taglio su ognuno dei due punti clincati contrapposti sui due fianchi della tavola risulta:
$T_{max} = T/2 = 440$ daN

Il valore frattile F_{fr} 10% dei valori di resistenza a taglio dei punti clincati ottenuti in cinque prove di laboratorio per lamiere accoppiate da 1 e 2.5 mm vale $F_{fr} = 708$ daN.
Il relativo coefficiente di sicurezza a taglio vale:

$$v = F_{fr} / T_1 = 708/440 = 1.6 > 1.5$$

Come ulteriore verifica si osserva che il valore frattile F_{fr} 10% dei carichi di collasso ottenuti nelle cinque prove di laboratorio con carico sugli appoggi è risultato pari a F=428 daN, a cui corrisponde un'azione massima Q sul gancio pari a:

$$Q = F\ x\left(1 - \frac{l}{L}\right) = 428\left(1 - \frac{25}{250}\right) = 385\ \text{daN}$$

ove l=25 cm è la distanza dall'asse del traverso di appoggio dal centro di applicazione del carico sulla tavola e L=250 cm l'interasse dei ganci. Essendo l'azione massima agente sul gancio in servizio pari a R =212.4 daN, il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

$$v = Q/R = 385/212.4 = 1.6 > 1.5$$

4.17 - Verifica della tavola fermapiede

Si fa riferimento al caso più gravoso del fermapiede di facciata (il fermapiede di testata ha la stessa sezione resistente, ma una luce di inflessione minore).

La sezione della tavola fermapiede ha i seguenti valori statici:

Area :	3.07 cm^2
Momento di inerzia efficace:	2.686 cm^4
Modulo di resistenza efficace (min):	1.386 cm^3

Sotto l'azione di un carico centrato di 30 daN è soggetta ad un momento flettente M pari a :

$$M = \frac{1}{4} Pl = \frac{1}{4} 30x250 = 1875\ \text{daNxcm}$$

La tensione corrispondente vale:

$$\sigma = \frac{1875}{1.386} = 1353\ \text{daN/cm}^2 < 1600\ \text{daN/cm}^2\ \text{adm}$$

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

Il carico minimo di collasso misurato nelle prove di laboratorio è risultato pari a 77.6 daN. Il grado di sicurezza rispetto al carico di 30 daN vale:

$$v = \frac{77.6}{30} = 2.58 > 2.2$$

La freccia, assumendo un modulo di elasticità dell'acciaio pari a E=206.000 MPa, sotto l'azione di un carico centrato di 20 daN, risulta pari a :

$$f = \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{20x250^3}{48x2.060.000x2.686} = 1.17\,cm \cong 12\,mm$$

4.18. Verifiche per gli impalcati metallici per campi ridotti da m 1.80

4.18.1-Verifica dell'impalcato normale da mm 1800x494

Caratteristiche della tavole assunte nel calcolo:
Lunghezza utile: l = 180 cm
Larghezza utile: b= 49.4 cm
Momento di inerzia: J = 23.55 cm^4
Modulo di resistenza (minimo): W= 8.547 cm^3

La verifica viene effettuata su un impalcato soggetto all'azione del peso proprio pari a 14 daN e alternativamente ad una delle seguenti azioni:

1) Carico ripartito di servizio : q = 300 daN/cm^2
2) Carico concentrato Q=300 daN applicato su superficie 0.5x0.5 m^2
3) Carico concentrato Q'=100 daN applicato su una superficie parziale di 0.2x0.2 m^2
4) Carico ripartito di q' = 500 daN/cm^2 applicato su una superficie parziale avente area A' = 0.4A = 0.4 x1.8x0.988 = 0.711 m^2.

Ponendo :
carico ripartito dovuto al peso proprio : q_p=14.8/180=0.0822 daN/cm
carico di servizio nella I condizione di carico: q =300x0.5 = 150 daN/m =1.5 daN/cm

si trova nei vari casi:

$$M_1 = \frac{q_p + q}{8} l^2 = \frac{0.0822 + 1.50}{8} 180^2 = 6408\,daN\,x\,cm$$

$$M_2 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q}{2}\left(\frac{1}{2} - \frac{50}{4}\right) = 333 + 11625 = 11958\,daN\,x\,cm$$

$$M_3 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q}{2}\left(\frac{1}{2} - \frac{20}{4}\right) = 333 + 4250 = 4583\,daN\,x\,cm$$

$$M_4 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{q' bx'}{8}(21 - x') = 333 + 9590 = 9905\,daN\,x\,cm$$

con x'= 0.4l/b = 0.4x180x100/49 = 147

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

Verifica a flessione della tavola di impalcato

Il valore massimo del momento flettente si ha nel caso 2 e vale M_{max}= 11958 daNxcm;
La tensione corrispondente nella tavola vale:

$$\sigma_{max} = M_{max} / W = 11958 / 8.547 = 1400 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

Il valore minimo del carico di collasso ottenuto nelle 5 prove di carico è risultato F =858 daN. Il grado di sicurezza in servizio con Q = 300 daN risulta :

$$\nu > 858/300 = 2.86 > 2.2$$

il massimo carico totale sui ganci sia ha nella condizione di carico 2 e vale:

$$R_{2\,max} = \frac{14.8}{2} + \frac{300x(180-25)}{180} = 265 \text{ daN}$$

Per la verifica del gancio, il caso più gravoso si ha in corrispondenza della sezione senza bugne a distanza di 2.4 cm dal punto di applicazione della reazione dell'appoggio (ved. calcolo in allegato 6). Il momento massimo con un'eccentricità del gancio e = 2.4 cm, misurata dal baricentro del traverso fino all'estremo interno dell'irrigidimento della testata della tavola, vale:

$M_{max} = R_{2\,max}$ x e = 265 x 2.4= 636 daN x cm

La tensione massima nel gancio vale, essendo il modulo di resistenza del gancio, valutato immediatamente prima delle nervature di rinforzo:

$$W = (45.8-3x4.8)x0.25^2/6 = 0.327 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{max} = M_{max} / \psi x W_s = 636/1.05x0.327 = 1853 \text{ daN/cm}^2 < 1900 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica dei punti di giunzione per clincatura

Si assume che gli sforzi di collegamento fra testata e il manto della tavola vengano assorbiti dai tre punti clincati sul pianale della tavola e delle due alette ripiegate inferiori fra testata e omega di irrigidimento, trascurando, a favore della sicurezza, il contributo dei punti clincati sui fianchi dell'impalcato. Adottando lo schema della trave appoggiata, il collegamento costituito dai tre punti clincati che collegano la testata al pianale all'impalcato e il sistema di alette ripiegate è sottoposto a forze di taglio che contrastano il momento flettente :
M= Rxe=1325 daNxcm, essendo R=265 daN, e=5 cm eccentricità del punto clincato.

Lo sforzo di taglio su ognuno dei tre punti clincati risulta:

T_{max}=M/3e_1= 1325/3x4.5=98 daN, con e_1=4.5 cm pari alla distanza in verticale fra i punti clincati e le alette ripiegate.

Il valore frattile F_{fr} 10% dei valori di resistenza a taglio dei punti di clincatura ottenuti in cinque prove di laboratorio per lamiere accoppiate da 1 e 2.5 mm vale F_{fr}=708 daN.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

SEVERINO MISSORI
8765

Il relativo coefficiente di sicurezza a taglio vale:
$\nu = F_{fr} / T_{max} = 708/98 > 7.2$

Come ulteriore verifica si osserva che il valore frattile F_{fr} 10% dei valori dei carichi di collasso ottenuti nelle cinque prove di laboratorio con carico centrale è risultato pari a F=828 daN, a cui corrisponde un'azione massima sul gancio pari a Q=828/2=414 daN. Essendo l'azione massima agente sul gancio in servizio pari a R =265 daN, il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

$\nu = Q / R = 414/265 = 1.56 > 1.5$

Verifica della freccia massima

Le frecce massime di inflessione, riferite a quelle di un impalcato scarico, sotto i carichi concentrati nelle condizioni II e III valgono, considerando (a favore della sicurezza) i carichi applicati in mezzeria:

$$f_2 = \frac{Ql^3}{48EJ} = \frac{300x180^3}{48x2.06x10^6x23.55} = 0.75\,cm$$

$$f_3 = \frac{Q'l^3}{48EJ} = \frac{100x180^3}{48x2.06x10^6x23.55} = 0.25\,cm$$

Entrambi i valori risultano inferiori ai valori minimi di riferimento:
$f'_{max} = 180/100 = 1.8$ cm; $f''_{max} = 2$ cm

4.18.2 - Verifica dell'impalcato con botola da mm 1800x494

Caratteristiche della tavole assunte nel calcolo:
Lunghezza utile: l = 180 cm
Larghezza utile: b= 49.4 cm

La verifica viene effettuata nella sezione di impalcato in corrispondenza della botola, dove il momento di inerzia è minimo e si ha:

momento di inerzia (due correnti C 55x30x2 mm) : J=25.54 cm^4
modulo di resistenza : W= 9.287 cm^3

La verifica viene effettuata nella sezione di impalcato in corrispondenza della botola, dove il momento di inerzia è minimo. Le azioni da considerare sono il peso proprio pari a 23.7 daN e alla più gravosa condizione di carico con carico concentrato Q=300 daN applicato su superficie di m 0.5x0.5.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Ponendo :

carico ripartito dovuto al peso proprio : q_p=23.7/180=0.1316 daN/cm

Il momento massimo in mezzeria nella condizione di carico più gravosa (carico concentrato Q=300 daN applicato su superficie 0.5x0.5 m^2) è valutato con l'espressione:

$$M_{2\,max} = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{50}{4}\right) = 533 + 11625 = 12158 \ \text{daN x cm}$$

e la tensione massima:

$\sigma_{max} = M_{max} / W = 12158 / 9.287 = 1310 \ \text{daN/cm}^2 < 1600 \ \text{daN/cm}^2$

Il valore minimo del carico di collasso ottenuto nelle 5 prove è risultato pari a 1468 daN. Il grado di sicurezza in servizio con Q = 300 daN risulta :

$v > 1468 / 300 = 4.8 > 2.2$

Il massimo carico totale sui ganci sia ha nella condizione di carico 2 e vale:

$$R_{2\,max} = \frac{23.7}{2} + \frac{300x(180-25)}{180} = 270 \ \text{daN}$$

Per la verifica del gancio, il caso più gravoso si ha in corrispondenza della sezione senza bugne a distanza di 2.4 cm dal punto di applicazione della reazione dell'appoggio (ved calcolo in allegato 6). Il momento massimo con un'eccentricità del gancio e = 2.4 cm, misurata dal baricentro del traverso fino all'estremo interno dell'irrigidimento della testata della tavola, vale:

$M_{max} = R_{2\,max}$ x e = 270 x 2.4= 648 daN x cm

La tensione massima nel gancio vale, essendo il modulo di resistenza del gancio, valutato immediatamente prima delle nervature di rinforzo:

$W = (46.1-3x4.0)x0.3^2/6 = 0.511 \ \text{cm}^2$

$\sigma_{max} = M_{max} / W_s = 648 / 0.511 = 1268 \ \text{daN/cm}^2 < 1600 \ \text{daN/cm}^2$

Verifica della freccia massima

La freccia massima di inflessione, riferite a quelle di un impalcato scarico, nella condizione più gravosa 2, considerando (a favore della sicurezza) i carichi applicati in mezzeria e con il momento di inerzia pari a quello minimo vale:

$$f_2 = \frac{Ql^3}{48EJ} = \frac{300x180^3}{48x2.06x10^6x25.54} = 0.7 \ \text{cm}$$

Tale valore risulta inferiore ai valori minimi di riferimento:

$f'_{max} = 180 / 100 = 1.8$ cm; $f''_{max} = 2$ cm

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA n. 8755

4.19-Verifica della scala

4.19.1 Montante

Caratteristiche geometriche:

-Tubo a sezione circolare:	Ø 30 x 2.0	mm
-Area resistente:	1.759	cm^2
-Raggio di inerzia	0.99	cm
-Momento di inerzia	1.733	cm^4
-Modulo di resistenza:	1.155	cm^3
-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 x 150= 112.5 N

Si assume nel calcolo un'inclinazione sull'orizzontale pari a 75°.
La tensione sul montante vale:

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

la snellezza vale:

l = 200/0.99= 202
ad essa corrisponde (Tab. 7-IIa CNR 10011/97):
ω= 5.13; σ_{cr}= 50 N/mm^2= 500 daN/cm^2

N_{cr}= 500x1.759= 879.5 daN

ν = 1.5; ψ = 1

M=112.5 x 200 x cos 75°/ 4= 1455 daN x cm

risulta:

$$\sigma = \frac{5.13 \times 112.5}{1.759} + \frac{0.75 \times 1455}{1.155\left(1 - \frac{1.5 \times 112.5}{879.5}\right)} = 1498 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ adm}$$

Il carico minimo misurato nelle prove di laboratorio risulta 225 daN e risulta maggiore del valore minimo di 125 daN. Il coefficiente di sicurezza vale:
ν > 225 /(112.5x cos 75°) = 7.7 > 2.2

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

4.19.2 Piolo

Caratteristiche geometriche:

-Tubo a sezione circolare:	Ø 20x2.0	mm
-Area resistente:	1.13	cm^2
-Modulo di resistenza:	0.46	cm^3
-Lunghezza:	31	cm

Il piolo, considerato incastrato, è soggetto alla forza di 150 daN (carico massimo di servizio) applicata in mezzeria. La tensione conseguente al momento massimo risulta:

$$\sigma = \frac{Pl}{8w} = \frac{150x31}{8x0.46} = 1264\ daN/cm^2 < 1600\ adm$$

4.20-Verifica degli ancoraggi.

4.20.1 -Calcolo delle azioni sugli ancoraggi normali.

Schema di ponteggio normale con parasassi

Le massime reazioni vincolari orizzontali (fuori servizio per neve) risultano:

$H_v = \pm 560$ daN ai piani II e III interessati dalle azioni del parasassi

$H_v = \pm 333$ daN ai rimanenti piani.

Ai piani II e III con l'ancoraggio a tutte le stilate, la massima azione sugli ancoraggi viene assunta pari a:

$S_{max} = \pm 560$ daN

ai rimanenti piani viene assunta pari a:

$S_{max} = \pm 2x333 = \pm 666$ daN

Schema di ponteggio con partenza stretta e con schermo parasassi

Le massime reazioni vincolari orizzontali (fuori servizio per neve) risultano:

$H_V = S_{max} = \pm 660$ daN ai piani I e II (telai ridotti), con ancoraggio a tutte le stilate;

$H_V = S_{max} = +510$ daN(a trazione) al III piano (tirante parasassi) con ancoraggio a tutte le stilate;

$H_v = \pm 333$ daN, $S_{max} = \pm 666$ daN ai rimanenti piani con ancoraggio ogni due stilate.

Schema con piazzola di carico

Il modulo di ponteggio interessato alle azioni della piazzola è ancorato con due ancoraggi a livello del piano della piazzola stessa e di due ancoraggi in corrispondenza dei traversi in collegamento con i puntoni laterali della piazzola.

In condizioni di servizio le reazioni vincolari orizzontali aggiuntive dovute alla presenza della piazzola di carico risultano:

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

$$H^* = \frac{984(1-26/146.1)+150/2}{2} tg36.1° = 325 daN$$

Le massime reazioni vincolari risultano:

al piano della piazzola
S_{max} = +325 +240=565 daN a tirare
al piano interessato dal puntone (sottostante al piano della piazzola)
S_{max} = - 325-240= -565 daN a spingere

Le azioni suddette risultano minori di quelle in precedenza definite per le condizioni di fuori servizio con neve pari a ± 666 daN.

Massima azione assunta per la verifica degli ancoraggi

A favore della sicurezza nella verifica degli ancoraggi si assume in tutti i casi considerati un'azione massima pari a:
S_{max} = ± 700 daN

4.20.2- Verifica dell'ancoraggio a cravatta

Assumendo un'azione sugli ancoraggi pari a 700 daN, per l'ancoraggio a cravatta, realizzato con tubi e giunti di tipo autorizzato, la verifica è soddisfatta impiegando giunti ortogonali con un valore frattile del carico di scorrimento di 1200 daN.

Risulta un coefficiente di sicurezza:
v= 1200/ 700 = 1.7>1.5

4.20.3 Verifica dell'ancoraggio ad anello.

Assegnando al tondino un diametro di mm 16 in Fe 430 avente le seguenti caratteristiche statiche:

- Area resistente:	A= 2.01	cm^2
- Modulo di resistenza:	W= 0.40	cm^3

La tensione massima con un diametro medio dell'anello di cm 4.83+1.6=6.43, risulta:

$$\sigma = \frac{700}{2 \times 2.01} + 0.144 \times \frac{700 \times 6.43}{0.40} = 175 + 1620 = 1795 daN/cm^2 < \sigma_{adm} 2137 daN/cm^2$$

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

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSOS
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765

4.20.4- Verifica del tondo del distanziale di ancoraggio

Ancoraggi normali

Il tondo del distanziale di ancoraggio in Fe 510 di diametro mm 20 ha le seguenti caratteristiche statiche:

- Area resistente: A= 3.14 cm^2
- Modulo di resistenza: W= 0.79 cm^3

La tensione massima in corrispondenza dell'azione massima sull'ancoraggio di 700 daN risulta:

$$\sigma = \frac{700}{3.14} + \frac{700x\ 2.0}{0.79} = 223 + 1773 = 1995\ daN/cm^2 < \sigma_{adm}\ 2700\ daN/cm^2$$

Il tondo deve essere adeguatamente ancorato a parti stabili della struttura.

Ancoraggi speciali a V (azioni parallele alla facciata)

Gli ancoraggi speciali a V, con l'impiego di due stocchi e tasselli meccanici o chimici, devono essere in grado di resistere, oltre alle azioni normali alla facciata, anche alle azioni parallele alla facciata stessa. L'azione massima in tale direzione, nell'ipotesi di disporre tali ancoraggi in ragione di uno ogni otto stilate, con un angolo di 45° è pari a H_v=344.7÷341.8≅687 daN (azioni rispettivamente a quota 12 e 14 m, ved. tabella al paragrafo 4.3.2.3). Poiché tale azione è inferiore a quella assunta nella verifica sopra effettuata per gli ancoraggi normali, si omettono ulteriori verifiche.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSONI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

CAPITOLO 5. ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

5.0.- 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 allo 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, purchè 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 rigidezze nel piano di stilata ed in pianta.

5.1.-Modalità di conduzione delle prove

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

- Larghezza:

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

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 5.3.

5.2.- Modalità di realizzazione del saggio

5.2.1.-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.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

DOTT. ING. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

5.2.2.- Irrigidimenti di facciata e in pianta

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

5.3.-Carichi di prova

I carichi di prova devono essere individuati dal progettista in modo da realizzare su i montanti delle stilate un a tensione media staticamente equivalente ad una volta e mezza quella massima desunte dalla più sfavorevole condizione di carico prevista nella relazione di carico.

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 tensionale 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 10011/97.

5.4.- 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:

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 condizione di pericolo;

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

5.5.- 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.

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

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

6.0 Premessa

Oltre alle seguenti istruzioni di 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 M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
-D.M.22/5/1992 N.466 del M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
-D.M. 23/3/1990 N.115 del M.L.P.S.:"Riconoscimento di efficacia..";
-D.P.R. 24/5/1988 N.224 "Responsabilità per danno da prodotti difettosi"
-D.Lgs. 17/3/1995 N.115 "Sicurezza generale dei prodotti".
-Circolare N.149 del 22.11.1985 del M.L.P.S.: "Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi";
-Lettera N.22268/PR-7 del 22.5.1982 del M.L.P.S.: " Requisiti dimensionali";
-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";
-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.
- Circolare del M.L.P.S. N.85 del 9.11.1978- Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi
-D.Lgs. 19/9/1994 N.626 "Attuazione delle Direttive 89/391/CEE, 89/654/CEE, 89/655/CEE, 89/656/CEE, 90/269/CEE, 90/270/CEE, 90/394/CEE e 90/679/CEE, riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori sul luogo di lavoro";
- D.Lgs. 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";
- 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"
- Circolare N.46 del 11.7.2000 del M.L.P.S.: "Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi".
- 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".
- Circolare N.20/2003 del 23.5.03-Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi.
- Circolare N.30/2003 del 29.9.03-Chiarimenti concernenti la definizione di fabbricante di ponteggi metallici fissi.

6.1.-Generalità

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.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Per ponteggi inferiori a m 20 il disegno del cantiere deve essere firmato dal responsabile del cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante, mentre per i ponteggi di altezza superiore a m 20, 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 inscritto negli Albi professionali.

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

Tale calcolo può tenere conto della permeabilità delle strutture servite.

6.1.2.- 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 essere 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 antisdrucciolevole,
- cinture di sicurezza a bretella provviste di un mezzo per l'aggancio alle strutture del ponteggio.

6.2.- Montaggio

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 di 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 1° piano viene portato ad un'altezza (riferita al piano di appoggio della piastra di base) h > 205 mm, le piastre di base vanno fissate ad elementi di ripartizione, che, in questo caso, devono interessare almeno due montanti contigui.

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

-VI. 2 -

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 degli 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 dello spinotto a croce di collegamento assiale dei tubi e del relativo giunto;
- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, delle controventature di facciata e degli impalcati, seguendo il normale progredire del ponteggio ed in conformità ai disegni esecutivi.

Il traverso più alto del ponteggio in corso di costruzione non deve superare l'ultimo ordine di ancoraggi di oltre 4 m.

Ove per esigenze specifiche fosse necessaria un'altezza libera di ponteggio superiore a m 4 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 di appoggio e la resistenza degli elementi di ripartizione del carico;
- viene eseguito il tracciamento della struttura;
- vengono posti in opera montanti e stocchi a formare i telai di base precedentemente assemblati a terra;
- 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:

- ogni tubo deve essere fissato da almeno due giunti; il collegamento deve realizzare l'unione degli elementi in modo tale che la separazione degli stessi possa avvenire solo con intervento volontario e ne sia esclusa la disattivazione per causa accidentale;
- i collegamenti fra i montanti devono essere sfalsati sia nel piano di stilata, sia nel piano di facciata, per stilate contigue;
- il serraggio dei giunti deve essere effettuato con un momento di serraggio di 6 daNxm;
- le giunzioni assiali verticali dei tubi devono essere realizzate mediante spinotti;
- quando le giunzioni assiali dei tubi sono previste nella mezzeria dei giunti collegantì ortogonalmente le aste del ponteggio, si deve assicurare che i tubi paralleli abbiano le giunzioni assiali sfalsate rispetto ai nodi strutturali e che, in qualunque ortogonale, non vi sia più di una giunzione assiale;

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

- non devono essere realizzate giunzioni fuori dei nodi strutturali;
- le diagonali di facciata devono partire dal piede dei montanti ed essere fissate a mezzo di giunti a tutti i traversi incontrati;
- i tubi devono essere montati in modo da interessare l'intera lunghezza del giunto; in particolare nel primo e nell'ultimo campo i correnti e le diagonali devono essere inseriti sull'intera lunghezza del giunto ortogonale;
- i montanti devono superare di almeno 1.20 m l'ultimo impalcato ed il piano di gronda;
- gli ancoraggi devono essere ancorati su strutture resistenti in conformità agli schemi di cui all'allegato capitolo 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;
- sulla stessa verticale non può essere montata più di una piazzola di carico, da realizzare secondo quanto indicato sugli schemi tipo;
- l'interruzione di parte del ponteggio per la realizzazione di passi carrai è consentita se eseguita in accordo agli schemi tipo;
- l'accesso ai piani di ponteggio avverrà mediante accesso diretto dall'opera servita o mediante idonea torre scala, oppure, nel caso di impiego di campi da m 1.80, mediante le apposite tavole metalliche con botola e scale prefabbricate come indicato sugli schemi.

6.3. - Impiego

6.3.1- I piani di ponteggio destinati al lavoro devono:

- avere impalcati metallici montati come indicato negli schemi tipo;
- gli impalcati devono essere montati ben accostati tra loro e all'opera servita. Per l'esecuzione dei lavori di rifinitura è consentito un distacco dalla muratura non superiore a cm 20;
- essere provvisti di impalcato di sicurezza (sottoponte) con gli stessi impalcati dei piani di servizio;
- 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 sulla facciata esterna di corrente superiore, corrente intermedio e tavola fermapiede, rispondente agli schemi tipo, nel rispetto comune 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 a contatto con il piano dell'impalcato, deve avere altezza non inferiore a m 20;

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.

25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

L'impiego di schemi senza parasassi è consentito qualora si provveda alla segregazione dell'area antistante il ponteggio per una larghezza di almeno 1.5 m dal montante esterno.

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 grandezze corrisponde nelle varie zone un carico della neve di progetto di 168 daN/m^2.

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:

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

6.3.3.2.- Controlli giornalieri

Si devono far controllare da persona competente:

- la regolarità degli impalcati e dei sistemi di protezione contro le cadute di persone e di materiali;
- l'esistenza 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.

6.3.4.- Impianti ed apparecchi elettrici

Gli impianti e gli apparecchi elettrici comunque interessati 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.

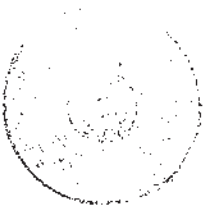
25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

6.4. - Smontaggio

Nelle operazioni di smontaggio si devono osservare le seguenti istruzioni:

- 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).



25 Marzo 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

CAPITOLO 7. - SCHEMI DI PONTEGGIO

I disegni degli elementi e gli schemi-tipo del ponteggio con l'indicazione dei massimi sovraccarichi ammessi, dell'altezza dei ponteggi, della larghezza degli impalcati, per i quali non sussiste l'obbligo di calcolo per ogni singola applicazione sono qui di seguito riportati.

Tav. N. 0- Tabella pesi
Tav. N. 1- Tubi
Tav. N. 2- Spinotto a croce
Tav. N. 3- Giunto semplice
Tav. N. 4- Cappello
Tav. N. 5- Giunto ortogonale
Tav. N. 6- Giunto ortogonale- nucleo
Tav. N. 7- Giunto girevole
Tav. N. 8- Giunto girevole- nucleo
Tav. N. 9- Particolari giunti
Tav. N. 10- Basetta fissa
Tav. N. 11- Basetta regolabile
Tav. N. 12- Impalcato metallico da 2500/1800x328 mm
Tav. N. 13- Impalcato metallico da 2500/1800x328 mm- particolari
Tav. N. 14- Impalcato metallico da 2500/1800x328 mm- particolari
Tav. N. 15- Impalcato metallico da 1800x494 mm
Tav. N. 16- Impalcato metallico da 1800x494 mm- particolari
Tav. N. 17- Impalcato metallico da 1800x494 mm- particolari
Tav. N. 18- Impalcato metallico con botola da 1800x490 mm
Tav. N. 19- Impalcato metallico con botola da 1800x490 mm - particolari
Tav. N. 20- Impalcato metallico con botola da 1800x490 mm - particolari
Tav. N. 21- Fermapiedi di facciata da 2500-1800 mm
Tav. N. 22- Fermapiedi di testata da 1100 e da 1416 mm
Tav. N. 23- Scala di accesso
Tav. N. 24- Distanziali per ancoraggi
Tav. N. 25- Schema di montaggio ponteggio con schermo parasassi
Tav. N. 26- Schema di montaggio ponteggio con partenza stretta e schermo parasassi
Tav. N. 27- Particolare di montaggio dello schermo parasassi
Tav. N. 28- Particolare di montaggio della partenza stretta
Tav. N. 29- Schema di montaggio del passo carraio- Prospetto e pianta
Tav. N. 30- Schema di montaggio del passo carraio- Sezione
Tav. N. 31- Particolare di montaggio della piazzola di carico
Tav. N. 32- Particolare di montaggio della piazzola di carico-Sezioni
Tav. N. 33- Schema per l'impiego delle basette
Tav. N. 34- Particolare di un campo di ponteggio
Tav. N. 35- Schema di montaggio delle scale di accesso
Tav. N. 36- Particolare di montaggio degli impalcati
Tav. N. 36a- Particolare di montaggio dei fermapiedi
Tav. N. 37- Schema degli ancoraggi normali
Tav. N. 38- Schema degli ancoraggi speciali
Tav. N. 39- Limiti di impiego
Tav. N. 40- Tolleranze sulle dimensioni
Tav. N. 41- Tabella delle caratteristiche meccaniche dei materiali

25 Marzo 2004

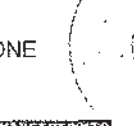
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

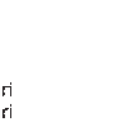
Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765

-VII. 1 -

MINISTERO DEL LAVORO E DELLE POLITICHE SOCIALI
Direzione Gen. della Tutela delle Condizioni di Lavoro
Div.VII - Sicurezza e igiene del lavoro
Allegato n.1 all'Autorizzazione di cui alla
lettera prot. n. 1968 /PR/OP/PONT/A del 05/05/04

COMIPONT S.p.A.
PONTEGGIO METALLICO DA COSTRUZIONE
A TUBI E GIUNTI TIPO 110/250
MARCHIO COMIPONT
ELENCO TAVOLE ALLEGATO A





Tav. N. 0- Tabella pesi
Tav. N. 1- Tubi
Tav. N. 2- Spinotto a croce
Tav. N. 3- Giunto semplice
Tav. N. 4- Cappello
Tav. N. 5- Giunto ortogonale
Tav. N. 6- Giunto ortogonale- nucleo
Tav. N. 7- Giunto girevole
Tav. N. 8- Giunto girevole- nucleo
Tav. N. 9- Particolari giunti
Tav. N. 10- Basetta fissa
Tav. N. 11- Basetta regolabile
Tav. N. 12- Impalcato metallico da 2500/1800x328 mm
Tav. N. 13- Impalcato metallico da 2500/1800x328 mm- particolari
Tav. N. 14- Impalcato metallico da 2500/1800x328 mm- particolari
Tav. N. 15- Impalcato metallico da 1800x494 mm
Tav. N. 16- Impalcato metallico da 1800x494 mm- particolari
Tav. N. 17- Impalcato metallico da 1800x494 mm- particolari
Tav. N. 18- Impalcato metallico con botola da 1800x490 mm
Tav. N. 19- Impalcato metallico con botola da 1800x490 mm - particolari
Tav. N. 20- Impalcato metallico con botola da 1800x490 mm - particolari
Tav. N. 21- Fermapiedi di facciata da 2500-1800 mm
Tav. N. 22- Fermapiedi di testata da 1100 e da 1416 mm
Tav. N. 23- Scala di accesso
Tav. N. 24- Distanziali per ancoraggi
Tav. N. 25- Schema di montaggio ponteggio con schermo parasassi
Tav. N. 26- Schema di montaggio ponteggio con partenza stretta e schermo parasassi
Tav. N. 27- Particolare di montaggio dello schermo parasassi
Tav. N. 28- Particolare di montaggio della partenza stretta
Tav. N. 29- Schema di montaggio del passo carraio- Prospetto e pianta
Tav. N. 30- Schema di montaggio del passo carraio- Sezione
Tav. N. 31- Particolare di montaggio della piazzola di carico
Tav. N. 32- Particolare di montaggio della piazzola di carico-Sezioni
Tav. N. 33- Schema per l'impiego delle basette
Tav. N. 34- Particolare di un campo di ponteggio
Tav. N. 35- Schema di montaggio delle scale di accesso
Tav. N. 36- Particolare di montaggio degli impalcati
Tav. N. 36a-Particolare di montaggio dei fermapiedi
Tav. N. 37- Schema degli ancoraggi normali
Tav. N. 38- Schema degli ancoraggi speciali
Tav. N. 39- Limiti di impiego
Tav. N. 40- Tolleranze sulle dimensioni
Tav. N. 41- Tabella delle caratteristiche meccaniche dei materiali

COMIPONT S.p.A. 25 Marzo 2004
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

COMIPONT S.p.A.	PONTEGGIO A TUBI E GIUNTI DA COSTRUZIONE TIPO 110-250 Tabella pesi unitari degli elementi	TAV. N° 0

N°	Elemento	PESI (daN)		TAV. N°
		verniciato	zincato	
1	Tubo	3.56 daN/m	3.77 daN/m	1
2	Spina a croce	0.50	0.55	2
3	Giunto semplice	0.70	0.80	3-4-9
4	Giunto ortogonale	1.40	1.50	4-5-6-9
5	Giunto girevole	1.80	1.90	4-7-8-9
6	Basetta fissa	1,10	1,20	10
7	Basetta regolabile da 550 mm	2,7	2,9	11
8	Impalcato metallico metallica da cm 32x250	-	14,60	12-13-14
9	Impalcato metallico metallica da cm 32x180	-	11,80	12-13-14
10	Impalcato metallico da cm 49.4x180	-	14.80	15-16-17
11	Impalcato metallico con botola da cm 49.4x180	-	23,70	18-19-20
12	Fermapiede di facciata da 250 cm	-	6,50	21
13	Fermapiede di facciata da 180 cm	-	4,50	21
14	Fermapiede di testata da 141 cm	-	3.20	22
15	Fermapiede di testata da 105 cm	-	2,30	22
16	Scala metallica	7,00	7,50	23
17	Distanziali per ancoraggi da 500/1500 mm	2,3-5,7	2,5-6.0	24

NOTE:

1) **Protezione degli elementi di ponteggio contro la corrosione**
Le tavole di impalcato normali e con botola, i fermapiede di facciata e laterali, sono trattate con zincatura. Gli altri elementi sono trattati con zincatura oppure, in alternativa, con una mano di verniciatura antiruggine applicata per immersione.

2) **Peso degli elementi di ponteggio**

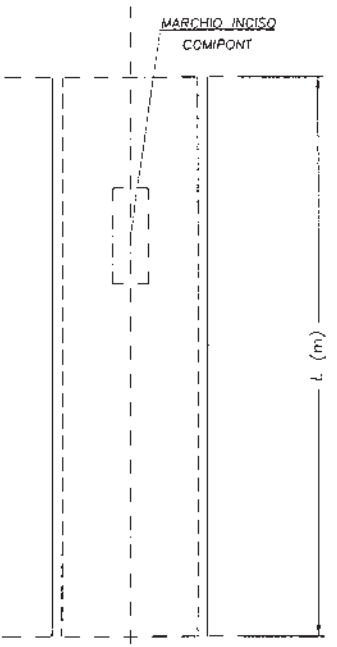
La tolleranza sul peso degli elementi su un lotto minimo di 1000 pezzi è di ± 5%.
La tolleranza sul peso dei tubi su un lotto minimo di almeno 1000 m è di ± 5%.

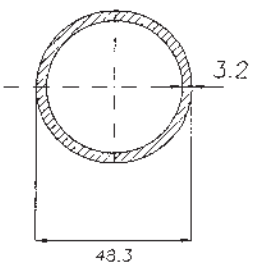
Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA
8765

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 Marzo 2004

COMIPONT	TUBI ø48.3x3.2	ALLEGATO A
		TAV. N° 1





N.B. La giunzione dei singoli tubi deve avvenire in corrispondenza dei nodi individuati dall'incrocio dei traversi e dei montanti, tranne che per i correnti le cui giunzioni devono avvenire in corrispondenza dei montanti.

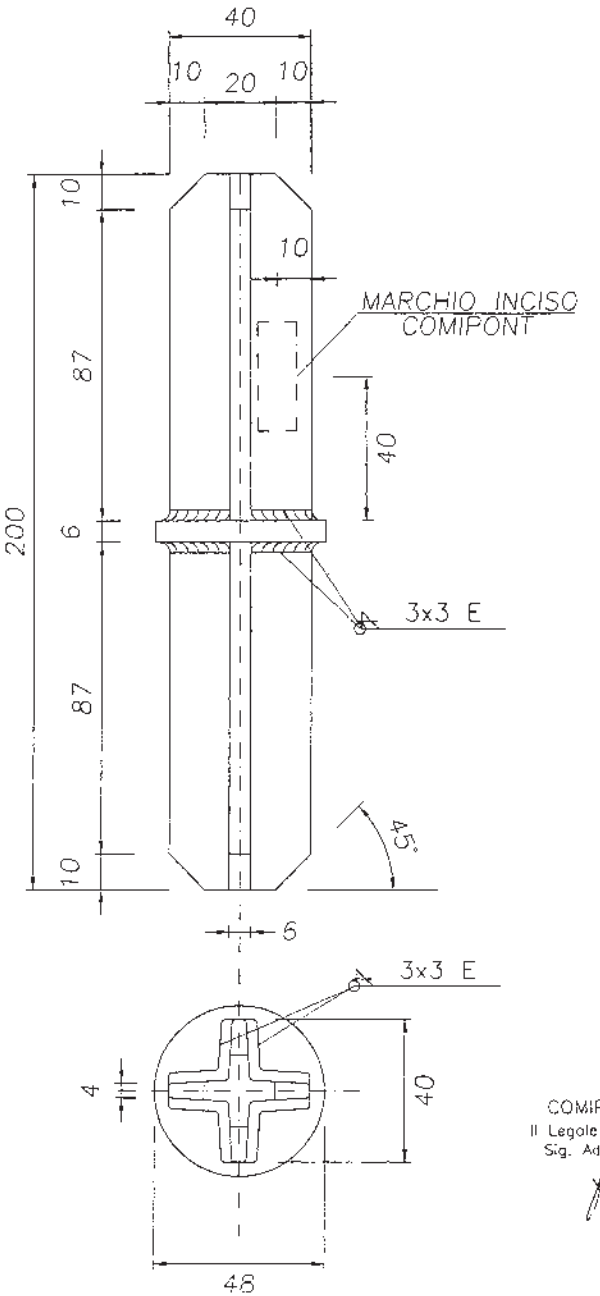
LUNGHEZZA DEGLI ELEMENTI FONDAMENTALI

	CAMPI DA 250 cm	CAMPI DA 180 cm
elemento	L (m)	L (m)
montante	6.0/4.3/4.0/2.3	6.0/4.3/4.0/2.3
corrente di facciata	5.4/5.0/2.7/2.5	5.4/3.6/2.0/1.8
traverso	1.8/1.5	1.8/1.5
diagonale di facciata	3.6	3.0
traverso per piazzola	3.0	3.0
corrente di testata	1.5	1.5
staffa diagonale di base di facciata	0.3	0.3
corrente di base di facciata	2.7	2.0

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Borazza

25 MAR. 2004

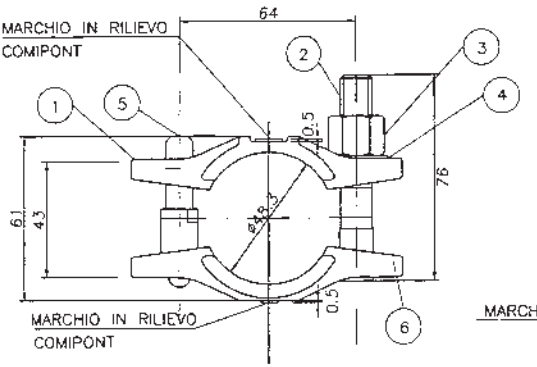
COMIPONT	SPINOTTO A CROCE	ALLEGATO A
		TAV. N° 2

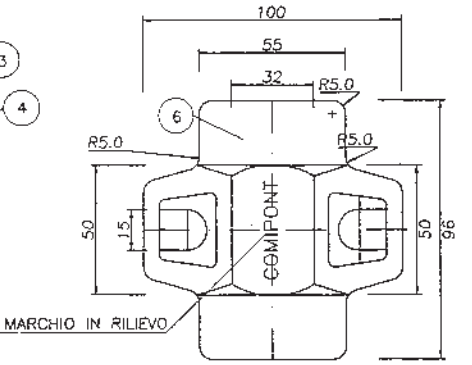


COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

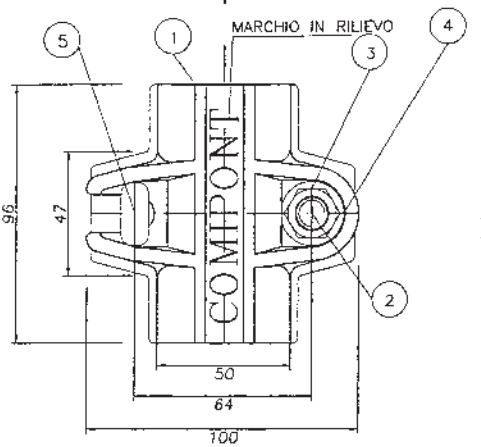
25 MAR. 2004

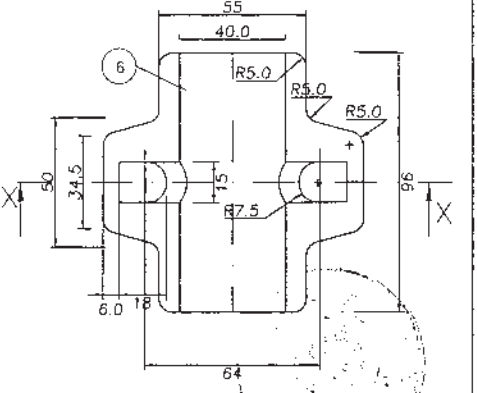
COMIPONT	GIUNTO SEMPLICE	ALLEGATO A
		TAV. N° 3





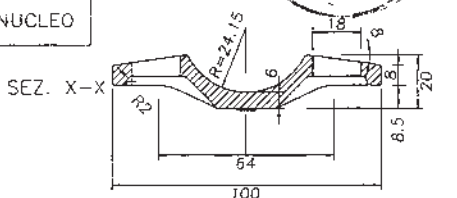
VISTA B–B



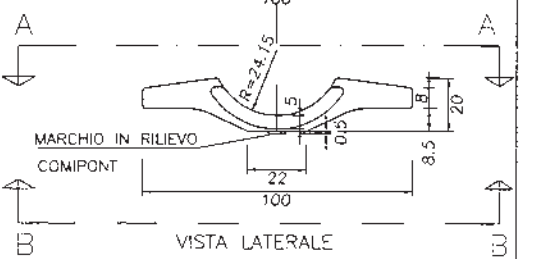


VISTA A–A

SEMINUCLEO



COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza



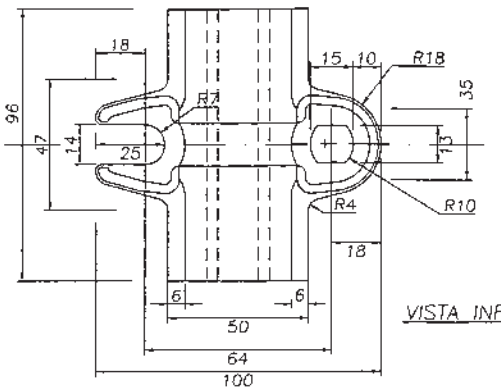
VISTA LATERALE

25 MAR. 2004

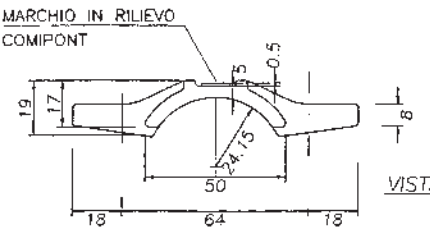
LEGENDA

POS.	DENOMINAZIONE	RIFERIMENTO	MATERIALI
6	SEMINUCLEO		S235 JR
5	DOPPIO MARTELLETTO	TAV. 9	S275 JR
4	RONDELLA	TAV. 9	S275 JR
3	DADO	TAV. 9	S275 JR
2	BULLONE A MARTELLETTO	TAV. 9	S275 JR
1	CAPPELLO	TAV. 4	S235 JR

COMIPONT	CAPPELLO	ALLEGATO A
		TAV. N° 4

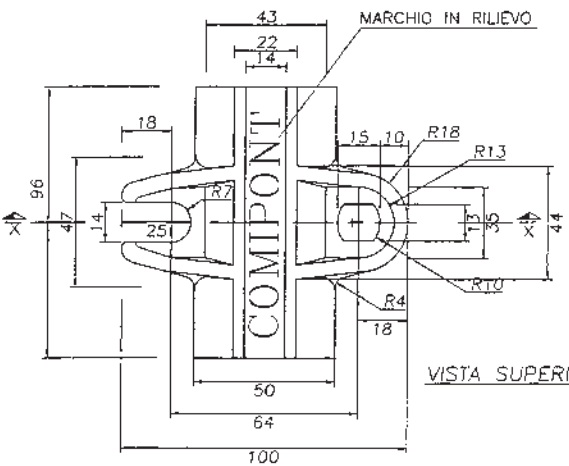


VISTA INFERIORE

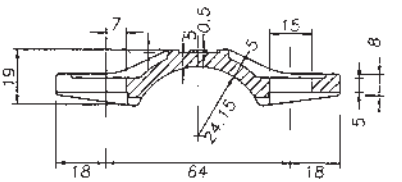


VISTA LATERALE

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza



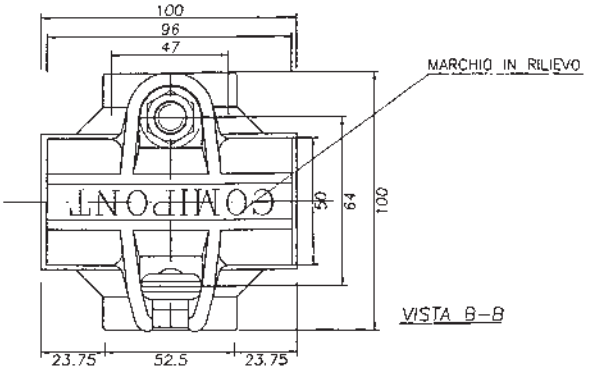
VISTA SUPERIORE



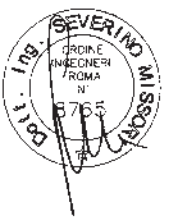
SEZ. X–X

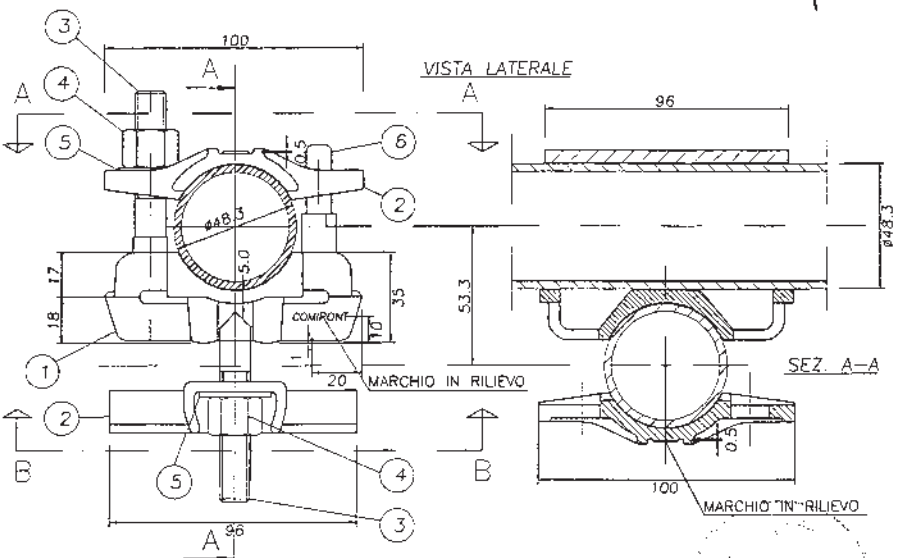
25 MAR. 2004

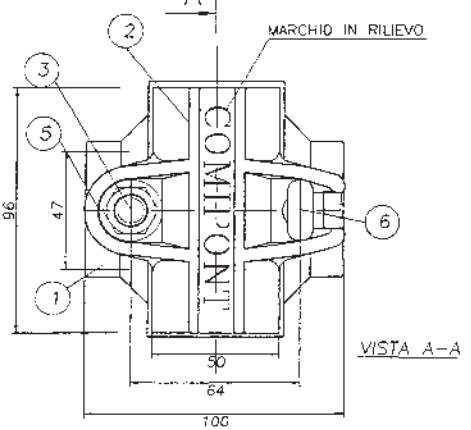
COMIPONT	GIUNTO ORTOGONALE	ALLEGATO A
		TAV. N° 5



VISTA B–B







VISTA A–A

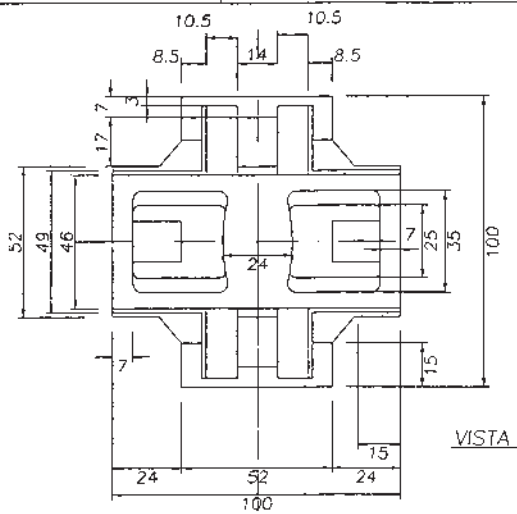
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MAR. 2004

LEGENDA

POS.	DENOMINAZIONE	RIFERIMENTO	MATERIALI
6	DOPPIO MARTELLETTO	TAV. 9	S275 JR
5	RONDELLA	TAV. 9	S275 JR
4	DADO	TAV. 9	S275 JR
3	BULLONE A MARTELLETTO	TAV. 9	S275 JR
2	CAPPELLO	TAV. 4	S235 JR
1	NUCLEO	TAV. 6	EN GJMW-360-12

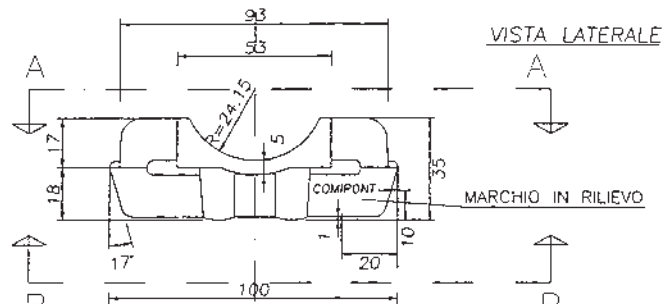
COMIPONT	GIUNTO ORTOGONALE–NUCLEO	ALLEGATO A
		TAV. N° 6



VISTA B–B

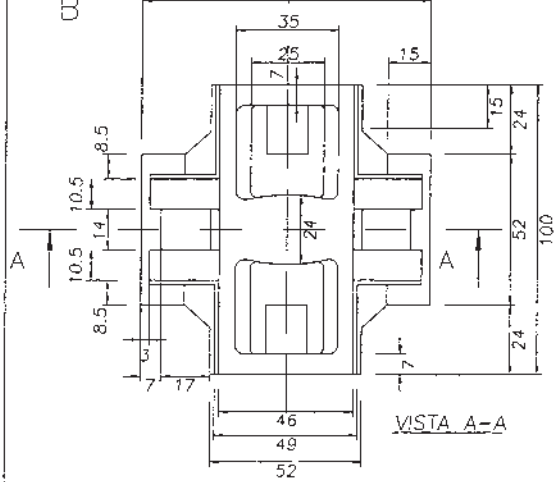
Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 3765

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza



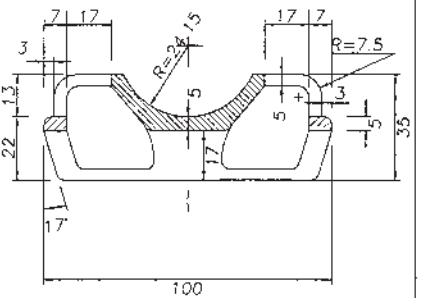
VISTA LATERALE

25 MAR. 2004

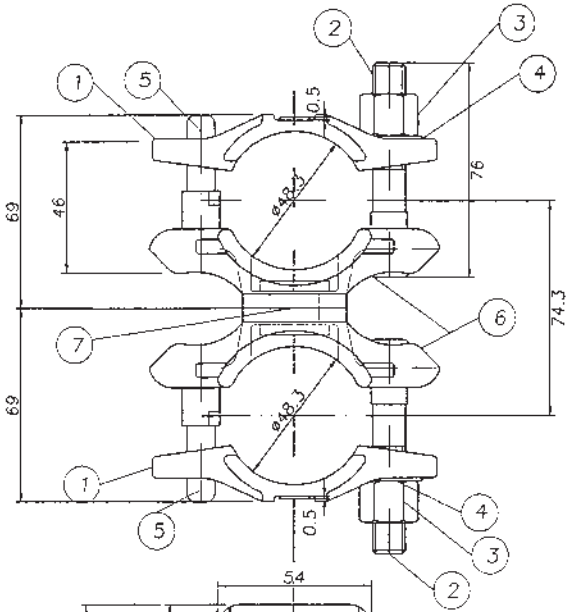


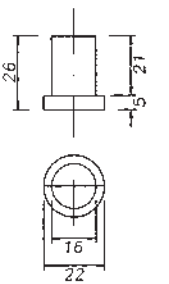
VISTA A–A

SEZ. A–A

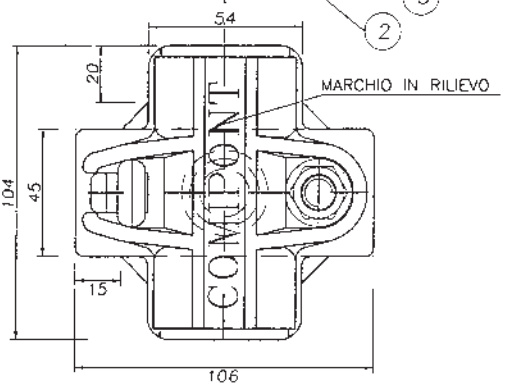


COMIPONT	GIUNTO GIREVOLE	ALLEGATO A
		TAV. N° 7





PART. A



COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

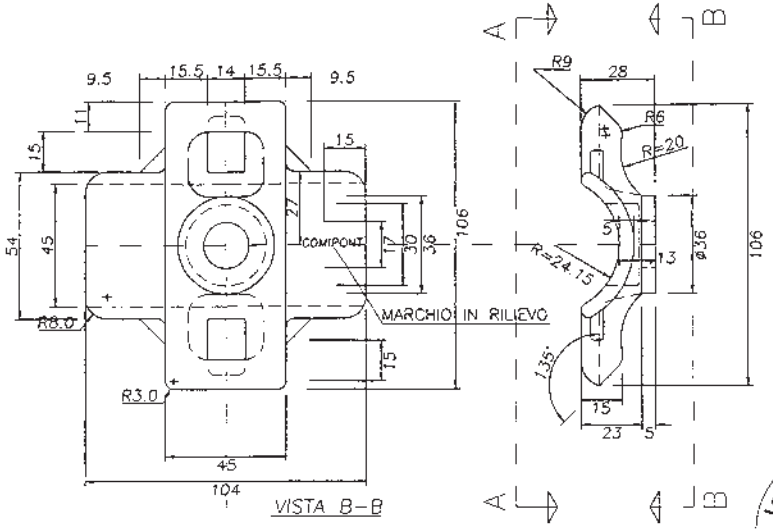
LEGENDA

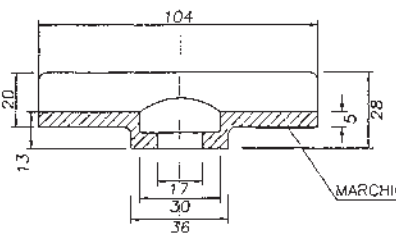
POS.	DENOMINAZIONE	RIFERIMENTO	MATERIALI
7	PERNO CENTRALE RIBATTUTO	PART. A	S235 JR
6	NUCLEO	TAV. 8	EN GJMW-360-12
5	DOPPIO MARTELLETTO	TAV. 9	S275 JR
4	RONDELLA	TAV. 9	S275 JR
3	DADO	TAV. 9	S275 JR
2	BULLONE A MARTELLETTO	TAV. 9	S275 JR
1	CAPPELLO	TAV. 4	S235 JR

Ing. SEVERINO CROCE GEGNERI ROMA N° [illegible]

25 MAR. 2004

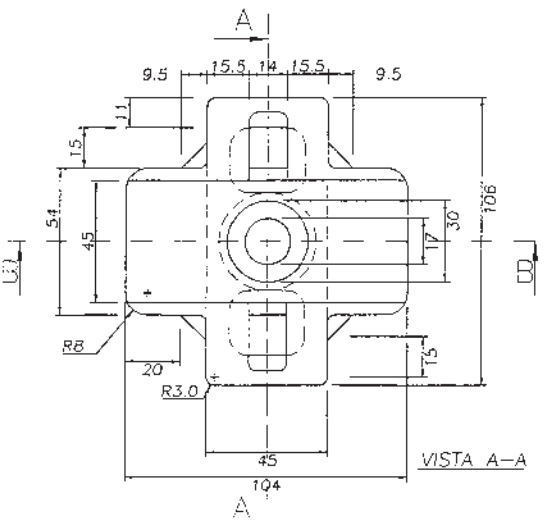
COMIPONT	GIUNTO GIREVOLE–NUCLEO	ALLEGATO A
		TAV. N° 8





Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

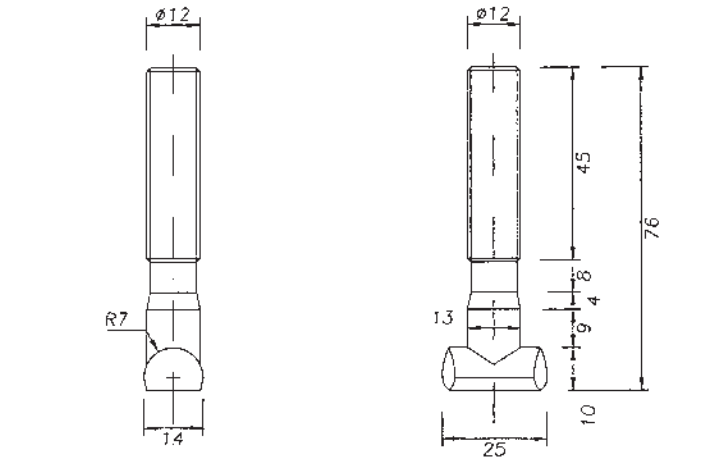
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

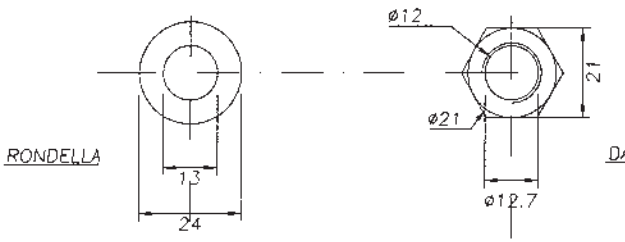


25 MAR. 2004

COMIPONT	PARTICOLARI GIUNTI	ALLEGATO A
		TAV. N° 9

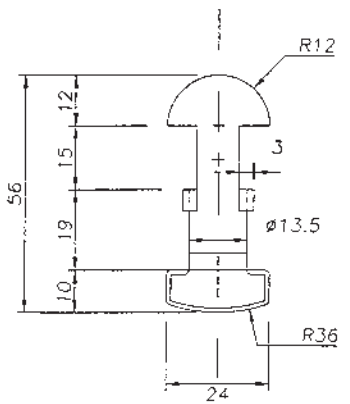
BULLONE A MARTELLETTO M12

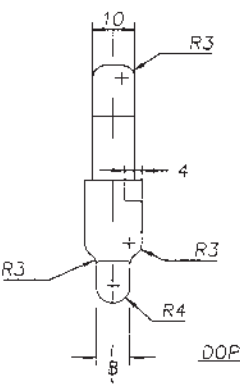




RONDELLA

DADO M12





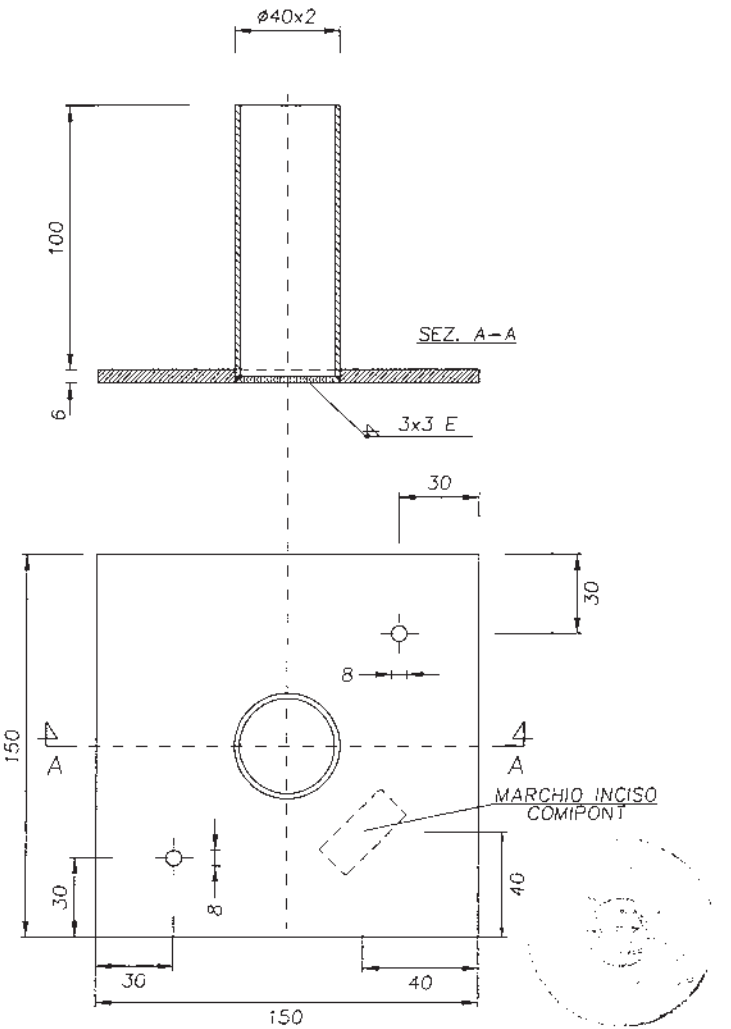
DOPPIO MARTELLETTO

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA
8765

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MAR. 2004

COMIPONT	BASETTA FISSA	ALLEGATO A
		TAV. N° 10

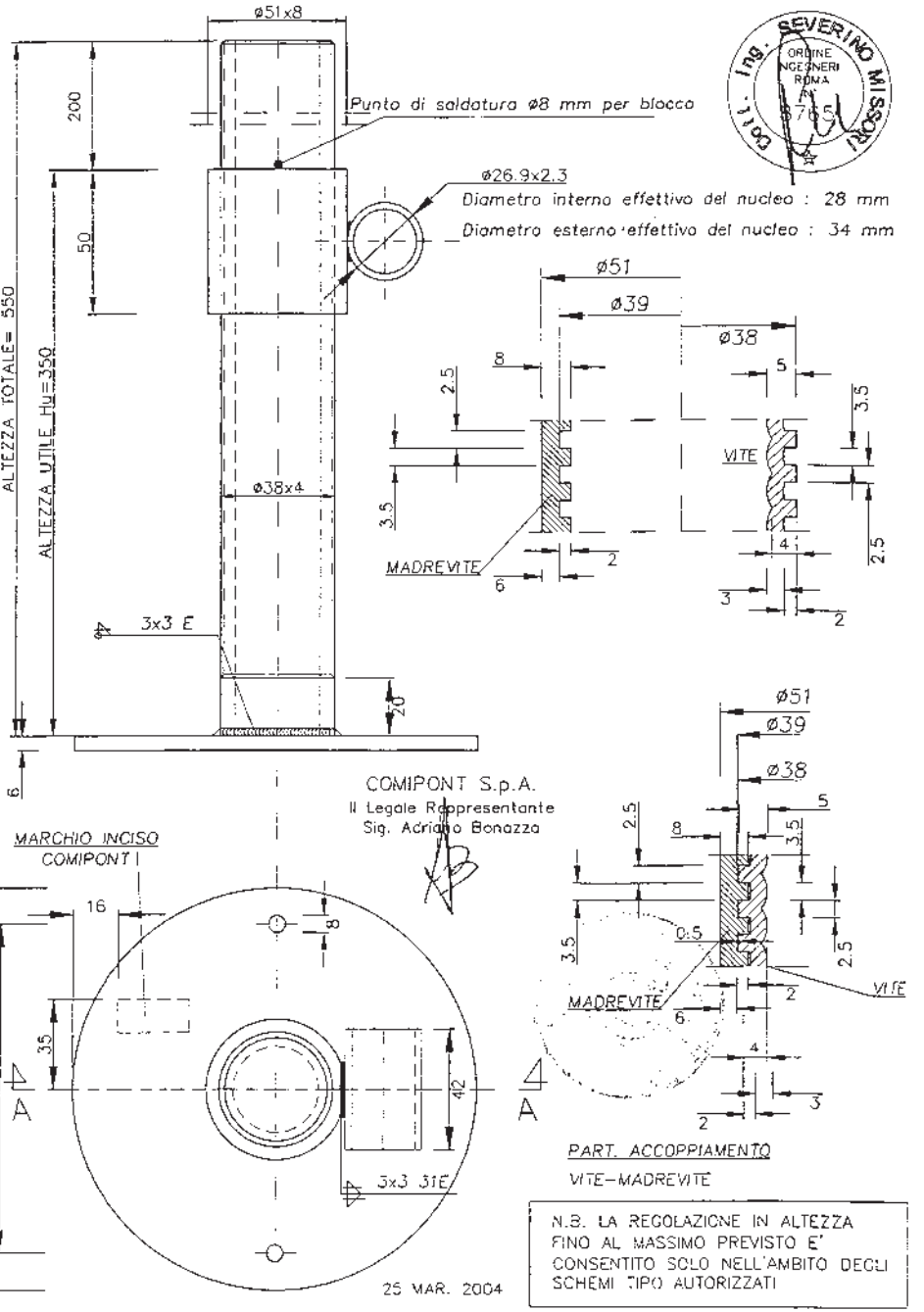


Dott. Ing. SEVERINO MISSIRE
ORDINE INGEGNERI ROMA
8715

25 MAR. 2004

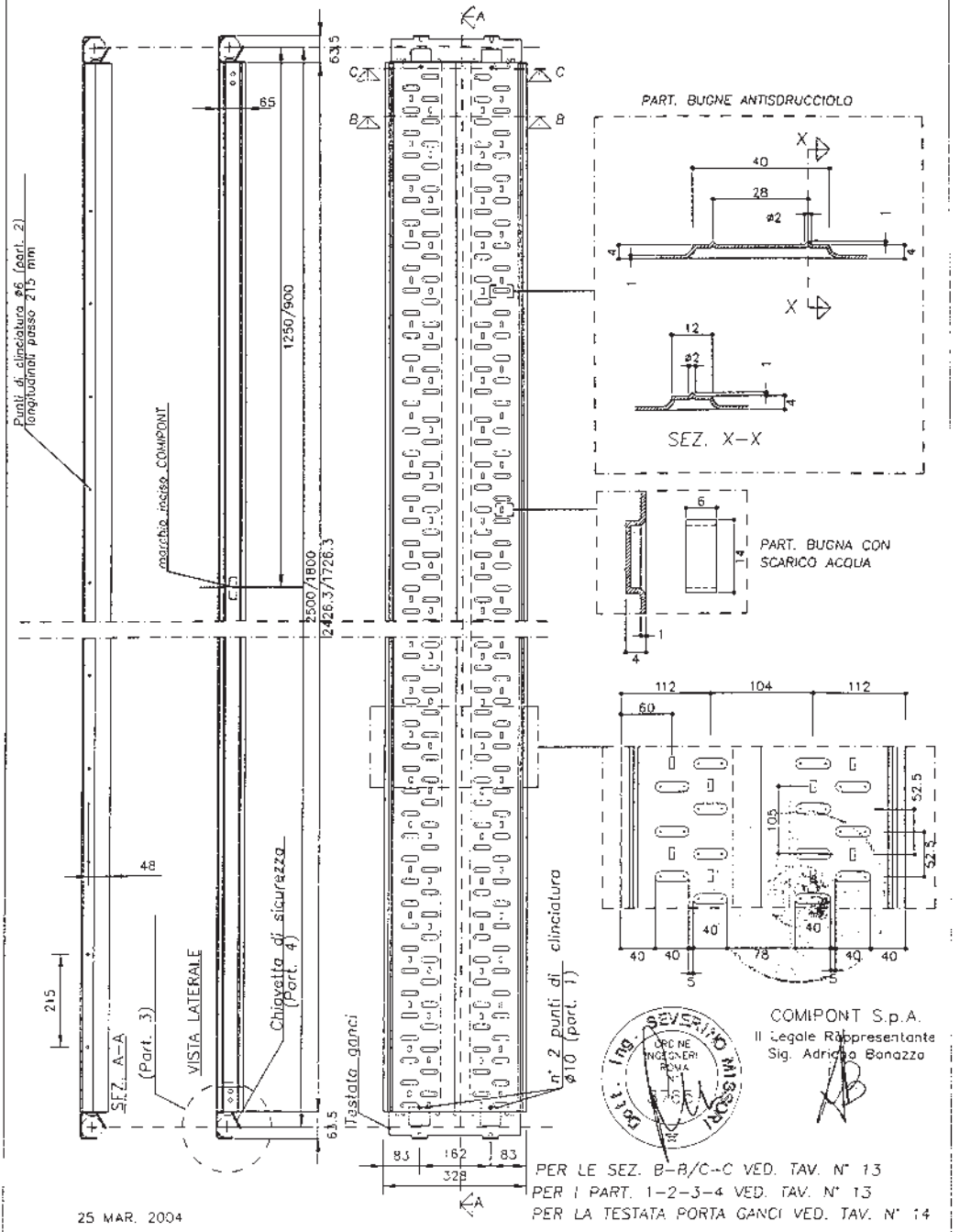
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

COMIPONT	BASETTA REGOLABILE	ALLEGATO A
		TAV. N° 11



N.B. LA REGOLAZIONE IN ALTEZZA FINO AL MASSIMO PREVISTO E' CONSENTITO SOLO NELL'AMBITO DEGLI SCHEMI TIPO AUTORIZZATI

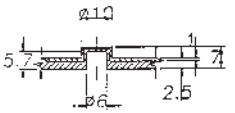
COMIPONT	IMPALCATO METALLICO DA 2500/1800x328 mm	ALLEGATO A TAV. N° 12



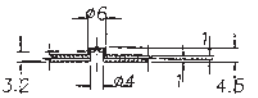
PER LE SEZ. B-B/C-C VED. TAV. N° 13
PER I PART. 1-2-3-4 VED. TAV. N° 13
PER LA TESTATA PORTA GANCI VED. TAV. N° 14

25 MAR. 2004

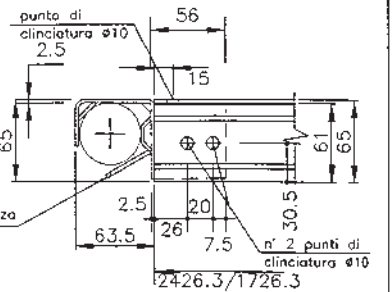
COMIPONT	IMPALCATO METALLICO DA 2500/1800x328 mm – PARTICOLARI	ALLEGATO A TAV. N° 13



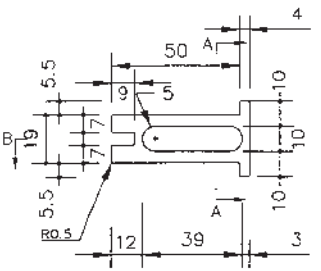
PART. N° 1

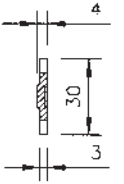


PART. N° 2

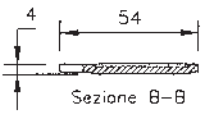


PART. N° 3



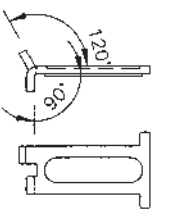


Sezione A–A



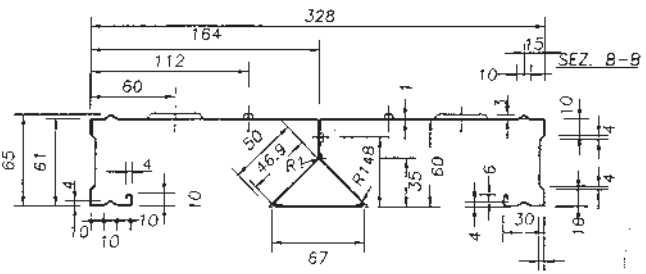
Sezione B–B

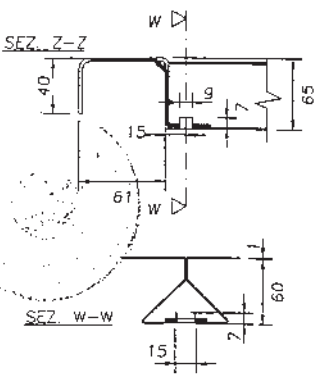
PART. N° 4

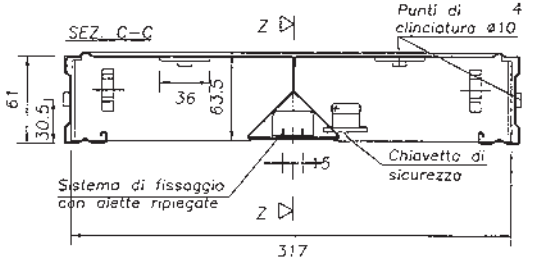


CHIAVETTA DI SICUREZZA CON ALETTE PIEGATE

LE ALETTE DOVRANNO ESSERE PIEGATE DOPO AVER MONTATO LA CHIAVETTA SULLA TESTATA





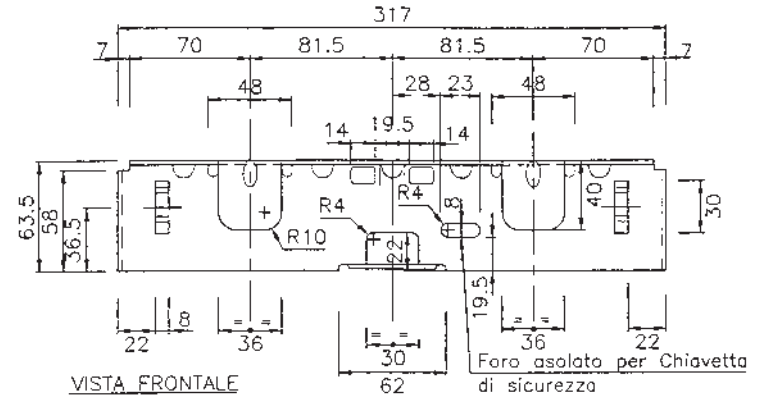


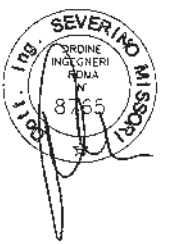
PART. A–UNIONE INFERIORE TAVOLA–TESTATA PORTAGANCI

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MAR. 2004

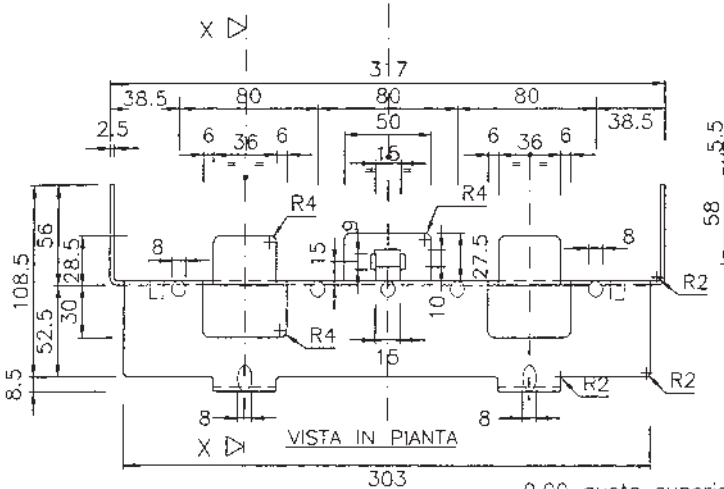
COMIPONT	IMPALCATO METALLICO DA 2500/1800x328 mm – PARTICOLARI	ALLEGATO A TAV. N° 14

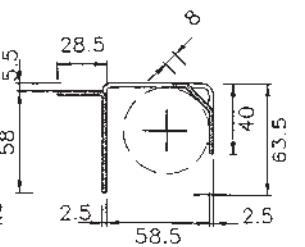


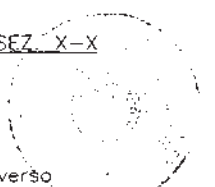


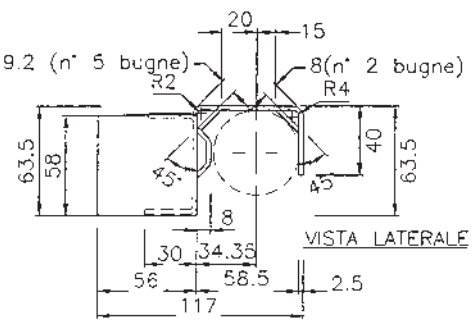
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

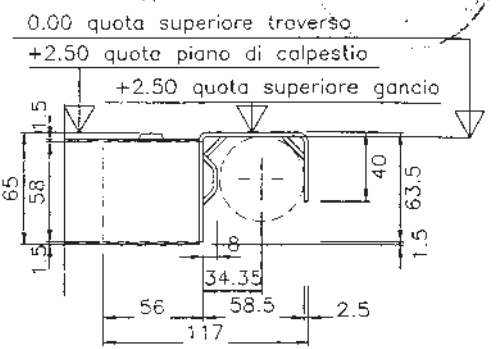
25 MAR. 2004





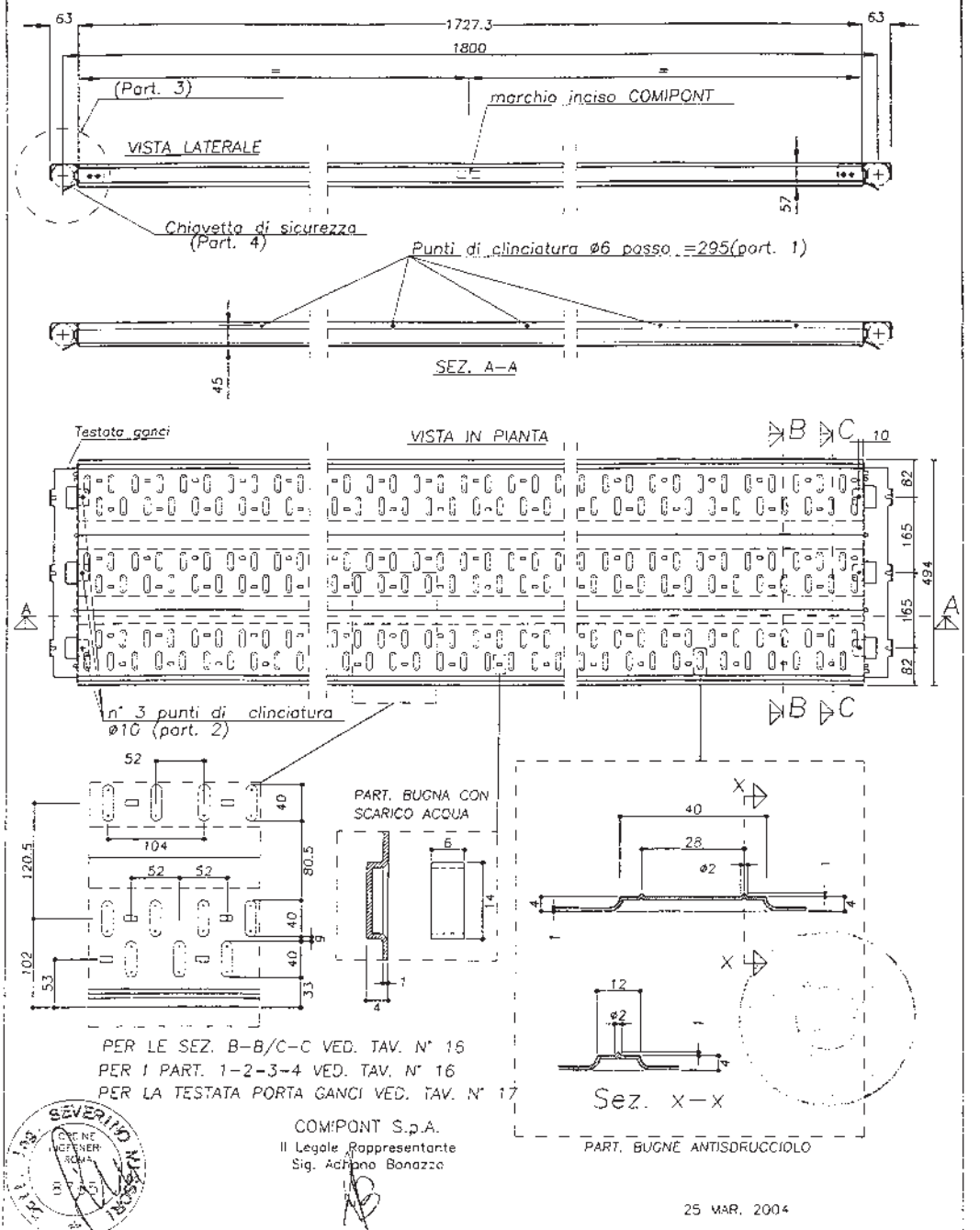






PART. UNIONE TAVOLA–TESTATA

COMIPONT	IMPALCATO METALLICO DA 1800x494 mm	ALLEGATO A
		TAV. N° 15

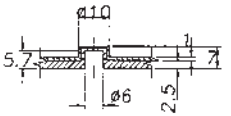


PER LE SEZ. B-B/C-C VED. TAV. N° 16
PER I PART. 1-2-3-4 VED. TAV. N° 16
PER LA TESTATA PORTA GANCI VED. TAV. N° 17

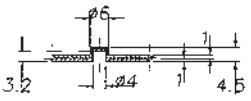
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MAR. 2004

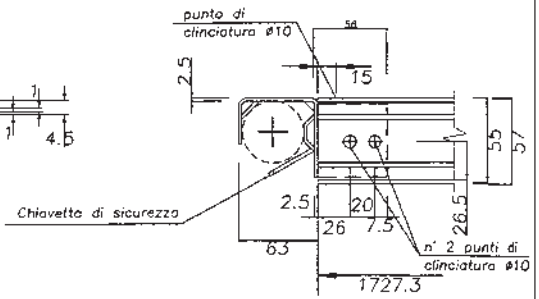
COMIPONT	IMPALCATO METALLICO DA 1800x494 mm PARTICOLARI	ALLEGATO A TAV. N° 16

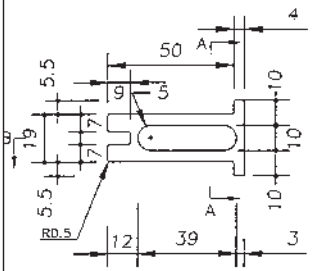


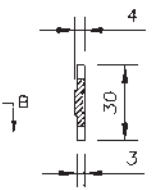
PART. N° 2



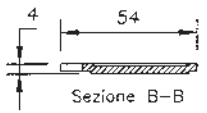
PART. N° 1





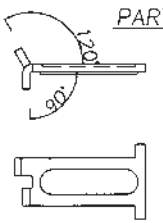


Sezione A–A



Sezione B–B

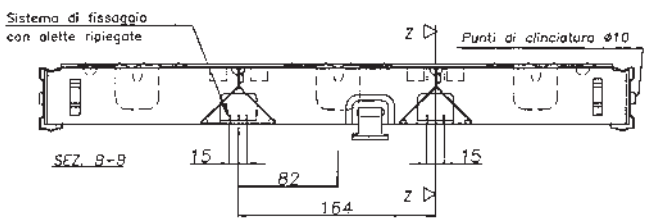
PART. N° 4

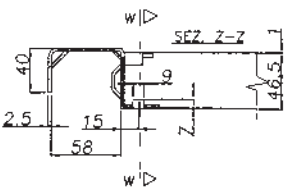


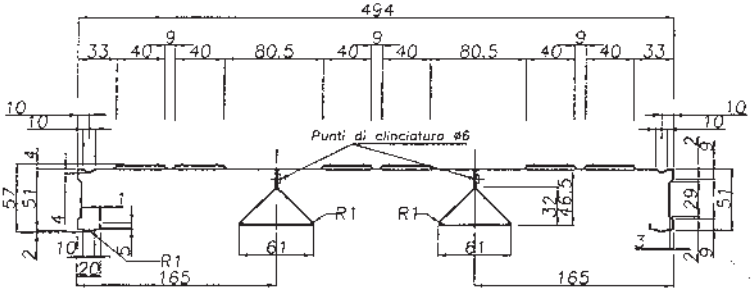
PART. N° 3

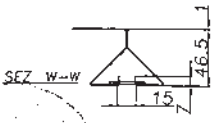
CHIAVETTA DI SICUREZZA CON ALETTE PIEGATE

LE ALETTE DOVRANNO ESSERE PIEGATE DOPO AVER MONTATO LA CHIAVETTA SULLA TESTATA









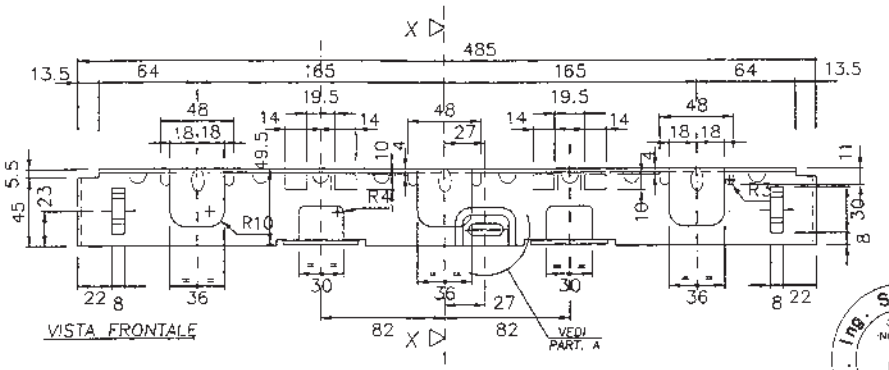
PART. A–UNIONE INFERIORE TAVOLA–TESTATA PORTAGANCI

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazzo

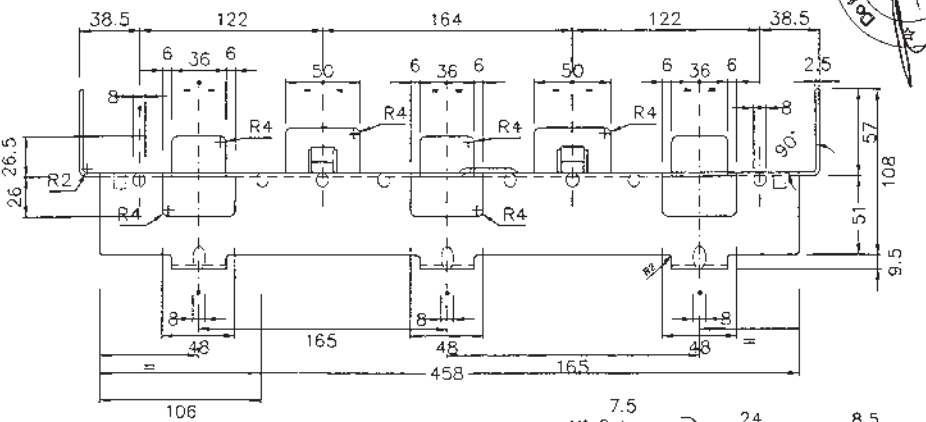
25 MAR. 2004

Dott. Ing. SEVERINO MISSONI
ORDINE INGEGNERI ROMA

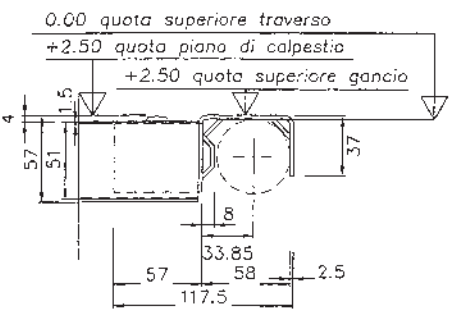
COMIPONT	IMPALCATO METALLICO DA 1800x494 mm PARTICOLARI	ALLEGATO A TAV. N° 17



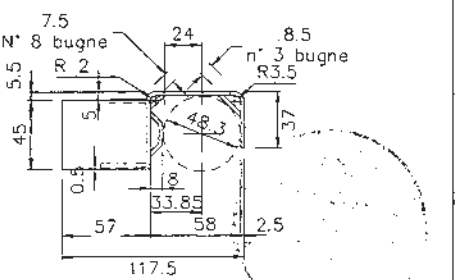
VISTA FRONTALE



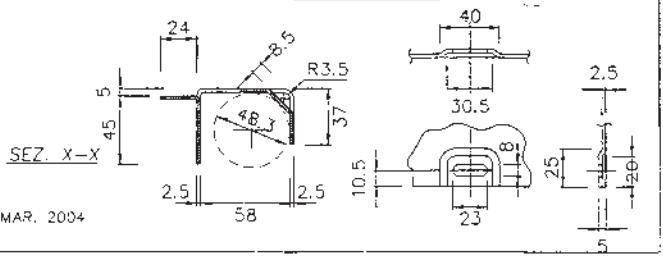
VISTA IN PIANTA



PART. UNIONE TAVOLA–TESTATA



VISTA LATERALE

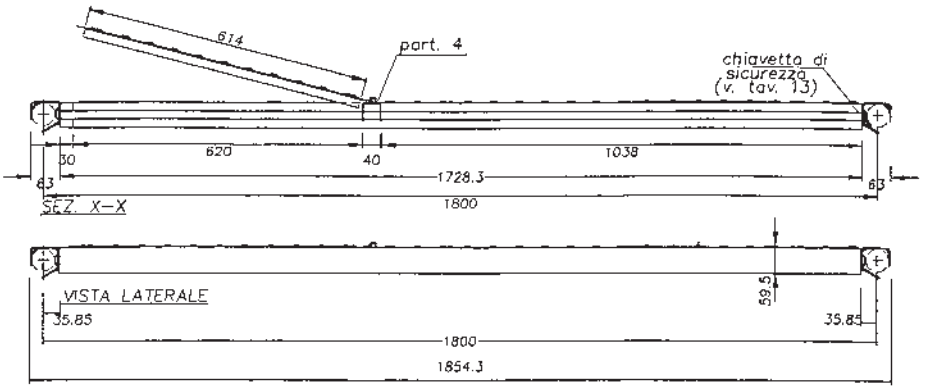


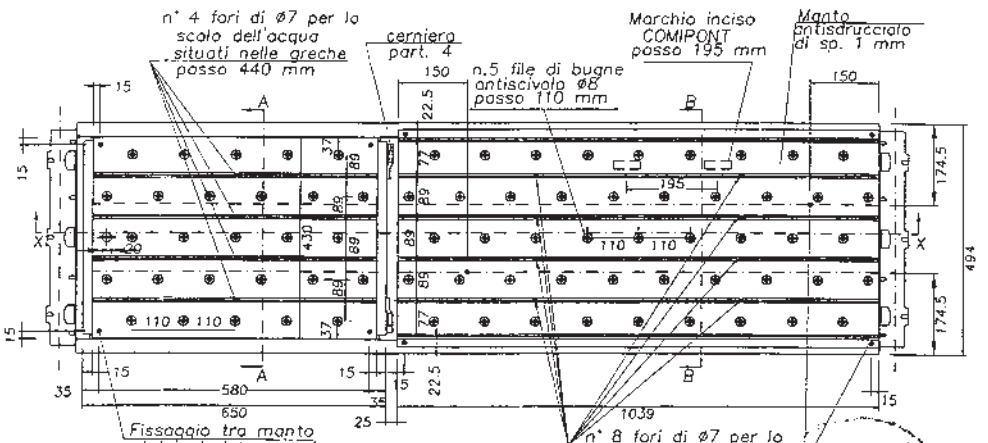
SEZ. X–X

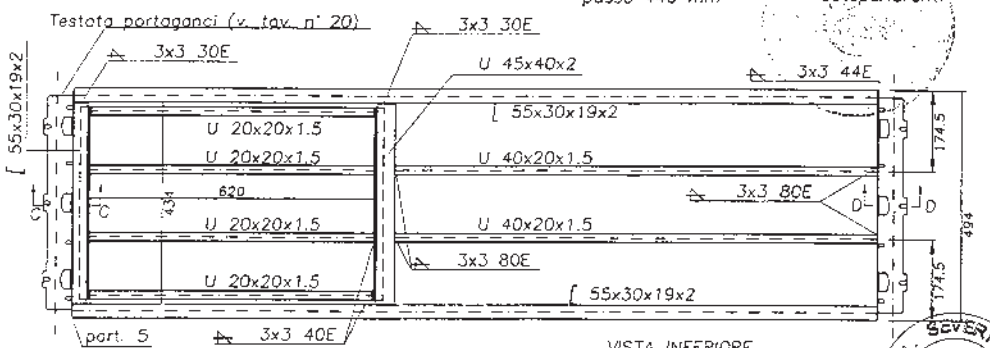
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MAR. 2004

COMIPONT	IMPALCATO METALLICO CON BOTOLA DA 1800x494 mm	ALLEGATO A
		TAV. N° 18







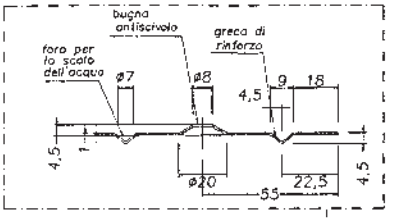
PER LE SEZ. A-A/B-B/PART. 4-5 VED. TAV. N° 19
PER LE SEZ. C-C/D-D- TESTATA PORTAGANCI VED. TAV. N° 20

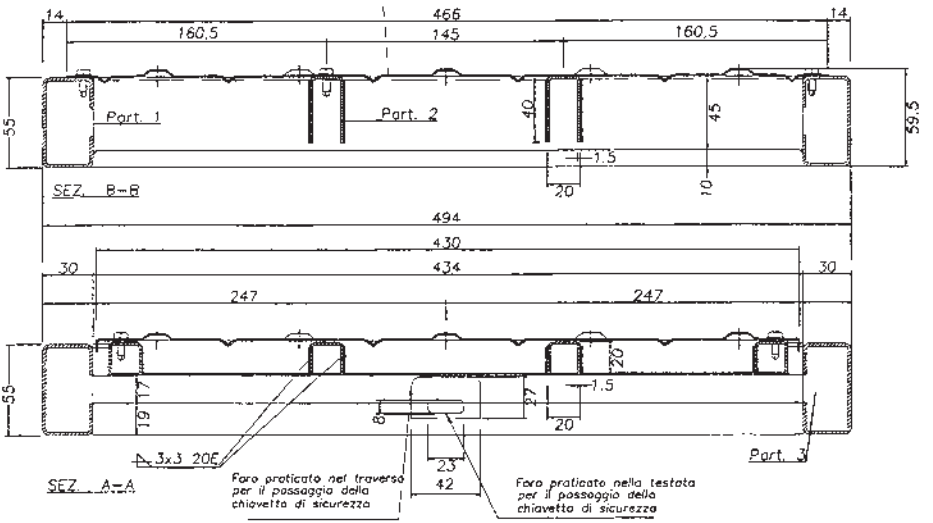
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

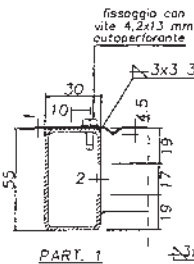
25 MAR. 2004

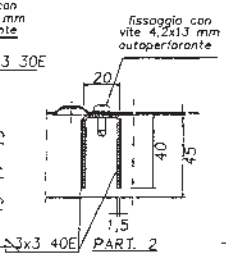
Ing. SEVERINO MISSORA
ORDINE INGEGNERI ROMA

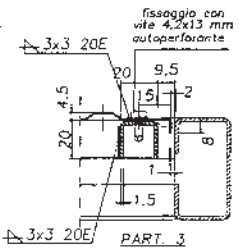
COMIPONT	IMPALCATO METALLICO CON BOTOLA DA 1800x494 mm PARTICOLARI	ALLEGATO A TAV. N° 19

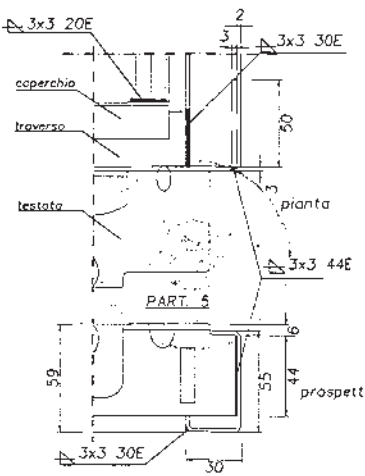


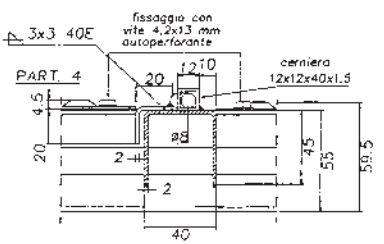








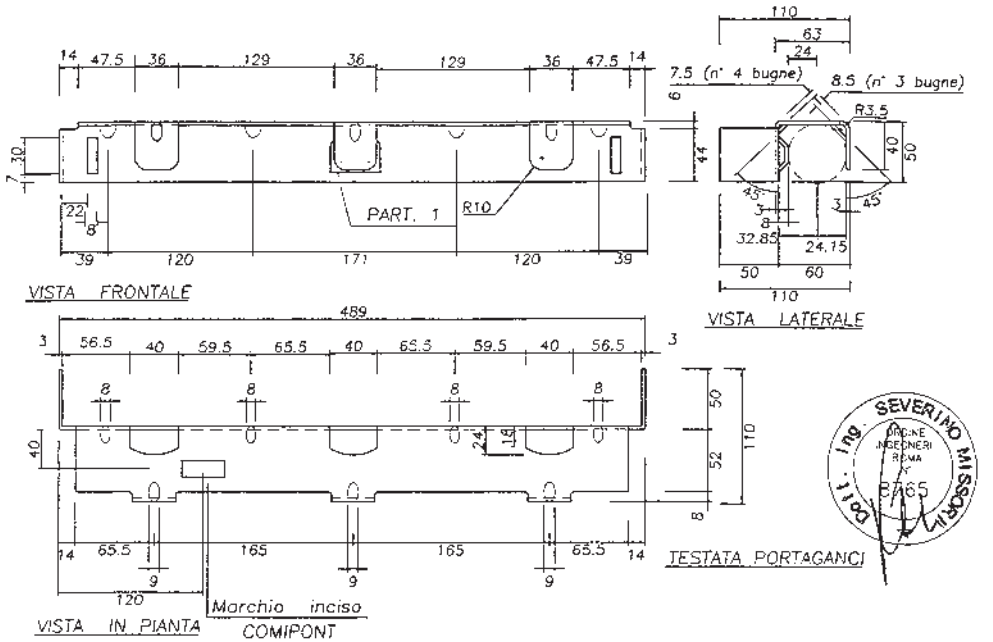


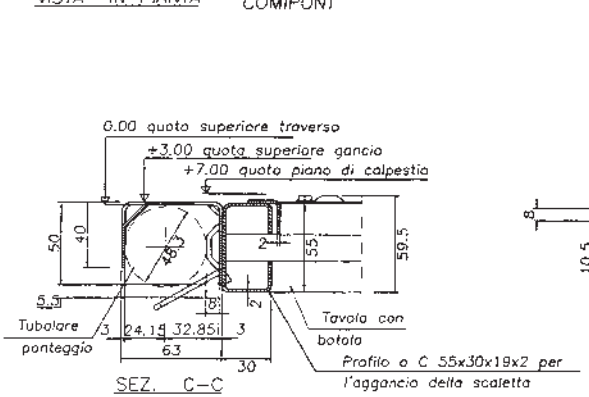


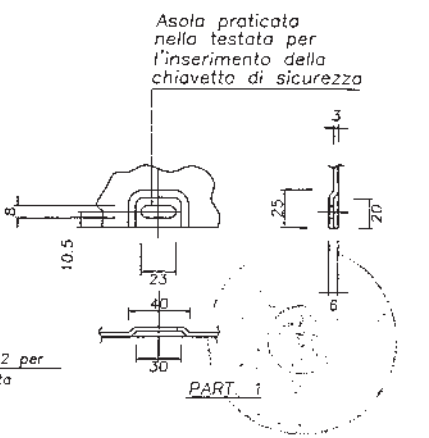
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriana Bonazza

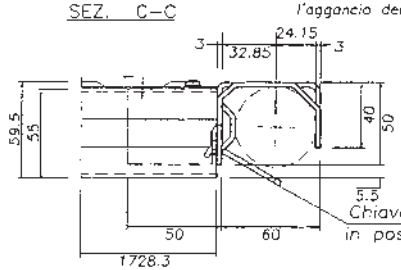
25 MAR. 2004

COMIPONT	IMPALCATO METALLICO CON BOTOLA DA 1800x494 mm PARTICOLARI	ALLEGATO A TAV. N° 20







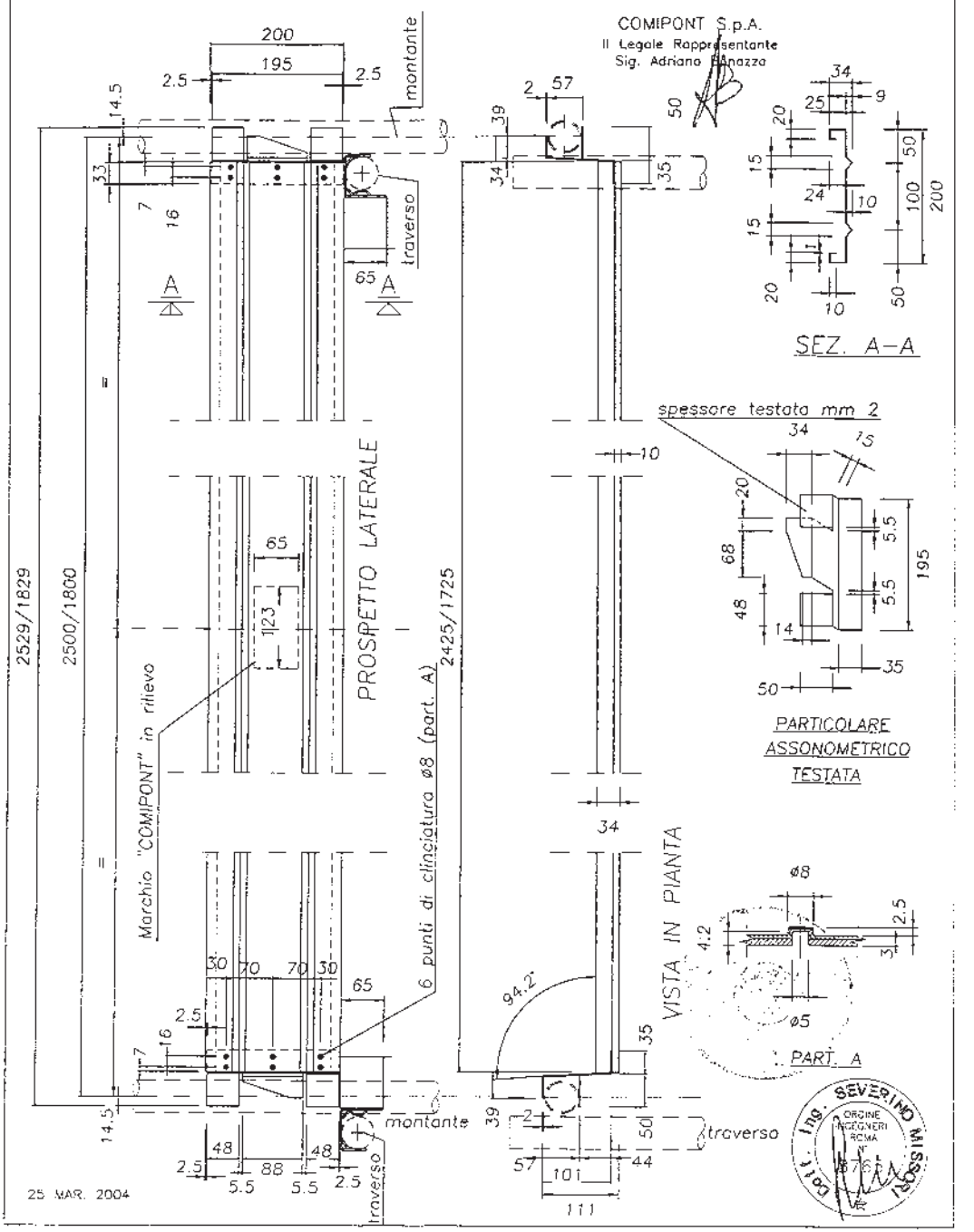


COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

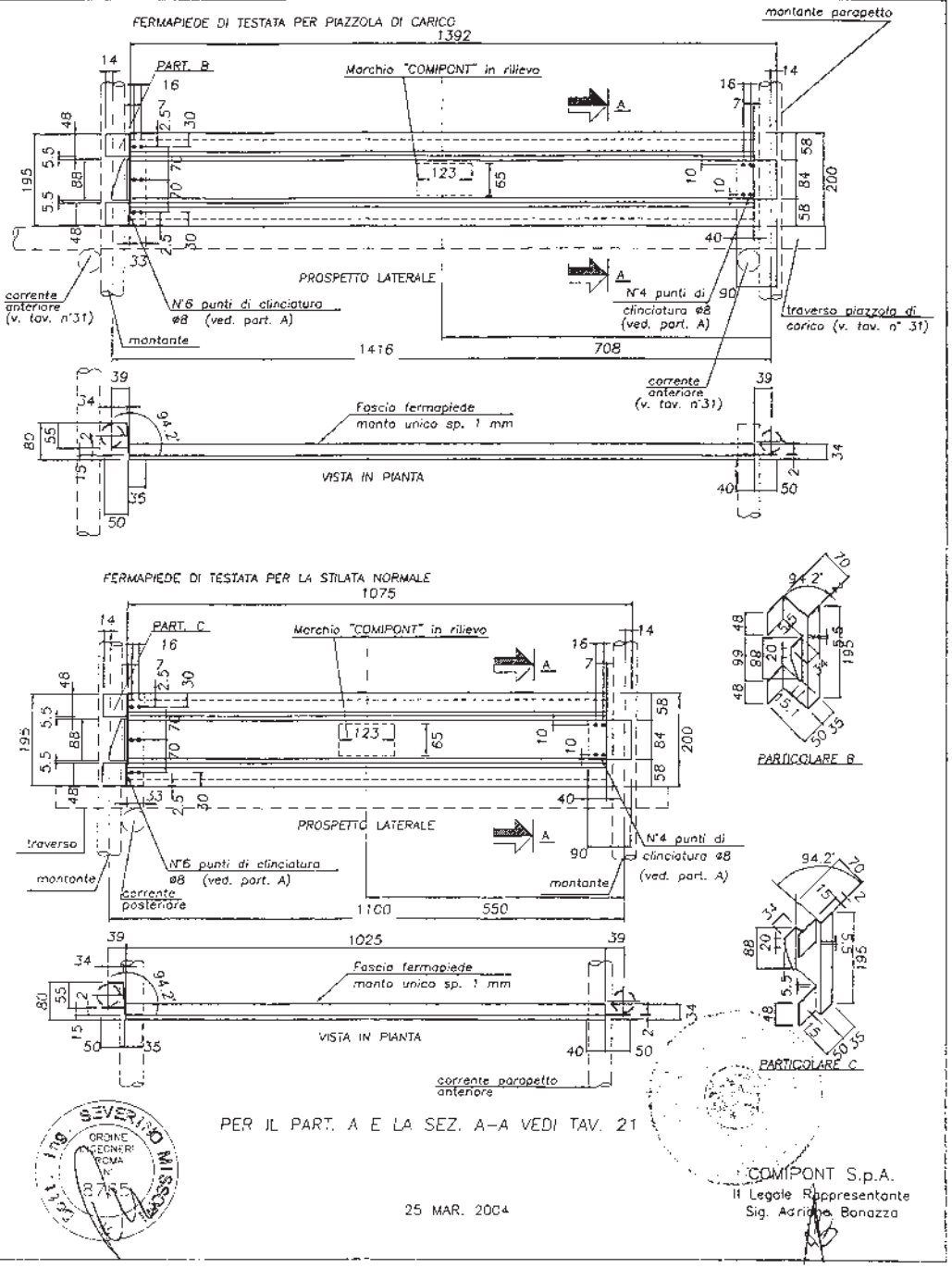
(*) Per la chiavetta di sicurezza vedi part. n° 4 della TAV. n° 13

25 MAR. 2004

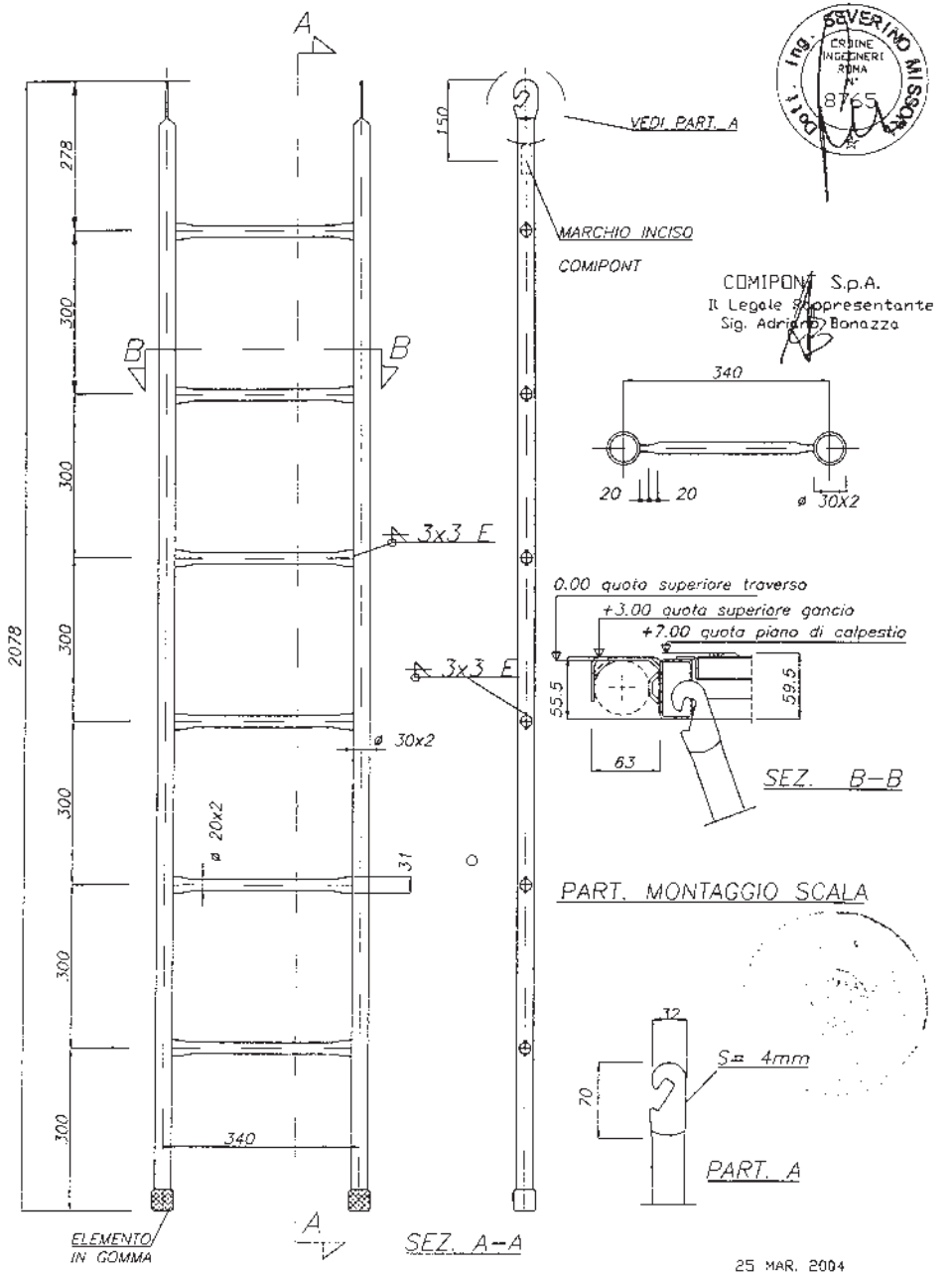
COMIPONT	FERMAPIEDI DI FACCIATA DA 2500–1800 mm	ALLEGATO A
		TAV. N° 21



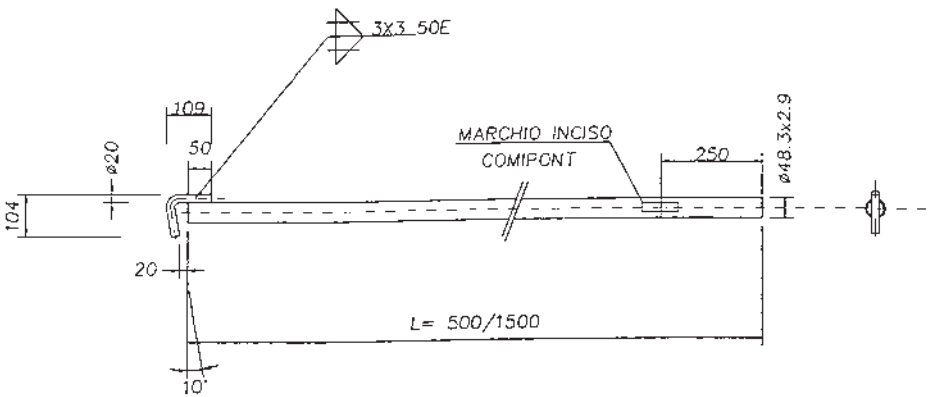
COMIPONT	FERMAPIEDI DI TESTATA	ALLEGATO A
		TAV. N° 22



COMIPONT	SCALA DI ACCESSO	ALLEGATO A
		TAV. N° 23



COMIPONT	DISTANZIALI PER ANCORAGGI	ALLEGATO A
		TAV. N° 24

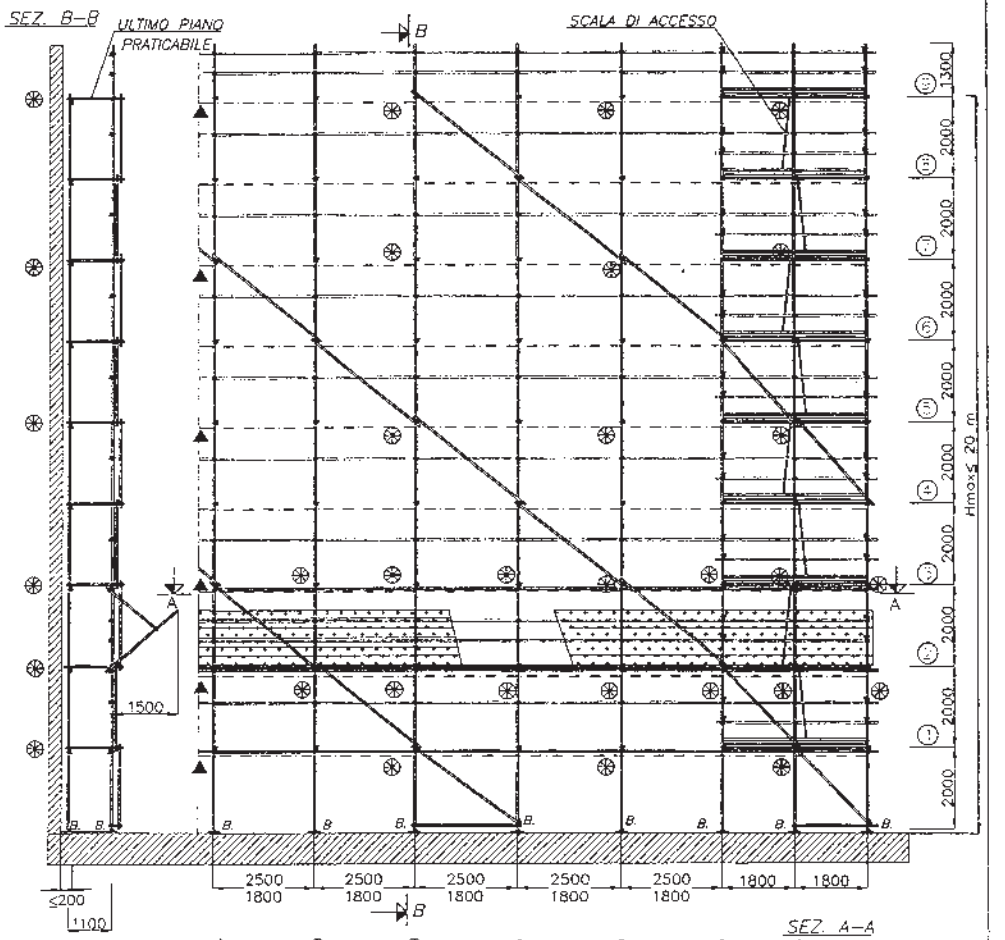


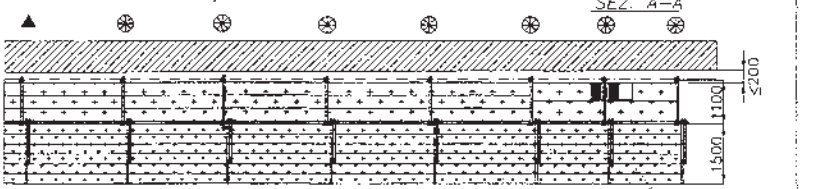
Dott. Ing. SEVERINO MISSONI
ORDINE INGEGNERI GENOVA N° 8765

25 MAR. 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

COMIPONT	SCHEMA DI MONTAGGIO DEL PONTEGGIO CON SCHERMO PARASASSI	ALLEGATO A
		TAV. N° 25





LEGENDA

CORRENTE POSTERIORE

CORRENTE ANTERIORE

DIAGONALE DI FACCIATA

Ⓐ ANCORAGGIO

B. BASETTA REGOLABILE/FISSA

▲ ANCORAGGIO SPECIALE

–PER IL MONTAGGIO DI CORRENTI E DIAGONALI VED. TAV. N° 34

–PER LA REALIZZAZIONE DEGLI ANCORAGGI VED. TAV. N° 37–38

–PER IL MONTAGGIO DEL PARASASSI VED. TAV. N° 27

–PER IL MONTAGGIO DELLE SCALE DI ACCESSO VED. TAV. N° 35

–PER L'IMPIEGO DELLE BASETTE VEDI TAV. N° 33

–PER I LIMITI DI IMPIEGO, LE AZIONI SUGLI ANCORAGGI E I CARICHI AL PIEDE DEI MONTANTI VEDI TAV. N° 39

–AI PIANI ANCORATI DEVE ESSERE PREVISTO UN ANCORAGGIO SPECIALE (VED. TAV. N° 38) OGNI 8 STILATE

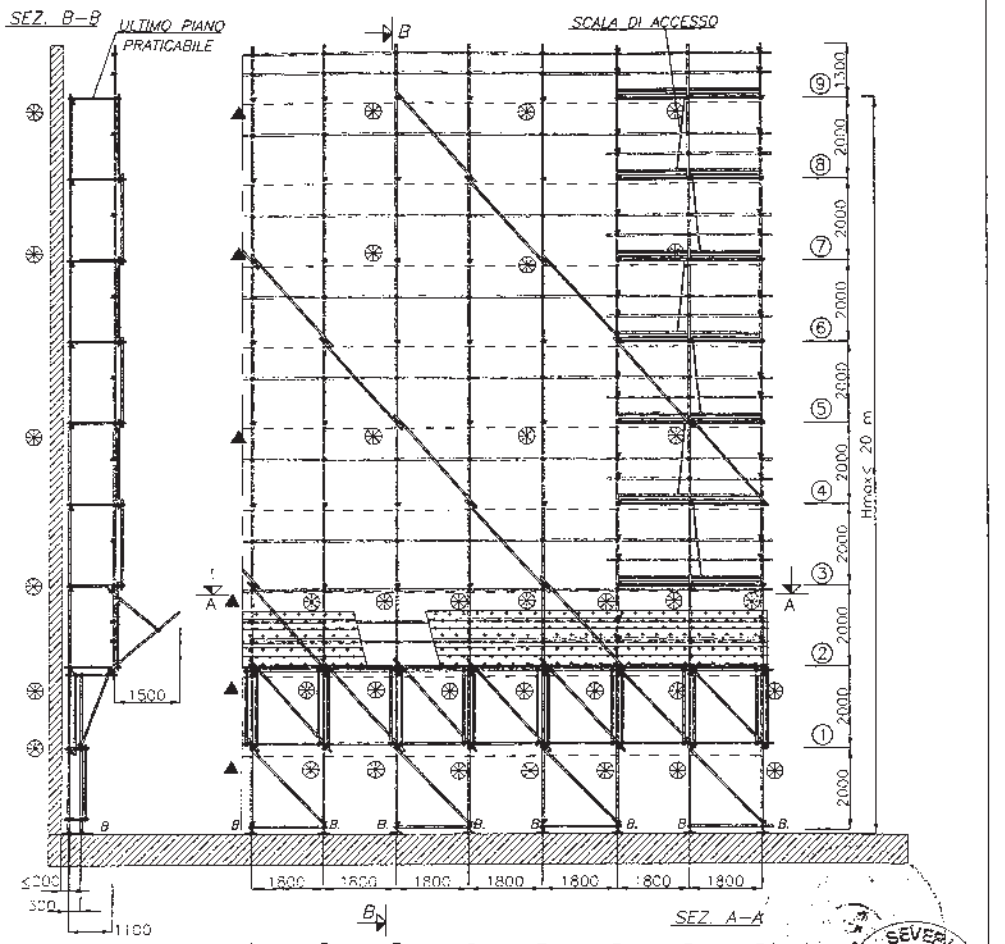
Hmax = ALTEZZA MASSIMA DEL PONTEGGIO DAL PIANO DI POSA DELL'ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEI MONTANTI ALL'ESTRADOSSO DELL'ULTIMO IMPALCATO

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Dott. Ing. SEVERINO MISSONI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

25 MAR. 2004

COMIPONT	SCHEMA DI MONTAGGIO DEL PONTEGGIO CON PARTENZA STRETTA E SCHERMO PARASASSI	ALLEGATO A
		TAV. N° 26



–PER IL MONTAGGIO DI CORRENTI E DIAGONALI VED. TAV. N° 34
–PER LA REALIZZAZIONE DEGLI ANCORAGGI VED. TAV. N° 37–38
–PER IL MONTAGGIO DEL PARASASSI VED. TAV. N° 27
–PER IL MONTAGGIO DELLE SCALE DI ACCESSO VED. TAV. N° 35

Dott. Ing. SEVERINO MISSON
25 MAG. 2004

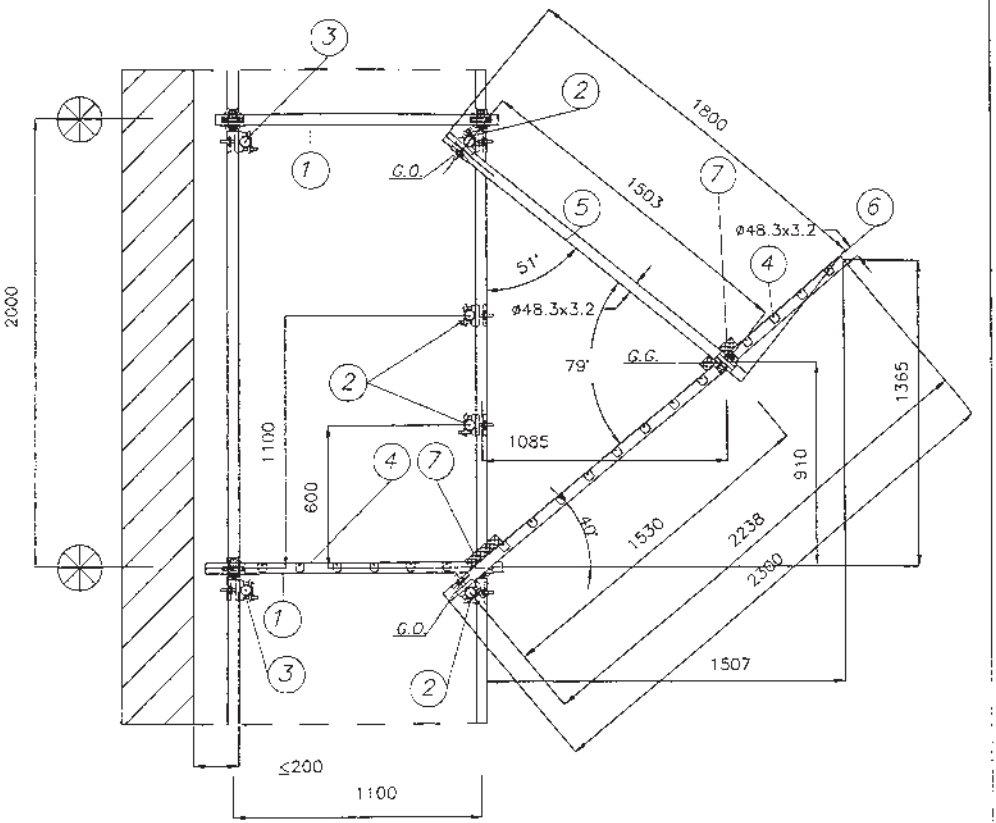
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

–L'ELEMENTO DI RIPARTIZIONE AL PIEDE DEVE AVERE DIMENSIONI E CARATTERISTICHE ADEGUATE AI CARICHI DA TRASMETTERE ED ALLA CONSISTENZA DEI PIANI DI POSA (VEDI ART. 5, LETT. C, D.M. 02/09/1968)

–PER I LIMITI DI IMPIEGO, LE AZIONI SUGLI ANCORAGGI E I CARICHI AL PIEDE DEI MONTANTI VEDI TAV. N° 39
–AI PIANI ANCORATI DEVE ESSERE PREVISTO UN ANCORAGGIO SPECIALE (VED. TAV. N° 38) OGNI 8 STILATE

Hmax = ALTEZZA MASSIMA DEL PONTEGGIO DAL PIANO DI POSA DELL'ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEI MONTANTI ALL'ESTRADOSSO DELL'ULTIMO IMPALCATO

COMIPONT	SCHEMA DI MONTAGGIO DELLO SCHERMO PARASASSI	ALLEGATO A
		TAV. N° 27



LEGENDA
1– TRAVERSO
2– CORRENTE ANTERIORE
3– CORRENTE POSTERIORE
4– IMPALCATO METALLICO OBBLIGATORIO
5– TIRANTE DELPARASASSI
6– TRAVERSO DEL PARASASSI
7–ELEMENTO DI RACCORDO IN LEGNO 30x4 cm

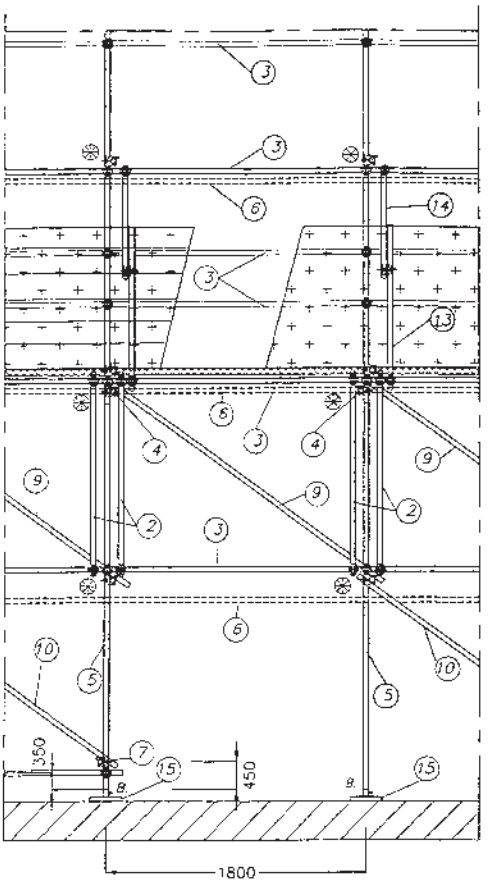
⊛	ANCORAGGIO
G.G.	GIUNTO GIREVOLE
G.O.	GIUNTO ORTOGONALE

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA
8165

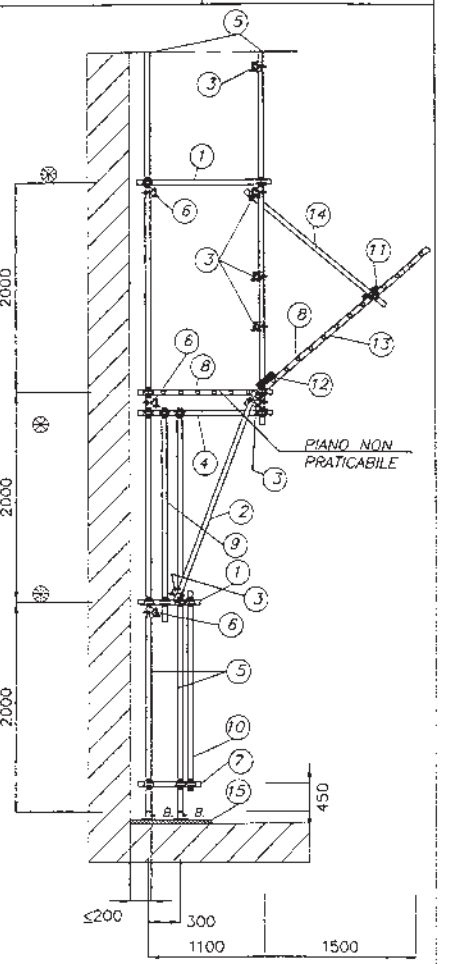
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MAR. 2004

COMIPONT	PARTICOLARE DELLA PARTENZA STRETTA	ALLEGATO A
		TAV. N° 28



PROSPETTO



VISTA LATERALE

LEGENDA

1– TRAVERSO
2– PUNTONE
3– CORRENTE ANTERIORE
4– TRAVERSO SUPPLEMENTARE
5– MONTANTE
6– CORRENTE POSTERIORE
7– STOCCO
8– IMPALCATO METALLICO OBBLIGATORIO
9– DIAGONALE DI FACCIATA
10– DIAGONALE DI FACCIATA A CAMPI ALTERNI
11–ELEMENTO DI RACCORDO IN LEGNO 30x4 cm TRA TAVOLE METALLICHE
12–ELEMENTO DI RACCORDO IN LEGNO 30x4 cm TRA IMPALCATO E PARASASSI
13–TRAVERSO PARASASSI
14–TIRANTE PARASASSI
15–ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEI CARICHI DEI MONTANTI

⊛ ANCORAGGIO

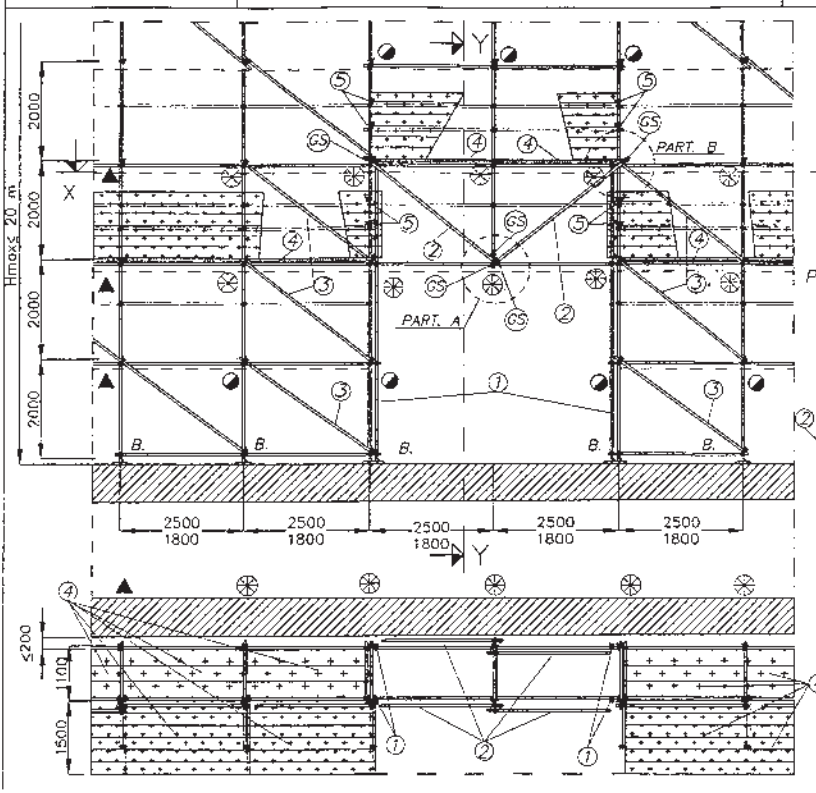
B. BASETTA REGOLABILE/FISSA

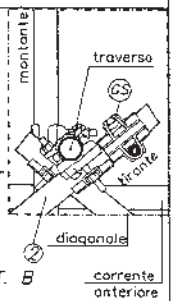
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Boccazzo

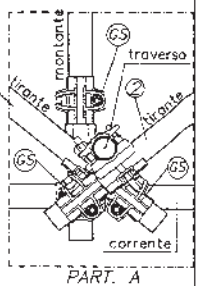
Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA
9763

25 MAR. 2004

COMIPONT | SCHEMA DI MONTAGGIO DEL PASSO CARRAIO | ALLEGATO A | TAV. N° 29







SEZ. X–X

LEGENDA

CORRENTE POSTERIORE

DIAGONALE DI FACCIATA

CORRENTE DI FACCIATA

⊛ ANCORAGGIO

B. BASETTA REGOLABILE/FISSA

(GS) GIUNTO SEMPLICE SUPPLEMENTARE DI TENUTA
N° 8 (GS) PER DIAGONALI PASSO CARRAIO
N° 2 (GS) PER MONTANTI INTERROTTI

▲ ANCORAGGIO SPECIALE DA PREVEDERE UNO OGNI OTTO STILATE

◕ ANCORAGGIO SUPPLEMENTARE OBBLIGATORIO IN PRESENZA DI PASSO DI CARRAIO

① RADDOPPIO MONTANTI ESTERNO E INTERNO

② N° 4 DIAGONALI DI FACCIATA INTERNE ED ESTERNE PASSO CARRRAIO COLLEGATE AI TRAVERSI CON GIUNTI ORTOGONALI E PROVVISTE ALLE ESTREMITA' DI GIUNTI SEMPLICI SUPPLEMENTARI DI TENUTA.

③ N° 12 DIAGONALI AGGIUNTIVE DI FACCIATA INTERNE ED ESTERNE IN PRESENZA DI PASSO CARRAIO

④ IMPALCATI METALLICI OBBLIGATORI

⑤ PROTEZIONE DI TESTATA VERSO IL VUOTO

Ing. SEVERINO MISSORI — ORDINE INGEGNERI ROMA — 8765

25 MAR. 2004

– PER SEZ. Y–Y VED. TAV. N° 30

– Hmax= ALTEZZA MASSIMA DEL PONTEGGIO DAL PIANO DI POSA DELL'ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEI CARICHI DEI MONTANTI ALL'ESTRADOSSO DELL'ULTIMO IMPALCATO

– PER L'IMPIEGO DELLE BASETTE VED. TAV.33

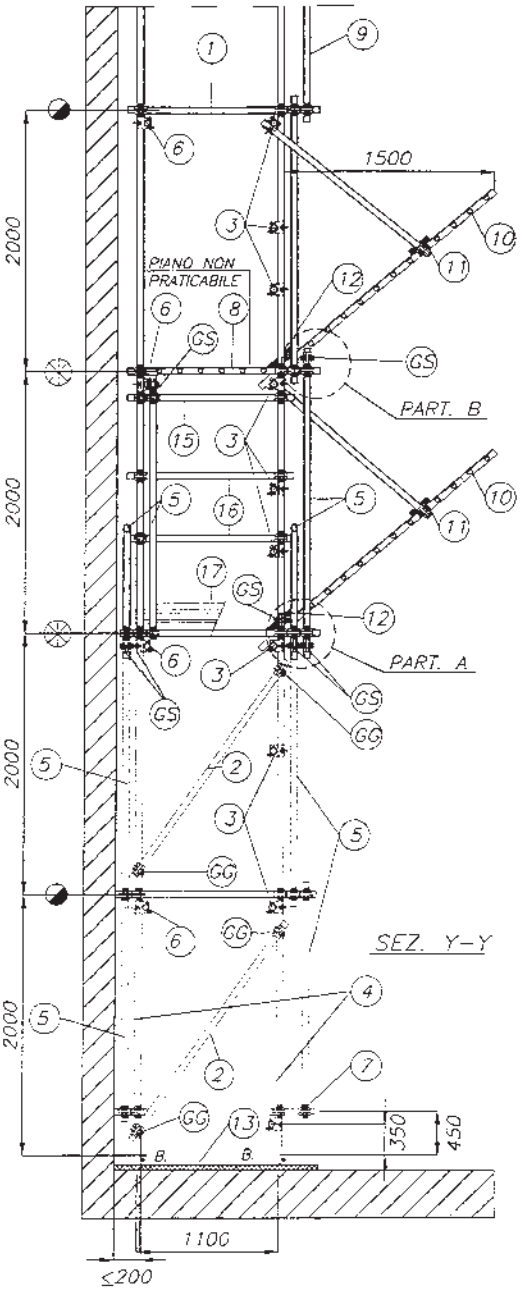
– AZIONI MASSIME DA TRASMETTERE AL PIANO DI APPOGGIO DEL PONTEGGIO DALLE STILATE CONTIGUE AL PASSO CARRAIO

montanti esterni raddoppiati: totale 2250 daN per due montanti

montanti interni raddoppiati: totale 1500 daN per due montanti

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriana Bonazza

COMIPONT	SCHEMA DI MONTAGGIO DEL PASSO CARRAIO– SEZIONE	ALLEGATO A
		TAV. N° 30



PER I PART. A/B VED. TAV. N° 29

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Banazza

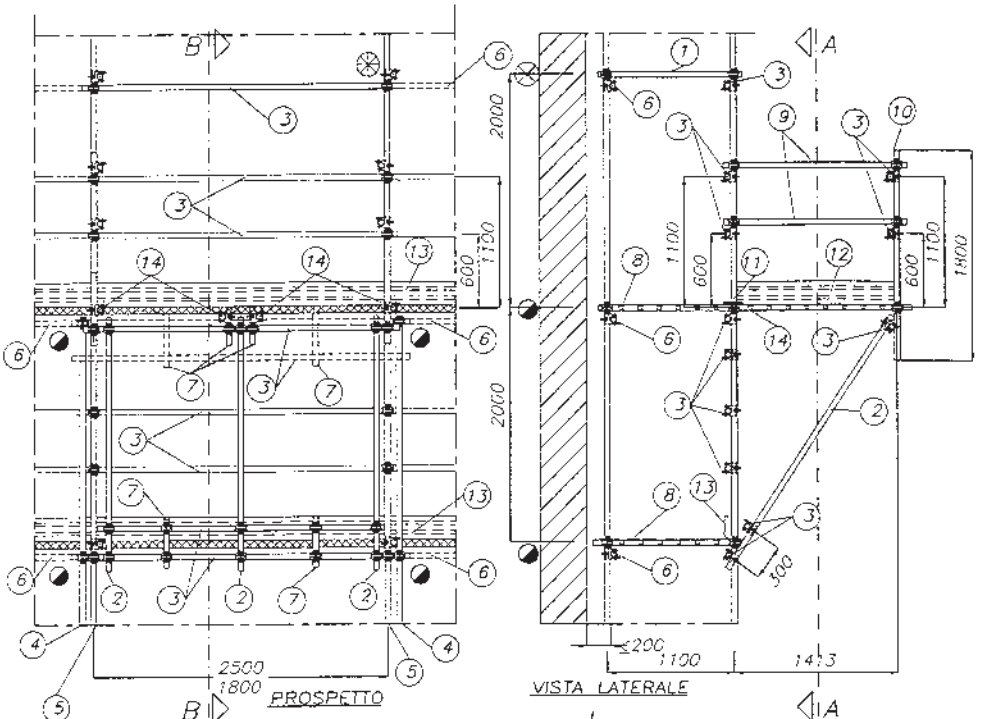
25 MAR. 2004

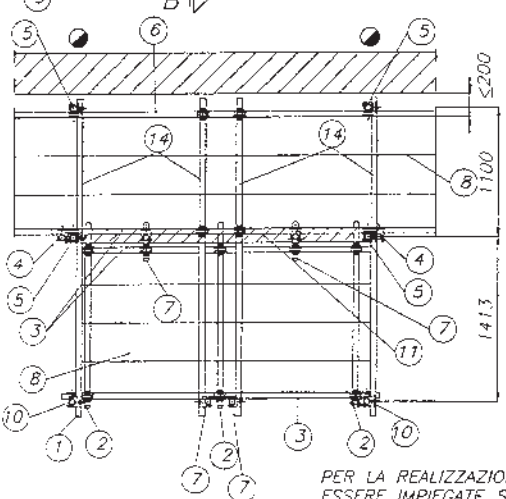
LEGENDA

1–TRAVERSO
2–DIAGONALE DI CONTRAVENTATURA ALLE DUE STILATE ADIACENTI IL PASSO CARRAIO
3–CORRENTE ANTERIORE
4–MONTANTE RADDOPPIATO ALLE DUE STILATE ADIACENTI IL PASSO CARRAIO
5–DIAGONALI PASSO CARRAIO
6–CORRENTE POSTERIORE
7–STOCCO
8–IMPALCATO METALLICO OBBLIGATORIO
9–DIAGONALE DI FACCIATA
10–SCHERMO PARASASSI
11–ELEMENTO DI RACCORDO IN LEGNO 30x4 cm TRA TAVOLE METALLICHE
12–ELEMENTO DI RACCORDO IN LEGNO 30x4 cm TRA IMPALCATO E PARASASSI
13–ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEI CARICHI DEI MONTANTI
14–PARAPETTI TRASVERSALI ALLE DUE STILATE ADIACENTI IL PASSO CARRAIO
15–TRAVERSO SUPPLEMENTARE
16–PARAPETTO
17–FERMAPIEDE DI TESTATA

GS	GIUNTO SEMPLICE SUPPLEMENTARE DI TENUTA
GG	GIUNTO GIREVOLE
B.	BASETTA REGGLABILE/FISSA
	ANCORAGGIO SUPPLEMENTARE OBBLIGATORIO IN IN PRESENZA DI PASSO CARRAIO
	ANCORAGGIO

COMIPONT	SCHEMA DI MONTAGGIO DELLA PIAZZOLA DI CARICO	ALLEGATO A
		TAV. N° 31





VISTA IN PIANTA

LEGENDA

1– TRAVERSO
2– PUNTONE
3– CORRENTE ANTERIORE
4– RADDOPPIO DI MONTANTE
5– MONTANTE
6– CORRENTE POSTERIORE
7– STOCCO
8– IMPALCATO METALLICO
9– CORRENTE PARAPETTO
10– MONTANTE PARAPETTO
11–ELEMENTO DI RACCORDO IN LEGNO 30x4 cm
12–FERMAPIEDE LATERALE PER PIAZZOLA
13–FERMAPIEDE DI FACCIATA
14–TRAVERSO PIAZZOLA

⊕ ANCORAGGIO
◒ ANCORAGGIO SUPPLEMENTARE IN PRESENZA DI PIAZZOLA

PER LE SEZ. A-A/B-B VED. TAV. N° 32

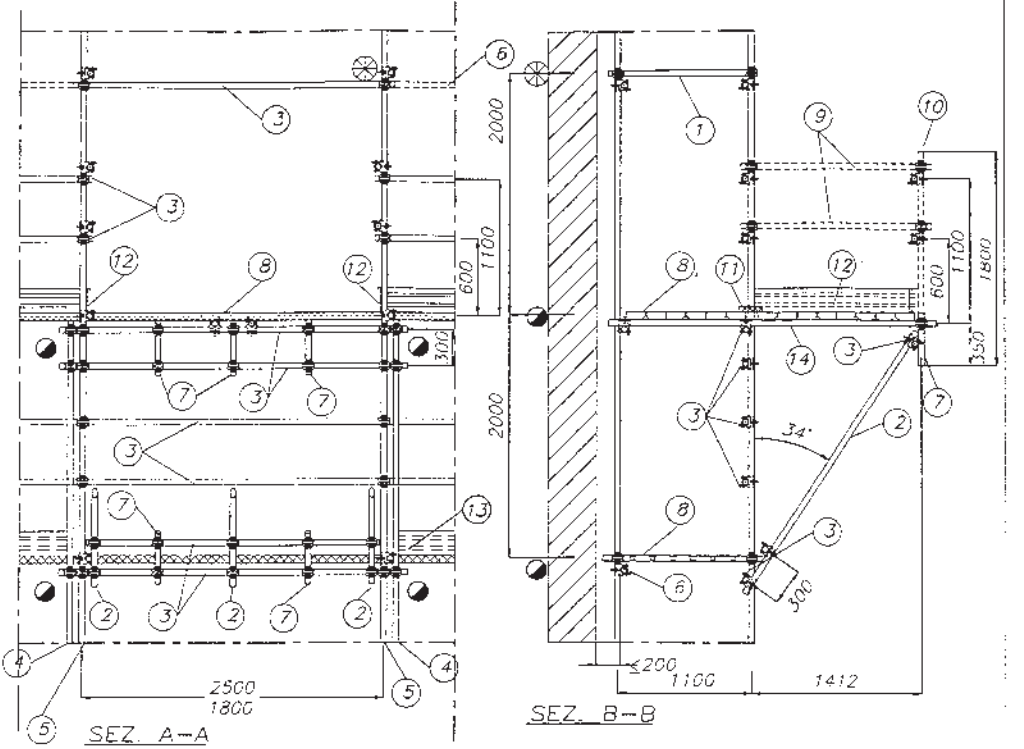
PER LA REALIZZAZIONE DELLA PIAZZOLA DI CARICO DOVRANNO ESSERE IMPIEGATE SOLO TAVOLE METALLICHE DA 2500x328/1800x328 mm

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano [illegible]

25 MAR. 2004

ING. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° [illegible]

COMIPONT	SCHEMA DI MONTAGGIO DELLA PIAZZOLA DI CARICO – SEZIONI	ALLEGATO A
		TAV. N° 32



LEGENDA

1– TRAVERSO
2– PUNTONE
3– CORRENTE ANTERIORE
4– RADDOPPIO DI MONTANTE
5– MONTANTE
6– CORRENTE POSTERIORE
7– STOCCO
8– IMPALCATO METALLICO
9– CORRENTE PARAPETTO
10– MONTANTE PARAPETTO
11–ELEMENTO DI RACCORDO IN LEGNO 30x4 cm
12–FERMAPIEDE LATERALE PER PIAZZOLA
13–FERMAPIEDE DI FACCIATA
14–TRAVERSO PIAZZOLA

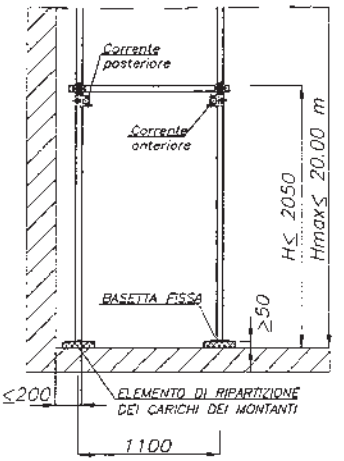
ANCORAGGIO
ANCORAGGIO SUPPLEMENTARE IN PRESENZA DI PIAZZOLA

Dott. Ing. SEVERINO MASSIMI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bancalari

26 MAR. 2004

COMIPONT	SCHEMA PER L'IMPIEGO DELLE BASETTE	ALLEGATO A
		TAV. N° 33

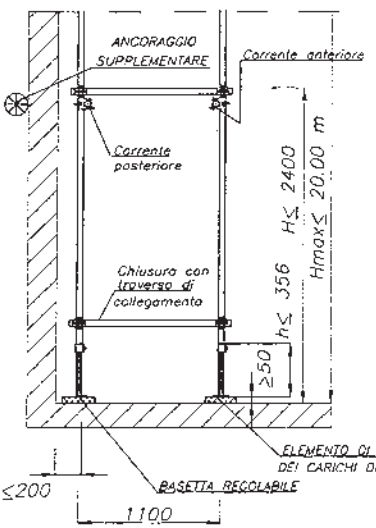


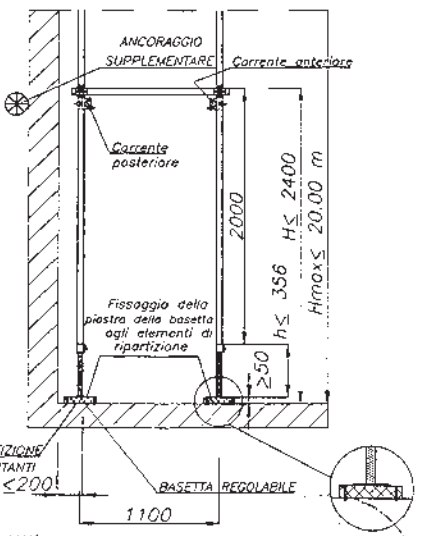
ISTRUZIONI PER L'IMPIEGO DELLA BASETTA FISSA:

-CON L'IMPIEGO DELLA BASETTA FISSA E' POSSIBILE ELIMINARE L'ANCORAGGIO AL PRIMO PIANO

NOTE GENERALI PER L'IMPIEGO DELLE BASETTE:

-L'ELEMENTO DI RIPARTIZIONE AL PIEDE DEVE AVERE DIMENSIONI E CARATTERISTICHE ADEGUATE AI CARICHI DA TRASMETTERE E ALLA CONSISTENZA DEI PIANI DI POSA ED INTERESSARE ALMENO DUE MONTANTI ATTIGUI (V. ART. 5, LETT. C, DM 02/09/1968)
-Hmax= ALTEZZA MASSIMA DEL PONTEGGIO DAL PIANO DI POSA DELL'ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEI CARICHI DEI MONTANTI ALL'ESTRADOSSO DELL'ULTIMO IMPALCATO





h=356 mm - ALTEZZA MAX
DI REGOLAZIONE BASETTA REGOLABILE

ISTRUZIONI PER L'IMPIEGO DELLA BASETTA REGOLABILE:

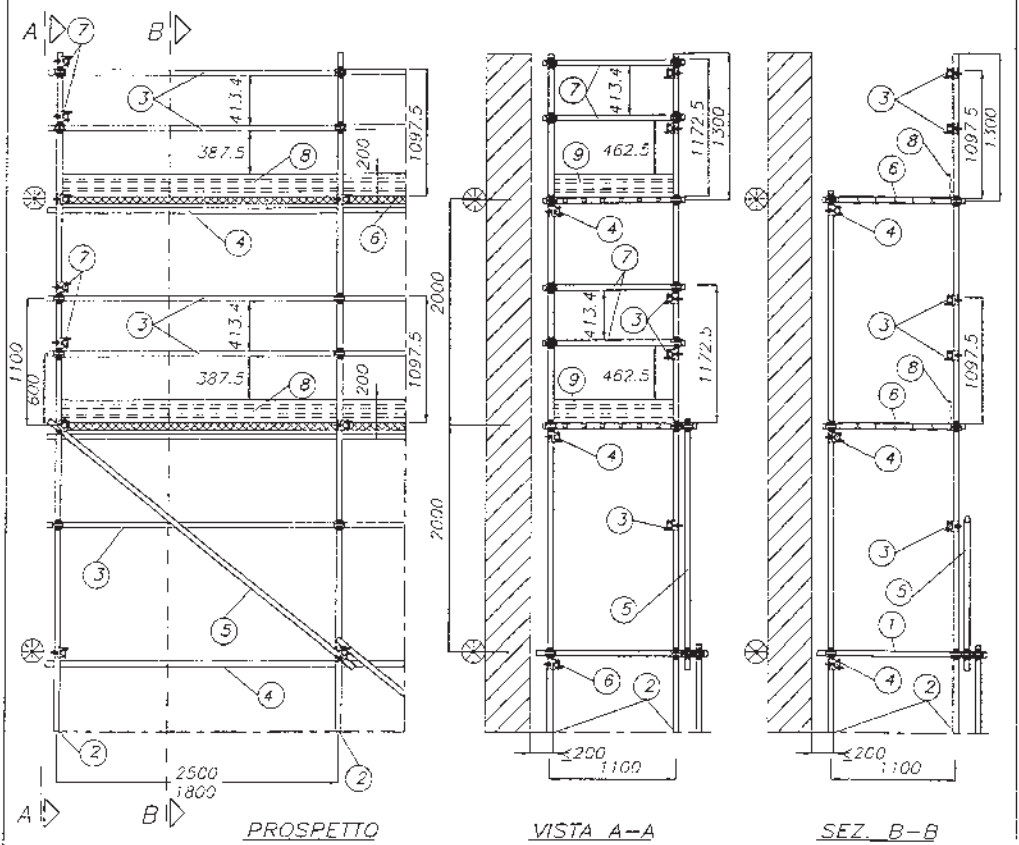
-CON L'IMPIEGO DELLA BASETTA REGOLABILE E' OBBLIGATORIO IN OGNI CASO L'ANCORAGGIO SUPPLEMENTARE AL PRIMO PIANO
-LE PIASTRE VANNO FISSATE AGLI ELEMENTI DI RIPARTIZIONE OVVERO I MONTANTI DEVONO ESSERE CHIUSI ALLA BASE CON TRAVERSO DI COLLEGAMENTO.

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MAR. 2004

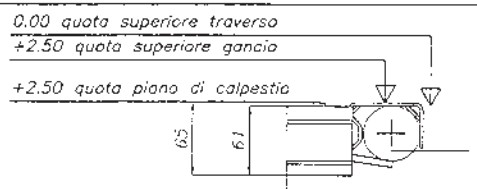
Dott. Ing. SEVERINO MASSARI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 6145

COMIPONT	PARTICOLARE DI UN CAMPO DI PONTEGGIO	ALLEGATO A TAV. N° 34



LEGENDA

1– TRAVERSO
2– MONTANTE
3– CORRENTE ANTERIORE
4– CORRENTE POSTERIORE
5– DIAGONALE DI FACCIATA
6– IMPALCATO METALLICO
7– PARAPETTO DI TESTATA
8–FERMAPIEDE DI FACCIATA
9–FERMAPIEDE DI TESTATA
⊗ ANCORAGGIO

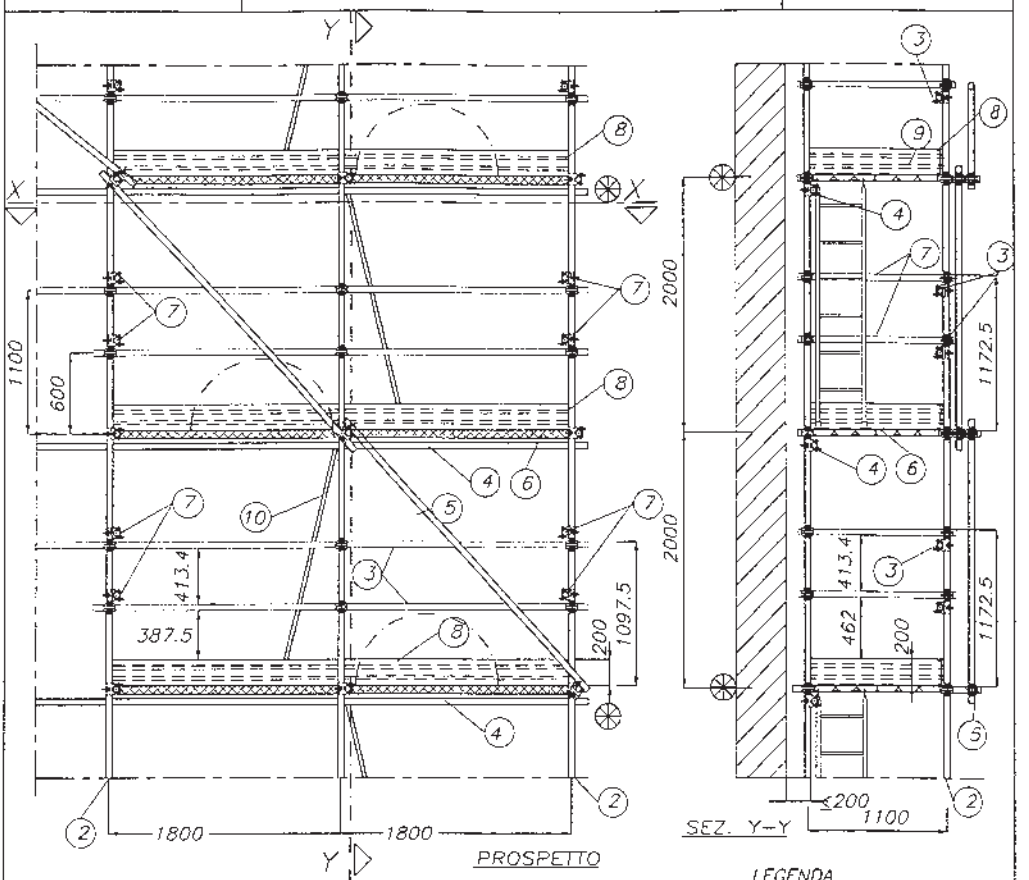


PART. APPOGGIO DELLA TAVOLA METALLICA AL TRAVERSO

SEVERINO MISSORI
Dott. Ing.
25 MAR. 2004

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

COMIPONT	PARTICOLARE DI MONTAGGIO DELLE SCALE DI ACCESSO	ALLEGATO A
		TAV. N° 35



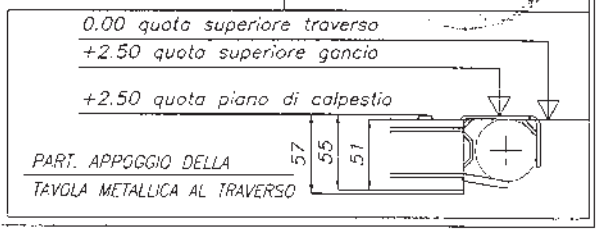
LEGENDA

1– TRAVERSO
2– MONTANTE
3– CORRENTE ANTERIORE
4– CORRENTE POSTERIORE
5– DIAGONALE DI FACCIATA
6– IMPALCATO METALLICO
7– PARAPETTO DI TESTATA
8–FERMAPIEDE DI FACCIATA
9–FERMAPIEDE DI TESTATA
10–SCALA DI ACCESSO
ANCORAGGIO

Dott. Ing. SEVERINO MISSITI
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 10 GC

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

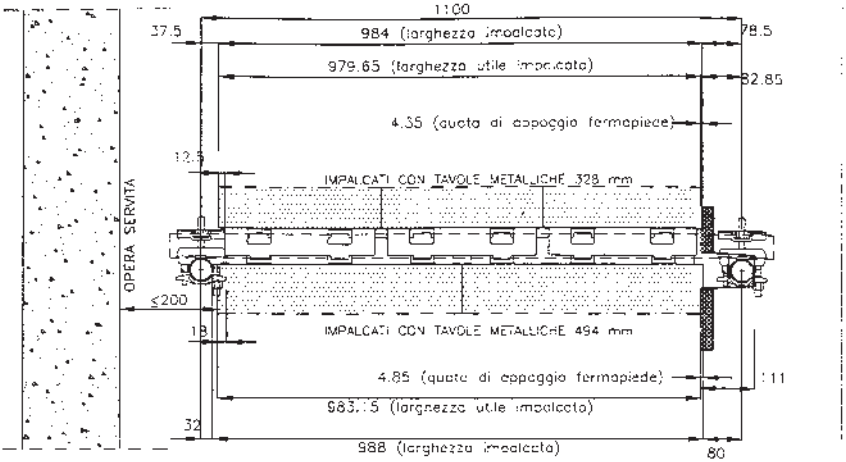
25 MAR. 2004



COMIPONT	PARTICOLARE DEL MONTAGGIO DEGLI IMPALCATI	ALLEGATO A
		TAV. N° 36

DISPOSIZIONE DEGLI IMPALCATI

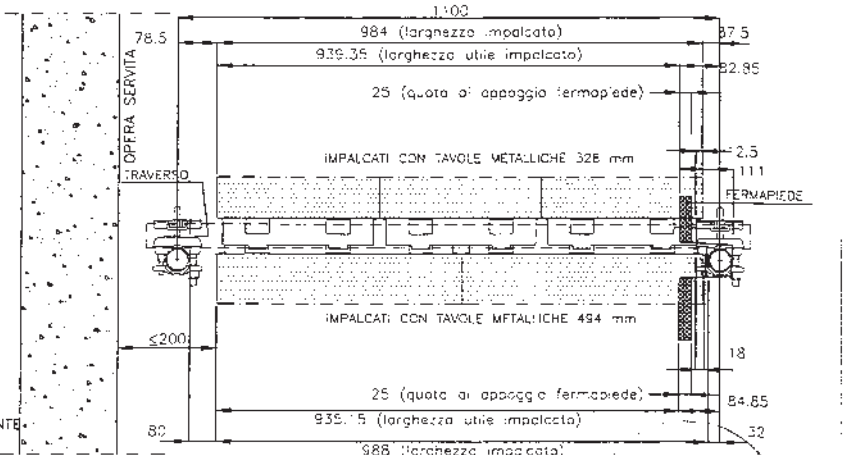
1–IMPALCATI ACCOSTATI TUTTI VERSO L'OPERA SERVITA



Dott. Ing. SEVERINO MISSOS
ORDINE INGEGNERI ROMA

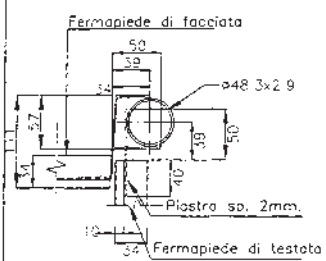
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazzo

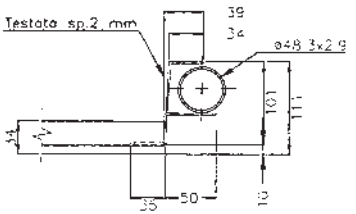
25 MAR. 2004



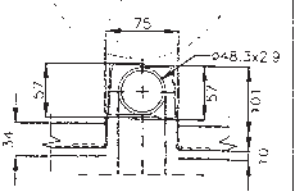
2–IMPALCATI ACCOSTATI TUTTI VERSO IL MONTANTE ESTERNO DEL TELAIO

PARTICOLARE ATTACCO SU PONTEGGIO SOLUZIONE AD ANGOLO





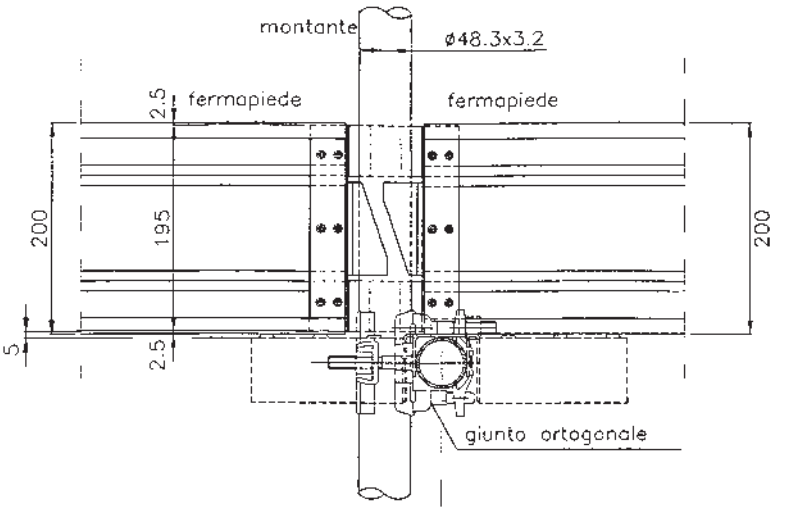
PARTICOLARE ATTACCO SU PONTEGGIO



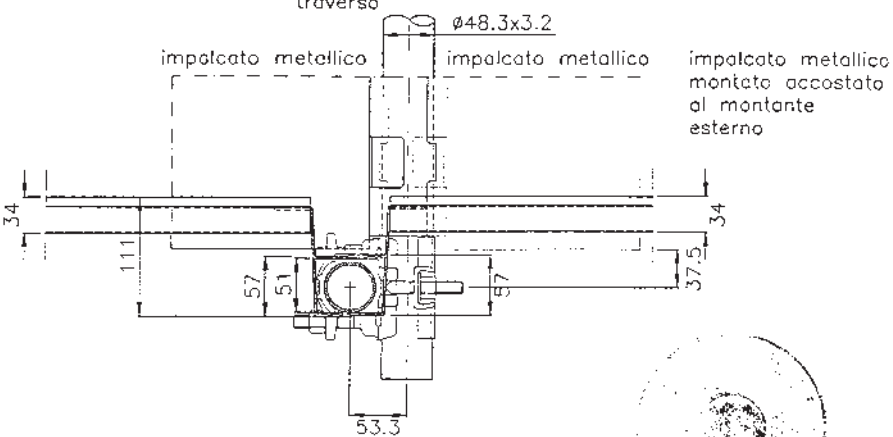
PARTICOLARE ATTACCO SU PONTEGGIO DI DUE FERMAPIEDI CONTIGUI

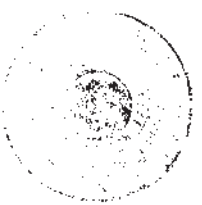
COMIPONT	PARTICOLARE DEL MONTAGGIO DEI FERMAPIEDI	ALLEGATO A
		TAV. N° 36a

PROSPETTO FRONTALE



PIANTA



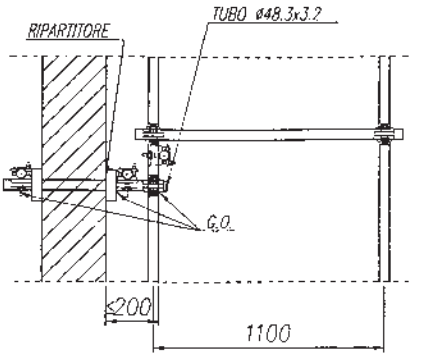


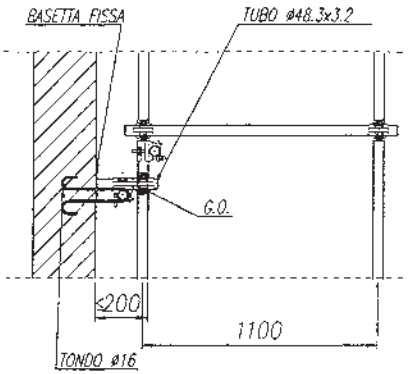
Dott. Ing. SEVERINO — ORDINE INGEGNERI ROMA — SEZIONE A

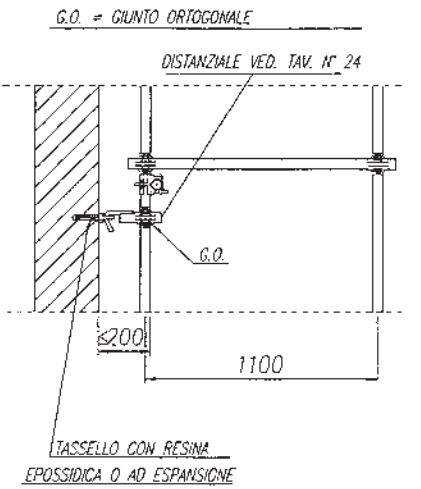
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Sonazza

25 MAR. 2004

COMIPONT	SCHEMA DEGLI ANCORAGGI NORMALI	ALLEGATO A
		TAV. N° 37







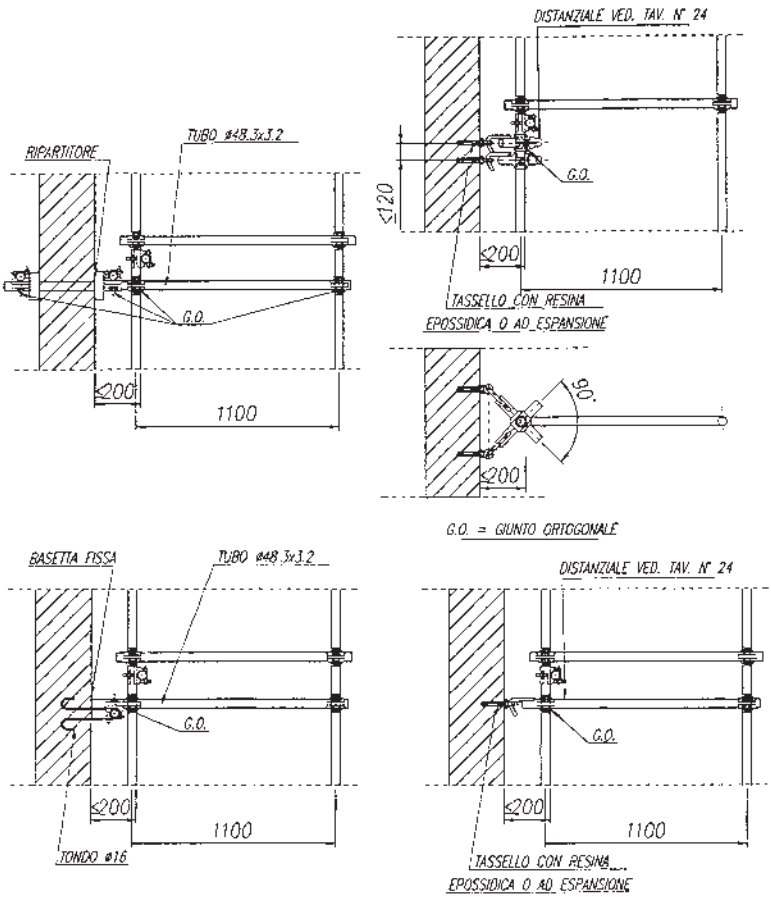
- GLI ANCORAGGI SOPRA RAPPRESENTATI DOVRANNO ESSERE DIMENSIONATI PER RESISTERE AD UNO SFORZO NORMALE ALLA FACCIATA NON INFERIORE A ± 700 daN
- IL SISTEMA ANCORAGGIO-PARETE DEVE ESSERE DIMENSIONATO IN MODO DA RESISTERE ALLE AZIONI SUGLI ANCORAGGI CON UN GRADO DI SICUREZZA NON INFERIORE A 2.5
- LE PRESTAZIONI DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO DEVONO ESSERE DESUNTE DAI DATI SPERIMENTALI FORNITI DALLE DITTE COSTRUTTRICI E/O DA PROVE DI CARICO EFFETTUATE NEL CANTIERE DI MONTAGGIO DEL PONTEGGIO, AL FINE DI ACCERTARE IL GRADO DI SICUREZZA RICHIESTO.

Dott. Ing. SEVERINO LASSINI
Ordine Ingegneri Roma n. 8765

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MAR. 2004

COMIPONT	SCHEMA DEGLI ANCORAGGI SPECIALI	ALLEGATO A
		TAV. N° 38



-GLI ANCORAGGI SOPRA RAPPRESENTATI DOVRANNO ESSERE DIMENSIONATI PER RESISTERE AD UNO SFORZO IN DIREZIONE NORMALE ALLA FACCIATA NON INFERIORE A ± 700 daN

-GLI ANCORAGGI SOPRA RAPPRESENTATI DOVRANNO ESSERE PREVISTI IN RAGIONE DI UNO OGNI OTTO STILATE PER RESISTERE ALLE AZIONI PARALLELE ALLA FACCIATA NON INFERIORE A ± 700 daN

– IL SISTEMA ANCORAGGIO-PARETE DEVE ESSERE DIMENSIONATO IN MODO DA RESISTERE ALLE AZIONI SUGLI ANCORAGGI CON UN GRADO DI SICUREZZA NON INFERIORE A 2,5

– LE PRESTAZIONI DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO DEVONO ESSERE DESUNTE DAI DATI SPERIMENTALI FORNITI DALLE DITTE COSTRUTTRICI E/O DA PROVE DI CARICO EFFETTUATE NEL CANTIERE DI MONTAGGIO DEL PONTEGGIO, AL FINE DI ACCERTARE IL GRADO DI SICUREZZA RICHIESTO.

Dott. Ing. SEVERINO MISSIO
ORDINE INGEGNERI ROMA
8750

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 MAR. 2004

COMIPONT	PONTEGGIO DA COSTRUZIONE A TUBI E GIUNTI-TIPO 110-250 LIMITI DI IMPIEGO	ALLEGATO A TAV. N. 39

1. Altezza massima dell'impalcato più alto dal piano di appoggio : 20 m
   Numero massimo di impalcati : 9
   Numero minimo di impalcati: 2 (ponte e sottoponte)

2. Condizioni massime di carico di servizio:

Ponteggio da costruzione:	*Ponteggio da manutenzione:*
- n° 1 piano con carico massimo pari a 300 daN/m²	n° 3 piani ciascuno con carico
- n° 1 piano con carico massimo pari a 150 daN/m²	massimo pari a 150 daN/m²

3. Altitudini massime nelle diverse zone geografiche ove è possibile il montaggio senza ulteriori verifiche:

Zona	Regioni	Quota s.l.m.
I	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto-Adige, Marche Emilia Romagna, Friuli - Venezia Giulia, Veneto, Abruzzo, Molise	500 m
II	Liguria, Toscana, Umbria, Lazio	730 m
III	Campania, Basilicata, Calabria; Puglia, Sardegna; Sicilia	930 m

4. Azioni massime da trasmettere al piano di appoggio del ponteggio:

Schema di ponteggio con parasassi :

- Montanti interni		1000 daN
- Montanti esterni		1500 daN

Schema di ponteggio normale con passo carraio da m 5.0 e schermo parasassi :

Stilate contigue al passo carraio con interruzione di una stilata:

- Montanti interni (raddoppiati)	1500 daN/ 2 montanti	750 daN
- Montanti esterni (raddoppiati)	2250 daN/ 2 montanti	1125 daN

Schema di ponteggio con partenza stretta e schermo parasassi :

- Montanti interni		1000 daN
- Montanti esterni		1500 daN

Schema con piazzola di carico

- Montanti interni (semplici):		1000 daN
- Montanti esterni (raddoppiati)	2300 daN/ 2 montanti	1150 daN

5. Azioni massime sugli ancoraggi (per modalità di realizzazione ved. Tav. 37-38)

Schema normale con schermo parasassi
- ai piani interessati dal parasassi, con ancoraggi a tutte le stilate: ± 560 daN
- ai rimanenti piani, con ancoraggi ogni due stilate: ± 666 daN

Schema con partenza stretta e schermo parasassi
- ai piani dei telai ridotti superiore e inferiore 1 e 2, con ancoraggi a tutte le stilate: ± 660 daN
- al piano del tirante del parasassi, con ancoraggi a tutte le stilate: + 510 daN (a trazione)
- ai rimanenti piani, con ancoraggi ogni due stilate: ± 666 daN

Schema con piazzola di carico
- al piano della piazzola con ancoraggi alle due stilate interessate: + 565 daN (a trazione)
- al piano del puntone della piazzola con ancoraggi alle due stilate interessate: - 565 daN (a compressione)

(*) In corrispondenza dei piani ancorati deve essere previsto almeno un ancoraggio speciale ogni otto stilate in grado di resistere alle azioni parallele alla facciata di 687 daN, ved. Tav.38

6. Per il montaggio del parasassi ved. Tav.27

7. E' consentito il montaggio di un numero minimo di 2 piani consecutivi di impalcati metallici (ponte e sottoponte) fino ad un numero massimo di 9.

8. Occorre predisporre le protezioni regolamentari di testata (parapetti e fermapiedi) su tutti i piani del vano scala prospicienti il vuoto e comunque su tutti i piani prospicienti il vuoto

9. L'accesso ai piani di ponteggio avverrà mediante le apposite tavole con botola e scale prefabbricate, o da ponteggio adiacente dotato di scale e botole autonizzate oppure mediante accesso diretto dall'opera servita

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 Marzo 2004

COMIPONT	PONTEGGIO A TUBI E GIUNTI TOLLERANZE DIMENSIONALI	ALLEGATO A TAV. N. 40

TUBI IN ACCIAIO

N.	Tubo	Diametro esterno (mm)					Spessore (mm)					Posizione
		Nom.	Tolleranza		Diametro		Nom	Tolleranza				
			+	-	max.	min.		+10%	- 5%	max.	min.	
1	48.3x3.2	48.3	0.5	0.5	48.8	47.8	3.2	0.32	0.16	3.52	3.04	Montanti , traversi , diagonali e correnti
2	40.0x2.0	40.0	0.5	0.5	40.5	39.5	2.0	0.20	0.10	2.20	1.90	Stelo basette fisse
3	38.0x4.0	38.0	0.5	0.5	38.5	37.5	4.0	0.40	0.20	4.40	3.80	Stelo basette regolabili
4	30.0x2.0	30.0	0.5	0.5	30.5	29.5	2.0	0.20	0.10	2.20	1.90	Montanti scala
5	20.0x2.0	20.0	0.5	0.5	20.5	19.5	2.0	0.20	0.10	2.20	1.90	Pioli scala
Tolleranze: secondo UNI EN 10219-2												

LAMIERE IN ACCIAIO

N.	Spessore (mm)					Posizione
	Nom	Tolleranza		Spessore		
		+	-	max.	min	
1	6.0	0.26	0.26	6.26	5.74	Piastre basette fisse, piatto dello spinotto a croce
2	4.0..6.0	0.26	0.26	4.26..6.26	3.74..5.74	Spinotto a croce
Tolleranze: secondo UNI EN 10051						

TONDI IN ACCIAIO

N.	Diametro esterno (mm)					Posizione
	nom	Tolleranza		Diametro		
		+	-	max.	min	
1	16.0	0.5	0.5	16.5	15.5	Anello di ancoraggio
2	20.0	0.5	0.5	20.5	19.5	Tondo per distanziale di ancoraggio
Tolleranze secondo UNI EU 60						

LAMIERE IN ACCIAIO ZINCATO

N.	Spessore (mm)					Posizione
	Nom	Tolleranza		Spessore		
		+	-	max.	min	
1	1.0	0.08	0.08	1.08	0.92	Tavola normale da m 2.50 e 1.80 Tavola con botola da m 1.80 Tav. fermapiede da m 2.50,1.80 e 1.05
2	2.5	0.15	0.15	2.65	2.35	Testata portaganci per tavole di impalcato normali
3	2.0	0.13	0.13	2.13	1.87	Testata tavole fermapiede- Longheroni tav.botola
4	3.0	0.17	0.17	3.17	2.83	Testata portaganci per tavole con botola da 180 cm
5	1.5	0.11	0.11	1.61	1.39	Rinforzi tavola con botola da 180 cm
Tolleranze: secondo UNI-EN 10143						

TOLLERANZE SULLE DIMENSIONI LONGITUDINALI (mm) SECONDO UNI EN 22768-1 (*)

Dimensioni	fino a 6	6.01 ÷ 30	30.01 ÷ 120	120.01÷400	400.01 ÷ 1000	1000.01 ÷ 2000	2000.01 ÷ 4000	4000.01 ÷8000
Tolleranze	± 0.1	± 0.2	± 0.3	± 0.5	± 0.8	± 1.2	± 2.0	± 3.0

*valori validi salvo diversa indicazione sui disegni

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 Marzo 2004

Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765

COMIPONT	PONTEGGIO A TUBI E GIUNTI CARATTERISTICHE MECCANICHE	ALLEGATO A TAV. N. 41

TUBI IN ACCIAIO

N.	Diametro nominale mm	Norme	Materiale	Tensione di rottura N/mm²	Tensione Snervam. N/mm²	Allung. a rottura %	Impiego
1	48.3x3.2	UNI EN 10219-1	S 235 JRH	340-470	≥ 235	17	Montanti , traversi , diagonali e correnti
2	40.0x2.0	UNI EN 10219-1	S 235 JRH	360-510	≥ 235	17	Stelo basette fisse
3	38.0x4.0	UNI EN 10219-1	S 275 J0H	410-560	≥ 275	17	Stelo basette regolabili
4	30.0x2.0	UNI EN 10219-1	S 235 JRH	360-510	≥ 235	17	Montanti scala
5	20.0x2.0	UNI EN 10219-1	S 235 JRH	360-510	≥ 235	17	Pioli scala

TONDI IN ACCIAIO

N.	Diametro mm	Norme	Materiale	Tensione di rottura N/mm²	Tensione snervam. N/mm²	Allung. a rottura %	Impiego
1	16.0	CNR UNI 10011/97	Fe 430	410-560	≥ 275	24	Anello di ancoraggio
2	20.0	CNR UNI 10011/97	Fe 510	490-630	≥ 355	22	Tondo distanziale ancoraggio

LAMIERE IN ACCIAIO

N.	Spessore mm	Norme	Materiale	Tensione di rottura N/mm²	Tensione snervam. N/mm²	Allung. a rottura %	Impiego
1	6.0	UNI EN 10025	S 235 JR	340-470	≥ 235	26	Piastre basette fisse, piatto dello spinotto a croce
2	4.0.. 6.0	UNI EN 10025	S 235 JR	340-470	≥ 235	26	Spinotto a croce

LAMIERE IN ACCIAIO ZINCATO

N.	Spessore mm	Norme	Materiale	Tensione di rottura N/mm²	Tensione snervam. N/mm²	Allung. a rottura %	Impiego
1	1.0	UNI EN 10147	S 250 GD	≥ 330	≥ 250	19	Tavola normale da m 2.50 e 1.80 Tavola con botola da m 1.80 Tav. fermapiede da m 2.50,1.80 e 1.05
2	2.5	UNI EN 10147	S 320 GD	≥ 390	≥ 320	17	Testata portaganci per tavole di impalcato normali
3	2.0	UNI EN 10147	S 250 GD	≥ 330	≥ 250	19	Testata tavole fermapiede- Longheroni tav.botola
4	3.0	UNI EN 10147	S 250 GD	≥ 330	≥ 250	19	Testata portaganci per tavole con botola da 180 cm
5	1.5	UNI EN 10147	S 250 GD	≥ 330	≥ 250	19	Rinforzi tavola con botola da 180 cm

Dott. Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

25 Marzo 2004

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

MINISTERO DEL LAVORO E DELLE POLITICHE SOCIALI

PR/OP/PONT/A

Direzione Generale della tutela delle condizioni di lavoro – Div.VII
ALLEGATO N. 2 all'autorizzazione di cui alla lettera prot. n. 1968 del 5/5/04

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

Per i soli ponteggi e per le altre opere provvisionali di notevole importanza o complessità eretti in conformità agli schemi tipo assoggettati a prove globali in laboratorio ed approvati, possono essere seguite le metodologie vigenti per i ponteggi aventi altezza fino a 20 metri.

2) CARICHI FISSI

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

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

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

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

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

3) CARICHI VARIABILI

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

(1)Strutture di sostegno, (centine, ecc.), vie di transito per veicoli, sovrapassi, strutture a torre, castelli di tiro, strutture di sostegno per getti, coperture provvisionali, ecc.

3.1. Carichi minimi di servizio

L'entità dei carichi di servizio - comprensivi dei normali materiali ed attrezzi da lavoro e degli effetti dinamici ordinari - può essere desunta dal prospetto 3:A.
In relazione alle esigenze specifiche il progettista può adottare, sia normali valutazioni probabilistiche sulla distribuzione dei carichi di servizio sui diversi piani di ponteggio (assumendo per esempio il carico di servizio per intero su un impalcato, per il 50% su un secondo impalcato e considerando scarichi gli altri impalcati), sia valutazioni specifiche in relazione alla destinazione dell'opera provvisionale, da specificare nel calcolo di verifica.

3.2. Azioni dovute alla neve

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

3.3 Effetti dinamici

Le azioni trasmesse alla struttura degli 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 caricomovimentato, espressa in m/s.

3.4 Azioni del vento

Vengono valutate con i criteri indicati nelle istruzioni CNR 10012/85 assumendo come velocità di riferimento:
Vrif = 16 m/s, per la condizione di lavoro;
Vrif = 30 m/s, per la condizione di fuori servizio.
L'effetto di schermo dell'opera servita nei riguardi dell'azione del vento perpendicolare all'opera stessa viene valutato attraverso un coefficiente di permeabilità fornito dall'espressione:

$$\mu = 0{,}3 + \frac{Aa}{At}$$

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

At è la superficie totale della facciata dell'opera servita

PROSPETTO 3.A CARICHI MINIMI DI SEVIZIO

Classe dell'impalcato	Genere di lavoro	Carico uniformemente ripartito KN/m^2
1	Lavori di ispezione Carico di sevizio – 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, pulitura di superifici, 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 (muratura, getti in calcestruzzo, ecc.)	3,00
5	Deposito temporaneo di materiali (piazzuole di carico)	4,50
6	Lavori di muratura pesante, vie di transito per veicoli leggeri	6,00

3

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 uniformente ripartiti indicati nella colonna 2.

Carico su una superficie 500 mm x 500 mm

Gli impalcati devono essere verificati per il carico concentrato su una superficie 500 mm x 500 mm, indicato nella colonna 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 indicatonella colonna 4 del prospetto 3 B applicato su uina superficie rettangolare (superficie parziale) ugua le 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

Fermò 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 frecce superiori a 200 mm sotto un carico concentrato di 1,25 KN.

PROSPETTO 3 B - Carichi di servizio per impalcati di lavoro

1	2	3	4	5	6
Classe	Carico uniformemente ripartito kN/m²	Carico concentrato su una superf. di 500 mm × 500 mm kN	Carico concentrato su una superficie di 200 mm × 200 mm kN	Carico su una superficie parziale kN/m²	Superficie parziale A_c m²
1 *	0,75	1,50	1,00	non applicabile	
2	1,50	1,50	1,00	non applicabile	
3	2,00	1,50	1,00	non applicabile	
4	3,00	3,00	1,00	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:

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

ove : a) ν è il coefficiente di sicurezza assunto:

$\nu = 1.0$, per le verifiche agli stati limite

$\nu = 1.5$, per le verifihe con il metodo delle tensioni ammissibili, per la I condizione di carico

$\nu = 1,33$ per le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili, per la II condizione di carico

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

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

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

Nel caso di collegamenti realizzati con giunti (a vite o a cuneo) è necessario considerare la 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 provvisionale(montanti, traversi diagonali di facciate, diagonali in pianta, parapetti, giunti, impalcati, mensole di ampliamento , piazzole di carico, schermi parasassi, travi per passi carrai, ancoraggi, elementi di ripartizione delle basette sul terreno) le condizioni di carico.
Le verifiche degli elementi sopra indicati potranno essere omesse solo quando la stabilità o la resistenza risulti già accertata, nell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico, per più gravose condizioni di carico.

5. Collaudo e prove di carico

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

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

PONTEGGIO METALLICO FISSO A TUBI E GIUNTI

RELAZIONE TECNICA ED ISTRUZIONI PER L'USO

TUBI E GIUNTI 180

comipont S.P.A.

AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE E ALL'IMPIEGO
RILASCIATA DAL MINISTERO DEL LAVORO
E DELLA PREVIDENZA SOCIALE
DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE
CONDIZIONI DI LAVORO
DIVISONE VI

IL PRESENTE OPUSCOLO DEVE ESSERE TENUTO
A DISPOSIZIONE DELLE AUTORITÀ PREPOSTE AL CONTROLLO

MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE

DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI LAVORO
DIVISIONE VI

Roma, 12 NOV. 2007

All. n. 2

PROT 15/VI/15636/14.2301.01

Alla Ditta **COMIPONT S.p.A.**
Via Nicolò Tartaglia, s.n.c.
Frazione Porzano
25024 LENO (BS)

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

OGGETTO: Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a tubi e giunti – Denominazione commerciale "TG 180" – Marchio: "COMIPONT".

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

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

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

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

VISTI i certificati di prova allegati alla predetta documentazione tecnica;

VISTO il parere del Consiglio Nazionale delle Ricerche;

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

SI AUTORIZZA

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

Gli allegati n. 1 e n. 2 formano parte integrante della presente autorizzazione che si intende rilasciata per il ponteggio metallico composto con gli elementi aventi le caratteristiche tecniche e

C:\Mcoir pontteggio\88.10.07

dimensionali risultanti dalla relazione tecnica, sue integrazioni e modifiche e dai certificati alla stessa allegati. Copia di tale documentazione resta depositata presso questo Ministero e presso la Direzione Provinciale del Lavoro cui la presente è diretta per conoscenza.

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

1) il ponteggio, in tutte le sue parti costruttive, sia realizzato in conformità a quanto indicato nella relazione tecnica sopracitata;

2) sia consentito il controllo del ponteggio in tutte le fasi della produzione e commercializzazione mediante il prelievo da parte di questo Ministero – che ne rilascia apposita dichiarazione – di campioni degli elementi costituenti il ponteggio stesso in numero sufficiente ad effettuare le analisi, le prove e le ricerche necessarie. Le spese relative a detto prelievo, nonché alle analisi, alle prove e alle ricerche necessarie, sono a totale carico della Ditta titolare dell'autorizzazione;

3) sia consegnata – all'atto della vendita, del noleggio o della concessione in uso a qualsiasi titolo – copia della presente autorizzazione e delle parti della relazione tecnica (capitoli 4, 5, 6 e 7) concernenti il calcolo del ponteggio, le istruzioni per le prove di carico, le istruzioni di montaggio, impiego e smontaggio, gli schemi tipo di ponteggio. La predetta documentazione, completa delle integrazioni e modifiche citate nella premessa, deve essere riprodotta in un apposito libretto da depositare entro sei mesi, ed in duplice copia, presso lo scrivente e presso la Direzione Provinciale del Lavoro in indirizzo.

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

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

IL DIRETTORE GENERALE
(Dott. ssa Lea BATTISTONI)

CM:com.pompeg.80 i0 07

COMIPONT S.p.A

Via Nicolo Tartaglia –CAP 25024 –Porzano di Leno (BS)

PONTEGGIO METALLICO DA COSTRUZIONE A TUBI E GIUNTI
DENOMINAZIONE COMMERCIALE TG 180
MARCHIO: "COMIPONT"

RELAZIONE TECNICA

Studio Tecnico Ing. S. Missori
P zza Re di Roma 3
00183-Roma -Tel.:06-64821221

Il Progettista
Ing. Severino Missori

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

-E.1-

CAPITOLO 4- CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE VARIE CONDIZIONI DI IMPIEGO

4.0 .Premessa.

Sono stati elaborati i calcoli relativi a:
-verifiche di resistenza degli elementi di ponteggio aggiuntivi descritti nel cap. 1;
-verifiche di stabilità dei nuovi schemi di ponteggio 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. 85/78 del 9.11.78, "Autorizzazione alla costruzione e all'impiego di ponteggi metallici fissi".
Ove non diversamente disciplinato dalle disposizioni di legge sono osservate nei calcoli le seguenti Norme tecniche del C.N.R.
- Norme C.N.R. 10011/97;
- Norme C.N.R. 10012/85;
- Norme C.N.R. 10022/84;
- Norme C.N.R. 10027/85.

4.1.Metodologia di calcolo

Nelle verifiche si è fatto uso dell'elaboratore utilizzando un programma ad elementi finiti in grado di effettuare l'analisi in campo elastico lineare per le varie combinazioni di carico.

L' analisi strutturale è stata condotta adottando schemi spaziali ridotto ad una sola stilata di 9 piani. Nel calcolo sono state adottate le seguenti assunzioni:
- il collegamento dei montanti è considerato continuo
- il collegamento traverso montante tramite giunto ortogonale è schematizzato introducendo un'asta fittizia di lunghezza assunta pari a 5.4 cm del giunto (uguale all'eccentricità del giunto ortogonale) avente caratteristiche di rigidezza desunte dai risultati delle prove di laboratorio (ved. calcolo in Appendice, Elaborato D.1) In tal modo si tiene conto automaticamente dell'eccentricità dei momenti flettenti secondari agenti nel piano normale alla stilata, trasmessi dai traversi ai montanti;
- il tirante e il traverso del parasassi sono considerati incernierati fra loro e ai montanti.

Le verifiche di stabilità delle aste presso-inflesse sono state eseguite secondo un metodo di calcolo semplificato, adottabile nelle seguenti condizioni:
-è previsto un ancoraggio almeno ogni 14.4 m^2;
-la snellezza λ non supera il valore di 200 nelle membrature principali e 250 in quelle secondarie.

4.2.- Caratteristiche del ponteggio

Il ponteggio in oggetto è destinato a :
- lavori di costruzione con un carico di servizio di 300 daN/m^2 su un impalcato e di 150 daN/m^2 su un secondo impalcato;
- lavori di manutenzione con un carico di servizio di 150 daN/m^2 su tre impalcati;

Il ponteggio presenta le seguenti caratteristiche strutturali :
- interasse fra le stilate di m 1.80;
- presenza di impalcati sulla stessa verticale realizzati con tavole in legname, fino ad un massimo di 9 (impalcati carichi come sopra specificato);
-N. 1 schermo parasassi realizzato in tubi e giunti con impalcato in legname con un'inclinazione sul piano orizzontale di 40° e aggetto di m 1.50;
- N.1 corrente parapetto di facciata a tutti i moduli;
- N.1 secondo corrente parapetto per campo ai piani muniti di impalcati e relativo fermapiede in legname;
- un corrente interno a tutti i moduli;
- diagonale di controventatura di facciata ogni quattro moduli;

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

- ancoraggi: come indicato sugli schemi;
- altezza massima del ponteggio:non superiore a 20 m.

dimensioni

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

- interasse fra i montanti della stessa stilata:	1100
- interasse fra le stilate:	1800
- larghezza impalcato:	1050
- altezza di interpiano:	2000
- altezza elemento della tavola di impalcato in legno:	50
- luce di inflessione *L* tavole di impalcato in legno:	1800
- larghezza tavole di impalcato in legno :	200
- altezza tavola fermapiede in legno:	200
- aggetto impalcato parasassi:	1500
- eccentricità giunto ortogonale:	54

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 massimo di carico stabiliti dalla Normativa nelle varie condizioni di impiego.

I carichi si distinguono in:

-carichi fissi;

-carichi variabili.

4.3.1.Carichi fissi.

Per gli schemi di ponteggio illustrati nel cap.7 i carichi fissi sono costituiti dal peso proprio della struttura e degli impalcati. Nel caso più gravoso (protezione con zincatura) i pesi propri degli elementi strutturali sono i seguenti:

- tubo 48.3x3.2 :	3.70	daN/m
- montante da 2.0 m:	7.40	daN
- corrente da 1.8 m:	6.80	daN
- traverso da 1.8 m:	6.80	daN
- diagonale di facciata da 3.0 m:	11.10	daN
- giunto ortogonale:	1.50	daN
- spinotto a croce:	0.55	daN
- parasassi (tirante+traverso+3 giunti girevoli):	20.00	daN
- tavola di impalcato in legname cm 20x5:	12.00	daN
- tavola fermapiede in legname da mm 200x2000:	12.00	daN

Calcolo del peso proprio di una stilata con impalcati di servizio:

La valutazione dei pesi degli elementi strutturali agente su una stilata di ponteggio è fatta con riferimento al caso più gravoso del ponteggio con elementi zincati, con parasassi e impalcati in legname montati su tutti i piani (N.9):

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

-IV.2-

Elementi	Peso stilata	Peso su montante	
		interno	esterno
montanti	m(18+1.3)x2=38.6x3.70= 142.82	71.41	71.41
correnti	N.29x 6.80= 197.20	65.73	131.47
diagonali di facciata	N.2.5x11.10 = 27.75	-	27.75
spinotti a croce	N.8 x 0.55= 4.40	2.20	2.20
giunti ortogonali	N.46x1.50=69.00	15.00	54.00
impalcati in legname	mq 9x63= 567.00	283.50	283.50
fermapiedi	N.9 x12.0= 108.00	-	108.00
Sommano	1116.17	437.84	678.33

Risulta un peso della stilata pari a : 1116.17 daN

Pesi propri del ponteggio alle varie altezze con tavole e fermapiede a tutti i piani

ALTEZZA (m)	Montante interno (daN)	Montante esterno (daN)
2	17.149	43.870
4	17.149	43.870
6	17.149	43.870
8	17.149	43.870
10	17.149	43.870
12	17.149	43.870
14	17.149	43.870
16	17.149	43.870
18	17.149	43.870
Peso struttura	154.340	394.830
Peso proprio impalcati	283.500	283.500
Totale	437.840	678.330

Peso complessivo della stilata : 437.84+ 678.33 = 1116.17 daN

Peso proprio schermo parasassi

Lo schermo parasassi, inclinato di 40° sull'orizzontale, è realizzato con elementi in tubi e giunti e tavole in legname. Il peso di un modulo di parasassi completo di tavole in legname è assunto pari a 130 daN.

4.3.2.- Carichi variabili.

Sono costituiti da:

4.3.2.1 Carichi di servizio:

p_2= 300 daN/m^2 per gli impalcati di servizio (ponteggio di manutenzione)

4.3.2.2 Carichi della neve:

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

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

$q_{so} = \eta\ (900 + 2.4\ h)$ per $h \leq 750$ m

$q_{so} = \eta\ 2700 + 7\ (h - 750)$ per $h > 750$ m

α_r= coefficiente di ritorno = 1 (per durata inferiore a due anni)

μ = coefficiente di esposizione =0.8 per superfici piane

=0.533 per superfici inclinate a 40°

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

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

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

-IV.3-

Per h=500 m si ottiene q_s=1680 N/m². Tale carico della neve viene assunto come carico di progetto per tutte le zone geografiche.

Nella *zona geografica II* con η= 2/3 si ottiene q_s=1680 N/m² per h= 793 m

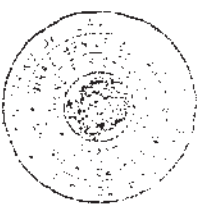
Nella *zona geografica III* con η= 1/3 si ottiene q_s=1680 N/m² per h= 921 m
Il carico della neve su un modulo di impalcato m 1.80x 1.05 risulta:
Q_{n1}= 168 x1.80 x1.05= 318 daN
Sull'impalcato di servizio sottostante, in accordo alla Normativa, si assume un carico di neve pari a 0.30 Q_{n1}, che risulta:
Q_{n2}= 0.30 x 318 = 96 daN
Il carico di neve su un modulo di parasassi (m 1.50 x 1.80) con μ= 0.533 e h=500 m risulta:
q'_s= 0.533 x(900 + 2.4 x 500)= 1120 N/m² = 112 daN/m²
Q_{n3}= 112 x 1.8 x 1.50= 303 daN
Sull'impalcato di raccordo grava anche un carico di neve Q'_{n3} corrispondente alla quantità di neve ridistribuita per scivolamento dallo schermo parasassi uguale a 152 daN (per inclinazione di 40°).

4.3.2.3 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_VGCS dove:
- 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 lo schermo parasassi
- p_V= pressione cinetica espressa dalla relazione:

p_V= $(\alpha_t\alpha_r\alpha_z V_r)^2$/ 1.6 dove:

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 m 5= 0.69
per altezze fino a m 10= 0.77
per altezze fino a m 20= 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 è il coefficiente di raffica espresso dalla relazione:
G= 1+ (1.12 α_d /α_z)
con α_z assunto come sopra indicato e α_d=1



18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Tabella prodotti pressione cinetica x coefficienti di raffica daN/m^2

Piano	Altezza	Condizioni di servizio	Condizioni di fuori servizio
N°	(m)	pv x G	pv x 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
su un modulo di ponteggio completo di impalcato:

Elemento strutturale	Superficie investita (m^2)
Montanti	2 x 0.0483 x n. 2 = 0.19320
Correnti	1.8 x 0.0483 x n.3 = 0.26082
Diagonale di facciata	3.00x0.0483= 0.14490
	0.59892
Altri elementi (giunti,ecc.) : 10%x0.59892	0.05989
	S_{1n} =0.65881
Tavola fermapiede	1.8 x 0.200 = 0.36000
Tavola di impalcato	2.0 x 0.050 = 0.10000
	S_{2n} = 0.46000
Superficie totale	S_n= 1.11881(*)

(*) Al piano di raccordo dei parasassi si considera un coefficiente di riduzione dell'area pari a S_{1n} / S_n= 0.588

Modulo con parasassi

La proiezione verticale della superficie dello schermo parasassi esposta al vento vale:

S_m=1.8 x 2.00 x sen 40°= 2.314 m^2

Superfici investite dal vento in *direzione parallela* alla facciata
su *quattro* moduli di ponteggio con tavole di impalcato

Elemento strutturale	Superficie investita (m^2)
Montanti	N.4x2x2.0x 0.0483=0.77280
Traversi	N.4x1.80x0.0483=0.34776
Diagonale di facciata	N.1 x2.00x 0.0483= 0.09660
Correnti di testata	N.2x1.50x0.0483= 0.14490
	Parziale:1.36206
Altri elementi (giunti,ecc.) : 10%x1.36206	0.13620
Tavola fermapiede testata	1.20x 0.20= 0.24000
Tavola di impalcato	(1+1)x(1.05 x 0.05)= 0.10500
Superficie totale:	Sp=1.84326

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Superfici investite dal vento in *direzione parallela* alla facciata
su *otto* moduli di ponteggio con tavole di impalcato

Elemento strutturale	Superficie investita (m^2)
Montanti	N.8x2x2.0x 0.0483=1.54560
Traversi	N.8x1.80x0.0483=0.69552
Diagonale di facciata	N.2 x2.00x 0.0483= 0.19320
Correnti di testata	N.2x1.50x0.0483= 0.14490
	Parziale:2.57922
Altri elementi (giunti.ecc.) : 10%x2.57922	0.25792
Tavola fermapiede testata	1.20x 0.20= 0.24000
Tavola di impalcato	(1+3)x(1.05 x 0.05)= 0.21000
Superficie totale:	Sp=3.28714

Calcolo delle azioni

Le azioni del vento in direzione normale e parallela alla facciata sono calcolate con riferimento alle superfici esposte ad ogni piano. Le azioni normali alla facciata in corrispondenza del piano di raccordo con lo schermo parasassi vengono ridotte secondo il fattore sopra calcolato (0.588).

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

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	Azione del vento	Carichi per imperfezioni	Azioni complessive
m	(daN)	geometriche (daN)	(daN)
2	23,2	21,3	44,5
4	13,7	20,5	34,2
6	27,0	18,2	45,2
8	27,0	16,6	43,6
10	27,0	15,6	42,6
12	34,9	14,2	49,1
14	34,9	12,7	47,6
16	34,9	10,8	45,7
18	34,9	10,8	45,7

Azioni del vento, carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione normale alla facciata su un modulo di ponteggio: condizioni di fuori servizio

Altezza	Azione del vento	Carichi per imperfezioni	Azioni complessive
m	(daN)	geometriche (daN)	(daN)
2	81,5	21,7	103,2
4	47,9	20,7	68,6
6	94,9	16,0	110,9
8	94,9	13,0	107,9
10	94,9	12,0	106,9
12	122,7	11,0	133,7
14	122,7	9,0	131,7
16	122,7	8,0	130,7
18	122,7	7,0	129,7

Azioni del vento, carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione parallela alla facciata su quattro moduli di ponteggio:condizioni di fuori servizio

Altezza	Azione del vento	Carichi per imperfezioni	Azioni complessive
m	(daN)	geometriche (daN) (*)	(daN)
2	134,3	43,4	177,7
4	134,3	41,4	175,7
6	156,4	32,0	188,4
8	156,4	26,0	182,4
10	156,4	24,0	180,4
12	202,2	22,0	224,2
14	202,2	18,0	220,2
16	202,2	16,0	218,2
18	202,2	14,0	216,2

(*) valore per stilata $x\sqrt{4}$

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Azioni del vento, carichi dovuti alle imperfezioni geometriche e azioni complessive in direzione parallela alla facciata su otto moduli di ponteggio:condizioni di fuori servizio

Altezza	Azione del vento	Carichi per imperfezioni	Azioni complessive
m	(daN)	geometriche (daN) (*)	(daN)
2	239,4	61,4	300,8
4	239,4	58,5	298,0
6	278,9	45,3	324,1
8	278,9	36,8	316,7
10	278,9	33,9	312,8
12	360,5	31,0	391,5
14	360,5	25,4	385,9
16	360,5	22,6	383,1
18	360,5	19,8	380,3

(*) valore per stilata x $\sqrt{8}$

Azioni dovute al vento in *direzione normale* alla facciata su un *modulo di parasassi*

Altezza (m)	Servizio normale (daN)	Fuori servizio (daN)
4	52	183

4.3.3.-Carichi per verifiche locali

a) *carichi sui parapetti*
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 accordo alle prescrizioni della Normativa, per gli impalcati dei ponteggi da costruzione viene considerato alternativamente un carico ripartito di 300 daN/m^2 o di 300 daN ripartito su una superficie di 0.5 x 0.5 m^2, oppure un'azione di 100 daN su una superficie di 0.2 x 0.2 m^2, o infine un'azione ripartita di 500 daN/m^2 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 dieci impalcati;
- il carico di servizio di 300 daN/m^2 su di un impalcato;
- il 50% del carico di servizio (150 daN/m^2) su un secondo impalcato;
- 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 dieci impalcati;
- il 50% del carico di servizio (150 daN/m^2) su un solo impalcato;
- l'azione del vento prevista per la condizione di fuori servizio.

III) Condizione di fuori servizio per neve

Cumula nel modo più sfavorevole:

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

- i pesi propri, compresi i pesi di dieci impalcati;
- il carico dovuto alla neve applicato per intero sull'impalcato più alto e sui 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

Nelle verifiche degli elementi di ponteggio sono adottate le seguenti tensioni ammissibili nell'acciaio:

a) Per i profilati in acciaio S 235 JR sono adottate le seguenti tensioni ammissibili :
-per la condizione di carico I: σ_{adm}= 1600 daN/cm^2
-per la condizioni di carico II: σ_{adm}= 1800 daN/cm^2

b) Per i profilati in acciaio S 275 JR sono adottate le seguenti tensioni ammissibili :
-per la condizione di carico I: σ_{adm}= 1900 daN/cm^2
-per la condizioni di carico II: σ_{adm}= 2130 daN/cm^2

c) Per i profilati in acciaio S 355 JR sono adottate le seguenti tensioni ammissibili :
-per la condizione di carico I: σ_{adm}= 2400 daN/cm^2
-per la condizioni di carico II: σ_{adm}= 2700 daN/cm^2

4.5.-Calcolo delle azioni sui montanti del ponteggio-Verifiche dei montanti

4.5.1.-Carichi di servizio

a) Condizione di carico

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

a) impalcato caricato con 300 daN/m^2:
carico ripartito: 300 x 1.80 x 1.05 = 567.0 daN
peso proprio impalcato: 63.0 "
Totale P_1= 630.0 "

b) impalcato caricato con 150 daN/m^2:
carico ripartito: 150 x 1.80 x 1.05= 283.5 daN
peso proprio impalcato: 63.0 "
Totale P_2 = 346.5 "

c) impalcato scarico Totale P_3= 63.0 daN

4.5.2.- Carichi in presenza della neve

a) impalcato caricato con 168 daN/m^2 (carico max neve):
carico ripartito: 168 x 1.80 x 1.05= 318.0 daN
peso proprio impalcato: 63.0 "
Totale P_4= 381.0 "

b) impalcato caricato con 30% x 168 daN/m^2 (corrispondente ad un carico complessivo della neve sugli impalcati sottostanti pari al 30% del carico massimo) + peso proprio impalcato:
carico ripartito: 0.30x 168 x 1.80 x 1.05 = 96.0 daN
peso proprio impalcato: 63.0 "
Totale P_5 = 159.0 "

c) carico neve sul piano di raccordo con il piano parasassi (neve scivolata dal parasassi + peso proprio impalcato):
carico neve da parasassi : 152.0 daN
peso proprio impalcato: 63.0 daN
P_6 = 215.0 daN

d) carico neve sul parasassi inclinato a 40° sull'orizzontale: P_7 = 303 daN

18 Settembre 2007

Comiponi S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

4.5.3- Verifiche dei montanti del ponteggio (schema normale con tavole a tutti i piani e con parasassi)

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 giochi, 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 minore del carico critico sul montante rilevato nelle due prove di carico a collasso effettuate sul prototipo di ponteggio con campi da m.1,80 presso il laboratorio dell'Università di Perugia è risultato P_{cr} = 3202 daN.

La tensione critica sul montante 48.3 x 3.2 mm di area A= 4.53 cm^2 vale:

σ_{cr} = 3202/4.53 = 706 daN/cm^2

Risulta:

σ_{cr} / σ_s= 706/ 2350 = 0.300

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_s}} = 3.14159 \sqrt{\frac{2060.000}{235}} = 93$$

λ / λ_y= 1.72 (prospetto 7-I, curva a)

λ=1.72x 93= 160

ω= 3.34 (prospetto 7-II)

σ_{cre} = 790 daN/cm^2 (prospetto 7-VII)

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

Mediante il programma di calcolo agli elementi finiti, la struttura di stilata, nel numero di piani massimo previsto negli schemi-tipo (9 piani) è stata verificata nelle condizioni di carico previste dalla Normativa. Le condizioni più severe sono risultate le seguenti:

- condizione di servizio
- condizione di fuori servizio per neve.

E' stata considerata la combinazione dei carichi sugli impalcati con le azioni del vento e le azioni dovute alle imperfezioni geometriche in direzione normale alla facciata sia verso l'interno che verso l'esterno del ponteggio. Nel prospetto seguente sono riportati i valori massimi calcolati degli sforzi assiali, dei momenti flettenti My nel piano di stilata e Mx nel piano normale alla stilata, dei momenti equivalenti M_{yeq} e M_{xeq}, dei momenti M_{eq} e delle tensioni sui montanti sui montanti più carichi sia nelle condizioni servizio che di fuori servizio per neve.

Il momento flettente My agente su un generico montante è dovuto all'azione dei carichi agenti sui traversi degli impalcati, del vento e dei carichi per imperfezioni geometriche. Il momento flettente Mx agente su un generico montante è dovuto all'eccentricità dell'azione dei carichi agenti sui traversi degli impalcati; l'eccentricità è assunta pari a 5.4 cm. Dai valori massimi di M_{yeq} e M_{xeq} vengono calcolati i valori massimi equivalenti (in accordo alle C.N.R. 10011/97 punto 7.4.1.1); tali momenti sono assunti pari al maggiore dei valori:

$$M_{xeq} \geq 1.3\, M_{xm} \quad \text{con} \quad M_{xm} = \frac{M_{xa} + M_{xb}}{2}$$

$$M_{xeq} \begin{cases} \geq 0.75\, M_{xmax} \\ \leq M_{xmax} \end{cases}$$

$$M_{yeq} \geq 1.3\, M_{ym} \quad \text{con} \quad M_{ym} = \frac{M_{ya} + M_{yb}}{2}$$

$$M_{yeq} \begin{cases} \geq 0.75\, M_{ymax} \\ \leq M_{ymax} \end{cases}$$

Nel caso di momento variabile linearmente fra i momenti M_a e M_b, si assume per M_{eq} il valore

18 Settembre 2007

Comiponi S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

$$M_{xeq} = 0.6M_{xa} - 0.4M_{xb} \quad \text{con} |M_{xa}| \geq |M_{xb}|.$$

$$M_{yeq} = 0.6M_{ya} - 0.4M_{yb} \quad \text{con} |M_{ya}| \geq |M_{yb}|.$$

purché sia $M_{eq} > 0.4M_a$. Si assume inoltre

$$M_{eq} = \sqrt{M_{xeq}^2 + M_{yeq}^2}$$

La tensione massima nei montanti è valutata mediante la relazione:

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi W\left(1 - \frac{\nu N}{\sigma_{cre} A}\right)}$$

dove sono assunti:

$\psi = 1$ e $\nu = 1.33$

$\omega = 3.34$ (prospetto 7-II)

$\sigma_{cre} = 790$ daN/cm^2 (prospetto 7-VII)

Dai risultati dei calcoli agli elementi finiti (Elaborati A e C) sono state effettuate le verifiche dei montanti come di seguito riportate.

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

Tabella: Verifica montanti più sollecitati

v =	1,5	(servizio)			
v =	1,33	(servizio)	ω =	3,34	ψ=1
A (cm2)=	4,53	W(cm3) =	4,80		
σ cre daN/cm		790			
Condizione di carico		I		III	
		Servizio		Fuori Servizio neve	
Direzione del vento		+ (*)	- (*)	+ (*)	- (*)
Numero Asta		3	3	3	3
Nodo a		3	3	3	3
Quota (cm)		200,0	200,0	200,0	200,0
Nodo b		4	4	4	4
Quota (cm)		400,0	400,0	400,0	400,0
Sforzo assiale N					
(daN)		1130	1165	1250	1337
Momenti flettenti					
My (daN x cm)					
Mya		1475	2092	3854	4418
Myb		-1028	-2100	-3160	-4081
Myeq		590	837	1542	1767
Momenti flettenti					
Mx (daN x cm)					
Mxa		157	336	86	538
Mxb		-100	-186	-54	-268
Mxeq		63	134	34	215
$M_{eq} = \sqrt{M_{xeq}^2 + M_{yeq}^2}$		593	848	1542	1780
Tensioni daN/cmq					
	σ_N	833	859	922	986
	K	0,4736	0,4883	0,4646	0,4969
W rid= W (1-K)		2,5265	2,4561	2,5701	2,4149
	σ_M	235	345	600	737
	σ_T	1068	1204	1522	1723
I valori delle tensioni sono sempre inferiori al valore ammissibile di 1800 daN/cmq					

(*) Con il simbolo - si intende la direzione del vento dall'esterno all'interno della facciata del ponteggio; con il simbolo + si intende la direzione dall'interno all'esterno della facciata del ponteggio.

4.5.4- Verifica di resistenza del montante più sollecitato

Per la verifica di resistenza, il montante più sollecitato è l'asta N.10 (Elaborato C) che risulta soggetta nelle condizioni di fuori servizio per neve alle seguenti sollecitazioni massime:

N_{max} = 261 daN; M_{ymax} = 4054 daNxcm M_{xmax} = 469 daNxcm

La tensione massima risulta:

$$M_{max} = \sqrt{M_{xmax}^2 + M_{ymax}^2} = 4081 \text{ daNxcm}$$

18 Settembre 2007

Comiponi S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{261}{4.53} + \frac{4081}{4.80} = 908 \text{ daN/cm}^2 < 1800\ \sigma_{adm}$$

4.6 - Verifiche della controventatura di facciata.

4.6.1. Verifica di stabilità della diagonale di facciata

La controventatura di facciata è realizzata mediante diagonali, in ragione di una ogni quattro campi di ponteggio, in tubo avente le seguenti caratteristiche geometriche:

- Tubo : Ø 48.3 x 3.2 mm
- Area resistente: 4.53 cm²
- Raggio di inerzia: 1.60 cm
- Modulo di resistenza: 4.80 cm³
- Lunghezza geometrica a_3: 270 cm
- Eccentricità dei giunti ortogonali: 5.4 cm

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 su un modulo di ponteggio;

-Imperfezioni geometriche valutate in accordo alla C.N.R. 10027/85 punto 9.1.

L'azione massima su quattro stilate si verifica nelle condizioni di fuori servizio per neve a quota 12 m (ved. tabella al paragrafo 4.3.2.3), dove assume il valore:

$N_{vp+}F_{gp}$= 224.2 daN

Lo sforzo normale massimo sulla diagonale è pari a:

$F_{df}=(N_{vp+}F_{gp})/\cos \alpha_1$

con α_1= arcos b/ a_3= arcos 1.80/ 2.70= 48.18° (angolo sull'orizzontale)

risulta con cos α_1=0.666: F_{df} = 337daN

La luce libera di inflessione l_o della diagonale con β = 1 (vincoli assimilati a cerniera) risulta:

$l_o = \beta\ a_3$ = 270 cm;

la snellezza λ_{df} vale:

$\lambda_{df} = l_o/i$= 270/1.6=169

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

La verifica di stabilità, assumendo dal prospetto 7-IIa delle C.N.R. 10011/97 ω= 3.68 e dal prospetto 7-VII la tensione critica σ_{cr} = 710 daN/cm² in corrispondenza a λ= 169, e tenendo conto del momento flettente dovuto all'eccentricità dei giunti ortogonali *e* =5.4 cm, dà:

$$\sigma_{df} = \frac{\omega\ F_{df}}{A_{df}} + \frac{F_{df}\, e}{W\left(1 - \frac{\nu\ F_{df}}{\sigma_{cr} A_{df}}\right)} =$$

$$= \frac{3.68 \times 337}{4.53} + \frac{337 \times 5.4}{4.80\left(1 - \frac{1.33 \times 337}{710 \times 4.53}\right)} = 715 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

4.6.2. Verifica allo scorrimento dei giunti della diagonale di facciata

La verifica allo scorrimento della diagonale di facciata è soddisfatta in quanto il minore valore frattile della resistenza allo scorrimento del giunto ortogonale Fs nel caso più sfavorevole è pari a 1308 daN, mentre l'azione F_{df} sulla diagonale è pari a 337daN.

Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

v= Fs/ F_{df} =1308/337= 3.8 > 1.5

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

4.7.- Verifica del traverso

Caratteristiche geometriche:

-Tubo a sezione circolare:	Ø 48.3 x 3.2	mm
-Area resistente:	4.53	cm^2
-Modulo di resistenza:	4.80	cm^3

Dal calcolo eseguito mediante elaboratore con l'assunzione del valore frattile inferiore per la rigidezza del collegamento fra montante e traverso, il momento massimo nel tratto del traverso più sollecitato e il corrispondente sforzo normale nelle aste più sollecitate risultano essere (Elaborati B e C):

Sollecitazioni Massime	Servizio Asta N.43 a quota m 6.0 vento: verso l'esterno	Fuori servizio per neve Asta N.49 a quota m 18 vento: verso l'esterno
$M_{max}=\sqrt{(Mx^2+My^2)}$ (daN x cm)	$\sqrt{(6274^2+473^2)}=6292$	$\sqrt{(4012^2+752^2)}=4082$
N_{max} (daN)	116	149

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

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{116}{4.53} + \frac{6292}{4.80} = 1337 \text{ daN/cm}^2 < 1800\ \sigma_{adm}$$

Verifica allo scorrimento dei giunti del traverso

La verifica allo scorrimento dei giunti del traverso è soddisfatta in quanto il valore frattile della resistenza allo scorrimento del giunto ortogonale Fs nel caso più sfavorevole è pari a 1308 daN, mentre l'azione sul traverso è P=0.5x630= 315 daN (vedi paragrafo 4.5.1a)).
Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

$v = Fs / F_{df} = 1308/315 = 4.15 > 1.5$

4.8.- Verifica del corrente di parapetto

Caratteristiche geometriche:

-Tubo a sezione circolare:	Ø 48.3 x 3.2	mm
-Area resistente:	4.53	cm^2
-Modulo di resistenza:	4.80	cm^3
- Momento di inerzia:	11.59	cm^4

La verifica viene condotta per un'azione Q= 30 daN; in tali condizioni si ha:
M= 30 x 180/ 4= 1350 daN x cm
σ= M / W= 1350/4.80= 282 daN / cm^2 < 1600 daN / cm^2

Sotto l'azione Q= 30 daN la freccia f è pari a:

$$f = \frac{30 \times 180^3}{48 \times 2.06 \times 10^6 \times 11.59} = 0.152 = 1.52 \text{ mm} < 35 \text{ mm}$$

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

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

$$f = \frac{125 \times 180^3}{48 \times 2.06 \times 10^6 \times 11.59} = 0.636 = 6.36\ mm < 200\ mm$$

4.9. - Verifiche degli elementi del parasassi.

4.9.1.-Verifica del traverso

Dal calcolo automatico risulta che la condizione più gravosa per il traverso del parasassi è quella di fuori servizio per neve, con vento diretto verso l'esterno del ponteggio (Elaborato C). Si trova (asta N.92):

momento massimo : M_{max} = 4598 daN x cm

sforzo normale massimo di compressione: N_{max} = 166 daN

La tensione massima risulta:

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{166}{4.53} + \frac{4598}{4.80} = 995\ daN/cm^2 < 1800\ daN/cm^2\ \sigma_{adm}$$

Verifica allo scorrimento dei giunti

La verifica allo scorrimento dei giunti ortogonali di collegamento del traverso al montante è soddisfatta in quanto il minimo valore frattile della resistenza allo scorrimento Fs nel caso più sfavorevole risulta pari a 1308 daN, mentre l'azione di compressione del traverso sul montante è N_{max}= 432 daN. Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

$v = Fs / N_{max} = 1308/432 = 3.0 > 1.5$

4.9.2.-Verifica del tirante

Dai calcoli eseguiti con l'elaboratore, il tirante superiore (asta 91) nella condizione più gravosa (fuori servizio per neve con vento diretto verso l'esterno del ponteggio) risulta sottoposto a carico di trazione pari a N_{max}= 329 daN, dovuto alle azioni del vento, del peso proprio e della neve sullo schermo parasassi. Tenendo conto della eccentricità dell'azione assiale pari a 5.4 cm, il momento flettente agente è pari a:

M_{max} = 329x5.4= 1777 daN x cm

La tensione massima risulta:

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{329}{4.53} + \frac{1777}{4.80} = 443\ daN/cm^2 < 1800\ daN/cm^2\ \sigma_{adm}$$

Verifica allo scorrimento del giunto girevole del tirante

La verifica allo scorrimento dei giunti girevoli per il collegamento del tirante è soddisfatta in quanto il minimo valore frattile della resistenza allo scorrimento Fs di tale giunto nel caso più sfavorevole risulta pari a 1373 daN, mentre l'azione sul tirante è N_{max}= 329 daN.
Il coefficiente di sicurezza risulta pari a:

$v = Fs / N_{max} = 1373/329 = 4.17 > 1.5$

18 Settembre 2007

Comiponi S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

4.18. Verifiche per gli impalcati in legname

Caratteristiche della tavole assunte nel calcolo:

Tipo di tavole:	20x5 cm
Distanza fra gli appoggi:	l = 180 cm
Larghezza impalcato:	b= 100 cm
Momento di inerzia:	J = 208.3 cm^4
Modulo di resistenza:	W= 83.3 cm^3
Modulo di elasticità :	E = 105000 daN/cm^2
Peso proprio:	q_p= 30 daN/m^2
Tensione ammissibile	σ = 60 daN/cm^2

La verifica viene effettuata su una tavola di impalcato soggetta all'azione del peso proprio pari a 10.8 daN e alternativamente ad una delle seguenti azioni:

1) Carico ripartito di servizio : q = 300 daN/m^2
2) Carico concentrato Q=2/5x300=120 daN applicato su superficie 0.2x0.5 m^2
3) Carico concentrato Q'=100 daN applicato su una superficie parziale di 0.2x0.2 m^2
4) Carico ripartito di q' = 500 daN/m^2 applicato nel caso più sfavorevole sull'intera superficie della tavola avente area 1.8x0.2=0.36 m^2

Ponendo :

carico ripartito dovuto al peso proprio : q_p=30x0.2= 6 daN/m =0.06 daN/cm
carico di servizio nella I condizione di carico: q =300x0.2 = 60 daN/m = 0.6 daN/cm
carico di servizio nella IV condizione di carico: q =500x0.2 = 100 daN/m =1.0 daN/cm

si trova nei vari casi:

$$M_1 = \frac{q_p + q}{8} l^2 = \frac{0.06 + 0.6}{8} 180^2 = 2673 \text{ daN x cm}$$

$$M_2 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{50}{4}\right) = 243 + 4650 = 4893 \text{ daN x cm}$$

$$M_3 = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{Q'}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{20}{4}\right) = 243 + 4250 = 4493 \text{ daN x cm}$$

$$M_4 = \frac{q_p + q_4}{8} l^2 = \frac{0.06 + 1.0}{8} 180^2 = 4293 \text{ daN x cm}$$

Il valore massimo del momento flettente si ha nel caso 2 e vale M_{max} = 4893 daNxcm;
La tensione corrispondente nella tavola vale:

$$\sigma_{max} = M_{max} / W = 4893 / 83.3 = 58.8 \text{ daN/cm}^2 < 60 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica della freccia
La freccia massima risulta nei vari casi:

$$f_{1max} = \frac{5(q_p + q_1)l^4}{384EJ} = \frac{5x0.66x180^4}{384x105000x208.3} = 0.4 \text{cm} = 4.1 \text{mm}$$

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

$$= \frac{120}{384x105000x208.3}(8x180^3 - 4x180x50^2 + 50^3) = 0.64 \text{cm} = 6.4 \text{mm}$$

$$f_{3max} = \frac{100}{384x105000x208.3}(8x180^3 - 4x180x20^2 + 20^3) = 0.55 \text{cm} = 5.5 \text{mm}$$

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

$$f_{4max} = \frac{5(q_p + q_4)l^4}{384EJ} = \frac{5x1.06x180^4}{384x105000x208.3} = 0.66cm = 6.6mm$$

La freccia massima risulta in tutti i casi:
fmax < 1800/100 = 18 mm
fmax < 20 mm

4.20-Verifica degli ancoraggi per lo schema di ponteggio normale

4.20.1 -Calcolo delle azioni sugli ancoraggi in grado di resistere a forze perpendicolari al piano di facciata.

Le massime reazioni vincolari orizzontali (fuori servizio per neve) risultano:
H_v = ± 450 daN ai piani II e III interessati dalle azioni del parasassi
H_v = ± 280 daN ai rimanenti piani.
Ai piani II e III con l'ancoraggio ogni due stilate, la massima azione sugli ancoraggi risulta pari a:
S_{max}= ± 2x450 = 900 daN
ai rimanenti piani risulta pari a:
S_{max}= ± 2x280 = ± 560 daN

4.20.2 Verifica degli ancoraggi normali in grado di resistere a forze perpendicolari al piano di facciata per azioni pari a ± 560 daN

4.20.2.1- *Verifica dell'ancoraggio a cravatta*

Nel caso che l'azione sugli ancoraggi sia non superiore a 560 daN può essere utilizzato un ancoraggio a cravatta, impiegando giunti ortogonali. Essendo nel caso più sfavorevole il valore frattile del carico convenzionale di scorrimento pari a 1308 daN, risulta un coefficiente di sicurezza:
v= 1308/560 = 2.33>1.5

4.20.2.2*Verifica dell'ancoraggio ad anello.*

Assegnando al tondino un diametro di mm 16 in S 355 JR avente le seguenti caratteristiche statiche:
- Area resistente: A= 2.01 cm^2
- Modulo di resistenza: W= 0.40 cm^3

La tensione massima con un azione massima sugli ancoraggi pari a 560 daN, assumendo un diametro medio dell'anello di cm 4.83+1.6=6.43, risulta:

$$\sigma = \frac{560}{2 \times 2.01} + 0.144 \times \frac{560 \times 6.43}{0.40} = 1436 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm} 2700 \text{ daN/cm}^2$$

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

4.20.2.3- *Verifica del tondo del distanziale di ancoraggio*

Il tondo del distanziale di ancoraggio in S 355 JR di diametro mm 20 ha le seguenti caratteristiche statiche:
- Area resistente: A= 3.14 cm^2
- Modulo di resistenza: W= 0.79 cm^3

La tensione massima in corrispondenza dell'azione massima sull'ancoraggio di 560 daN risulta:

$$\sigma = \frac{560}{3.14} + \frac{560x\,2.0}{0.79} = 1596 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm} 2700 \text{ daN/cm}^2$$

Il tondo deve essere adeguatamente ancorato a parti stabili della struttura.

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

4.20.3 Verifica degli ancoraggi **speciali** in grado di resistere a forze perpendicolari al piano di facciata per azioni pari a ± 900 daN

4.20.3.1 *Verifica dell'ancoraggio ad anello.*

Assegnando al tondino un diametro di mm 16 in S 355 JR avente le seguenti caratteristiche statiche:

- Area resistente: A= 2.01 cm^2
- Modulo di resistenza: W= 0.40 cm^3

La tensione massima con un azione massima sugli ancoraggi pari a 900 daN, assumendo un diametro medio dell'anello di cm 4.83+1.6=6.43, risulta:

$$\sigma = \frac{900}{2 \times 2.01} + 0.144 \times \frac{900 \times 6.43}{0.40} = 2308 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm} 2700 \text{ daN/cm}^2$$

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

4.20.3.2- *Verifica del tondo del distanziale di ancoraggio*

Il tondo del distanziale di ancoraggio in S 355 JR di diametro mm 20 ha le seguenti caratteristiche statiche:

- Area resistente: A= 3.14 cm^2
- Modulo di resistenza: W= 0.79 cm^3

La tensione massima in corrispondenza dell'azione massima sull'ancoraggio di 900 daN risulta:

$$\sigma = \frac{900}{3.14} + \frac{900 \times 2.0}{0.79} = 2566 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm} 2700 \text{ daN/cm}^2$$

Il tondo deve essere adeguatamente ancorato a parti stabili della struttura.

4.20.4 Verifica ancoraggi **speciali a V** in grado di resistere a forze parallele al piano di facciata per azioni pari a ± 780 daN

Gli ancoraggi speciali a V, con l'impiego di due stocchi e tasselli meccanici o chimici, devono essere in grado di resistere, oltre alle azioni normali alla facciata, anche alle azioni parallele alla facciata stessa. L'azione massima in tale direzione, nell'ipotesi di disporre tali ancoraggi in ragione di uno ogni otto stilate, con un angolo di 45° è pari a H_v=391.5+385.9 = 780 daN (azioni rispettivamente a quota 12 e 14 m, ved. tabella al paragrafo 4.3.2.3). Su ciascuno dei due ancoraggi l'azione vale :

H'v = 780 cos 45°= 552 daN

e cioè inferiore a quella assunta ai paragrafi precedenti. Si omette pertanto ogni ulteriore verifica.

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

CAPITOLO 5. ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

5.0.- 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 allo 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 rigidezze nel piano di stilata ed in pianta.

5.1.-Modalità di conduzione delle prove

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

- Larghezza:

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

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 5.3.

5.2.- Modalità di realizzazione del saggio

5.2.1.-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.

5.2.2.- 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.

5.3.-Carichi di prova

I carichi di prova devono essere individuati dal progettista in modo da realizzare su i montanti delle stilate un a tensione media staticamente equivalente ad una volta e mezza quella massima desunte dalla più sfavorevole condizione di carico prevista nella relazione di carico.

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

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

-V.1-

verticali da applicare agli impalcati per indurre sui montanti stati tensionale 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 10011/97.

5.4.- 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:

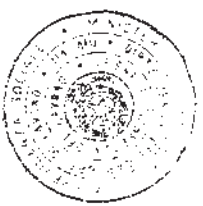
a) che i carichi di prova siano applicati a distanza senza esposizione diretta da parte di operatori, ma ricorrendo a sistemi appropriati (carichi idraulici, martinetti, ecc.) attivabili da posizione di sicurezza;

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 condizione di pericolo;

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

5.5.- 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.



18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

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

6.0 Premessa

Oltre alle seguenti istruzioni di 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 M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
-D.M.22/5/1992 N.466 del M.L.P.S.: "Riconoscimento di efficacia..";
-D.M. 23/3/1990 N.115 del M.L.P.S.:"Riconoscimento di efficacia..";
-D.P.R. 24/5/1988 N.224 "Responsabilità per danno da prodotti difettosi"
-D.Lgs. 17/3/1995 N.115 "Sicurezza generale dei prodotti".
-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;
-Circolare N.149 del 22.11.1985 del M.L.P.S.: "Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi";
-Lettera N.22268/PR-7 del 22.5.1982 del M.L.P.S.: " Requisiti dimensionali";
-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";
-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.
-Circolare del M.L.P.S. N.85 del 9.11.1978- Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi
- D.Lgs. 19/9/1994 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, 977/427/CE, 98/24/CE, 99/38/CE, 99/92/CE, 2001/45/CE, 2003/10/CE, 2003/18/CE riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori sul luogo di lavoro";
- 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";
- 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"
- Circolare N.46 del 11.7.2000 del M.L.P.S.: "Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi".
- 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".
- Circolare N.20/2003 del 23.5.03-Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi.
- Circolare N.30/2003 del 29.9.03-Chiarimenti concernenti la definizione di fabbricante di ponteggi metallici fissi.
- Decreto lgs. 8 luglio 2003 N.235- Attuazione della direttiva 2001/45/CE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e della salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori.
- Circolare N.28/2004 del 8.7.2004-Chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi.
- Accordo del 26.01.06 in Sede di Conferenza permanente stato, regioni e province autonome, in attuazione degli articoli 36-quater, comma 8, e 36-quinquies, comma 4, del decreto legislativo 19 settembre 1994, n. 626, in materia di prevenzione e protezione dei lavoratori sui luoghi di lavoro, per l'individuazione dei soggetti formatori, della durata, degli indirizzi e dei requisiti minimi di validità dei corsi di formazione teorica-pratica per lavori addetti a lavori temporanei in quota (*Gazzetta Ufficiale n. 45 del 23/2/2006)*
- Circolare N.25/2006 del 13.9.2006- Obblighi del datore di lavoro relativi all'impiego dei ponteggi: Contenuti minimi del PI.M.U.S.
- Circolare N.30/2006 del 3.11.2006- Obblighi del datore di lavoro relativi all'impiego dei ponteggi
- 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 PI.M.U.S. e di formazione.

6.1.-Generalità

6.1.1.- Il disegno esecutivo, unitamente alla copia della autorizzazione e al piano di montaggio-uso-smontaggio (PI.M.U.S.) di cui all'art. 36-quater del D.Lgs. N.626/1994, deve essere tenuto in cantiere a disposizione degli Organi di vigilanza.

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

-VI.I-

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 m 20 il disegno del cantiere deve essere firmato dal responsabile del cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante, mentre per i ponteggi di altezza superiore a m 20, per ponteggi non conformi agli schemi tipo e per opere speciali, comprese le partenze speciali, deve essere redatto un progetto firmato da un ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione ed inscritto negli Albi professionali. E' vietato montare sul ponteggio tabelloni pubblicitari, graticciati, teli o altre schermature a meno che non si sia provveduto a redigere apposito calcolo eseguito da ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione, con valutazioni relative all'azione sulla struttura del ponteggio, oltre che sugli ancoraggi, del vento presumibile per la zona ove il ponteggio è montato. Tale calcolo può tenere conto della permeabilità delle strutture servite.

6.1.2 In conformità all'Art. 36-quater del D.L. 626/94, nonché del DPR 14/56 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, nonché secondo il piano di montaggio-uso-smontaggio (Pi.M.U.S.) di cui all'art. 36-quater del D.Lgs. N.626/1994, utilizzando personale adeguatamente formato e addestrato. secondo quanto previsto dal su citato Decreto Legislativo e dal suddetto Accordo del 26.01.06.

6.1.3.- Gli elementi del ponteggio da utilizzare devono essere controllati,tenendo conto anche della Circolare MLPS 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.

6.1.4.- Gli addetti alle operazioni di montaggio, controllo e smontaggio devono essere forniti delle attrezzature necessarie comprese quelle indicate nel Pi.M.U.S di cui all'art. 36-quater del D.Lgs. N.626/1994 ed usare inoltre, durante il lavoro, almeno i seguenti mezzi di protezione oltre quelli di cui al 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.

6.2.- Montaggio

Il montaggio deve essere eseguito secondo le seguenti istruzioni, oltre quelle di cui al Pi.M.U.S. redatto per ogni caso specifico:

6.2.1. Appoggio sul terreno

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

- la ripartizione del carico sul piano di 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. Le piastre di base vanno fissate ad elementi di ripartizione, che devono interessare almeno due montanti contigui.

6.2.2. -Nel corso del montaggio del ponteggio si devono costantemente verificare, tenendo conto anche della Circ. MLPS N.46/2000;

- la distanza tra il ponteggio e l'edificio in modo da assicurare, seguendo il disegno esecutivo e il Pi.M.U.S., la realizzazione degli 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 dello spinotto a croce di collegamento assiale dei tubi e del relativo

giunto;
- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, delle controventature di facciata e degli impalcati, seguendo il normale progredire del ponteggio ed in conformità ai disegni esecutivi.

Il traverso più alto del ponteggio in corso di costruzione non deve superare l'ultimo ordine di ancoraggi di oltre 4 m. Ove per esigenze specifiche fosse necessaria un'altezza libera di ponteggio superiore a m 4 oltre l'ultimo ancoraggio, dovranno essere previsti nel progetto 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 di appoggio e la resistenza degli elementi di ripartizione del carico;
- viene eseguito il tracciamento della struttura e vengono posti in opera i montanti 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.
- il montaggio degli impalcati deve essere realizzato dall'impalcato del piano sottostante;
- qualora non sia prevista la presenza di impalcati a tutti i piani del 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 (20x5 cm, oppure 30x4 cm)aventi lunghezza non inferiore a m 4.0;
- 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 Tav. N.22 dell'All.A-Limiti di impiego), verso l'estremità del ponteggio.
- lo smontaggio di tale piano provvisorio di impalcato deve avvenire in senso inverso dall'estremità fino alla campata iniziale di partenza.

6.2.4. - Nel montaggio degli elementi costituenti il ponteggio devono osservarsi le seguenti istruzioni:
- ogni tubo deve essere fissato da almeno due giunti; il collegamento deve realizzare l'unione degli elementi in modo tale che la separazione degli stessi possa avvenire solo con intervento volontario e ne sia esclusa la disattivazione per causa accidentale;
- i collegamenti fra i montanti devono essere sfalsati sia nel piano di stilata, sia nel piano di facciata, per stilate contigue;
- il serraggio dei giunti venga effettuato con apposita chiave dinamometrica opportunamente tarata con il momento indicato dal fabbricante (6 daNxm);
- si devono realizzare collegamenti longitudinali (di facciata) mediante correnti e diagonali in conformità agli schemi tipo allegati al cap. 7);
- le giunzioni assiali verticali dei tubi devono essere realizzate mediante spinotti;
- quando le giunzioni assiali dei tubi sono previste nella mezzeria dei giunti colleganti ortogonalmente le aste del ponteggio, si deve assicurare che i tubi paralleli abbiano le giunzioni assiali sfalsate rispetto ai nodi strutturali e che, in qualunque giunto ortogonale, non vi sia più di una giunzione assiale;
- non devono essere realizzate giunzioni fuori dei nodi strutturali;
- le diagonali di facciata devono partire dal piede dei montanti ed essere fissate a mezzo di giunti a tutti i traversi incontrati;
- i tubi devono essere montati in modo da interessare l'intera lunghezza del giunto; in particolare nel primo e nell'ultimo campo i correnti e le diagonali devono essere inseriti sull'intera lunghezza del giunto ortogonale;
- i montanti di sommità devono superare di almeno 1.20 m l'ultimo impalcato o il piano di gronda;
- gli ancoraggi devono essere ancorati su strutture resistenti in conformità agli schemi di cui all'allegato capitolo 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;

18 Settembre 2007

Comiponi S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Benazza

- 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.

6.2.5 Accesso al ponteggio

L'accesso ai piani di ponteggio avverrà esclusivamente da ponteggio adiacente dotato di scale e botole appartenenti ad unica Autorizzazione Ministeriale, nel rispetto del comma 6 dell'art.8 del D.P.R N.164/56. Il numero di vani scala dovrà essere stabilito dal responsabile del cantiere, tenendo conto anche delle esigenze di esodo dei lavoratori.

6.3. – Impiego

6.3.1- I piani di ponteggio destinati al lavoro devono:

- avere impalcati realizzati come indicato nello schema tipo. Nel caso di utilizzo di tipi diversi dovranno essere osservate le modalità previste dalle disposizioni ministeriali 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, che mostri la compatibilità della modifica apportata con le esigenze di sicurezza e di stabilità;
- essere assicurati contro gli spostamenti e costituiti da tavole ben accostate tra loro e all'opera in costruzione. Per l'esecuzione dei lavori di rifinitura è consentito un distacco dalla muratura non superiore a cm 20. Le tavole di legno devono poggiare almeno su tre appoggi.
- le tavole in legname non devono presentare parti a sbalzo; le estremità delle tavole in legno devono essere sovrapposte in corrispondenza di ogni traverso per non meno di 40 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 fermapiede, rispondente agli schemi tipo, nel rispetto comune 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 non inferiore a cm 20;

c) le distanze tra corrente inferiore intermedio e fermapiede e tra corrente superiore e corrente inferiore non devono essere superiori a cm 60.

d) avere le tavole di legno esterne a contatto con i montanti;

e) essere tali che le tavole in legno non devono avere nodi passanti che riducano più del 10% la sezione resistente

- essere provvisti di impalcato di sicurezza (sottoponte di sicurezza), avente resistenza non inferiore a quella prevista nello schema del ponteggio per i piani destinati al lavoro e realizzato con tavole di legno assicurate in maniera adeguata contro gli spostamenti.

6.3.2- Protezioni contro la caduta dei 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'All.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 altezza di almeno 20 cm.

6.3.3- Sovraccarichi

I piani di lavoro non devono essere caricati con carichi di servizio superiori a quelli indicati negli schemi tipo dell'Allegato A. Inoltre i ponteggi devono essere provvisti di indicazione chiara e visibile delle condizioni massime ammissibili di carico.

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

6.3.4.- Precipitazioni nevose

Gli schemi tipo indicati nel cap. 7 sono applicabili senza ulteriori verifiche ad altitudini 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 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.

6.3.5. - Controlli

6.3.5.1. - Controlli periodici e straordinari

Il responsabile del cantiere, per quanto riguarda i controlli periodici e straordinari, tenendo conto della Circolare MLPS N. 46/2000, ad intervalli periodici (e comunque almeno ogni mese) o dopo violente perturbazioni atmosferiche o prolungate interruzioni del lavoro deve assicurarsi:

- dello stato degli appoggi;
- della verticalità dei montanti;
- del serraggio dei giunti (6 daNxm)
- dell'efficienza dei collegamenti;
- dell'efficienza degli ancoraggi e dei controventi, curando la sostituzione degli elementi di ridotta efficienza.

6.3.5.2.- Controlli giornalieri

Inoltre, in relazione ai controlli giornalieri, si devono far controllare da persona competente, tenendo conto della Circolare MLPS N. 46/2000:

- la regolarità degli impalcati e il loro fissaggio al ponteggio.
- la regolarità dei sistemi di protezione contro le cadute dall'alto 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.

6.3.6.- Impianti ed apparecchi elettrici

Gli impianti e gli apparecchi elettrici comunque interessati 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, oltre alle indicazioni riportate nel Pi.M.U.S., per ogni specifico cantiere, si devono osservare le seguenti istruzioni:

- lo smontaggio del ponteggio deve essere graduale;
- gli ancoraggi e le diagonali 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 far uso dei mezzi di protezione prescritti (v. 6.1.4);
- lo smontaggio degli impalcati deve avvenire sempre operando dagli impalcati sottostanti.

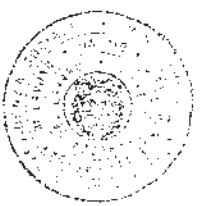
18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

CAPITOLO 7 – SCHEMI-TIPO DI PONTEGGIO CON L'INDICAZIONE DEI MASSIMI AMMESSI DI SOVRACCARICO, DI ALTEZZA DEI PONTEGGI E DI LARGHEZZA DEGLI IMPALCATI PER I QUALI NON SUSSISTE L'OBBLIGO DEL CALCOLO PER OGNI SINGOLA APPLICAZIONE.

Gli schemi-tipo del ponteggio con l'indicazione dei massimi sovraccarichi ammessi, dell'altezza dei ponteggi, della larghezza degli impalcati, per i quali non sussiste l'obbligo di calcolo per ogni singola applicazione sono qui di seguito riportati:

Tav. N. 0- Tabella pesi
Tav. N. 1- Tubi zincati e verniciati
Tav. N. 2- Spinotto a croce
Tav. N. 3- Giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo - Assieme
Tav. N. 4- Giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo - Nucleo
Tav. N. 5- Giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo - Cappello
Tav. N. 6- Giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo - Particolari
Tav. N. 7- Giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo -Assieme
Tav. N. 8- Giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo- Seminucleo
Tav. N. 9- Giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo -Cappello
Tav. N. 10- Giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo -Particolari
Tav. N. 11- Basetta fissa
Tav. N. 12- Distanziali per ancoraggi
Tav. N. 13- Schema di montaggio ponteggio con schermo parasassi
Tav. N. 14- Particolare di montaggio dello schermo parasassi
Tav. N. 15- Particolare di montaggio dello schermo parasassi
Tav. N. 16- Particolare di montaggio dello schermo parasassi
Tav. N. 17- Particolare di un campo di ponteggio
Tav. N. 18- Particolare di un campo di ponteggio
Tav. N. 19- Particolare di un campo di ponteggio
Tav. N. 20- Schema degli ancoraggi normali
Tav. N. 21- Schema degli ancoraggi speciali
Tav. N. 22- Limiti di impiego
Tav. N. 23- Tolleranze sulle dimensionali e caratteristiche meccaniche dei materiali



18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE
Direzione Generale della Tutela delle Condizioni di Lavoro
Divisione VI
Allegato n°1 all'Autorizzazione di cui alla lettera
Prot. 16/VI/5605 **/ 14.03.01 in data** 12 NOV. 2007

PONTEGGIO METALLICO DA COSTRUZIONE A TUBI E GIUNTI
DENOMINAZIONE COMMERCIALE "**TG 180**"
Marchio "**COMIPONT**"
ELENCO TAVOLE ALLEGATO A

Tav. N. 0- Tabella pesi
Tav. N. 1- Tubi zincati e verniciati
Tav. N. 2- Spinotto a croce
Tav. N. 3- Giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo - Assieme
Tav. N. 4- Giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo - Nucleo
Tav. N. 5- Giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo - Cappello
Tav. N. 6- Giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo - Particolari
Tav. N. 7- Giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo -Assieme
Tav. N. 8- Giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo- Seminucleo
Tav. N. 9- Giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo -Cappello
Tav. N. 10- Giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo -Particolari
Tav. N. 11- Basetta fissa
Tav. N. 12- Distanziali per ancoraggi
Tav. N. 13- Schema di montaggio ponteggio con schermo parasassi
Tav. N. 14- Particolare di montaggio dello schermo parasassi
Tav. N. 15- Particolare di montaggio dello schermo parasassi
Tav. N. 16- Particolare di montaggio dello schermo parasassi
Tav. N. 17- Particolare di un campo di ponteggio
Tav. N. 18- Particolare di un campo di ponteggio
Tav. N. 19- Particolare di un campo di ponteggio
Tav. N. 20- Schema degli ancoraggi normali
Tav. N. 21- Schema degli ancoraggi speciali
Tav. N. 22- Limiti di impiego
Tav. N. 23- Tolleranze sulle dimensionali e caratteristiche meccaniche dei materiali

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

COMIPONT S.p.A.	PONTEGGIO A TUBI E GIUNTI DA COSTRUZIONE DENOMINAZIONE COMMERCIALE TG 180 TABELLA PESI UNITARI DEGLI ELEMENTI	ALLEGATO A TAV. N. 0

N°	Elemento	PESI (daN)		TAV. N°
		verniciato	zincato	
1	Tubo	3.56 daN/m	3.70 daN/m	1
2	Spinotto a croce	0.50	0.55	2
3	Giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo	-	1.50	3-4-5-6
4	Giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo	-	1.85	7-8-9-10
5	Basetta fissa	1.10	1.20	11
6	Distanziali per ancoraggi da 300/500/1500 mm	1.5/2.2/5.7	1.6/2.4/6.0	12

NOTE:

1) Protezione degli elementi di ponteggio contro la corrosione
Tutti i giunti sono tropicalizzati- Gli altri elementi sono trattati con zincatura secondo la norma UNI EN 10240 oppure, in alternativa, con una mano di verniciatura antiruggine applicata per immersione.

2) Peso degli elementi di ponteggio

La tolleranza sul peso degli elementi su un lotto minimo di 1000 pezzi è di ± 5%.
La tolleranza sul peso dei tubi su un lotto minimo di almeno 1000 m è di ± 5%.

3) Marchio: "COMIPONT"
I marchi incisi hanno una profondità di 0.5 mm, i marchi in rilievo hanno uno spessore di 1 mm.

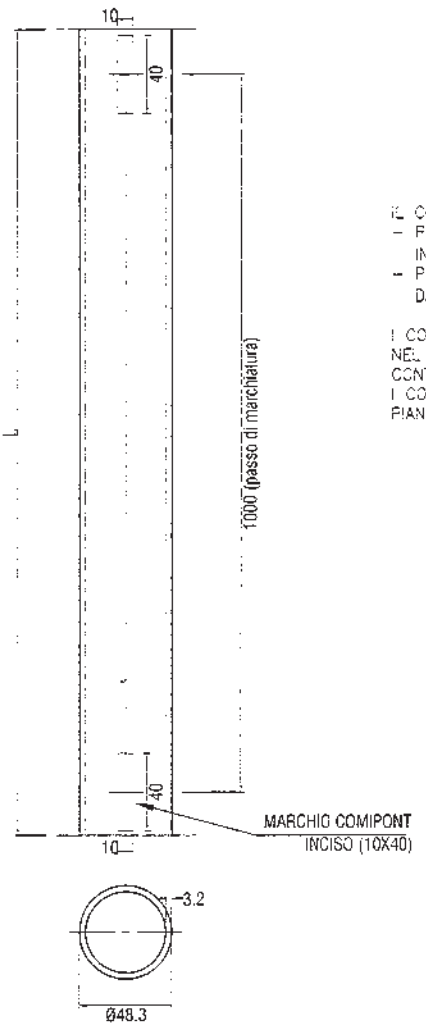
4) Tolleranza fori: ± 0.4 mm.

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

COMIPONT	TUBO ZINCATO E VERNICIATO	Allegato A Tav. N. 1

LUNGHEZZA ELEMENTI FONDAMENTALI	
L (m)	Funzione
1.50	traverso
1.50	corrente di testata
1.80/3.60/5.40	corrente di facciata
3.00/6.00	diagonale di facciata
2.0/4.0/6.0	montante



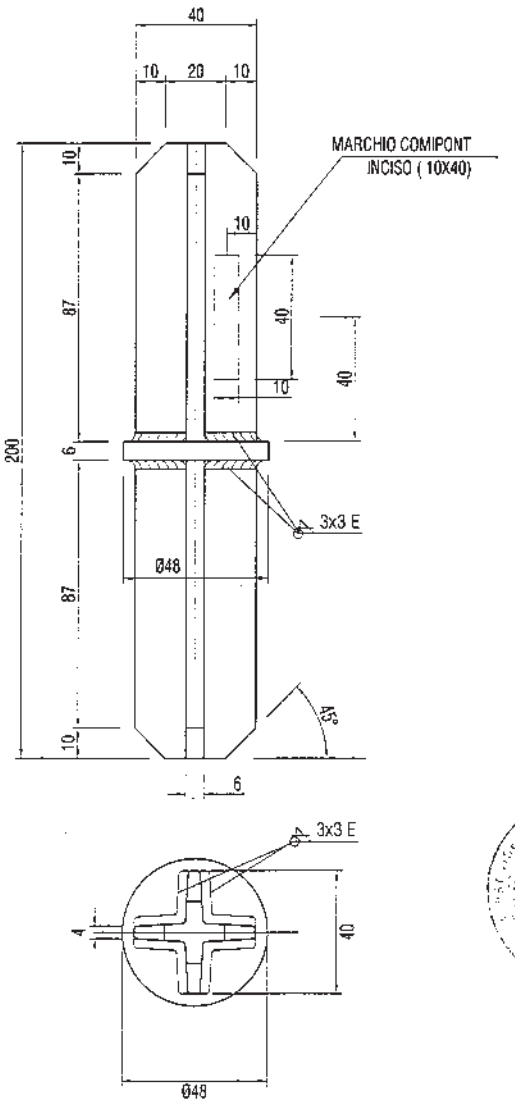
IL COLLEGAMENTO DEI SINGOLI TUBI DEVE ESSERE REALIZZATO:
- PER I MONTANTI IN CORRISPONDENZA DEI NODI INDIVIDUATI DALL'INCROCIO TRAVERSI–MONTANTI
- PER I CORRENTI IN CORRISPONDENZA DEI NODI INDIVIDUATI DALL'INCROCIO CORRENTI–MONTANTI

I COLLEGAMENTI FRA MONTANTI DEVONO ESSERE SFALSATI SIA NEL PIANO DI STILATA SIA NEL PIANO DI FACCIATA PER STILATE CONTIGUE
I COLLEGAMENTI DEI CORRENTI DEVONO ESSERE SFALSATI NEL PIANO DI FACCIATA

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

18 Settembre 2007

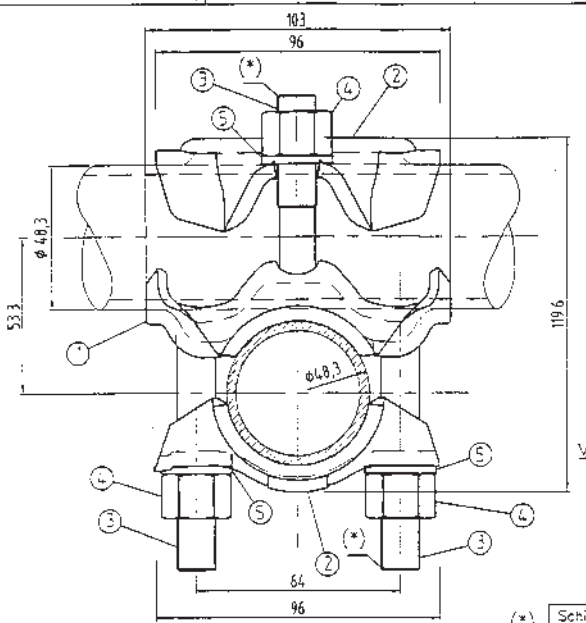
COMIPONT	SPINOTTO A CROCE	Allegato A Tav. N. 2



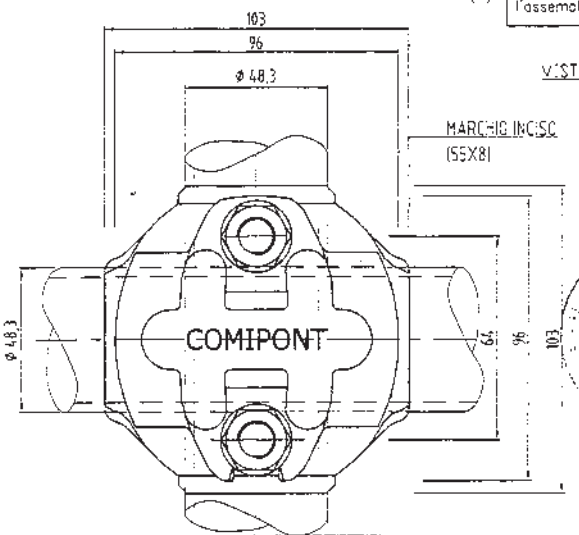
COMIPONT S.p.A.
...gale Rappresentante
...g. Adriano Bonazza

18 Settembre 2007

COMIPONT	GIUNTO ORTOGONALE TROPICALIZZATO A QUATTRO BULLONI CON CAPPELLI E NUCLEO STAMPATI A FREDDO-ASSIEME	Allegato A Tav. N. 3



(*) Schiacciatura filetto o punto di saldatura dopo l'assemblaggio per impedire lo sfilamento del dado



P	Denominazione	Q.tà	Rifer.	Mater.
5	RONDELLA	4	Tav. N. 6	S 275 JR
4	DADO	4	Tav. N. 6	
3	BULLONE CON MARTELLETTO	4	Tav. N. 6	
2	CAPPELLO Smin 5±0.24mm	2	Tav. N. 4	S 235 JR
1	NUCLEO Smin 5±0.24mm	1	Tav. N. 5	

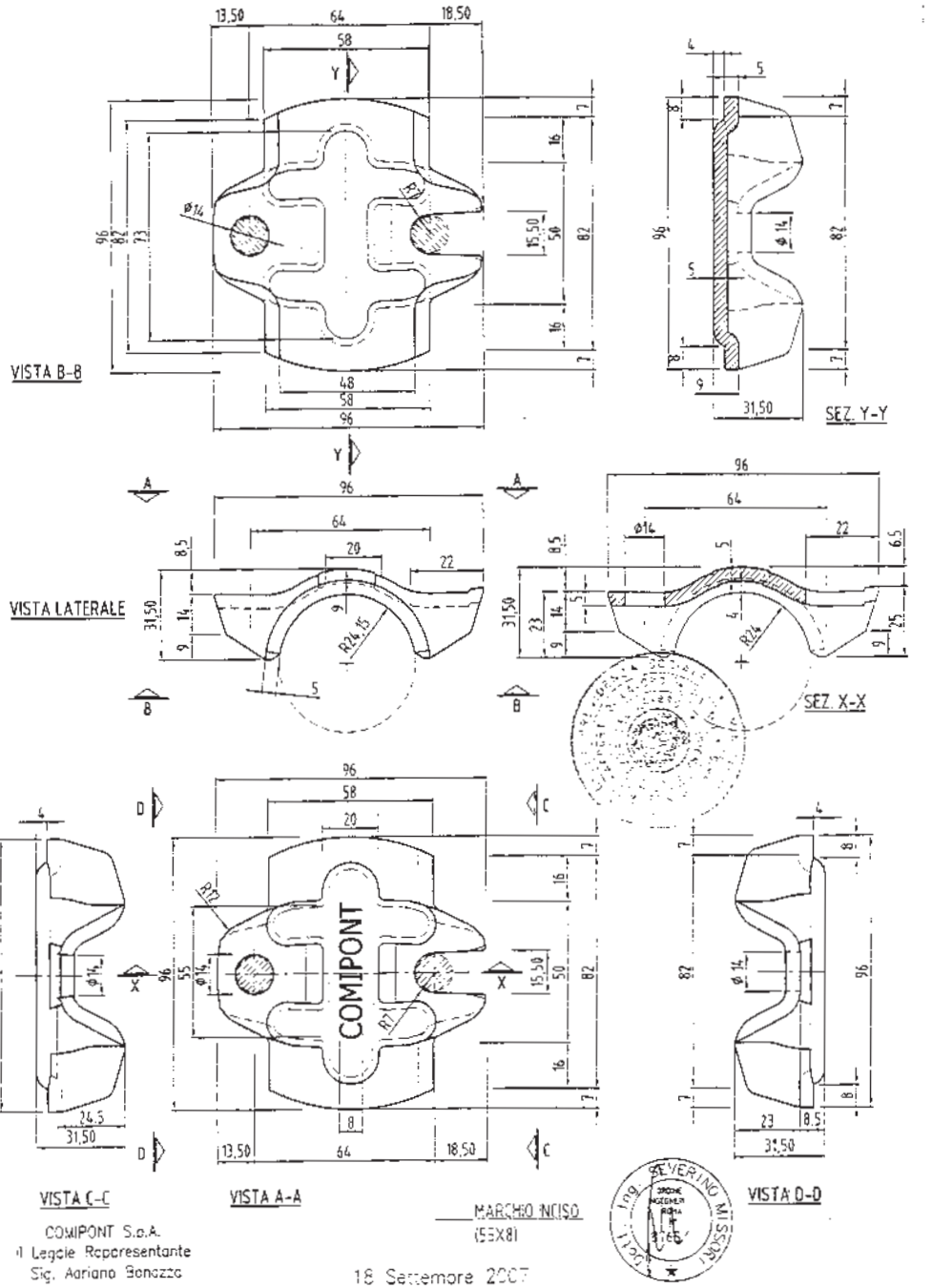
18 Settembre 2007

Valori carichi ammissibili

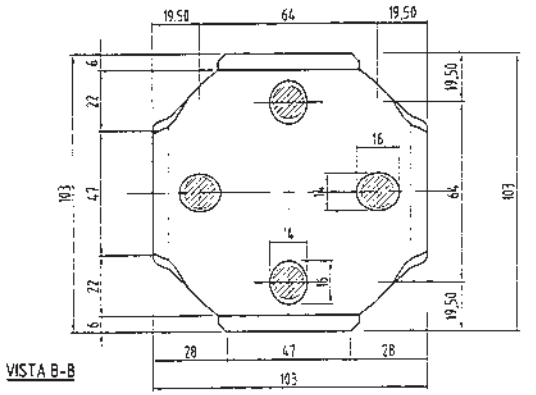
Tipo di prova	P 95% [daN]	P min [daN]	γ	P amm [daN]
Prova di scorrimento	1308	–	1.5	872
Prova di strappo	–	3140	2.2	1427
Prova di rigidezza angolare	M 95% inf. 0.5° = 40.45 daNm M 95% sup. 0.5° = 48.61 daNm			

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

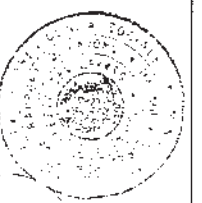
COMIPONT	GIUNTO ORTOGONALE TROPICALIZZATO A QUATTRO BULLONI CON CAPPELLI E NUCLEO STAMPATI A FREDDO-CAPPELLO	Allegato A Tav. N. 4

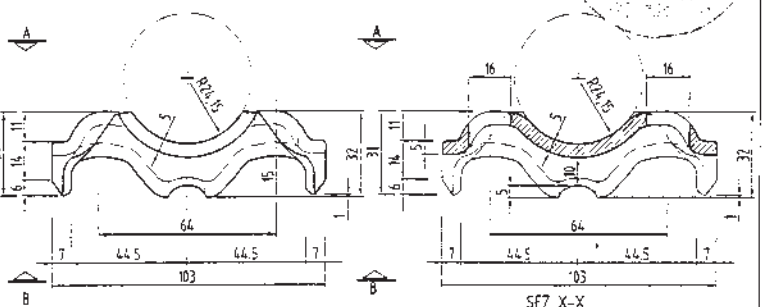


COMIPONT	GIUNTO ORTOGONALE TROPICALIZZATO A QUATTRO BULLONI CON CAPPELLI E NUCLEO STAMPATI A FREDDO-NUCLEO	Allegato A Tav. N. 5



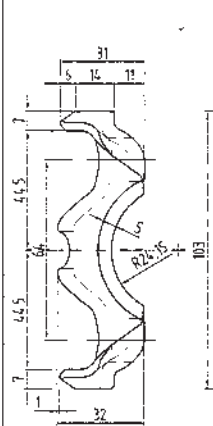
VISTA B-B



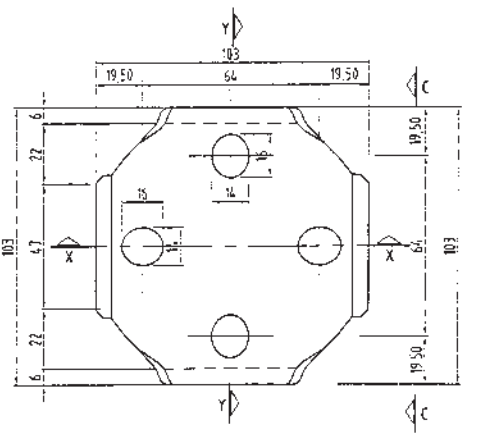


VISTA LATERALE

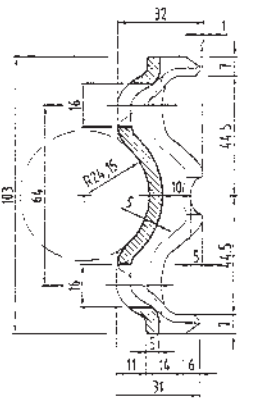
SEZ. X-X



VISTA C-C



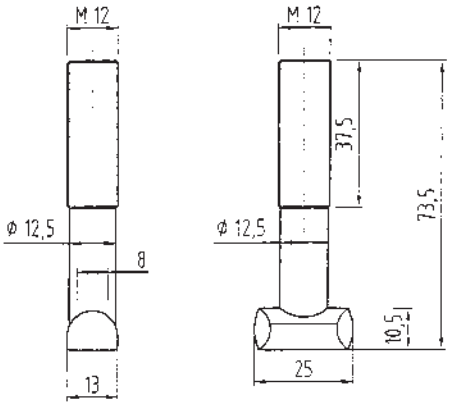
VISTA A-A



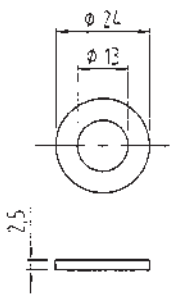
SEZ. Y-Y

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

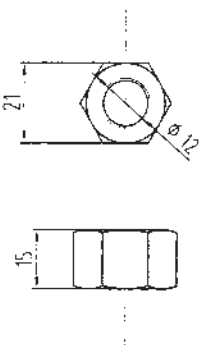
18 Settembre 2007



BULLONE A MARTELLETTO M12



RONDELLA

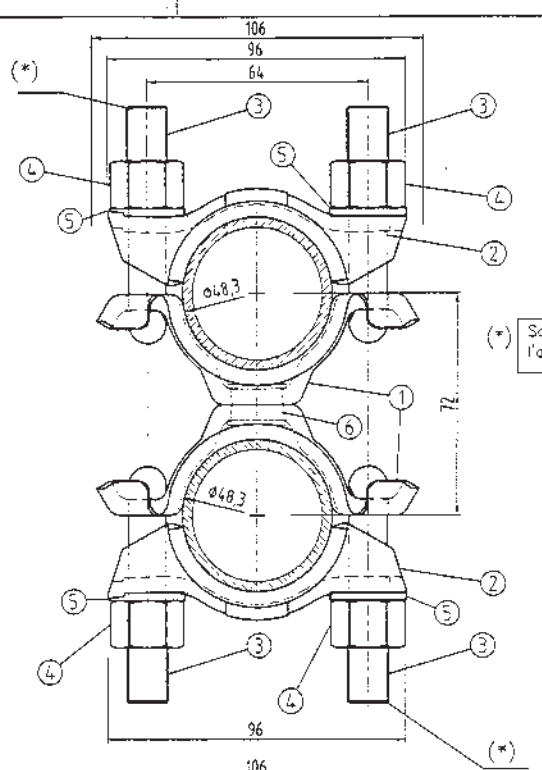


DADO M12

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

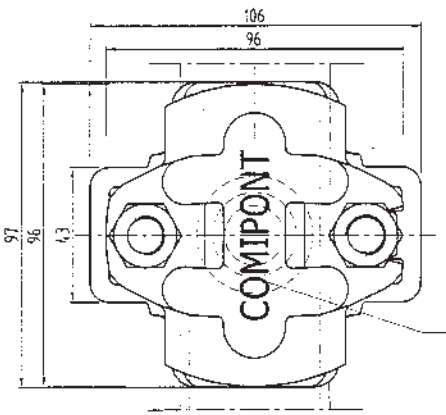
18 Settembre 2007

COMIPONT	GIUNTO GIREVOLE TROPICALIZZATO A QUATTRO BULLONI CON CAPPELLI E SEMINUCLEI STAMPATI A FREDDO-ASSIEME	Allegato A Tav. N. 7



(*) Schiacciatura filetto o punto di saldatura dopo l'assemblaggio per impedire lo sfilamento del dado

VISTA FRONTALE



VISTA SUPERIORE

MARCHIO INCISO (5X8)

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Benazzo

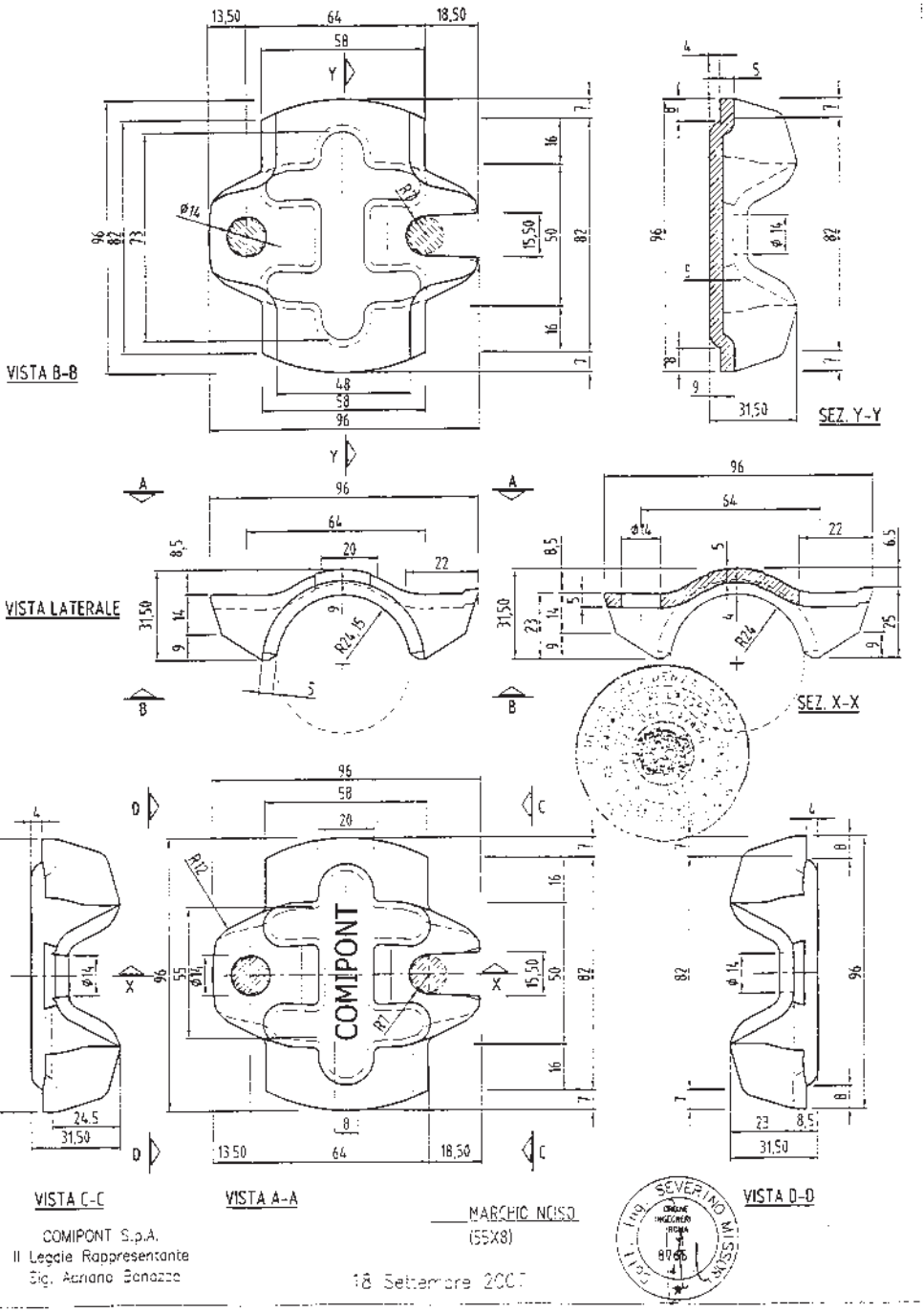
18 Settembre 2007

P.	Denominazione	Q.tà	Rifer.	Mater.
6	PERNO DI SNODO	1	Tav. N. 10	S 235 JR
5	RONDELLA	4	Tav. N. 10	S 275 JR
4	DADO	4	Tav. N. 10	
3	BULLONE CON MARTELLETTO	4	Tav. N. 10	
2	CAPPELLO Smin 5÷0.24mm	2	Tav. N. 8	S 235 JR
1	SEMINUCLEO Smin 5÷0.24mm	2	Tav. N. 9	

Valori carichi ammissibili

Tipo di prova	P 95% [daN]	P min [daN]	γ	P amm [daN]
Prova di scorrimento	1373	–	1.5	915
Prova di strappo	–	2588	2.2	1176

COMIPONT	GIUNTO GIREVOLE TROPICALIZZATO A QUATTRO BULLONI CON CAPPELLI E SEMINUCLEI STAMPATI A FREDDO-CAPPELLO	Allegato A Tav. N. 8

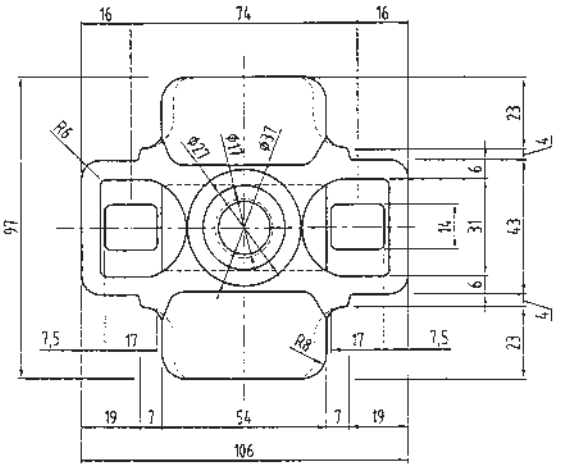


COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Benazzo

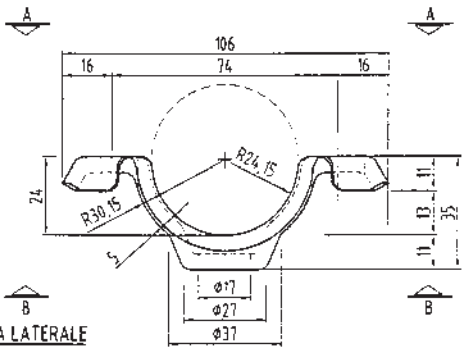
MARCHIO NOISO
(55X8)

18 Settembre 2007

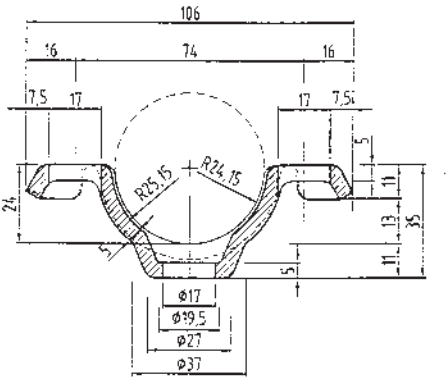
COMIPONT	GIUNTO GIREVOLE TROPICALIZZATO A QUATTRO BULLONI CON CAPPELLI E SEMINUCLEI STAMPATI A FREDDO-SEMINUCLEO	Allegato A Tav. N. 9



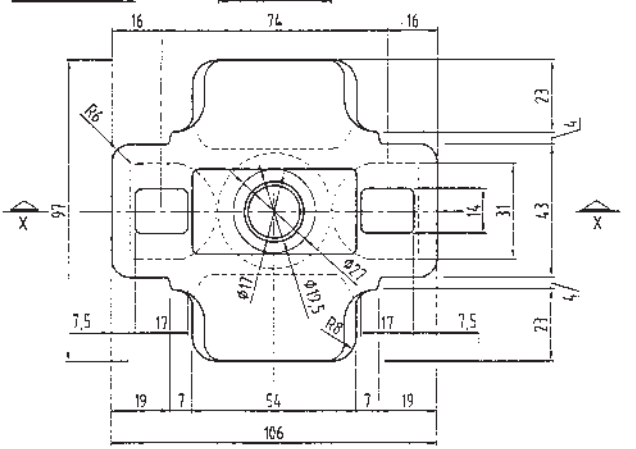
VISTA B-B



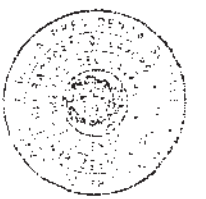
VISTA LATERALE



SEZ. X-X

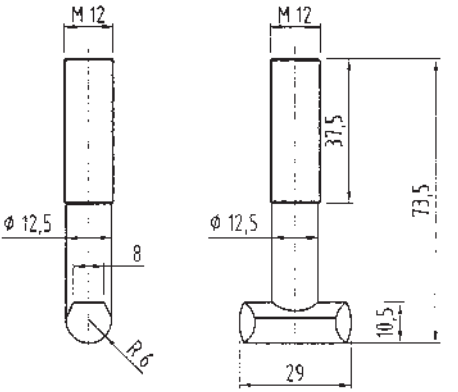


VISTA A-A

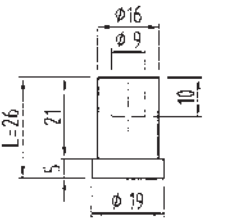


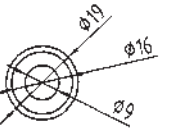
COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Benazza

18 Settembre 2007



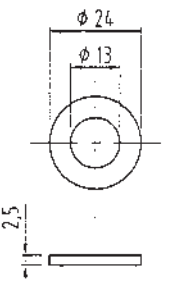
BULLONE A MARTELLETTO M12



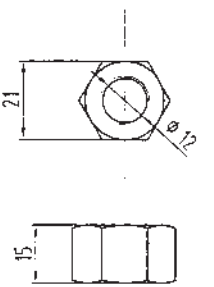


PERNO DI SNODO

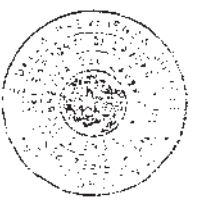
(L=LUNGHEZZA PERNO PRIMA CHE SIA RIBADITO)



RONDELLA



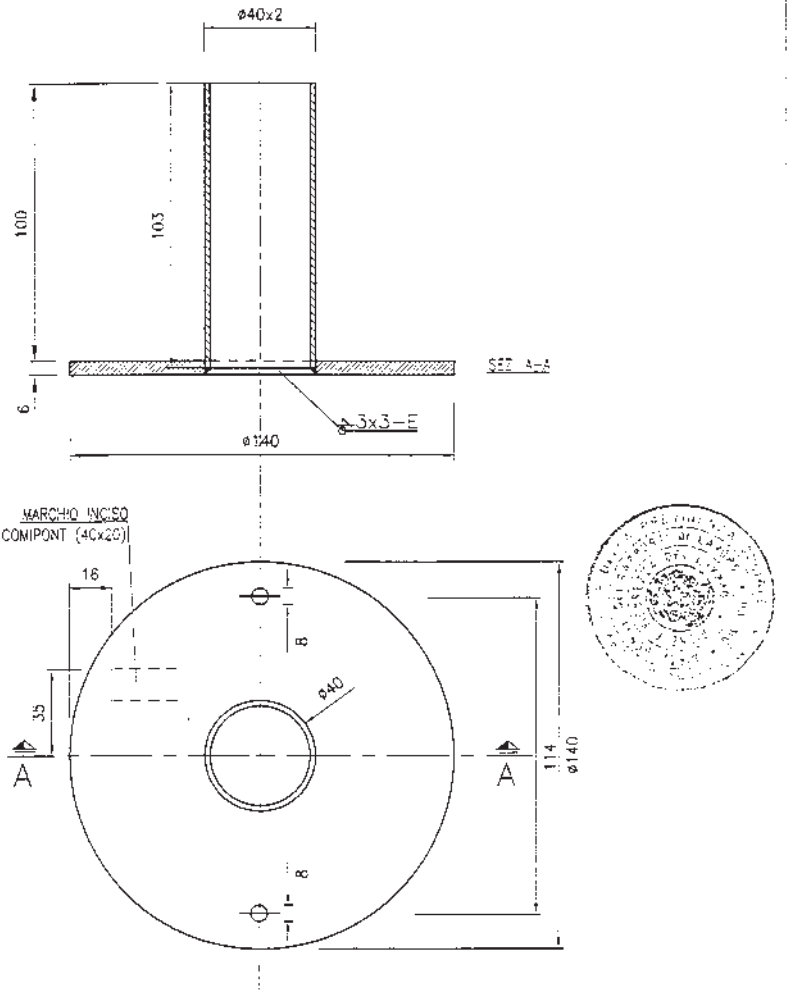
DADO M12



COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

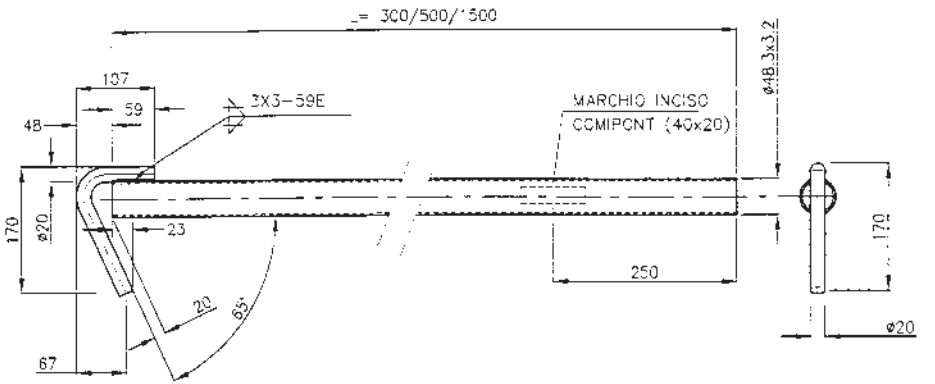
13 Settembre 2007

COMIPONT	BASETTA FISSA	Allegato A Tav. N. 11

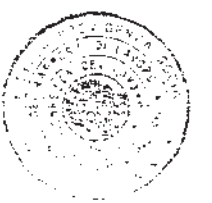


COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

18 Settembre 2007



DISTANZIALE DI ANCORAGGIO CON GANCIO

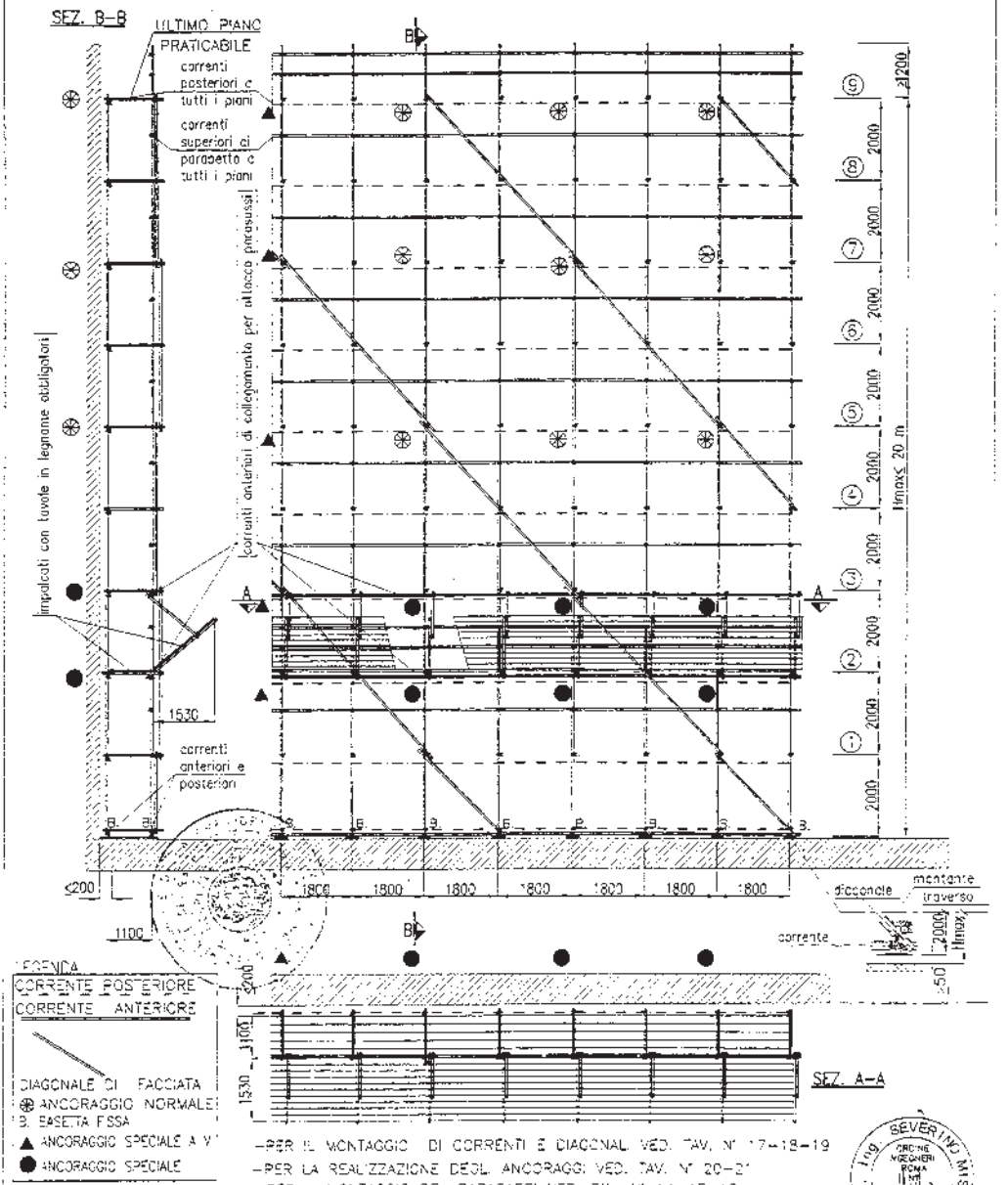


-I distanziali di ancoraggio sopra rappresentati devono essere accoppiati esclusivamente con giunti appartenenti alla presente Autorizzazione Ministeriale.

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Borazzo

18 Settembre 2007

COMIPONT	SCHEMA DI MONTAGGIO PONTEGGIO CON SCHERMO PARASASSI	Allegato A Tav. N. 13



–PER IL MONTAGGIO DI CORRENTI E DIAGONALI VED. TAV. N° 17–18–19
–PER LA REALIZZAZIONE DEGLI ANCORAGGI VED. TAV. N° 20–21
–PER IL MONTAGGIO DEI PARASASSI VED. TAV. N° 14–15–16

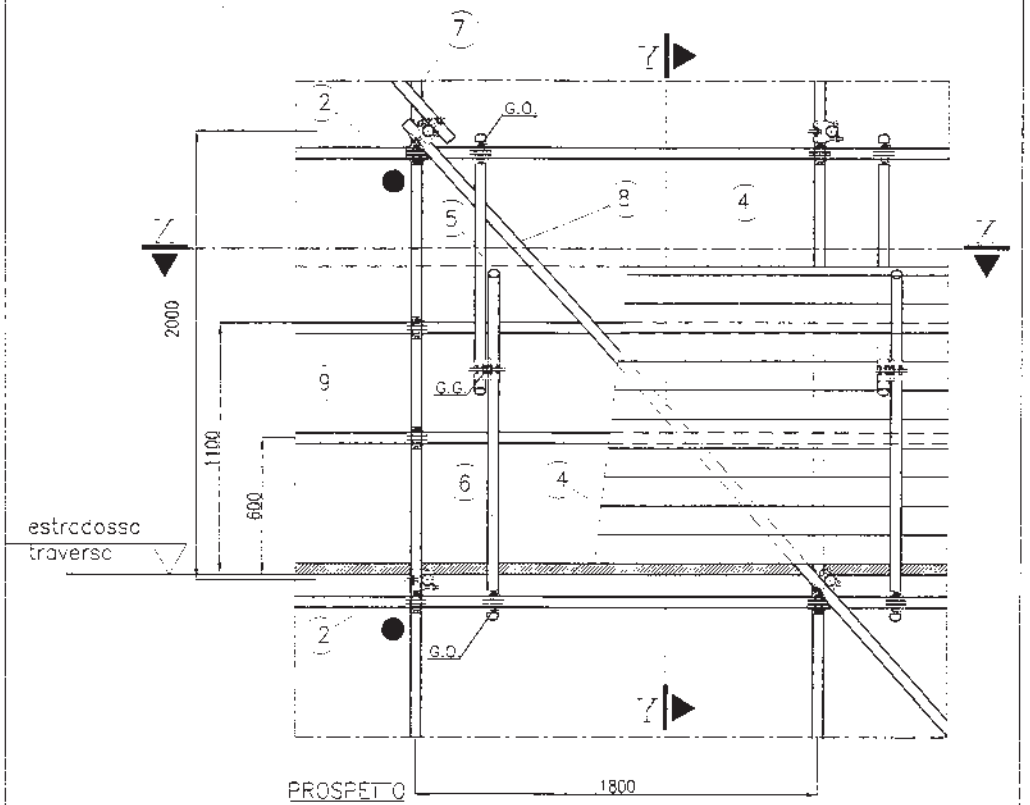
–PER I LIMITI DI IMPIEGO, LE AZIONI SUGLI ANCORAGGI E CARICHI AL PIEDE DEI MONTANTI VEDI TAV. N° 22
–AI PIANI ANCORATI DEVE ESSERE PREVISTO UN ANCORAGGIO SPECIALE A V (VED. TAV. N° 21) OGNI 8 STILATE

Hmax = ALTEZZA MASSIMA DEL PONTEGGIO DAL PIANO DI POSA DELL'ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEI MONTANTI ALL'ESTRADOSSO DELL'ULTIMO IMPALCATO

18 Settembre 2007

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Borazzo

COMIPONT	PARTICOLARE DI MONTAGGIO DELLO SCHERMO PARASASSI-PROSPETTO	Allegato A Tav. N. 14



PER LA SEZ. X–X V. TAV. N° 15
PER LA SEZ. Y–Y V. TAV. N° 16

LEGENDA

1– TRAVERSO
2– CORRENTE ANTERIORE PER COLLEGAMENTO PARASASSI
3– CORRENTE POSTERIORE
4– IMPALCATO OBBLIGATORIO CON TAVOLE IN LEGNAME 20x5–30x4 cm
5– TIRANTE DEL PARASASSI
6– TRAVERSO DEL PARASASSI
7– MONTANTE
8– DIAGONALE DI FACCIATA
9– CORRENTE PARAPETTO

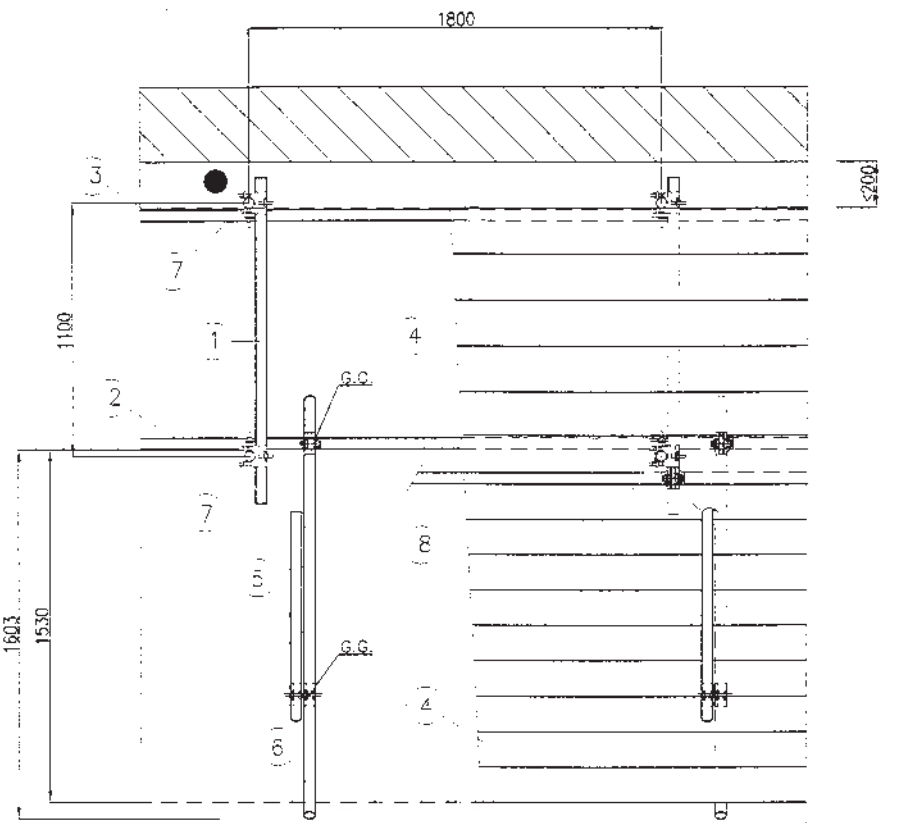
● ANCORAGGIO SPECIALE (V. Tav. N° 2')
G.G. GIUNTO GIREVOLE
GIUNTO ORTOGONALE

Ing. SEVERINO MISSORI
ORDINE INGEGNERI ROMA
8765

18 Settembre 2007

COMIPONT S.p.A.
Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

MESSERSI'	PARTICOLARE DI MONTAGGIO DELLO SCHERMO PARASASSI-SEZIONE	Allegato A Tav. N. 15



SEZ. X–X

LEGENDA

1– TRAVERSO
2– CORRENTE ANTERIORE PER COLLEGAMENTO PARASASSI
3– CORRENTE POSTERIORE
4– IMPALCATO OBBLIGATORIO CON TAVOLE IN LEGNAME 20x5–30x4 cm
5– TIRANTE DEL PARASASSI
6– TRAVERSO DEL PARASASSI
7– MONTANTE
8– DIAGONALE DI FACCIATA
9– CORRENTE PARAPETTO

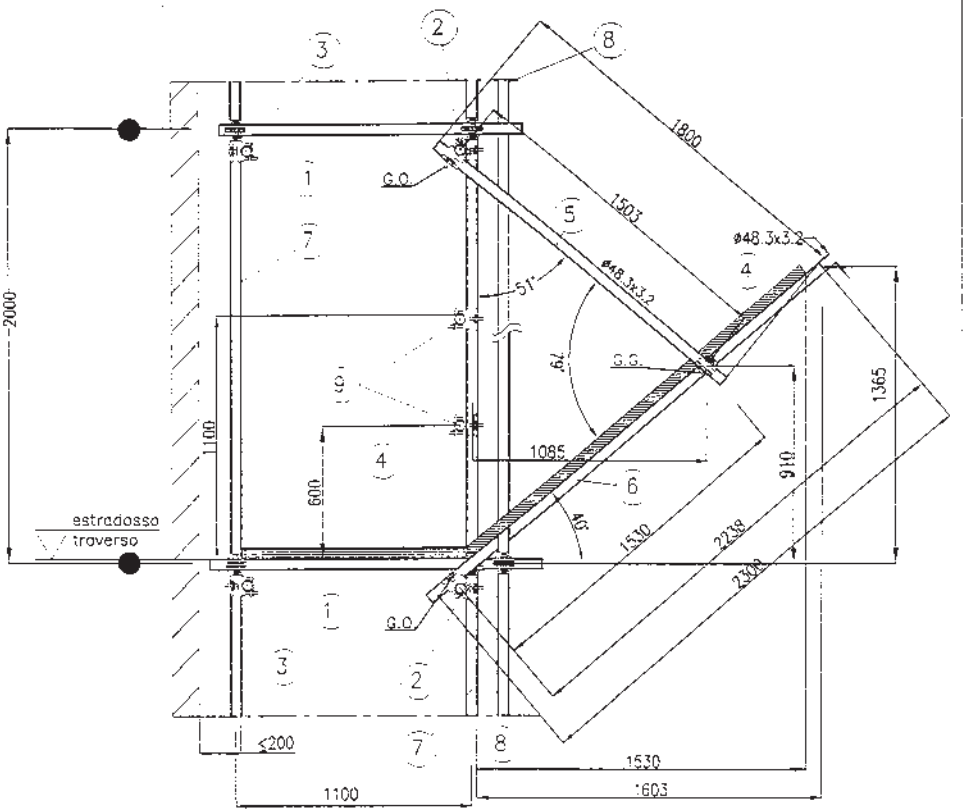
● ANCORAGGIO SPECIALE (V. Tav. N° 21)

G.G. GIUNTO GIREVOLE
G.O. GIUNTO ORTOGONALE

18 Settembre 2007

COMPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Dott. Adriano Bongazzo

COMIPONT	PARTICOLARE DI MONTAGGIO DELLO SCHERMO PARASASSI-SEZIONE	Allegato A Tav. N. 16



SEZIONE Y-Y

LEGENDA

1- TRAVERSO
2- CORRENTE ANTERIORE PER COLLEGAMENTO PARASASSI
3- CORRENTE POSTERIORE
4- IMPALCATO OBBLIGATORIO CON TAVOLE IN LEGNAME 20x5-30x4 cm
5- TIRANTE DEL PARASASSI
6- TRAVERSO DEL PARASASSI
7- MONTANTE
8- DIAGONALE DI FACCIATA
9- CORRENTE PARAPETTO

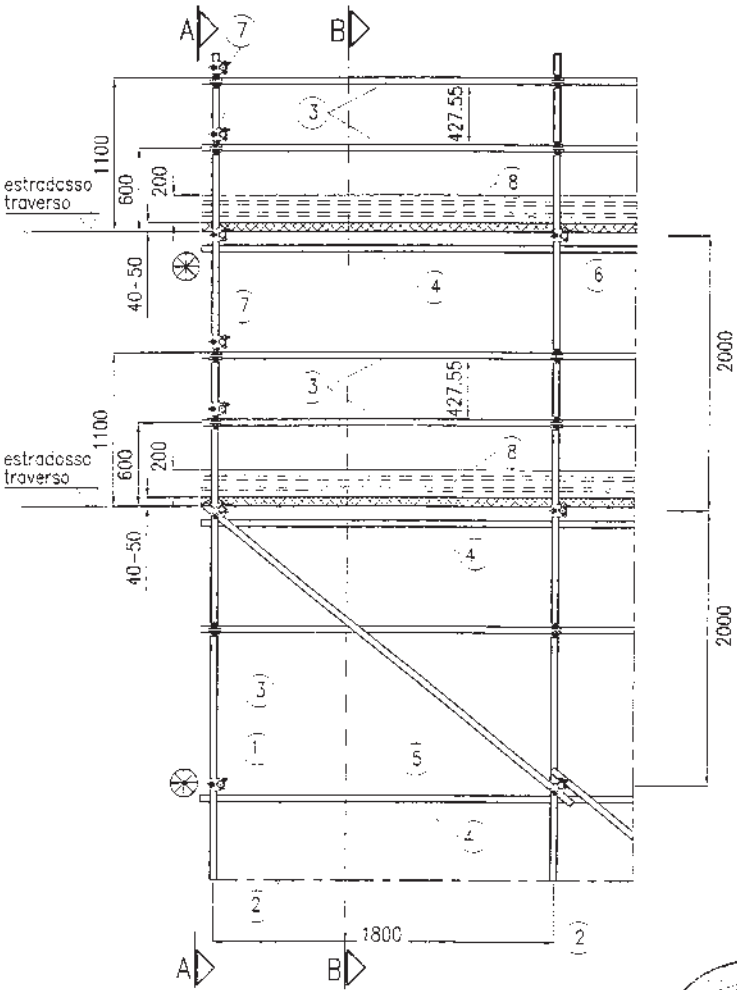
● ANCORAGGIO SPECIALE (V. Tav. N° 2°)

G.G. GIUNTO GIREVOLE
G.O. GIUNTO ORTOGONALE

18 Settembre 2007

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Stefano Gonzato

COMIPONT	PARTICOLARE DI UN CAMPO DI PONTEGGIO-PROSPETTO	Allegato A Tav. N. 17



PROSPETTO

PER LA VISTA A-A V. TAV. N° 18

PER LA SEZ. Y-Y V. TAV. N° 19

LEGENDA

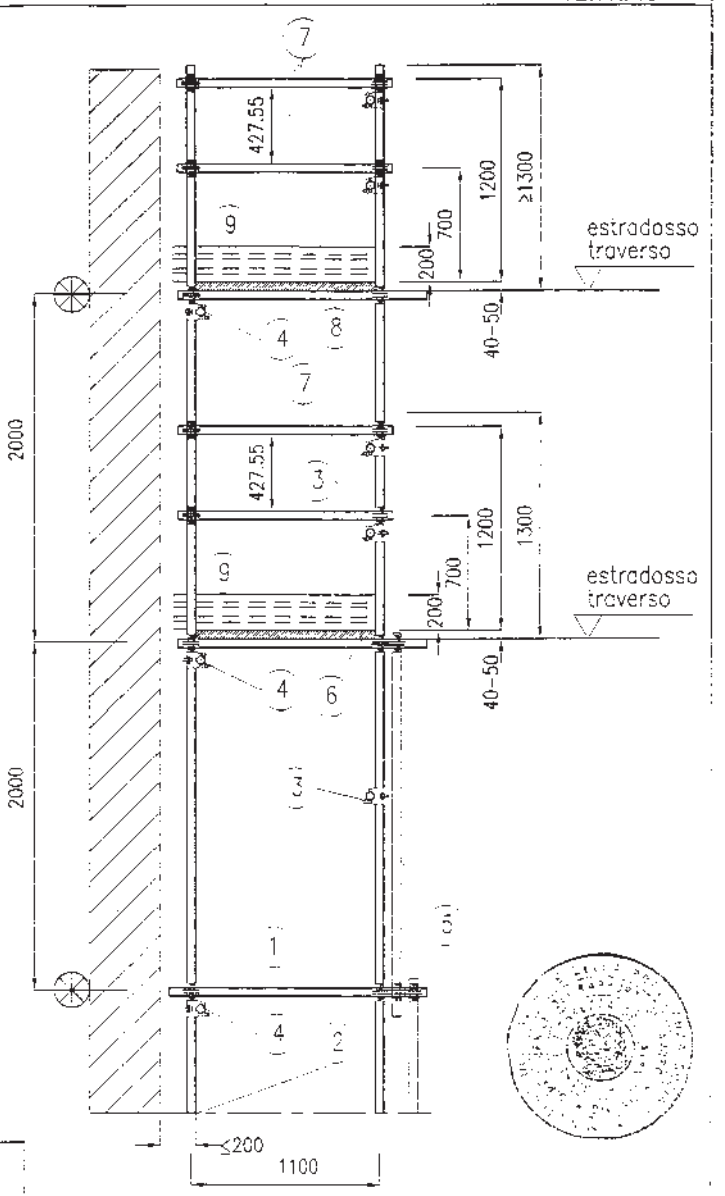
1-TRAVERSO
2-MONTANTE
3-CORRENTE ANTERIORE
4-CORRENTE POSTERIORE
5-DIAGONALE DI FACCIATA
6-IMPALCATO CON TAVOLE IN LEGNAME 20x5-30x4 cm
7-PARAPETTO DI TESTATA
8-FERMAPIEDE DI FACCIATA IN LEGNAME 20x5 cm

⊕ ANCORAGGIO

18 Settembre 2007

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bordazzo

COMIPONT	PARTICOLARE DI UN CAMPO DI PONTEGGIO-VISTA LATERALE	Allegato A Tav. N. 18



VISTA A-A

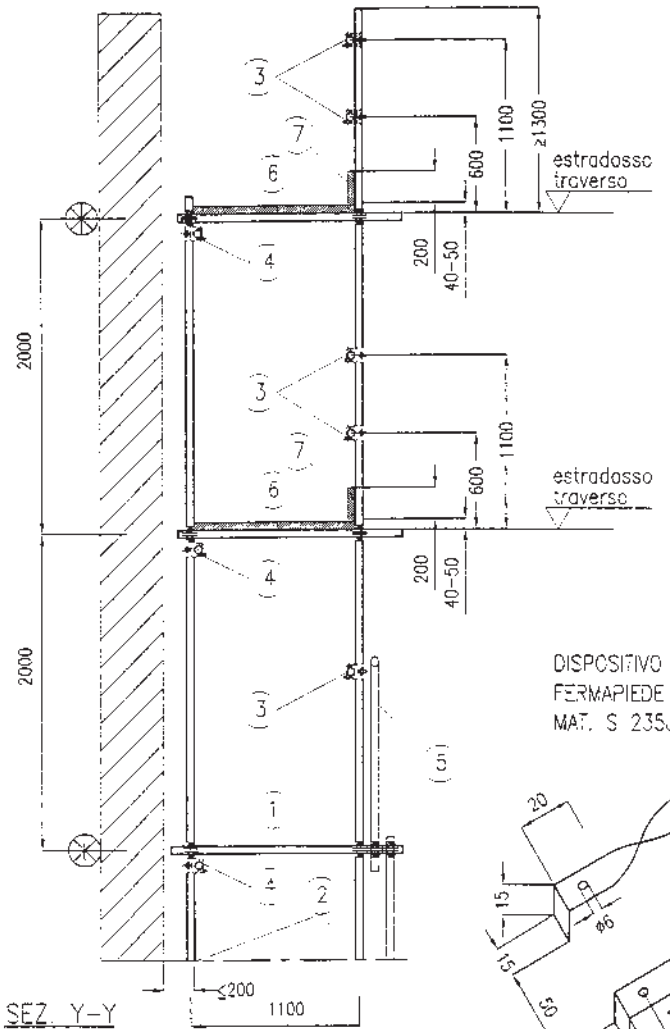
LEGENDA

1 – TRAVERSO
2 – MONTANTE
3 – CORRENTE ANTERIORE
4 – CORRENTE POSTERICRE
5 – DIAGONALE DI FACCIATA
6 – IMPALCATO CON TAVOLE IN LEGNAME 20x5-30x4 cm
7 – PARAPETTO DI TESTATA
8 – FERMAPIEDE DI FACCIATA IN LEGNAME 20x5 cm
9 – FERMAPIEDE DI TESTATA IN LEGNAME 20x5 cm
⊕ ANCORAGGIO

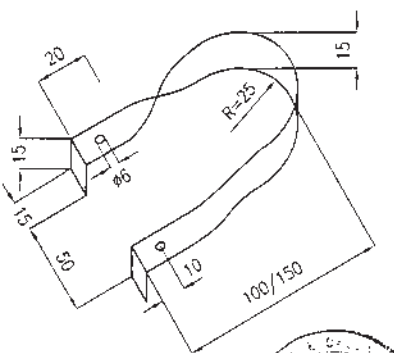
18 Settembre 2007

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

COMIPONT	PARTICOLARE DI UN CAMPO DI PONTEGGIO-SEZIONE	Allegato A Tav. N. 19



DISPOSITIVO DI BLOCCAGGIO DEL FERMAPIEDE IN LEGNO (15X2 mm MAT. S 235JR)



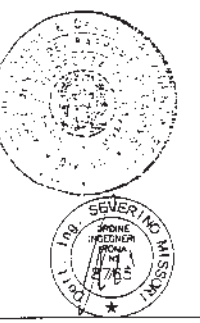
LEGENDA

1–TRAVERSO
2–MONTANTE
3–CORRENTE ANTERIORE
4–CORRENTE POSTERIORE
5–DIAGONALE DI FACCIATA
6–IMPALCATO CON TAVOLE IN LEGNAME 20x5–30x4 cm
7–FERMAPIEDE DI FACCIATA IN LEGNAME 20x5 cm

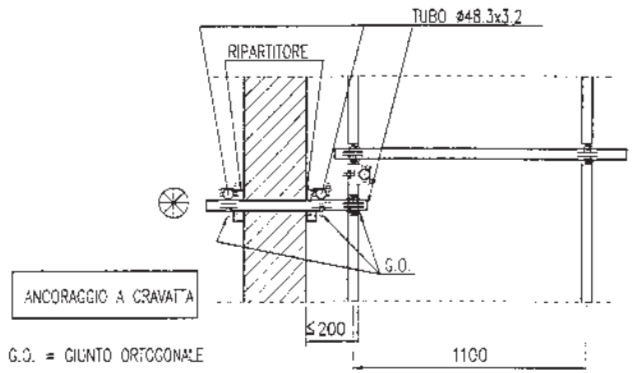
⊕ ANCORAGGIO

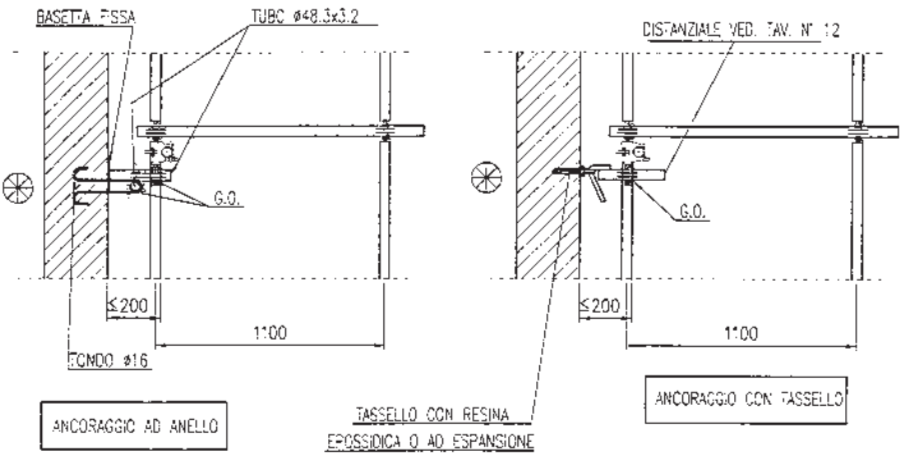
18 Settembre 2007

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza



COMIPONT	SCHEMA DEGLI ANCORAGGI NORMALI	Allegato A Tav. N. 20





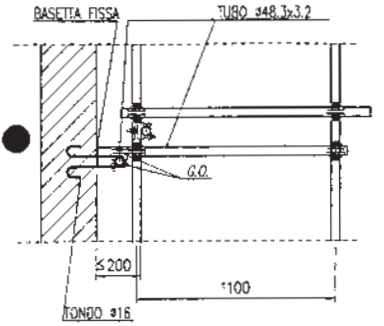
- GLI ANCORAGGI SOPRA RAPPRESENTATI DOVRANNO ESSERE DIMENSIONATI PER RESISTERE AD UNO SFORZO NORMALE ALLA FACCIATA NON INFERIORE A ±560 daN
- IL SISTEMA ANCORAGGIO-PARETE DEVE ESSERE DIMENSIONATO IN MODO DA RESISTERE ALLE AZIONI SUGLI ANCORAGGI CON UN GRADO DI SICUREZZA NON INFERIORE A 2.5
- LE PRESTAZIONI DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO DEVONO ESSERE DESUNTE DAI DATI SPERIMENTALI FORNITI DALLE DITTE COSTRUTTRICI E/O DA PROVE DI CARICO EFFETTUATE NEL CANTIERE DI MONTAGGIO DEL PONTEGGIO, AL FINE DI ACCERTARE IL GRADO DI SICUREZZA *RICHIESTO.*

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

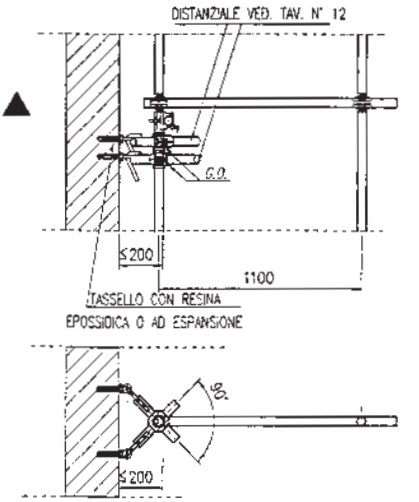
18 Settembre 2007

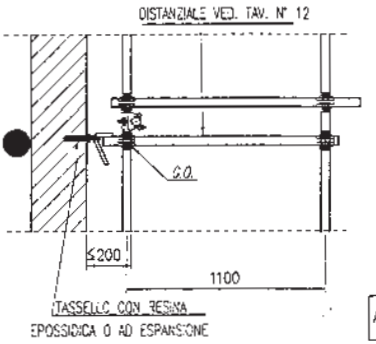
Ing. Severino Missoni
Ordine Ingegneri Roma
8768

COMIPONT	SCHEMA DEGLI ANCORAGGI SPECIALI	Allegato A Tav. N. 21



ANCORAGGIO AD ANELLO

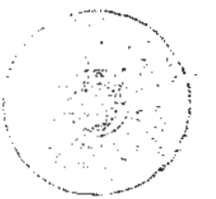




ANCORAGGIO CON TASSELLO

ANCORAGGIO A V

G.O. = GIUNTO ORTOGONALE



-GLI ANCORAGGI SOPRA RAPPRESENTATI DOVRANNO ESSERE DIMENSIONATI PER RESISTERE AD UNA AZIONE IN DIREZIONE NORMALE ALLA FACCIATA NON INFERIORE A ±600 daN

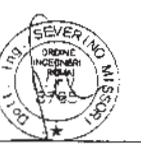
-GLI ANCORAGGI A V SOPRA RAPPRESENTATI DOVRANNO ESSERE PREMISTI IN RAGIONE DI UNO OGNI OTTO STILATE PER RESISTERE AD AZIONI PARALLELE ALLA FACCIATA NON INFERIORI A ±780 daN

- IL SISTEMA ANCORAGGIO-PARETE DEVE ESSERE DIMENSIONATO IN MODO DA RESISTERE ALLE AZIONI SUGLI ANCORAGGI CON UN GRADO DI SICUREZZA NON INFERIORE A 2,5

- LE PRESTAZIONI DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO DEVONO ESSERE DESUNTE DAI DATI SPERIMENTALI FORNITI DALLE DITTE COSTRUTTRICI E/O DA PROVE DI CARICO EFFETTUATE NEL CANTIERE DI MONTAGGIO DEL PONTEGGIO, AL FINE DI ACCERTARE IL GRADO DI SICUREZZA RICHIESTO.

COMIPONT S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazzo

18 Settembre 2007



COMIPONT	PONTEGGIO DA COSTRUZIONE A TUBI E GIUNTI DENOMINAZIONE COMMERCIALE TG 180 LIMITI DI IMPIEGO	ALLEGATO A TAV. N. 22

1. Altezza massima dell'impalcato più alto dal piano di appoggio : 20 m
   Numero massimo di impalcati in legname : 9
   Numero minimo di impalcati: 2 (ponte e sottoponte)

2. Condizioni massime di carico di servizio:

Ponteggio da costruzione:	*Ponteggio da manutenzione:*
- n° 1 piano con carico massimo pari a 300 daN/m^2	n° 3 piani ciascuno con carico
- n° 1 piano con carico massimo pari a 150 daN/m^2	massimo pari a 150 daN/m^2

3. Altitudini massime nelle diverse zone geografiche ove è possibile il montaggio senza ulteriori verifiche:

Zona	Regioni	Quota s.l.m.
I	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto-Adige, Marche Emilia Romagna, Friuli - Venezia Giulia, Veneto, Abruzzo, Molise	500 m
II	Liguria, Toscana, Umbria, Lazio	730 m
III	Campania, Basilicata, Calabria, Puglia, Sardegna, Sicilia	930 m

4. Azioni massime da trasmettere al piano di appoggio del ponteggio:
   Schema di ponteggio normale con parasassi :
   - Montanti interni 900 daN
   - Montanti esterni 1435 daN

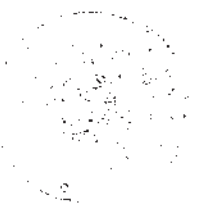
5. Azioni massime sugli ancoraggi (per modalità di realizzazione vedere Tav. 20-21) @)
   Schema normale con schermo parasassi
   - ai piani interessati dal parasassi, con ancoraggi ogni due stilate: ± 900 daN (tipo ●)
   - ai rimanenti piani, con ancoraggi ogni due stilate: ± 560 daN (tipo ✳)

   @) In corrispondenza dei piani ancorati deve essere previsto almeno un ancoraggio speciale a V tipo ▲ ogni otto stilate in grado di resistere alle azioni parallele alla facciata di 780 daN, vedere Tav. 21

6. Per il montaggio dei parasassi vedere Tav.14-15-16

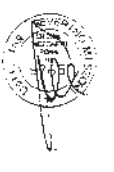
7. Occorre predisporre le protezioni regolamentari di testata (parapetti e fermapiedi) su tutti i piani del vano scala prospicienti il vuoto e comunque su tutti i piani prospicienti il vuoto

8. L'accesso ai piani di ponteggio avverrà esclusivamente da ponteggio adiacente dotato di scale e botole appartenenti ad unica Autorizzazione Ministeriale.



18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza



COMIPONT S.p.A.	PONTEGGIO A TUBI E GIUNTI TG 180 TOLLERANZE DIMENSIONALI E CARATTERISTICHE MECCANICHE DI TUBI, TONDI, LAMIERE	ALLEGATO A TAV. N. 23

TOLLERANZE DIMENSIONALI

TAB. I-A : TUBI CIRCOLARI IN ACCIAIO

N.	Tuco	Diametro esterno (mm)					Spessore (mm)					Posizione
		Nom.	Tolleranza		Diametro		Nom.	Tolleranza				
			+	-	max.	min.		+10%	- 10%	max.	min.	
1	48.3x3.2	48.3	0.5	0.5	48.8	47.8	3.2	0.32	0.32	3.52	2.88	Montanti, traversi, correnti, diagonali di facciata Distanziali di ancoraggio
2	40.0x2.0	40.0	0.5	0.5	40.5	39.5	2.0	0.20	0.20	2.20	1.80	Stelo basetta fissa
Tolleranze secondo UNI-EN 10219-2 e Circ. Min. N.28/2004												

TAB. I-B :TONDI IN ACCIAIO

N.	Diametro esterno (mm)					Posizione
	Nom.	Tolleranza		Diametro		
		+	-	max.	min	
1	20.0	0.5	0.5	20.5	19.5	Tondo per distanziale di ancoraggio
2	16.0	0.5	0.5	16.5	15.5	Perno di snodo per giunto girevole di cui alla Tav.N.7 Anello di ancoraggio
Tolleranze secondo UNI EU 60						

TAB. I-C :LAMIERE IN ACCIAIO

N.	Spessore (mm)					Posizione
	Nom.	Tolleranza		Spessore		
		+	-	max.	min	
1	5.0	0.24	0.24	5.24	4.76	Cappelli e nucleo del giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo Cappelli e seminuclei del giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo
2	6.0	0.26	0.26	6.26	5.74	Piatto dello spinotto a croce Piastra basetta fissa
Tolleranze secondo UNI EN 10051						

TAB. I-D :TOLLERANZE (mm) SULLE DIMENSIONI LONGITUDINALI SECONDO UNI EN 22768-1

Dimensioni	fino a 6	6.01 ÷ 30	30.01 ÷ 120	120.01÷400	400.01 ÷ 1000	1000.01 – 2000	2000.01 – 4000	4000.01 –8000
Tolleranze	± 0.1	± 0.2	± 0.3	± 0.5	± 0.8	± 1.2	± 2.0	± 3.0

CARATTERISTICHE MECCANICHE

TAB. II-A : TUBI CIRCOLARI IN ACCIAIO

N.	Diametro nominale mm	Norme	Materiale	Tensione di rottura N/mm²	Tensione Snervam. N/mm²	Allung. a rottura %	Impiego
1	48.3x3.2	UNI EN 10219-1	S 235 JRH	340-470	≥ 235	17	Montanti, traversi, correnti e diagonali di facciata Distanziali di ancoraggio
2	40.0x2.0	UNI EN 10219-1	S 235 JRH	360-510	≥ 235	17	Stelo basetta fissa

TAB. II-B TONDI IN ACCIAIO

N.	Diametro mm	Norme	Materiale	Tensione di rottura N/mm²	Tensione Snerv. N/mm²	Allung. a rottura %	Impiego
1	20.0	UNI EN 10025	S 355 JR	490-630	≥ 345	22	Tondo per distanziale di ancoraggio
2	16.0	UNI EN 10025	S 235 JR	340-470	≥ 235	26	Perno di snodo per giunto girevole di cui alla Tav.N.7 Anello di ancoraggio

TAB. II-C LAMIERE IN ACCIAIO

N.	Spessore (mm)	Norme	Materiale	Tensione di rottura N/mm²	Tensione snervam. N/mm²	Allung. a rottura %	Impiego
1	5.0	UNI EN 10025	S 235 JR	340-470	≥ 235	26	Cappelli e nucleo del giunto ortogonale tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e nucleo stampati a freddo Cappelli e seminuclei del giunto girevole tropicalizzato a 4 bulloni con cappelli e seminuclei stampati a freddo
2	6.0	UNI EN 10025	S 235 JR	340-470	≥ 235	26	Piatto dello spinotto a croce Piastra basetta fissa

18 Settembre 2007

Comipont S.p.A.
Il Legale Rappresentante
Sig. Adriano Bonazza

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

MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE
Direzione Generale della tutela delle condizioni di lavoro – Div VI
ALLEGATO N. 2 all'autorizzazione di cui alla lettera prot. n. 16605 /14.03.01.01 in data 12 NOV. 2007

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

Per i soli ponteggi e per le altre opere provvisionali di notevole importanza o complessità eretti in conformità agli schemi tipo assoggettati a prove globali in laboratorio ed approvati, possono essere seguite le metodologie vigenti per i ponteggi aventi altezza fino a 20 metri.

2) CARICHI FISSI

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

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

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

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

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

3) CARICHI VARIABILI

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

(1)Strutture di sostegno, (centine, ecc.), vie di transito per veicoli, sovrapassi, strutture a torre, castelli di tiro, strutture di sostegno per getti, coperture provvisionali, ecc.

1

3.1. Carichi minimi di esercizio

L'entità dei carichi di esercizio - comprensivi dei normali mezzi attrezzi da lavoro e degli effetti dinamici ordinari - può essere ta dal prospetto 3.A.
In relazione alle esigenze specifiche il progettista può adottare, s normali valutazioni probabilistiche sulla distribuzione dei carichi di servizio sui diversi piani di ponteggio (assumendo per esempio il caric di servizio per intero su un impalcato, per il 50% su un secondo impalca to e considerando scarichi gli altri impalcati), sia valutazioni specifiche in relazione alla destinazione dell'opera provvisionale, da specificare nel calcolo di verifica.

3.2. Azioni dovute alla neve

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

3.3 Effetti dinamici

Le azioni trasmesse alla struttura dagli apparecchi di sollevamento portati vengono maggiorate attraverso un coefficiente dinamico ψ fornito dall'espressione $\psi = 1 + 0{,}6\ V$ ove V è la velocità del caricomovimentato, espressa in m/s.

3.4 Azioni del vento

Vengono valutate con i criteri indicati nelle istruzioni CNR 10012/85 assumendo come velocità di riferimento:
Vrif = 16 m/s, per la condizione di lavoro;
Vrif = 30 m/s, per la condizione di fuori servizio.
L'effetto di schermo dell'opera servita nei riguardi dell'azione del vento perpendicolare all'opera stessa viene valutato attraverso un coefficiente di permeabilità fornito dall'espressione:

$$\mu = 0{,}3 + \frac{Aa}{At}$$

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

PROSPETTO 3.A CARICHI MINIMI DI SEVIZIO

Classe dell'impalcato	Genere di lavoro	Carico uniformemente ripartito KN/m^2
1	Lavori di ispezione Carico di sevizio – 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, pulitura di superifici, 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 (muratura, getti in calcestruzzo, ecc.)	3,00
5	Deposito temporaneo di materiali (piazzuole di carico)	4,50
6	Lavori di muratura pesante, vie di transito per veicoli leggeri	6,00

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 3 del prospetto 3 B. La posizione di tale carico deve essere scelta in modo da realizzare le condizioni più sfavorevoli.
Quando l'elemento di impalcato ha larghezza inferiore a 500 mm il carico concentrato deve essere ridotto, in proporzione alla larghezza, fino ad un minimo di 1,5 KN.

Carico su una superficie 200 mm x 200 mm

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

Carico su una superficie parziale

Ogni impalcato delle classi 4, 5 e 6 deve essere verificato per il carico indicatonella 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

Ferma 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 frecce superiori a 200 mm sotto un carico concentrato di 1,25 KN.

PROSPETTO 3 B - Carichi di servizio per impalcati di lavoro

1	2	3	4	5	6
Classe	Carico uniformemente ripartito kN/m²	Carico concentrato su una superf. di 500 mm × 500 mm kN	Carico concentrato su una superficie di 200 mm × 200 mm kN	Carico su una superficie parziale kN/m²	Superficie parziale A_c m²
1 *	0,75	1,50	1,00	non applicabile	
2	1,50	1,50	1,00	non applicabile	
3	2,00	1,50	1,00	non applicabile	
4	3,00	3,00	1,00	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:

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

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

$\nu = 1.0$, per le verifiche agli stati limite

$\nu = 1.5$, per le verifihe con il metodo delle tensioni ammissibili, per la I condizione di carico

$\nu = 1,33$ per le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili, per la II condizione di carico

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

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

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

Nel caso di collegamenti realizzati con giunti (a vite o a cune 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 provvisionale(montanti, traversi diagonali di facciate, diagonali in pianta, parapetti, giunti, impalcati, mensole di ampliamento , piazzuole di carico, schermi paramassi, travi per passi carrai, ancoraggi, elementi di ripartizione delle basette sul terreno) le condizioni di carico.
Le verifiche degli elementi sopra indicati potranno essere omesse solo quando la stabilità o la resistenza risulti già accertata nell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico, per più gravose condizioni di carico.

5. Collaudo e prove di carico

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

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

NOTE:

TIPOLITOGRAFIA FIORUCCI - COLLEBEATO - BRESCIA
TEL. 0302511259 - FAX 0302511740