Comune di Brindisi
Provincia di Brindisi

PiMUS
PIANO DI MONTAGGIO, USO E SMONTAGGIO DEI PONTEGGI METALLICI FISSI
(Art. 136 del D.Lgs. 9 aprile 2008, n.81 e D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106)

OGGETTO: LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA E RISANAMENTO ALLOGGI E.R.P. NEGLI EDIFICI IACP- LOTTI C1-C2-C3-C4 -C5-C6 PIAZZA RAFFAELLO - RIONE S.ELIA

COMMITTENTE: ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI di BRINDISI

CANTIERE: PIAZZA RAFFAELLO civ.19-20-21-22-23 e 24 comparto c/1-2-3-4-5 e 6 Brindisi (BR)

Copertino (LE), li 01/02/2012

IL DATORE DI LAVORO
(Sig. Greco Giuseppe)

GRECO S.n.c.
di Greco Giuseppe e Greco Giovanni
INTONACI E RISTRUTTURAZIONE
Via Sciarpo s.n. - 73043 Copertino (Le)
P.Iva 04009890750

IL REDATTORE DEL PiMUS
(GIUSEPPE GRECO)

Greco Giuseppe

Greco snc di Greco Giuseppe & Greco Giovanni
Via Casimiro, n.21 VIA SCIARPO
72100 Brindisi (BR) 73043 COPERTINO (LE)
0831.225711 - 0831.597852
$Empty_MailDatLavoro$ 339/8932975

DATI IDENTIFICATIVI DEL LUOGO DI LAVORO

(punto 1, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Natura dell'Opera	**Opera Edile**
Oggetto	**LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA E RISANAMENTO ALLOGGI E.R.P. NEGLI EDIFICI IACP-LOTTI C1-C2-C3-C4 -C5-C6 PIAZZA RAFFAELLO - RIONE S.ELIA**

INDIRIZZO DEL CANTIERE

Indirizzo	**PIAZZA RAFFAELLO civ.19-20-21-22-23 e 24 comparto c/1-2-3-4-5 e 6**
Città	**Brindisi (Brindisi)**
CAP	**72100**
Telefono	**0831.225711**
Fax	**0831.597852**

COMMITTENTE

Ragione sociale	**ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI di BRINDISI**
Indirizzo	**Via Casimiro, n.21**
Città	**Brindisi (BR)**
CAP	**72100**
Telefono	**0831.225711**
Fax	**0831.597852**

Nella persona di	**Quarta Mario**
Qualifica	**Ingegnere**
Indirizzo	**Via Casimiro, n.21**
Città	**Brindisi (BR)**
CAP	**72100**
Telefono	**0831.225711**
Fax	**0831.597852**

REDATTORE PIMUS e PROGETTISTA STRUTTURALE

REDATTORE

Cognome e nome	**GRECO GIUSEPPE**
Ragione sociale	**legale rappresentante dell'impresa**
Città	**Copertino (LE)**
CAP	**73043**
Telefono	**339/8432975**

PROGETTISTA

Cognome e nome	**GRECO GIUSEPPE**
Ragione sociale	**legale rappresentante dell'impresa**
Città	**Copertino (LE)**
CAP	**73043**
Telefono	**339/8432975**

IDENTIFICAZIONE DEL DATORE DI LAVORO CHE PROCEDERÀ ALLE OPERAZIONI DI MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

(punto 2, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

Tipo di impresa	**Subappaltatrice**
Ragione Sociale	**Greco snc di Greco Giuseppe & Greco Giovanni**
Datore di Lavoro	**Sig. Greco Giuseppe**
Indirizzo	**via Sciarpo**
Città	**73043 - Copertino (LE)**
Telefono	**339/8432975**
Codice Fiscale	**0409890750**
Partita IVA	**0409890750**
Posizione INPS	**4107587662**
Posizione INAIL	**18254092**
Cassa Edile	**6502**
Categoria ISTAT	**412000**
Registro Imprese	**267297**

IDENTIFICAZIONE DELLA SQUADRA DI LAVORATORI ADDETTI ALLE OPERAZIONI DI MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

(punto 3, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

PREPOSTO

LAVORATORI

Lavoratore n. 1	**GRECO GIOVANNI**
Qualifica	**SOCIO LAVORATORE**
Ruolo	**Lavoratore a terra**
Lavoratore n. 2	**MORELLI SALVATORE**
Qualifica	**INTONACATORE**
Ruolo	**Lavoratore in quota**
Lavoratore n. 3	**NUZZACI ANTONIO**
Qualifica	**INTONACATORE**
Ruolo	**Lavoratore a terra**
Lavoratore n. 4	**PELLEGRINO MASSIMO**
Qualifica	**INTONACATORE**
Ruolo	**Lavoratore in quota**

IDENTIFICAZIONE DELLE IMPRESE UTILIZZATRICI DEL PONTEGGIO

IMPRESA Greco snc di Greco Giuseppe & Greco Giovanni

Tipo di impresa	**Subappaltatrice**
Ragione sociale	**Greco snc di Greco Giuseppe & Greco Giovanni**
Datore di Lavoro	**Sig. Greco Giuseppe**
Indirizzo	**via Sciarpo**
Città	**73043 - Copertino (LE)**
Telefono	**339/8432975**
Codice Fiscale	**0409890750**
Partita IVA	**0409890750**
Posizione INPS	**4108478066**
Posizione INAIL	**18254092**
Cassa Edile	**6502**
Categoria ISTAT	**412000**
Registro imprese	**267297**

IMPRESA STE.MAR. COSTRUZIONI s.r.l.

Tipo di impresa	**Appaltatrice**
Ragione sociale	**STE.MAR. COSTRUZIONI s.r.l.**
Datore di Lavoro	**Ing.Marta Fuso**
Indirizzo	**via Europa 130**
Città	**73021 - Calimera (LE)**
Telefono	**0832 933668**
E-mail	**stemarcostruzioni@libero.it**
Codice Fiscale	**04340470758**
Partita IVA	**04340470758**
Posizione INPS	**4108478066**
Posizione INAIL	**18775321/03**
Cassa Edile	**4123**
Categoria ISTAT	**412000**
Registro imprese	**283900**

IDENTIFICAZIONE DEL PONTEGGIO

(punto 4, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

IDENTIFICAZIONE Ponteggio 1

Descrizione generale dell'opera servita e del suo contesto

Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati A31

Dati del ponteggio

Il ponteggio da montare è della tipologia **a telai prefabbricati,** modello **A31** con marchio **CARPEDIL SPA** avente Autorizzazione Ministeriale **n.21940 del 03/06/1980 .**
Estensione n. 21037 del 08/07/1995
Estensione n. 20814 del 31/07/2002
Estensione n. 15 del 14/10/2005
Il ponteggio in oggetto è di proprietà della impresa montatrice.

IDENTIFICAZIONE DEL PONTEGGIO

(punto 4, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

IDENTIFICAZIONE Ponteggio 2

Descrizione generale dell'opera servita e del suo contesto

Dati del ponteggio

Il ponteggio da montare è della tipologia **a telai prefabbricati,** modello **s18** con marchio **SOCOME S.R.L. SOCIETà DI COSTRUZIONI METALLICHE** avente Autorizzazione Ministeriale **n.22436 del 13/07/1993** .
Il ponteggio in oggetto è di proprietà della impresa montatrice.

INDICAZIONI GENERALI PER LE OPERAZIONI DI MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO: "Piano di applicazione generalizzata"

(punto 7, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

ALLESTIMENTO CANTIERE

MODALITA' E REGOLE GENERALI DI MONTAGGIO

Modalità di tracciamento del ponteggio e impostazione della prima campata

I lavoratori addetti al montaggio devono, con la messa in opera di fili fissi corrispondenti con i montanti, eseguire il tracciamento del ponteggio. Al di sotto delle zone dove verranno poste le basette si devono disporre degli opportuni elementi di ripartizione dei carichi (tavole di legno di spessore 4-5 cm, piastre metalliche, ecc.).

Modalità di verifica della verticalità, livello/bolla del primo impalcato e distanza tra ponteggio e opera

La verifica dell'orizzontalità del traverso deve essere effettuata mediante l'uso della livella. Le compensazioni necessarie devono essere effettuate agendo, quando presenti, sulle basette regolabili. La planarità dei telai deve essere verificata con una livella e una staggia (riga) posta tra due traversi consecutivi. Le compensazioni per porre in piano i telai devono essere effettuate agendo, quando presenti, sulle basette regolabili. Il posizionamento in squadro dei telai si ottiene collocando per campi successivi le diagonali di pianta come previsto nel disegno. E' consentito un distacco dall'opera servita non superiore a 20 cm.

Modalità di verifica e controllo del piano di appoggio del ponteggio ed eventuali interventi migliorativi.

Deve essere garantita per tutto il periodo di installazione del ponteggio la stabilità del piano di appoggio. Prima del montaggio del ponteggio, il preposto, deve verificare, mediante sopralluogo, che il piano di appoggio del ponteggio abbia una resistenza idonea a reggere il ponteggio realizzando, dove necessario, interventi migliorativi come il riporto e la compattazione sul terreno di materiale inerte (es. ghiaia).

Realizzazione degli ancoraggi a cravatta

Elementi da utilizzare per la realizzazione dell'ancoraggio: tubi da ponteggio, giunti ortogonali, tavole in legno per la ripartizione del carico. Il ponteggio è ancorato ad un elemento strutturale sicuro (pilastro, muro con aperture, trave) attraverso un sistema di tubi e giunti assemblati "a cravatta". Per una migliore ripartizione del carico, sull'elemento strutturale devono essere posizionate delle tavole in legno. Realizzare, dove è possibile, due collegamenti ai montanti del ponteggio.

Realizzazione degli ancoraggi a tassello

Elementi da utilizzare per la realizzazione dell'ancoraggio: tasselli chimici o ad espansione, occhielli, tubi, giunti ortogonali. Con un trapano si realizza un foro sulla superficie alla quale ancorare il ponteggio; nel foro si inserisce un tassello (chimico o ad espansione) su cui si avvita un occhiello. L'ancoraggio è realizzato infilando nell'occhiello un tubo collegato al ponteggio con un sistema di tubi e giunti ortogonali o con un elemento saldato a "L" (occhielli grandi), oppure un tondino piegato e saldato ad un tratto di tubo fissato al montante del ponteggio con uno o due giunti ortogonali (occhielli piccoli). Gli elementi d'ancoraggio prefabbricati (tubo saldato a "L" o tubo con gancio) devono essere certificati dal fabbricante o previsti dall'autorizzazione ministeriale.

Realizzazione degli ancoraggi a vitone

L'ancoraggio si deve realizzare con un'asta estensibile a vite, tavole in legno, tubi e giunti ortogonali. Regolando la vite si esercita una pressione sulle pareti opposte e si genera una tensione di attrito che si oppone ai movimenti del ponteggio, il quale va collegato a tale sistema mediante tubi e giunti ortogonali.

Realizzazione degli ancoraggi ad anello

Il ponteggio deve essere ancorato, nei punti indicati dal disegno, agli elementi strutturali (pilastro, travi o muri con aperture) mediante un sistema di tubi e giunti assemblati "a cravatta". Sull'elemento strutturale devono essere posizionate delle tavole in legno per una migliore ripartizione del carico trasmesso dal ponteggio. L'ancoraggio va collegato ai montanti del ponteggio mediante un tubo e un giunto, se è possibile il collegamento deve essere raddoppiato.

MISURE DI SICUREZZA DA ADOTTARE DURANTE IL MONTAGGIO E IN CONDIZIONI PARTICOLARI

Caduta di materiale dall'alto

Lesioni causate dall'investimento di materiale cadute dall'alto durante il trasporto con gru, argani ecc.
Misure generali preventive e protettive - I principali provvedimenti da adottare sono di ordine tecnico. Prima di consentire l'inizio della manovra di sollevamento, i lavoratori, devono verificare che il carico sia stato imbracato correttamente. Durante le manovre di sollevamento del carico gli addetti devono accompagnarlo fuori dalla zona di interferenza con attrezzature, ostacoli o materiali eventualmente presenti, solo per lo stretto necessario. Gli addetti all'imbracatura e aggancio del carico, devono allontanarsi al più presto dalla sua traiettoria durante la fase di sollevamento, è vietato sostare in attesa sotto la traiettoria del carico, è consentito avvicinarsi al carico in arrivo, per pilotarlo fuori dalla zona di interferenza con eventuali ostacoli presenti, solo quando questo è giunto quasi al suo piano di destinazione. Prima di sganciare il carico dall'apparecchio di sollevamento, bisognerà accertarsi preventivamente della stabilità del carico stesso. Dopo aver comandato la manovra di richiamo del gancio da parte dell'apparecchio di sollevamento, esso non va semplicemente rilasciato, ma accompagnato fuori dalla zona impegnata da attrezzature o materiali, per evitare agganci accidentali. Altre misure sono: legare sempre le attrezzature alle cinture porta attrezzi, disporre opportuna segnaletica, disporre sistemi di protezione collettiva.

Caduta dall'alto

Caduta di persone dall'alto in seguito alla perdita di equilibrio del lavoratore e/o all'assenza di adeguate protezioni (collettive o individuali).
Misure generali preventive e protettive - Nell'attività di montaggio, smontaggio e trasformazione dei ponteggi i principali provvedimenti da adottare sono tutti quelli di ordine tecnico e organizzativo, diretti ad eliminare i pericoli alla fonte (misure di protezione collettiva). Solo se non è possibile operare alla fonte, i lavoratori dovranno essere forniti delle attrezzature e dei sistemi anticaduta più idonei a garantire e mantenere condizioni di lavoro in sicurezza adeguata. I lavoratori addetti a lavorare in quota, come gli addetti al montaggio e smontaggio dei ponteggi, prima di portarsi nelle zone di esposizione alla caduta dall'alto dovranno essere già agganciati ai DPI anticaduta.

Cambiamento delle condizioni meteorologiche

Improvviso cambiamento delle condizioni meteorologiche come neve, vento, ghiaccio e pioggia.
Misure generali preventive e protettive - Nel caso di pessime condizioni meteorologiche come forte vento il ponteggio dovrà essere evacuato. Il ponteggio deve comunque essere dotato di messa a terra ogni 25 m.

Movimentazione manuale dei carichi

Rischi oggettivi di patologie muscolo scheletriche che potrebbero insorgere in seguito alla movimentazione manuale dei carichi degli elementi del ponteggio, ripetuta per tutto il turno di lavoro.
Misure generali preventive e protettive - I principali provvedimenti da adottare sono di ordine tecnico e organizzativo come la possibilità di ricorrere a mezzi meccanici appropriati al fine di ridurre il rischio che comporta la movimentazione manuale nonché la sorveglianza sanitaria degli addetti.

Oscillazione del corpo con urto contro ostacoli, effetto pendolo

Quando esiste il rischio di caduta, può accadere che il lavoratore, sottoposto al cosiddetto "effetto pendolo", ha la possibilità di urtare contro un ostacolo o al suolo.
Misure generali preventive e protettive - Nel caso ci sia la possibilità che il lavoratore, durante l'effetto pendolo, incontri un ostacolo, è necessario prevedere una configurazione diversa del dispositivo di ancoraggio del sistema anticaduta e valutare lo spazio libero di caduta in sicurezza sotto il sistema di arresto, necessario a consentire una caduta senza che il lavoratore urti contro il suolo o altri ostacoli analoghi.

Sollecitazioni trasmesse al corpo dall'imbracatura

Nella fase di arresto della caduta le decelerazioni devono essere contenute entro i limiti sopportabili senza danno per il corpo umano.
Misure generali preventive e protettive - Questo tipo di prevenzione è automaticamente soddisfatto nel caso si utilizzino dispositivi di arresto conformi alle norme vigenti e secondo le istruzioni indicate dal produttore del dispositivo stesso.

Presenza di linee elettriche

Elettrocuzione per contatto diretto o indiretto con linee elettriche.
Misure generali preventive e protettive - I principali provvedimenti da adottare sono di ordine tecnico e in particolare: mettere fuori tensione ed in sicurezza le parti attive per tutta la durata dei lavori, posizionare ostacoli rigidi che impediscano l'avvicinamento alle parti attive o mantenere un'opportuna distanza di sicurezza.

Sospensione inerte del lavoratore

La sospensione inerte, a seguito di perdita di conoscenza, può indurre la cosiddetta "patologia causata dall'imbracatura", che consiste in un rapido peggioramento delle funzioni vitali in particolari condizioni fisiche e patologiche. Per ridurre il rischio da sospensione inerte è fondamentale che il lavoratore sia staccato dalla posizione sospesa al più presto.
Misure generali preventive e protettive - In ogni lavoro di montaggio, smontaggio e trasformazione di ponteggi, in seguito all'intervento di un dispositivo di arresto della caduta, la squadra deve essere sempre pronta al recupero del lavoratore in difficoltà. Il recuperò dovrà avvenire direttamente dal ponteggio già allestito in caso contrario attraverso un idoneo sistema anticaduta.

DESCRIZIONE DEI DPI UTILIZZATI NELLE OPERAZIONI DI MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO E LORO MODALITÀ DI USO, CON ESPLICITO RIFERIMENTO ALL'EVENTUALE SISTEMA DI ARRESTO CADUTA UTILIZZATO ED AI RELATIVI PUNTI DI ANCORAGGIO.

Linea di ancoraggio orizzontale flessibile

Linea di ancoraggio orizzontale flessibile conforme alla norma UNI EN 795 classe C. Linea di ancoraggio orizzontale flessibile costituita da un cavo metallico collegato, mediante ancoraggi di estremità o ancoraggi intermedi, direttamente al ponteggio o a puntoni metallici a loro volta fissati ai montanti del ponteggio che permettono di alzare la quota della linea di ancoraggio rispetto al piano di calpestio.
Regole generali d'uso - La linea di ancoraggio orizzontale flessibile deve essere impiegata per realizzare un ancoraggio del sistema anticaduta o del sistema di posizionamento che si sviluppa lungo il ponteggio in allestimento. Durante l'utilizzo, in particolare, si faccia riferimento alle istruzioni d'uso fornite dal fabbricante per la messa in tensione del cavo e per il numero di utilizzatori.

Connettore

Connettore conforme alla norma UNI EN 363, di forma ad anello dotato di un sistema di chiusura.
Regole generali d'uso - Il connettore deve essere impiegato per realizzare l'unione degli elementi del sistema anticaduta o del sistema di posizionamento. Durante le fasi di montaggio, trasformazione e smontaggio del ponteggio evitare di sollecitare il dispositivo di chiusura del connettore con carichi laterali e di utilizzare connettori con sedi piccole rispetto al diametro delle funi.

Cordino di posizionamento regolabile

Cordino di posizionamento conforme alla norma UNI EN 358. Cordino di posizionamento costituito da un cordino regolabile in fibra tessile con estremità impalmate per l'aggancio dei connettori.
Regole generali d'uso - Il cordino di posizionamento deve essere impiegato per realizzare un sistema di posizionamento quando si vuole impedire al "lavoratore in quota" di raggiungere zone pericolose. Da utilizzarsi, in particolare, durante le fasi di montaggio, trasformazione e smontaggio di mantovane, piazzole di carico, sbalzi sommitali, ecc.... Il cordino di posizionamento, accoppiato con una linea di ancoraggio, permette di realizzare un sistema di posizionamento per l'allestimento di un intero impalcato del ponteggio.

Cordino di trattenuta regolabile

Cordino di trattenuta regolabile conforme alla norma UNI EN 354. Cordino di trattenuta costituito da un cordino regolabile in fibra tessile, con estremità impalmate per l'aggancio dei connettori, e da un dissipatore di energia, conforme alla norma UNI EN 355, per mitigare l'effetto traumatizzante in caso di caduta.
Regole generali d'uso - Il dispositivo anticaduta retrattile deve essere impiegato per realizzare un sistema anticaduta. Deve essere utilizzato dal "lavoratore in quota" durante le fasi di montaggio, trasformazione e smontaggio del ponteggio. Prima dell'utilizzo ci si deve assicurare che il dispositivo sia dotato di una lunghezza idonea a garantire un Tirante d'Aria sicuro per il posizionamento in quota.

Cintura di posizionamento

Cintura di posizionamento conforme alla norma UNI EN 358. Cintura di posizionamento dotata di due anelli metallici a D per l'aggancio di un cordino di posizionamento e di una fibbia per la regolazione alla vita del lavoratore.
Regole generali d'uso - La cintura di posizionamento deve essere impiegata per realizzare un sistema di posizionamento. Da utilizzarsi, in particolare, durante le fasi di montaggio, trasformazione e smontaggio di mantovane, piazzole di carico, sbalzi sommitali, ecc....

Imbracatura con aggancio dorsale

Imbracatura conforme alla norma UNI EN 361. Imbracatura composta da diverse cinghie a formare: cosciali, cintura e bretelle, regolabili mediante fibbie. Imbracatura con punto di collegamento al cordino posizionato sul dorso.
Regole generali d'uso - L'imbracatura deve essere impiegata per realizzare un sistema anticaduta. Deve essere utilizzata dal "lavoratore in quota" durante le fasi di montaggio, trasformazione e smontaggio del ponteggio.

Guanti di protezione da azioni meccaniche

Guanti di protezione da azioni meccaniche conformi alla norma UNI EN 388 per uso generale e lavori pesanti, resistenti a tagli, abrasioni, strappi e perforazioni.
Regole generali d'uso - I guanti di protezione da azioni meccaniche devono essere impiegati durante il maneggio dei vari elementi del ponteggio o l'uso delle attrezzature necessarie al montaggio, trasformazione e smontaggio del ponteggio.

Scarpe con suola imperforabile

Scarpe con suola imperforabile conformi alle norme UNI EN ISO 20344, UNI EN ISO 20345, UNI EN ISO 20346 e UNI EN ISO 20347. Scarpe di sicurezza realizzate con suola imperforabile, puntale di protezione e antisdrucciolo.
Regole generali d'uso - Le scarpe con suola imperforabile devono essere utilizzate durante tutte le fasi di montaggio, trasformazione e smontaggio del ponteggio.

Elmetti di protezione

Elmetti di protezione conformi alla norma UNI EN 397. Elmetto dotato al suo interno di sostegni che lo mantengono distaccato dal capo in modo da attutire l'eventuale urto da cui deve proteggere. Dotati di cinghietta sottomento per evitarne la caduta quando si opera in determinate posizioni.
Regole generali d'uso - Devono essere utilizzati durante tutte le fasi di montaggio, trasformazione e smontaggio del ponteggio.

DESCRIZIONE DELLE ATTREZZATURE ADOPERATE NELLE OPERAZIONI DI MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO E LORO MODALITÀ DI INSTALLAZIONE ED USO.

Argano elettrico

Argano costituito da un motore elevatore e dalla relativa struttura di supporto. Argano a bandiera con supporto snodato che consente la rotazione dell'elevatore attorno ad un asse verticale. I carichi movimentati non devono essere eccessivamente pesanti ed ingombranti.
Regole generali d'uso - L'argano deve essere utilizzato, durante le fasi di montaggio o trasformazione del ponteggio, per le operazioni di sollevamento o discesa degli elementi del ponteggio o d'altro materiale utile. Accertarsi che il braccio girevole, portante l'argano, sia stato fissato, mediante staffe, con bulloni a vite muniti di dado e controdado, a parti stabili del ponteggio (si ricorda che il montante su cui sarà ancorato deve essere raddoppiato). Verificare che sia stata efficacemente transennata l'area di tiro al piano terra e che l'intero perimetro del posto di manovra sia dotato di parapetto regolamentare; accertarsi che siano rispettate le distanze minime da linee elettriche aeree. Assicurarsi dell'affidabilità dello snodo di sostegno dell'argano; accertarsi che sussista il collegamento con l'impianto di messa a terra. Verificare l'efficienza dell'interruttore di linea presso l'elevatore; accertarsi della funzionalità della pulsantiera di comando; accertarsi che sul tamburo di avvolgimento del cavo sussistono almeno 3 spire in corrispondenza dello svolgimento massimo del cavo stesso. Verificare la corretta installazione e la perfetta funzionalità dei dispositivi di sicurezza (dispositivo di fine corsa di salita e discesa del gancio, dispositivo limitatore di carico, arresto automatico in caso di interruzione dell'alimentazione, dispositivo di frenata per il pronto arresto e fermo del carico, dispositivo di sicurezza del gancio). Prendere visione della portata della macchina; accertarsi della corretta imbracatura ed equilibratura del carico e della perfetta chiusura della sicura del gancio; utilizzare dispositivi e contenitori idonei allo specifico materiale da movimentare (secchio, cesta, cassone, ecc.); evitare assolutamente di utilizzare la fune dell'argano per imbracare carichi impedire a chiunque di sostare sotto il carico. Eseguire le operazioni di sollevamento o discesa del carico con gradualità, evitando brusche frenate o partenze, per non assegnare ulteriori sforzi dinamici. Durante le operazioni di sbarco degli elementi del ponteggio rimuovere le apposite barriere mobili solo dopo aver indossato la cintura di sicurezza. Sospendere immediatamente le operazioni quando vi sia presenza di persone esposte al pericolo di caduta di carichi dall'alto o in presenza di vento forte. Dopo l'uso liberare il gancio da eventuali carichi, riavvolgere la fune portando il gancio sotto il tamburo, ruotare l'elevatore verso l'interno del piano di lavoro, interrompere l'alimentazione. Effettuare tutte le operazioni di revisione e manutenzione della macchina, secondo quanto indicato nel libretto d'uso e segnalare eventuali anomalie riscontrate al preposto e/o al datore di lavoro.

Chiave per il ponteggio

Chiave metallica registrabile.
Regole generali d'uso - La chiave deve essere utilizzata durante le fasi del montaggio, trasformazione e smontaggio per serrare o svitare gli elementi del ponteggio. Durante l'uso verificare che sia sempre legata, mediante cordino, alla cintura porta attrezzi.

Martello in gomma

Martello con manico in legno e testa in gomma dura.
Regole generali d'uso - Il martello deve essere utilizzato durante le fasi di montaggio e/o trasformazione del ponteggio per l'assestamento dei dispositivi di blocco degli elementi del ponteggio. Durante l'uso verificare che sia sempre legato, mediante cordino, alla cintura porta attrezzi.

Trapano elettrico

Trapano azionato da un motore elettrico
Regole generali d'uso - Il trapano deve essere utilizzato, durante le fasi di montaggio o trasformazione del ponteggio, per la messa in opera degli ancoraggi. Durante l'uso assicurarsi che l'utensile sia a doppio isolamento (220V), o alimentato a bassissima tensione di sicurezza (50V), in ogni caso non collegato a terra. Accertarsi che il cavo di alimentazione e la spina non presentano danneggiamenti, evitando assolutamente di utilizzare nastri isolanti adesivi per eseguire eventuali riparazioni; assicurarsi del corretto funzionamento dell'interruttore e del buon funzionamento dell'utensile. Assicurarsi del corretto fissaggio della punta. Accertarsi che le feritoie di raffreddamento, collocate sull'involucro esterno dell'utensile siano libere da qualsiasi ostruzione. Assicurarsi che l'elemento su cui operare non sia in tensione o attraversato da impianti

tecnologici attivi; nelle pause di lavoro, ricordarsi di interrompere l'alimentazione elettrica. Posizionarsi in modo stabile prima di dare inizio alle lavorazioni. Evitare assolutamente di compiere operazioni di registrazione, manutenzione o riparazione su organi in movimento. Verificare la disposizione dei cavi di alimentazione affinché non intralcino i posti di lavoro e i passaggi, e non siano soggetti a danneggiamenti meccanici. Assicurarsi che terzi non possano inavvertitamente riavviare impianti tecnologici (elettricità, gas, acqua, ecc) che interessano la zona di lavoro. Durante le operazioni di taglio praticate su muri, pavimenti o altre strutture che possano nascondere cavi elettrici, evitare assolutamente di toccare le parti metalliche dell'utensile. Informare tempestivamente il preposto e/o il datore di lavoro, di malfunzionamenti o pericoli che dovessero evidenziarsi durante il lavoro. Durante l'uso del trapano bisogna evitare di esercitare su di esso una pressione eccessiva per evitare il rischio di danneggiare la punta. Al momento dell'uscita della punta dal foro, su di essa viene esercitata una forza notevole per questo, in questa fase, bisognerà avere particolare cura ed attenzione nell'impugnare l'attrezzo. Il moto della punta del trapano non deve mai essere arrestato sul pezzo in lavorazione. Dopo l'uso assicurarsi di aver interrotto il collegamento elettrico. Effettuare tutte le operazioni di revisione e manutenzione dell'attrezzo secondo quanto indicato nel libretto d'uso dopo essersi accertati di aver sconnesso l'alimentazione elettrica.

Livella a bolla

Livella a bolla d'aria costituita da una base metallica su cui sono montati degli indicatori in vetro, di forma cilindrica, riempiti da liquido con bolla d'aria.
Regole generali d'uso - La livella a bolla deve essere utilizzata durante le fasi di montaggio e/o trasformazione del ponteggio o a seguito di violente perturbazioni atmosferiche o prolungata interruzione di lavoro per verificare l'orizzontalità e verticalità dei vari elementi del ponteggio. Durante l'uso verificare che sia sempre legata, mediante cordino, alla cintura porta attrezzi.

Chiave dinamometrica a scatto

Chiave dinamometrica dotata di dispositivo dove impostare il valore di serraggio, il raggiungimento di tale valore è segnalato da uno scatto.
Regole generali d'uso - La chiave dinamometrica deve essere utilizzata durante le fasi di montaggio e/o trasformazione del ponteggio o a seguito di violente perturbazioni atmosferiche o prolungata interruzione di lavoro per verificare il serraggio dei giunti e degli altri elementi del ponteggio secondo le istruzioni riportate dal fabbricante nel libretto d'uso di cui all'Autorizzazione Ministeriale. Durante l'uso verificare che sia sempre legata, mediante cordino, alla cintura porta attrezzi.

MODALITA' DI MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

(punto 8, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

ISTRUZIONE PER IL MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO - Ponteggio 1

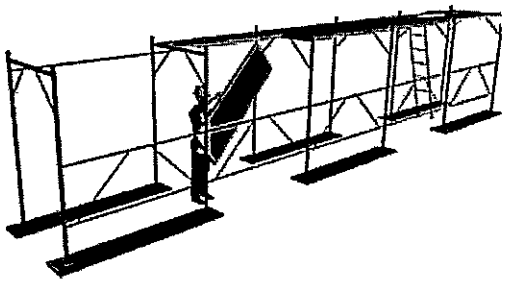
Descrizione generale dell'opera servita e del suo contesto

I Lavoratori dovranno, con la messa in opera di fili fissi corrispondenti con i montanti, eseguire il tracciamento del ponteggio.
Terminato il montaggio della struttura di partenza, i lavoratori dovranno fissare le basette agli elementi di ripartizione dei carichi e quindi, operando dal piano di posa, mettere in opera gli ancoraggi.

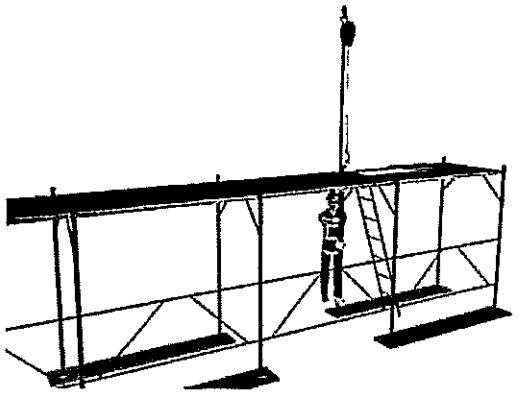
Montaggio e Smontaggio Impalcati

Montaggio

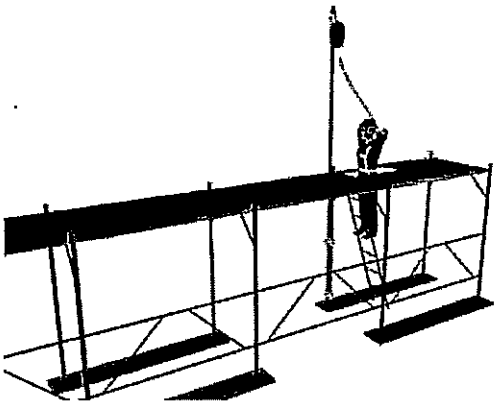
Gli impalcati sono montati come descritto di seguito:
Step A: I lavoratori, operando dal piano di posa, monteranno i telai sulle basette, i telai-parapetto, i correnti interni, le tavole dell'impalcato superiore, le diagonali in pianta, le diagonali di facciata, gli ancoraggi e le scale d'accesso all'impalcato superiore. I lavoratori a terra, sull'estremità di un tubo da ponteggio, (lunghezza del tubo almeno 4,00 m), fisseranno due morsetti lasciando lo spazio necessario per fissare un nastro ad anello come punto di ancoraggio di un DPI anticaduta retrattile.



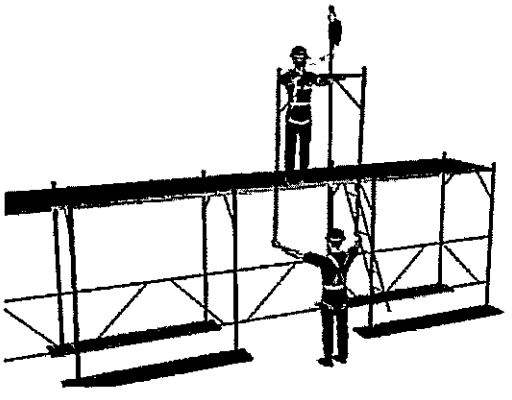
Step B: Agganciato il DPI al punto di ancoraggio, i lavoratori a terra fisseranno, mediate giunti, il tubo da ponteggio al montante interno di uno dei telai appena montati, con l'attenzione di legare temporaneamente il moschettone del DPI anticaduta retrattile al montante in corrispondenza della quota dell'impalcato superiore da montare.



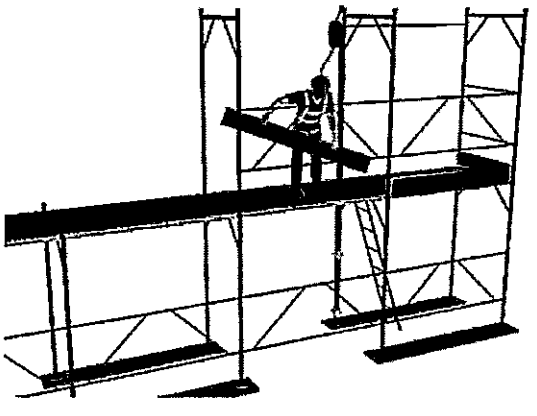
Step C: Il lavoratore in quota, dotato di imbracatura e posizionato sulla scala d'accesso, aggancerà il moschettone del DPI anticaduta retrattile all'imbracatura e si porterà sull'impalcato da montare.



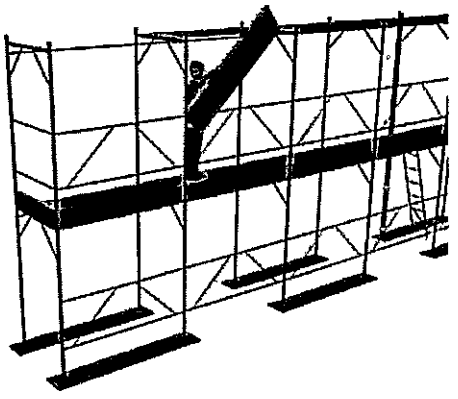
Step D: I lavoratori, mediante "passamano", passeranno al lavoratore in quota gli elementi del ponteggio da montare.



Step E: Il lavoratore in quota monterà gli elementi del ponteggio, a seconda di quelli necessari, nel seguente ordine: telai, spine a verme, telaio-parapetto, parapetto di testata e tavole fermapiede.



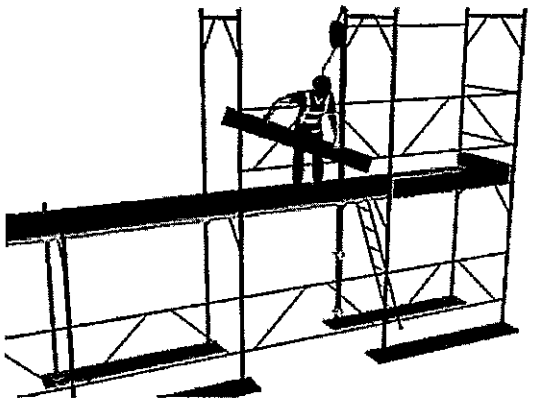
Step F: Il lavoratore in quota sgancerà dall'imbracatura il moschettone del DPI retrattile quindi monterà i correnti interni, le tavole dell'impalcato superiore, le diagonali in pianta, le diagonali di facciata, gli ancoraggi e le scale di accesso all'impalcato superiore. Ripetendo gli step da B a F si monteranno gli altri impalcati.



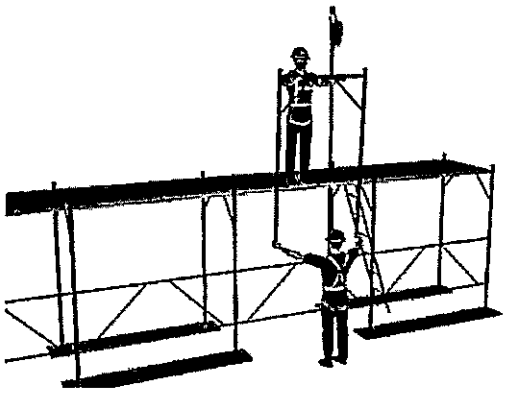
Smontaggio

Gli impalcati sono smontati come descritto di seguito:

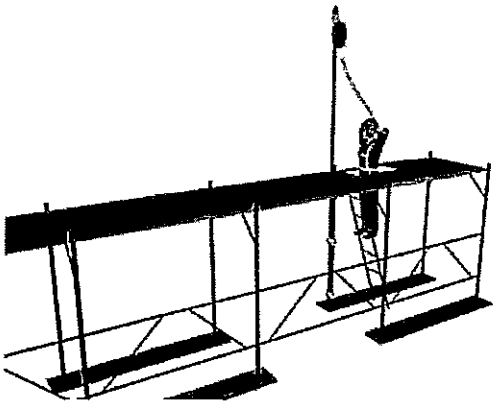
Step A: I lavoratori, posizionati sull'impalcato inferiore a quello da smontare fisseranno sull'estremità di un tubo da ponteggio, (lunghezza del tubo almeno 4,00 m), due morsetti lasciando lo spazio necessario per fissare un nastro ad anello come punto di ancoraggio di un DPI anticaduta retrattile e monteranno, mediate giunti, il tubo da ponteggio al montante interno del telaio dell'impalcato inferiore a quello da smontare, il telaio su cui poggia la scala di accesso. Il lavoratore in quota, posizionato sull'impalcato da smontare, dopo aver collegato il DPI anticaduta retrattile al punto di ancoraggio, realizzato sul tubo da ponteggio, smonterà gli elementi del ponteggio, a seconda di quelli presenti, nel seguente ordine: scala, diagonali di facciata, diagonali in pianta, tavole dell'impalcato superiore, correnti interni, tavole fermapiede, telaio-parapetto, ancoraggi, spine a verme e telai. Il lavoratore in quota, mediante "passamano", passerà ai lavoratori a terra gli elementi del ponteggio smontati.



Step B: Il lavoratore in quota, posizionato sull'impalcato da smontare, dopo aver collegato il DPI anticaduta retrattile al punto di ancoraggio, realizzato sul Il lavoratore in quota, mediante "passamano", passerà ai lavoratori a terra gli elementi del ponteggio smontati.



Step C: Il lavoratore in quota, per accedere all'impalcato inferiore da smontare, si posizionerà sulla scala d'accesso all'impalcato inferiore e solo a quel punto sgancerà il moschettone del DPI anticaduta retrattile dall'imbracatura. Ripetendo gli step da A a C si smonteranno tutti gli impalcati.



MODALITA' DI MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

(punto 8, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

ISTRUZIONE PER IL MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO - Ponteggio 2

Descrizione generale dell'opera servita e del suo contesto

I Lavoratori dovranno, con la messa in opera di fili fissi corrispondenti con i montanti, eseguire il tracciamento del ponteggio.
Terminato il montaggio della struttura di partenza, i lavoratori dovranno fissare le basette agli elementi di ripartizione dei carichi e quindi, operando dal piano di posa, mettere in opera gli ancoraggi.

DESCRIZIONE DELLE REGOLE DA APPLICARE DURANTE L'USO DEL PONTEGGIO

(punto 9, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

Accesso e spostamenti sul ponteggio

E' fatto assoluto divieto di salire o scendere lungo gli elementi del ponteggio, ma utilizzare gli appositi sistemi di accesso. E' fatto assoluto divieto di correre o saltare sugli intavolati del ponteggio. L'accesso agli impalcati del ponteggio deve avvenire esclusivamente mediante le apposite scale montate oppure direttamente dall'opera servita nei punti indicati nello schema strutturale e nel disegno esecutivo.

Deposito di materiale sul ponteggio

Evitare di sovraccaricare il ponteggio, creando depositi ed attrezzature in quantità eccessive il peso dei materiali deve essere inferiore a quello che è consentito dal grado di resistenza del ponteggio. Realizzare solo piccoli depositi temporanei dei materiali ed attrezzi strettamente necessari ai lavori, lo spazio occupato dai materiali deve consentire i movimenti e le manovre necessarie per l'andamento dei lavori.

Movimentazione dei carichi

Utilizzare bastoni muniti di uncini, evitando accuratamente di sporgersi oltre le protezioni, nelle operazioni di ricezione del carico su ponteggi o castelli.

Personale addetto all'uso del ponteggio

L'uso del ponteggio è consentito solo al personale addetto e provvisto degli appositi dispositivi di protezione. L'uso del ponteggio deve avvenire solo durante le lavorazioni previste e per le quali è stato messo in opera.

Trasformazione del ponteggio

E' fatto assoluto divieto di smontare parti del ponteggio se non previsto e autorizzato, tali operazioni devono comunque essere effettuate da personale addetto.

L'uso del ponteggio inoltre dovrà avvenire secondo le istruzioni riportate dal fabbricate nel libretto d'uso di cui all' Autorizzazione Ministeriale.

Appendice A

Verifiche degli elementi del ponteggio (Allegato XIX del D.Lgs. 81/2008)

PONTEGGI METALLICI A TELAI PREFABBRICATI

ELEMENTI	TIPO DI VERIFICA	MODALITA' DI VERIFICA	MISURA ADOTTATA	Effettuata
GENERALE	Controllo esistenza del libretto di cui all'autorizzazione ministeriale, rilasciata dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale.	Visivo	Se non esiste il libretto, il ponteggio non può essere utilizzato. Occorre richiedere il libretto, che deve contenere tutti gli elementi del ponteggio, al fabbricante del ponteggio.	☐
	Controllo che gli elementi in tubi e giunti, eventualmente utilizzati, siano di tipo autorizzato appartenenti ad unico fabbricante.	Visivo	Se il controllo è negativo, è necessario utilizzare elementi autorizzati appartenenti ad un unico fabbricante, richiedendone il relativo libretto.	☐
TELAIO	Controllo marchio come da libretto.	Visivo	Se il marchio non è rilevabile, o è difforme rispetto a quello indicato nel libretto, occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo stato di conservazione della protezione contro la corrosione.	Visivo	Se il controllo è negativo, procedere al controllo degli spessori:Se il controllo degli spessori è negativo (tenuto conto delle tolleranze previste dal fabbricante del ponteggio),scartare l'elemento.Se il controllo degli spessori è positivo, procedere al ripristino della protezione, in conformità alle modalità previste dal fabbricante del ponteggio.	☐
	Controllo verticalità montanti telaio.	Visivo, ad esempio con utilizzo filo a piombo.	Se la verticalità dei montanti non è soddisfatta occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo spinotto di collegamento fra montanti.	Visivo e/o funzionale.	Se il controllo è negativo occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo attacchi controventature: perni e/o boccole.	Visivo e/o funzionale.	Se il controllo è negativo, occorre: Scartare l'elemento, o ripristinare la funzionalità dell'elemento in conformità alle modalità previste dal fabbricante del ponteggio.	☐
	Controllo orizzontalità traverso.	Visivo.	Se il controllo è negativo occorre scartare l'elemento.	☐
CORRENTI E DIAGONALI	Controllo marchio come da libretto.	Visivo	Se il marchio non è rilevabile, o è difforme rispetto a quello indicato nel libretto, occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo stato di conservazione della protezione contro la corrosione.	Visivo	Se il controllo è negativo, procedere al controllo degli spessori:Se il controllo degli spessori è negativo (tenuto conto delle tolleranze previste dal fabbricante del ponteggio), scartare l'elemento.Se il controllo degli spessori è positivo, procedere al ripristino della protezione, in conformità alle modalità previste dal fabbricante del ponteggio.	☐
	Controllo linearità dell'elemento.	Visivo	Se il controllo è negativo occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo stato di conservazione collegamenti al telaio.	Visivo e/o funzionale	Se il controllo è negativo occorre scartare l'elemento.	☐
IMPALCATI E PREFABBRICATI	Controllo marchio come da libretto.	Visivo	Se il marchio non è rilevabile, o è difforme rispetto a quello indicato nel libretto, occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo stato di conservazione della protezione contro la corrosione.	Visivo	Se il controllo è negativo, procedere al controllo degli spessori:Se il controllo degli spessori è negativo (tenuto conto delle tolleranze previste dal fabbricante del ponteggio), scartare l'elemento.Se il controllo degli spessori è positivo, procedere al ripristino della protezione, in	☐

			conformità alle modalità previste dal fabbricante del ponteggio	
	Controllo orizzontalità piani di calpestio.	Visivo	Se il controllo è negativo occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo assenza di deformazioni negli appoggi al traverso.	Visivo e/o funzionale	Se il controllo è negativo occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo efficienza dei sistemi di collegamento tra: piani di calpestio, testata con ganci di collegamento al traverso ed irrigidimenti (saldatura, rivettatura, bullonatura e cianfrinatura).	Visivo: Integrità del sistema di collegamento per rivettatura, bullonatura e cianfrinatura. Assenza, nel sistema di collegamento, di cricche, distacchi ed ossidazioni penetranti per saldatura.	Se il controllo è negativo: Scartare l'elemento, o procedere, a cura del fabbricante del ponteggio, al ripristino dell'efficienza dei sistemi di collegamento.	☐
BASETTE FISSE	Controllo marchio come da libretto.	Visivo	Se il marchio non è rilevabile, o è difforme rispetto a quello indicato nel libretto, occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo orizzontalità piatto di base.	Visivo, ad esempio con un piano di riscontro	Se il controllo è negativo occorre scartare l'elemento.	☐
BASETTE REGOLABILI	Controllo marchio come da libretto.	Visivo	Se il marchio non è rilevabile, o è difforme rispetto a quello indicato nel libretto, occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo orizzontalità piatto di base.	Visivo, ad esempio con un piano di riscontro	Se il controllo è negativo occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo verticalità stelo.	Visivo	Se il controllo è negativo occorre scartare l'elemento.	☐
	Controllo stato di conservazione della filettatura dello stelo e della ghiera filettata.	Visivo e funzionale:Visivo: stato di conservazione della filettatura.Funzionale: regolare avvitamento della ghiera.	Se i controlli, Visivo e funzionale, sono negativi occorre scartare l'elemento.Se è negativo il solo controllo funzionale occorre ripristinare la funzionalità (pulizia e ingrassaggio). Se ciò non è possibile, scartare l'elemento.	☐

VERIFICHE D'USO

ELEMENTI	TIPO DI VERIFICA	MODALITA' DI VERIFICA	MISURA ADOTTATA	Effettuata
DISEGNO ESECUTIVO	Controllare che il disegno esecutivo sia conforme allo schema tipo fornito dal fabbricante del ponteggio.	Visivo	Se non c'è corrispondenza verificare la presenza del progetto.	☐
	Controllare che il disegno esecutivo sia firmato dal responsabile del cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante del ponteggio.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi al responsabile di cantiere e all'impresa che ha commissionato il montaggio del ponteggio.	☐
	Controllare che il disegno esecutivo sia tenuto in cantiere, a disposizione degli organi di vigilanza, unitamente alla copia del libretto di cui all'autorizzazione ministeriale.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha commissionato il montaggio del ponteggio.	☐
PROGETTO PONTEGGIO	Controllare che sia mantenuto un distacco congruente con il punto 2.1.4.3 dell'allegato	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha commissionato il montaggio del ponteggio.	☐

	XVIII o l'articolo 138, comma 2, della sezione V tra il bordo interno dell'impalcato del ponteggio e l'opera servita.			
	Controllare che il progetto sia tenuto in cantiere a disposizione dell'autorità di vigilanza, unitamente alla copia del libretto di cui all'autorizzazione ministeriale.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha commissionato il montaggio del ponteggio.	☐
	Controllare che qualora siano montati sul ponteggio tabelloni pubblicitari, graticci, teli o altre schermature sia stato redatto apposito calcolo, eseguito da ingegnere o da architetto abilitato a norma di legge all'esercizio della professione, in relazione all'azione del vento presumibile per la zona ove il ponteggio è montato. In tale calcolo deve essere tenuto conto del grado di permeabilità delle strutture servite.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha commissionato il montaggio del ponteggio.	☐
DOCUMENTAZIONE	Controllare che vi sia la documentazione dell'esecuzione, da parte del responsabile di cantiere, dell'ultima verifica del ponteggio di cui trattasi, al fine di assicurarne l'installazione corretta ed il buon funzionamento.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi al responsabile di cantiere e all'impresa che ha commissionato il montaggio del ponteggio.	☐
DISTACCO PONTEGGIO DALLA FACCIATA	Controllare che sia mantenuto un distacco congruente con il punto 2.1.4.3 dell'allegato XVIII o l'articolo 138, comma 2, della sezione V tra il bordo interno dell'impalcato del ponteggio e l'opera servita.	Visivo e/o funzionale (misurare la distanza)	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐
PARASASSI O MANTOVANA	Controllare il mantenimento dell'efficienza del serraggio dei giunti.	Funzionale : secondo le modalità previste dal fabbricante del ponteggio, riportate nel libretto di cui all'autorizzazione ministeriale.	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐
	Controllare che sia mantenuta l'efficienza dell'elemento parasassi, capace di intercettare la caduta di materiale dall'alto.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐
COLLEGAMENTI	Controllare il mantenimento dell'efficienza del serraggio dei collegamenti fra gli elementi del ponteggio.	funzionale : secondo le modalità previste dal fabbricante del ponteggio, riportate nel libretto di cui all'autorizzazione ministeriale.	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐
ANCORAGGI	Controllare il mantenimento dell'efficienza degli ancoraggi.	Funzionale : secondo le modalità previste dal	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐

		fabbricante del ponteggio, riportate nel libretto di cui all'autorizzazione ministeriale.		
MONTANTI	Controllare il mantenimento della verticalità dei montanti.	Funzionale : utilizzo filo a piombo.	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐
CONTROVENTATURE DI PIANTA E DI FACCIATA	Controllo della linearità delle aste delle diagonali di facciata e delle diagonali in pianta.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐
	Controllo della linearità delle aste delle diagonali di facciata e delle diagonali in pianta.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐
	Controllo dello stato di conservazione degli elementi di impalcato aventi funzione di controventatura in pianta.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐
IMPALCATI	Controllare il mantenimento in opera dei dispositivi di blocco degli elementi di impalcato.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐
TAVOLA FERMAPIEDE	Controllare il mantenimento in opera dei dispositivi di blocco o dei sistemi antisfilamento dei fermapiedi.	Visivo	Se i controlli sono negativi rivolgersi all'impresa che ha montato il ponteggio per ripristinare la condizione di normalità.	☐

La verifica è stata effettuata dal sig. _____

in qualità di _____

Data _____ Firma _____

Appendice B

Allegati al piano di montaggio, uso e smontaggio

In allegato al Piano di montaggio, uso e smontaggio si riportano i seguenti documenti:

1. Autorizzazione Ministeriale e libretto d'istruzioni dei ponteggi;
2. Attestato di frequenza al corso di montaggio per i lavoratori addetti al montaggio.

Indice

UNSIC

SI ATTESTA CHE *MORELLI SALVATORE*

NATO A COPERTINO PROV. LE IL 03/12/1970

HA FREQUENTATO E SOSTENUTO CON ESITO POSITIVO LE PROVE DEL:

"CORSO DI FORMAZIONE TEORICO PRATICO PER LAVORATORI E PREPOSTI ADDETTI AL MONTAGGIO/SMONTAGGIO/TRASFORMAZIONE DI PONTEGGI"

ART 36 QUATER COMMI 6-7-8-9 E 10 DEL D.LGS 626/94 E S.M. L. COME INTRODOTTO DAL D.LGS 235 DEL 2003: "ATTUAZIONE DELLA DIRETTIVA 2001/45/CE RELATIVA AI REQUISITI MINIMI DI SICUREZZA E DI SALUTE PER L'USO DELLE ATTREZZATURE DI LAVORO DA PARTE DEI LAVORATORI"; CONTENUTI DI CUI AL PUNTO 4 DELL'ALLEGATO A ALL'ACCORDO STATO-REGIONI DEL 26-01-2006.

TENUTOSI PRESSO UNSIC BR / 08 NEI GIORNI 23 GIUGNO - 25 LUGLIO 2008

POSIZIONE N° 566 PN 08 DEL REG. NAZ.

IL PRESIDENTE ZONALE
Dott. Oreste Francesco Pepe Milizia

IL DIRETTORE DEL CORSO
Ing. Annalisa Formosi

SI ATTESTA CHE *GRECO GIUSEPPE*

NATO A COPERTINO PROV. LE IL 16/06/1957

HA FREQUENTATO E SOSTENUTO CON ESITO POSITIVO LE PROVE DEL:

"CORSO DI FORMAZIONE TEORICO PRATICO PER LAVORATORI E PREPOSTI ADDETTI AL MONTAGGIO/SMONTAGGIO/TRASFORMAZIONE DI PONTEGGI"

ART 36 QUATER COMMI 6-7-8-9 E 10 DEL D.LGS 626/94 E S.M. L. COME INTRODOTTO DAL D.LGS 235 DEL 2003: "ATTUAZIONE DELLA DIRETTIVA 2001/45/CE RELATIVA AI REQUISITI MINIMI DI SICUREZZA E DI SALUTE PER L'USO DELLE ATTREZZATURE DI LAVORO DA PARTE DEI LAVORATORI"; CONTENUTI DI CUI AL PUNTO 4 DELL'ALLEGATO A ALL'ACCORDO STATO-REGIONI DEL 26-01-2006.

TENUTOSI PRESSO UNSIC BR / 08 NEI GIORNI 23 GIUGNO - 25 LUGLIO 2008

POSIZIONE N° 565 PN 08 DEL REG. NAZ.

IL PRESIDENTE ZONALE
Dott. Oreste Francesco Pepe Milizia

IL DIRETTORE DEL CORSO
Ing. Annalisa Formosi

Regione Puglia

ATTESTATO DI FREQUENZA

CON VERIFICA DELL'APPRENDIMENTO

Rilasciato al termine del corso per

Addetti al montaggio, smontaggio, trasformazione di ponteggi o per Preposti alla sorveglianza

In attuazione del D. Lgs 235/03 e dell'Accordo del 26/01/2006

CONFERITO AL CANDIDATO

GRECO GIOVANNI

Nato a COPERTINO (LE) il 18.07.1963

ATTUATORE DELL'INIZIATIVA

PMITALIA Lecce
Via Pordenone, 2 – 73100 Lecce

Il Responsabile dell'iniziativa e Soggetto Attuatore
Il Direttore
Massimo Giurgola

PMITALIA DI LECCE

Studio Tecnico Geom. Vogna Giuseppe Ivo
Piazza Libertà N. 6 - 73043 Copertino (LE)
☎ & Fax 0832.936804 - P. IVA 03434920751

Azienda
GRECO S.N.C. DI GRECO GIUSEPPE & GRECO GIOVANNI
SEDE VIA SCIARPO - 73043 COPERTINO (LE)

Datore di Lavoro - RSPP
SIG. GRECO GIUSEPPE

Valutazione del Rumore negli Ambienti di Lavoro

D. Lgs. 09 aprile 2008 n. 81 e successive disposizioni integrative e correttive D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106

Capo II - Protezione dei lavoratori contro i rischi di esposizione al rumore durante il lavoro

---

Copertino (Le) lì 04.10.2010

Geom. Giuseppe Ivo Vogna

Il Datore di Lavoro - RSPP

GRECO s.n.c.
di Greco Giuseppe e Greco Giovanni
Part. IVA 04099890750
Greco Giuseppe

Il Rappresentante dei Lavoratori

Morelli Salvatore

Il Medico competente

Dott. Luigi Antonio Mazzei

Studio Tecnico Geom. Vogna Giuseppe Ivo
Piazza Libertà N. 6 – 73043 Copertino (LE)
☎ & Fax 0832 933804 – P. IVA 03434920751

Azienda
GRECO S.N.C. DI GRECO GIUSEPPE & GRECO GIOVANNI
SEDE VIA SCIARPO - 73043 COPERTINO (LE)

Datore di Lavoro – RSPP
SIG. GRECO GIUSEPPE

Valutazione delle Vibrazioni negli Ambienti di Lavoro

D. Lgs. 09 aprile 2008 n. 81 e successive disposizioni integrative e correttive D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106

Capo III- Protezione dei lavoratori dai rischi di esposizione a vibrazioni

---

Copertino (Le) lì 04.10.2010

Geom. Giuseppe Ivo Vogna

Il Datore di Lavoro

Greco Giuseppe

GRECO s.n.c.
di Greco Giuseppe e Greco Giovanni
Part. IVA 04099890750

Il Rappresentante dei Lavoratori

Morelli Salvatore

Il Medico competente

Dott. Luigi Antonio Mazzei

COMUNE DI COPERTINO
Provincia LE

Azienda:
GRECO S.N.C. DI GRECO GIUSEPPE & GRECO GIOVANNI
SEDE VIA SCIARPO - 73043 COPERTINO (LE)

Datore di Lavoro - RSPP
SIG. GRECO GIUSEPPE

Elaborato

DOCUMENTO DI VALUTAZIONE DEI RISCHI

D. Lgs. 9 aprile 2008 n. 81 e s.m.i.

Copertino (Le), lì 04.10.2010

Il Datore di Lavoro-RSPP

GRECO s.n.c.
di Greco Giuseppe e Greco Giovanni
Part. IVA 04099890750

Greco Giuseppe

Il Rappresentante dei Lavoratori

Morelli Salvatore

Il Medico Competente

Dott. Luigi António Mazzei

IL PRESENTE LIBRETTO VA TENUTO ED ESIBITO, A RICHIESTA DEGLI ISPETTORI DEL LAVORO, NEL CANTIERE IN CUI VIENE USATO IL PONTEGGIO

TipoLito - D'ANDRIA - Battipaglia

carpedil

S.p.A.

industria ponteggi - attrezzature edili
prefabbricati - box - carpenterie metalliche

84025 EBOLI (SA) - S.S. 18 Km 86 - Tel. 0828 601822 - 3 - 4 - Fax 0828 601441
http://www.carpedil.it - e.mail: info@carpedil.it

PONTEGGIO PREFABBRICATO

A31

Aut. Min. n° 21940/PR7 - B 106 del 03/06/1980
Estensione n° 21037/OM - 4 del 08/07/1995
Estensione n° 20814/OM - 4 del 31/07/2002
Estensione n° 15/VI/0017516 del 14/10/2005

Ponteggio a telai prefabbricati a perni A31

INDICE

Stralcio D.P.R. 7 Gennaio 1956 n.° 164

PONTEGGI METALLICI FISSI

Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego

Art. 30. - La costruzione e l'impiego dei ponteggi le cui strutture portanti sono costituite totalmente o parzialmente da elementi metallici sono disciplinati dalle norme del presente capo.

Per ciascun tipo di ponteggio metallico il fabbricante deve chiedere al Ministero del lavoro e della previdenza sociale l'autorizzazione all'impiego, corredando la domanda di una relazione nella quale devono essere specificati gli elementi di cui all'articolo seguente.

Il Ministero decide in merito alla domanda, sentiti il Consiglio nazionale delle ricerche e la Commissione consultiva prevista dall'art. 393 del decreto del Presidente della Repubblica 27 aprile 1955 (1).

Chiunque intende impiegare ponteggi metallici deve farsi rilasciare dal fabbricante copia conforme della autorizzazione di cui ai comma precedenti e delle istruzioni e schemi elencati ai numeri 4, 5, 6, e 7 dell'articolo seguente.

Relazione tecnica

Art. 31. - La relazione di cui all'articolo precedente deve contenere:

1) descrizione degli elementi che costituiscono il ponteggio, loro dimensioni con le tolleranze ammissibili e schema dell'insieme;

2) caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati e coefficienti di sicurezza adottati per i singoli materiali;

3) indicazione delle prove di carico, a cui sono stati sottoposti i vari elementi;

4) calcolo del ponteggio secondo varie condizioni di impiego;

5) istruzioni per le prove di carico del ponteggio;

6) istruzioni per il montaggio, impiego e smontaggio del ponteggio;

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.

Progetto

Art. 32. - I ponteggi metallici di altezza superiore a 20 metri e le altre opere provvisionali, costituite da elementi metallici, o di notevole importanza e complessità in rapporto alle loro dimensioni ed ai sovraccarichi devono essere eretti in base ad un progetto comprendente:

1) calcolo eseguito secondo le istruzioni approvate nell'autorizzazione ministeriale;

2) disegno esecutivo.

Dal progetto, che deve essere firmato da un ingegnere o architetto abilitato a norma di legge all'esercizio della professione, deve risultare quanto occorre per definire il ponteggio nei riguardi dei carichi, delle sollecitazioni e dell'esecuzione.

Copia dell'autorizzazione ministeriale di cui all'art. 30 e copia del progetto e dei disegni esecutivi devono essere tenute ed esibite, a richiesta degli ispettori del lavoro, nei cantieri in cui vengono usati i ponteggi e le opere provvisionali di cui al primo comma.

Disegno

Art. 33. - Nei cantieri in cui vengono usati ponteggi metallici deve essere tenuta ed esibita, a richiesta degli ispettori del lavoro, copia dell'attestazione di conformità di cui all'ultimo comma dell'art. 30 e copia del disegno esecutivo, dalle quali risultino:

1) l'indicazione del tipo di ponteggio usato;
2) generalità e firma del progettista, salvo i casi di cui al n. 7 dell'art. 31;
3) sovraccarichi massimi per metro quadrato di impalcato;
4) indicazione degli appoggi e degli ancoraggi.

Quando non sussiste l'obbligo del calcolo, ai sensi del n. 7 dell'articolo 31, invece delle indicazioni di cui al precedente n. 2, sono sufficienti le generalità e la firma del responsabile del cantiere.

Le eventuali modifiche al ponteggio, che devono essere subito riportate sul disegno devono restare nell'ambito dello schema-tipo che ha giustificato l'esenzione dall'obbligo del calcolo.

Nome del fabbricante

Art. 34. - Gli elementi metallici dei ponteggi (aste, tubi, giunti, basi) devono portare impressi, a rilievo o ad incisione, il nome o il marchio del fabbricante.

Caratteristiche di resistenza

Omissis.....

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

Roma, -3 GIU. 1980 19

Alla Ditta CARPEDIL s.r.l.
S.S. 18 - km 86
84060 PONTE BARIZZO (Salerno)

Prot. N. 21940/PR 7 Allegato

Riposta al f. N.
del

OGGETTO : Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di ponteggi metallici fissi - Artt.30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 .
Ponteggi metallici a telaio prefabbricato : Tipo PORTALE 105 a perni - marchio CARPEDIL - Denominazione commerciale A 31

e, p.c.
ISPETTORATO PROV.LE LAVORO di
SALERNO

Visti gli artt. 30 e seguenti del D.P.R. 7 gennaio 1956, n.164, contenete norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni ;

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

Vista la domanda con la quale codesta ditta ha chiesto di essere autorizzata all'impiego del ponteggio metallico fisso a telaio prefabbricato di cui codesta ditta stessa è fabbricante;

Vista la relazione tecnica, a corredo della predetta domanda di autorizzazione presentata il 11/6/79 e le integrazioni e modifiche della stessa relazione tecnica;

Visti i certificati di prova allegati alla predetta documentazione tecnica ;

MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE
Direzione Generale dei Rapporti di Lavoro
Div. VII - Sicurezza e igiene del lavoro
ALLEGATO N. 2 all'autorizzazione di cui alla lettera n. 21940/PA7-B106 in data 3 GIU. 1988

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'.

1) SCOPO

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.

3) CARICHI PERMANENTI

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

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

DO/

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

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

avendo indicato con H ($\geqslant$ 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 di impiego nei progetti del ponteggio o dell'opera speciale.

3) SOVRACCARICHI

Salvo i casi di strutture di sostegno o di strutture miste di servizio o di sostegno che comportino una azione dinamica dei carichi (da valutare mediante maggiorazione dei carichi statici relativi) tutti i carichi possono essere considerati come agenti staticamente.

3.1. CARICHI di servizio

3.1.1. L'entità dei carichi verticali, comprensivi dei normali materiali ed attrezzi da lavoro o degli effetti dinamici ordinari, per impalcati di ponteggi può essere desunta dal prospetto 3.A; quando la struttura sia impiegata per realizzare piani di deposito di materiali o per il sostegno di strutture, le valutazioni dei carichi debbono essere effettuate in conformità ai prospetti 2.1, 2.II e 2.III di cui all'istruzione C.N.R. - U.N.I. -10012/67.

3.1.2. Nel caso di ponteggi o altre opere provvisionali soggette a sforzi dovuti all'azione di apparecchi di sollevamento, dovrà considerarsi l'effetto dinamico moltiplicando gli sforzi dovuti al carico di servizio per il coefficiente di-

./.

namico.

$$\psi = 1 + 0,6 \quad V$$

ove V è la velocità di sollevamento espressa in m/s.

3.1.3. Nei ponteggi per costruzioni edilizie, quando siano presenti più impalcati carichi sulla stessa verticale, agli effetti dei calcoli della struttura devono essere considerati per i carichi di servizio :

- al pieno carico un impalcato nella posizione più sfavorevole:
- con carico ridotto al 50 % gli altri.

3.1.4. Agli effetti della verifica degli elementi di impalcato, oltre alla verifica globale con carico come dal prospetto 3.A deve effettuarsi quella per un treno di carichi concentrati (comprensivi degli effetti dinamici) di almeno 120 Kg ciascuno, a distanza di 0,90 m.

PROSPETTO 3-A = CARICHI MINIMI DI ESERCIZIO PER IMPALCATI DI SERVIZIO

	- Destinazione	Carico Kg/m^2
1	- Impalcati per lavori leggeri (quali normali lavori di manutenzione e riparazione)	150
2	- Impalcati per ponteggi di normale lavoro di costruzione	300
3	- Vie di transito per veicoli; secondo i casi, comunque non minore di Inoltre dovrà considerarsi la zione di carichi concentrati.	600

3.2- Neve

Quando in relazione alle condizioni di esposizione stagionale e di clima si prevedono precipitazioni nevose, deve essere effettuata verifica di stabilità del ponteggio o dell'opera provvisionale seguendo il punto 3.2 delle ipotesi di carico sulle costruzioni (CNR - UNI 10012/67).

./.

3.3. Le azioni del vento si suppongono, di regola, di carattere statico e con direzione orizzontale.
Le pressioni devono essere calcolate secondo quanto stabilito nelle ipotesi di carico sulle costruzioni di cui alle istruzioni C.N.R. _ UNI 10012/76 - Le superfici investite sono quelle effettive (quindi cimpresi tabelloni pubblicitari, graticciati, veli, ecc.) previste nel ponteggio o nell'opera provvisionale.

4) CALCOLO DI VERIFICA

I carichi di cui ai punti 2 e 3 verranno cumulati sulla struttura nel modo più sfavorevole considerando una sola condizione di carico; si potrà escludere la concomitanza tra carico di esercizio e neve quando siano adottate misure o disposizioni atte ad evitarne l'accumulo sugli impalcati.
Per i carichi di cui sopra si determinano, con gli usuali metodi di calcolo, le sollecitazioni nei diversi elementi della struttura, verificando che siano soddisfatte le condizioni di sicurezza di cui ai punti 4.1, 4.2, 4.3.

4.1 Verifiche di resistenza e di stabilità degli elementi metallici.

Tali verifiche devono essere eseguite secondo le istruzioni di cui alle norme CNR-UNI 10011/72 con gradi di sicurezza previsti nella prima condizione di carico.

4.2 Verifica dei tavolati

Per la verifica dei tavolati di impalcato debbono assumersi i seguenti valori.

./.

4.2.1. Impalcati di legno di abete

La tensione ammissibile a flessione (σ_{amm}) deve essere determinata in base alle caratteristiche del legname e comunque non deve superare 80 Kg/cm^2.

4.2.2. Impalcati in lamiera di acciaio profilata a freddo

Per la lamiera avente carico di rottura non inferiore a 37 Kg/mm^2, la tensione ammissibile è di 16 Kg/mm^2.

4.2.3. Impalcati in materiale plastico ed impalcati compositi

Deve assumersi un coefficiente di sicurezza dettato da norme di buona tecnica.

4.3. Impiego di altri elementi (tubi e giunti)

Qualora vengano impiegati altri elementi (tubi e giunti) questi devono essere elementi costituenti di uno stesso ponteggio autorizzato.

Occorre comunque effettuare le seguenti verifiche.

4.3.1. Verifiche dei giunti

Giunti ortogonali

Si deve assicurare che esista una sufficiente garanzia nei confronti dello scorrimento, assumendo un grado di sicurezza, rispetto al carico caratteristico di scorrimento (percentile 5% e frattile 5% (°) riferito a giunti ed aste normalmente protetti pari al almeno 1,5.

(°) Il percentile 5% (o frattile 5%) $P_{5\%}$ relativo ad un numero n di osservazioni Pi è dato dalla relazione

$$P_{5\%} = \bar{P} - Ks$$

ove

$$\bar{P} = \frac{1}{n}\sum_{1}^{n} Pi$$

$$K = 1,65 \text{ per } n = 24$$

$$s^2 = \frac{1}{n-1}\sum^{n} (\bar{P} - Pi)^2$$

Il carico caratteristico di scorrimento percentile 5% (o frattile 5%) deve essere quello indicato dal fabbricante, risultante da certificati di prova rilasciati da laboratori ufficiali appartenenti alle Amministrazioni dello Stato, alle università e politecnici o dall'ENPI.

Deve essere effettuata anche una valutazione della sicurezza dello scorrimento rispetto a tubi e giunti protetti, invecchiati. Le modalità di prova da seguire sono riportate nel punto 4.3.2.

Giunti di altro tipo

Ove si impieghino altri tipi di giunti debbono essere assunti gli stessi gradi di sicurezza del punto 4.2.1 in relazione ai risultati di idonee prove.

4.3.2. MODALITA' DI PROVA DI SCORRIMENTO DEI GIUNTI

Le prove di scorrimento devono essere condotte :

a) su tubi e giunti protetti contro la corrosione con il normale sistema di protezione previsto dal fabbricante;

b) su tubi e giunti predisposti come al punto a), ma sottoposti ad invecchiamento artificiale mediante bollitura in soda caustica per la durata di 2 ore e successivo lavaggio in acqua ed asciugamento.

Il serraggio deve essere realizzato (previo grassaggio dei filetti dei bulloni) con il momento torcente indicato dal fabbricante (comunque non superiore a 600/Kg/cm).

Si deve determinare il carico massimo che produce lo scorrimento del giunto, intendendosi convenzionalmente avvenuto lo scorrimento per uno spostamento = 0,5 mm.

valutato come in figura 1. La misura dello scorrimento deve essere iniziata dopo l'applicazione di un carico di assestamento del giunto pari a 100 Kg.
La velocità di incremento del carico di prova deve essere di circa 25 Kg. al secondo. In ogni caso il carico non deve provocare danneggiamento visibile del tubo.

Per i giunti che non diano luogo a scorrimento, si deve determinare il carico massimo che non provoca danni visibili.

Le prove di scorrimento sui gruppi di saggi a) e b) devono essere effettuate, ciascuna, su dodici campioni: per ciascun campione devono essere effettuate 2 osservazioni, una per ciascun cappello, dopo aver disserrato il giunto ed averlo riserrato su una nuova zona del tubo.

Il certificato deve indicare per ciascun gruppo di saggi a) e b), oltre ai valori medi, i risultati delle osservazioni effettuate.

4.3.3. ANCORAGGI

Gli ancoraggi dei ponteggi e delle altre opere provvsionali debbono essere idonei a resistere agli sforzi di trazione e di compressione risultanti dal calcolo.

4.3.3.1. - Modalità per il calcolo dello sforzo di ancoraggio

Il calcolo deve essere effettuato cumulando :

- la spinta esercitata dal cento nella zona di ponteggio o di opera provvisionale servita dall'ancoraggio, in particolare per i ponteggi di facciata si deve considerare la depressione dovuta al vento considerando le superfici effettive investite, tenendo conto della presenza di tabelloni, graticciati, veli, ecc.

- lo sforzo T° necessario per la stabilizzazione delle stilate nella zona del ponteggio o dell'opera provvisionale servita dall'ancoraggio;
- ogni altra azione normale alla facciata prodotta da mezzi di sollevamento ecc.
- ai soli fini del proporzionamento degli ancoraggi, lo sforzo di stabilizzazione T° delle stilate - considerato diretto normalmente alla parete del ponteggio e dell'opera provvisionale - va calcolato per ogni ancoraggio secondo l'espressione :

$$T° = W \frac{P}{100}$$

ove :

P è il carico assiale totale di tutti i montanti della zona di ponteggi o dell'opera provvisionale servita dall'ancoraggio;

è il coefficiente di amplificazione dei carichi indicato nella CNR UNI 10011/73 in funzione del tipo di acciaio impiegato nei montanti e delle snellezza.

4.3.3.2. Verifica degli ancoraggi

La resistenza degli ancoraggi deve essere determinata in relazione alle più gravose condizioni di carico;
la verifica degli ancoraggi non realizzati a tubi e giunti deve effettuarsi con grado di sicurezza non inferiore a 2,5.

4.3.4 DIAGONALI O ALTRI ELEMENTI

Le strutture debbono essere provviste di diagonali o di altri elementi che assolvano la funzione relativa, in grado di assicurare la stabilità d'insieme e di assorbire le forze orizzontali.

./.

4.3.5. SUPERFICI DI APPOGGIO

Si deve verificare che le superfici di appoggio siano adeguatamente dimensionate in relazione ai carichi materiali di appoggio e di sostegno. In particolare si deve controllare che le pressioni specifiche degli elementi di ripartizione sul terreno - sottostanti le basotte - siano inferiori alle pressioni ammissibili sul terreno stesso.

4.3.6. STABILITA' AL RIBALTAMENTO

Quando la stabilità del ponteggio e dell'opera provvisionale non sia assicurata da ancoraggi, deve effettuarsi una verifica della stabilità dell'opera rispetto al ribaltamento, in relazione alle condizioni di carico più sfavorevoli. Il grado di sicurezza al ribaltamento deve essere inferiore a 2.

[illegible] DOMANDE DI AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI PONTEGGI METALLICI A TELAIO PREFABBRICATO.

PREMESSA

L'esame delle relazioni tecniche è stato condotto sulla base delle seguenti disposizioni o istruzioni:

1) DPR 7/1/56 n. 164 - Norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;
2) istruzioni ministeriali per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi e telai prefabbricati;
3) D.M. 2/9/68 - Riconoscimento di efficacia di alcune misure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi, sostitutive di quelle indicate nel D.P.R. 7/1/56, n. 164;
4) istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione delle costruzioni in acciaio - CNR-UNI 1001/73;
5) ipotesi di carico sulle costruzioni CNR-UNI 10012/67.

Ponteggi di altezza fino a 20 m.

Le valutazioni tecniche hanno consentito di accertare per la generalità delle relazioni tecniche la rispondenza alle predette disposizioni ed istruzioni ed in particolare:

I - Descrizione degli elementi che costituiscono il ponteggio, loro dimensioni con le tolleranze ammissibili e schema dell'insieme.

Si è controllato che le relazioni, oltre a contenere la descrizione degli elementi, sono corredate da disegni quotati, con la indicazione delle tolleranze.

DO/

A quest'ultimo proposito si è controllata la realizzabilità dell'accoppiamento per ogni collegamento previsto negli schemi di ponteggio.

In merito al criterio per l'accoglimento delle tolleranze indicate, sinè fatto riferimento, per i tubi, a quelle previste da norme di unificazione nazionale (UNI) o internazionale (ISO).

E' stato inoltre controllato :

- che lo spessore nominale in mm dei tubi dei montanti (s) rispettasse la relazione:
  s = 1,4 + 0,031 (ove d è il diametro nominale espresso in millimetri);
- che il diametro e lo spessore nominali dei correnti di parapetto fossero rispettivamente almeno 26,9 mm e 2,30 mm, o caratteristiche di resistenza equivalenti;
- che lo spessore nominale di ogni altro elemento metallico risultasse non inferiore a 2 mm.

II - Caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati e coefficienti di sicurezza adottati per i singoli materiali -

I criteri di accettabilità dei materiali sono quelli di cui alle CNR-UNI 1001/73.

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza sono quelli indicati nelle tabelle CNR-UNI 1001/73.

III- Indicazioni delle prove di carico a cui sono stati sottoposti i vari elementi.

E' stato controllato che per ciascun elemento nella relazione fossero indicati i risultati delle prove in numero ritenuto significativo.

./.

In particolare è stata controllata la rispondenza dei risultati condotti a meno per i seguenti numeri di osservazioni :

Tubi e profilati	n.minimo osservazioni
- esame dimensionale	3
- prova di trazione	3
- prova di schiacciamento (*)	5
- prova di curvatura	5
Telai	
- prova di collasso del telaio caricato sul terzo medio (vedere allegato A)	5

Correnti o telai di collegamento	n. minimo osservazioni
- prova di flessione con carico al centro	5
- prov. di rottura a trazione	5
Diagonali di facciata ed in pianta (*)	
- prova di collasso (di compressione assiale	5
- prova di rottura a trazione	5
Attacchi tra i telai e tra telai e correnti o diagonali	
- prove di rottura a trazione	5

(*) Prova richiesta esclusivamente per i tubi saldati in applicazione del D.M. 2/9/1968;

(*) Come alternativa sono state ammesse prove di rottura a trazione e di collasso per il complesso del collegamento di facciata o in pianta, realizzato mediante accoppiamento del corrente e della diagonale agli elementi di telaio.

Basette (fisse e regolabili).

- prova di portanza su anello 5

Elementi speciali

- travi per passi carrai - prova di flessione a rottura 5
- mensole - prove di rottura sotto carico 5
- parasassi - prove di rottura sotto carico.

Per ogni prova è stato verificato che i certificati fossero rilasciati da laboratori ufficiali delle Università, dei politecnici o dall'ENPI.

Per le prove relative agli attacchi è stato verificato che i carichi di rottura non risultassero inferiori a 88 Kg.

IV - Calcolo del ponteggio nelle diverse condizioni di impiego è stato verificato che esso è stato condotto in armonia alle istruzioni
CNR-UNI 10012/67 e 10011/73 - V.Allegato B.

Attesa l'indeterminazione del coefficiente caratteristico di vincolo, questo è stato desunto attraverso le prove di collasso sui due prototipi di strutture provati, con riferimento al minimo dei carichi di collasso registrato alle prove.

Sono stati richiesti controlli tra valutazioni di calcolo e risultati sperimentali, controllando che fossero comunque rispettati coefficienti di sicurezza (in rapporto al minimo dei risultati di prova);

- non inferiore a 2,2 nelle prove di collasso;
- non inferiore a 2,2 nelle prove di trazione.

./.

V - Istruzioni per le prove di carico del ponteggio

Si è ritenuto di dover richiedere due prove di collasso per ogni schema tipo di ponteggio presentato condotte su prototipi realizzati secondo lo schema allegato C.
Ciò ha permesso di controllare che non si verificassero scarti eccessivi tra i risultati delle due prove (non superiori al 20%) e che il coefficiente di sicurezza complessivo offerto dalle strutture fosse superiore a 2,5.

VI - Istruzioni per il montaggio, impiego e smontaggio del ponteggio.

Si è verificato la rispondenza delle istruzioni alle disposizioni legislative ed alle norme di buona tecnica e prudenza.

VII - Schemi tipo di ponteggio per l'indicazione dei massimi ammessi di sovraccarico, di altezza dei ponteggi e di larghezza degli impalcati.

E' stato verificato che gli schemi presentati riguardassero - conformemente alle norme - ponteggi di altezza non superiore a 20 m.

Si è inoltre controllata la completezza della indicazione dei massimi carichi ammessi per piano, nonchè di tutti i parametri significativi (disposizione e modalità di realizzazione degli ancoraggi, sistemi di protezione contro le cadute, ecc.).

Ponteggi di altezza superiore a 20 m. ed altre opere provvisionali di notevole importanza e/o complessità :

Al fine della realizzazione di tali opere provvisionali sono state predisposte (in relazione all'art.32 del DPR n. 164), le istruzioni allegate (allegato D) che recepiscono le istruzioni CNR-UNI 10011/73 e 10012/67.

ALL/A

./.

ALL.B

IPOTESI DI CARICO E DI SCARICO

A)- Ipotesi di carico

Il calcolo deve prevedere non meno di 4 impalcati, almeno due dei quali carichi ed i rimanenti con solo peso proprio (da assumersi non inferiore a 30 Kg/mq). Uno degli impalcati carichi andrà preso in esame con l'intero carico di esercizio. Il secondo e gli altri eventuali impalcati carichi successivi con un carico ridotto del 50%.

Non saranno ammessi nel calcolo carichi di esercizio inferiori a 150 Kg/mq.

Carichi di esercizio da 150 Kg/mq a 250 Kg/mq saranno consentiti per ponteggio per lavori leggeri (normali lavori di manutenzione, riparazione, ecc.).

Carichi di esercizio non inferiori a 300 Kg/mq dovranno essere previsti per ponteggi per normali lavori di costruzione.

B) - Ipotesi di calcolo

B.1 - Calcolo del ponteggio

Il ponteggio deve essere verificato per i carichi verticali di cui alle ipotesi del punto A e per le azioni orizzontali concomitanti dovute al vento (secondo CNR-UNI 1001/67 - zona 2).
Si deve considerare una sola condizione di carico e trascurare il carico della neve.
Il calcolo deve essere condotto osservando i principi di scienza delle costruzioni e le istruzioni CNR-UNI 10011/73.
Le verifiche da effettuare sono quelle sottoindicate con i gradi di sicurezza prescritti per la I^ condizione di carico :

./.

1). Verifica di stabilità locale del montante compresso;
2) Verifica di stabilità della facciata esterna del proprio piano
3) Verifica delle diagonali.

ALL. C

Istruzioni per le prove di carico su ponteggi eretti secondo lo schema tipo -

Allo scopo di determinare l'effettivo comportamento della struttura in esercizio è necessario effettuare prove di carico dei ponteggi, eretti secondo la schema tipo, portando a rottura almeno due prototipi aventi :
- larghezza non inferiore alla massima distanza tra gli ancoraggi contigui alla stessa verticale e comunque non inferiore a quella corrispondente a 5 piani di ponteggio.

Il ponteggio da sottoporre a prova deve essere eretto secondo lo schema tipo di maggiore impegno per ogni tipo presentato.

Di regola la prova deve essere condotta applicando il carico sui montanti sino al collasso della struttura.

Nei certificati, rilasciati da laboratori ufficiali appartenenti alle Amministrazioni dello Stato, alle Università e Politecnici o dall'ENPI, deve essere precisato, per ogni prototipo provato, il carico massimo, il carico corrispondente alla prima manifestazione di dissesto e le modalità di collasso.

4) Verifica di stabilità della stessa facciata interna nel proprio piano;
5) Verifica di stabilità nel piano trasversale;
6) Verifica degli ancoraggi
7) Verifica dell'impalcato (Verifica dell'elemento per il carico ripartito di esercisio e per una serie di carichi concentrati di 120 Kg.a distanza di 90 cm,non contemporanei al carico di esercizio.

./.

8) Verifica del traverso;

9) Verifica dei giunti;

10) Confronto dei risultati sperimentali con i dati di calcolo e determinazione dei gradi di sicurezza effettivi.

B.2 - Calcoli semplificati

In alternativa al calcolo dell'intero ponteggio, di cui in B.1, si ammettono i calcoli semplificati appresso descritti purchè siano sottisfatti i seguenti requisiti :

a) Ancoraggi : almeno 1 ogni 22 mq. di facciata;

b) Snellezza delle aste non superiore a :
- 200 per le membrature principali;
- 250 per quelle secondarie.

Le verifiche richieste sono le seguenti :

a) verifica del montante del ponteggio (valutando il coefficiente caratteristico di vincolo in base ai risultati sperimentali delle prove di collasso della struttura);

b) verifica dei collegamenti assiali dei montanti;

c) verifica delle diagonali longitudinali (in facciata) ed orizzontali (in pianta);

d) verifica della struttura nel piano di stilata;

e) verifica degli ancoraggi;

f) verifica del corrente interno.

Cap. IV - CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE CONDIZIONI DI IMPIEGO

4.1. - Calcolo del ponteggio da costruzione

4.1.1. Generalità

Per il calcolo si assume lo schema di ponteggio riportato nell'allegato TAV. 14 che prevede n° 15 ripiani aventi tra loro distanza di 2 m., per un'altezza totale (misurata dal piano di appoggio delle basette all'estradosso del piano del tavolato più alto) di m. 28 -

Ogni piano è provvisto anteriormente di un corrente parapetto e, posteriomente, di un corrente posto sotto il traverso.

Sono previste le seguenti diagonali:

a) nel piano longitudinale, le diagonali sono realizzate su tutti i piani;

b) nel piano trasversale orizzontale, le diagonali sono realizzate ogni due piani;

c) nel piano trasversale verticale, la funzione di controventatura è esercitata dagli stessi tdai di ponteggio.

Per il calcolo si adotta un metodo semplificato in quanto sono soddisfatti i seguenti requisiti:

- un ancoraggio ogni 21,6 mq. (> 1 ancoraggio ogni 22 mq.)

Ordine Ingegneri Provincia di Salerno - Dott. Ing. CARLONI LUCIANO - N. 896

GARBEDIL S.r.l.

- snellezza delle aste non superiori a:
  - 200 per membrature principali;
  - 250 per quelle secondarie.

4.1.2. - Valutazione dei carichi

1) Peso proprio del ponteggio.

Considerato che il peso proprio della parte metallica di ponteggio per mq. di facciata è pari 8.50 Kg/mq., il peso proprio afferente ad una stilata alta 22m.è:

$$P_p = 8,5 \times 22 \times 1,80 \simeq 336 \text{ Kg}$$

2) Carichi di esercizio .

Vengono assunte le seguenti ipotesi di carico:

- n° (1) impalcati con carico di esercizio di 300Kg/mq;
- n° (1) impalcati con carico di esercizio di 150Kg/mq;
- n° (4) piani di tavolato, con peso proprio, per ripiano, di 30 Kg/mq.

Il carico complessivo trasmesso al ponteggio è

q_{tot} = 570 Kg/mq.-

Il carico al piede di una stilata, per una lunghezza dell'impalcato di 1,00 m. risulta:

$P_{es} = q_{tot} \cdot 1,00 . 1,80 =$ Kg. 1026

3) Carico totale al piede della stilata

$P = P_p + P_{es} = 336 + 1026 = 1362$ Kg.

4) Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in conformità alle istruzioni CNR-UNI 10012-67, zona 2 (q.20 = 80 Kg/mq.)

L'azione del vento su un modulo calcolato valutando le superfici investite dal vento (considerando sia quella interna che quella esterna).

1) Superfici della parte metallica (per un modulo)

- telaio (diametro x lunghezza) =	0,19 mq.
- correnti (diametro x lunghezza) =	0,09 mq.
- diagonali in vista (diam. x lungh.) =	0,05 mq.
- diagonali in pianta (diam. x lungh.) =	0,04 mq.
Totale superfici investite S_m =.....	0,37 mq.

2) Superfici della parte in legname

- tavola fermapiede	0,20 x 1,80 =	0,36 mq.
- impalcato	0,05 x 1,80 =	0,09 mq.
Totale superfici investite S_l =		0,45 mq.

Considerando che un ponteggio nelle condizioni peggiori viene eretto a ridosso di un edificio a strutture intelaiate aperte, l'azione di schermo esercitata da detto edificio può essere valutata pari al 40 % rispetto a quella relativa ad un ponteggio isolato.

L'azione del vento su un modulo risulta:

$N_v = 1,04 \ (S_m + S_l) \ . \ 80 = 68,22$ Kg.

4.1.3. - Momenti sul montante del telaio

a) - Momento dovuto all'azione del vento.

Si ammette che la pressione del vento applicata all'innesto di due telai sovrapposti, sia uguale a quella dovuta ad un modulo (N_v) .

Ad ognuno dei due telai viene applicata una forza coassiale con il traverso pari a $\frac{N_v}{2}$ Kg.

Il momento massimo su ogni montante si ha in corrispondenza dell'attacco dell'archetto di irrigidimento al montante che, se h' è l'altezza di tale punto d'attacco, vale:

$$Mv = \frac{Nv}{2} \times \frac{1}{2} h' = \frac{68,22}{2} \times \frac{1}{2} \times 1,45 = 24,73 \text{ Kg}\times\text{m}$$

b) - Momento dovuto al carico di esercizio (330 Kmq.)

Dato che il portale è irrigidito da un archetto di tubo Ø 26,9/2,3 , il momento massimo si ha all'attacco dell'archetto di irrigidimento al montante che si trova ad altezza h' = 1450 mm.

Posto:

a = lunghezza del traverso = 1,00m

b = interasse delle stilate = 1,80m

h = lunghezza del montante tra due traversi successivi = 2,00m

h' = punto di attacco di irrigidimento del montante =1,45 m.

J' = momento di inerzia della sezione normale del montante

J'' = momento di inerzia della sezione normale del traverso

ponendo $K = \frac{J''}{J'} \cdot \frac{h}{a} = 1 \times \frac{2,00}{1,00} = 2$

detto q il carico di esercizio pari a 330 Kg/mq.

si ha un momento all'attacco del traverso dato da:

$$M = \frac{q\, a^2 b}{6(2+K)} = \frac{330 \times 1,00^2 \times 1,80}{6(2+2)} = 24,75 \text{ Kg}\times\text{m}$$

Il momento massimo all'attacco dell'archetto sarà

$$M_a = M \times \frac{h'}{h} = 24,75 \times \frac{1,45}{2} = 17,94 \text{ Kg}\times\text{m}$$

c) - Verifica del telaio ai carichi di esercizio

Non tenendo conto della controventatura, considerando un carico ripartito di 330 Kg/mq. si ha che il momento massimo mezzeria del traverso con le stesse notazioni del punto b)

$$M_t = \frac{2+3K}{2+K} \times \frac{q a^2 b}{24} = \frac{8}{4} \times \frac{330 \times 1{,}00^2 \times 1{,}8}{24} = 49{,}5 \text{ Kgm}$$

La sollecitazione risultante è

$$\sigma = \frac{Mt}{W} = \frac{49{,}500}{4{,}430} = 11{,}17 < \sigma_{amm} = 16 \text{ Kg/mmq}$$

Il momento totale sul montante dovuto al vento ed al carico di esercizio è :

$$M_t = M_v + M_c = 24{,}75 + 17{,}94 = 42{,}69 \text{ Kgm}$$

Per il paragrafo 4.4.1 delle istruzioni CNR-UNI 10011/73/

$$M'_t = M_t \times 0{,}75 = 32{,}00 \text{ Kgm}$$

4.1.4. - Verifica del montante del ponteggio

Per un carico minimo di collasso per montante risultante dalle prove d'insieme (v.certificato n°292119 del 6.12/1978 è:

P_{cr} = 4020 Kg.

La tensione critica risulta:

$$\sigma_c = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{4020}{414} = 9{,}71 \text{ Kg/mmq}$$

La tensione minima di snervamento per l'acciaio tipo 1 è data da σ_s = 24 Kg/mmq

dove A è l'area della sezione del montante (414 mmq).

Dal rapporto $\frac{\sigma_c}{\sigma_s}$ = 0,404 tra tensione critica e tensione di snervamento è possibile ricavare il rapporto $\frac{\lambda}{\lambda_p}$ = 1,45 tra la snellezza effettiva e la snellezza corrispondente al limite di validità del comportamento in fase puramente elastico

$$(\lambda_p = \pi\sqrt{\frac{E}{\sigma_s}} = 92{,}93)$$

attraverso il prospetto 4-1 delle istruzioni CNR-UNI 10011/73 quindi è possibile definire la snellezza

λ = 1,45 x 92,93 = 135 ; ω = 2,49.

Dalla relazione $= \frac{l}{i} = \frac{\beta\, lo}{si}$ si ottiene il coefficiente sperimentale di vincolo:

$$\beta = \frac{\lambda i}{l_o} = 0{,}69$$

- i, è il raggio di inerzia della sezione trasversale del montante i = 16,1 mm.
- lo è la distanza verticale tra gli ancoraggi lo = 4000mm.

La verifica di stabilità del ponteggio può essere limitata a quella di stabilità locale del montante pressoinflesso (vedere istruzione CNR-UNI 1001/73,

punto 4.4.1.).

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{\omega P_m}{A} + \frac{M_t}{\left(1-1{,}5\,\frac{P_M}{\sigma_K \cdot A}\right)W} < \sigma_{Amm.}$$

ove:

- Pm è il carico al piede del montante dovuto al peso proprio ed al carico di esercizio, =681 Kg
- ω è il coefficiente di AMPLIFICAZIONE DEI CARICHi relativo alla snellezza λ e deducibile per gli acciai tipo I dal prospetto 4.II.C della tabella CNR-UNI 10011/73 = 2,49
- A è l'area della sezione del montante: 414mmq
- M_t' è il momento totale sul montante (v. punto 4.1.3) M_t = 32,00 Kgm.
- σ_K è la tensione critica calcolata con la formula di Eulero ricavata dal prospetto 4.IV delle istruzuini citate = 11,37 Kg/mmq.
- W è il modulo di resistenza della sezione = 4430mm^3
- $\sigma_{Amm.}$ è la tensione ammissibile per il materiale; per la condizione di carico II; σ_{amm} = 18Kg/mm^2

quindi si ha:

$$\sigma = \frac{2{,}49 \times 681}{414} + \frac{32{,}00}{\left(1-1{,}5\times\frac{681}{11{,}37\times414}\right) \times 4{,}430} =$$

$$= 4{,}09 + 9{,}28 = 13{,}42 \text{ Kg/mmq} < 18 \text{ Kg/mmq.}$$

4.1.5. - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI

La pressione del vento su due moduli liberi, quando non si tiene conto della riduzione dovuta all'azione di schermo esercitata dall'edificio (v.punto 4.1.2.), è .

$N_V' = 1{,}2\ (S_m+S_1)\ 80.2 = 157{,}44$ Kg

Lo sforzo sul collegamento assiale è:

$X = N_V' \frac{h}{a} = 314{,}88$ Kg

Poichè il carico minimo di rottura del collegamento assiale (v.certificati EMPI n°295911-295915) è di y= 4800 Kg, il coefficiente di sicurezza risulta:

$\frac{y}{x} = 15{,}24 > 2{,}2$

4.1.6. - Verifica delle diagonali

Si suppone che le diagonali di facciata stabilizzino entrambi i montanti della stilata.

Chiamato P il carico totale al piede della stilata, lo sforzo tagliante (fittizio) è $T^* = \frac{\omega \cdot P}{100}$

per λ = 135

si ha ω = 2,49

da cui $T^* = \frac{2{,}49 \times 1{,}362}{100} = 33{,}91$ Kg

Poichè la diagonale forma un angolo $\alpha = 34°5$ con il piano orizzontale, lo sforzo sulla diagonale stessa è: $N_d = \frac{T^*}{\cos\alpha} = 41,14$ Kg

Chiamati:

- l_d, la lunghezza della diagonale= 2185mm
- i_d raggio di inerzia della sezione traversa =8,74mm
- $\lambda_d = \frac{l_d}{i_d}$, la snellezza della diagonale =250 = 250
- ω_d il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza λ_d (v.prospetti CNR-UNI 10011-73) $\omega_d = 7,74$
- S_d l'area della sezione della diagonale =178 mm^2;

si deve verificare :

$$\sigma = \frac{N_d \cdot \omega_d}{S_d} = 1,79 \text{ Kg/mmq} < \sigma_{amm.}$$

Dalle prove di trazione condotte sui collegamenti di facciata (v.certificato n°295856 + 295860 del 6/2/79) risulta un carico minimo di rottura Ad=1320 Kg;

Il grado di sicurezza degli attacchi risulta quindi:

$$V = \frac{A_d}{T^*} = \frac{1320}{33,91} = 38,92 > 2,2$$

Dalle prove di compressione condotte sui collegamenti di facciata risulta un carico minimo di collasso A crit =310 Kg (v.certificato n° 295866÷295870 del 6/2/79)

Il grado di sicurezza risulta quindi $\frac{A_{crit}}{T^*} = 9,14 > 2,2$

4.1.6.2. - Verifica delle diagonali nel piano orizzontale (in pianta) all'azione del vento.

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la capacità di trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.

Prevista la presenza di un piano controventato in pianta ogni due piani di ponteggio, una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a 2 moduli ($2N_v$).

Se α è l'angolo che la diagonale forma con il corrente , lo sforzo nella diagonale è :

$$N = \frac{2N_v}{\text{sen } 30°} = \frac{2 \times 68,22}{0,5} = 272,88 \text{ Kg.}$$

Chiamati:

- l_p la lunghezza della diagonale in pianta = 2050mm
- i_p il raggio di inerzia della sezione trasversale = 8,74mm
- λ_p la snellezza relativa alla diagonale $= \frac{l_p}{i_p} = 235$
- A_p l'area della sezione trasversale della diagonale = 178 mmq.

Dalle tabelle XXXXX (X 4.II. C) delle istruzioni CNR-UNI 10011/73, si ricava il coefficiente

$\omega = 6,85-$

Pertanto si ha :

$$\sigma = \frac{N \cdot \omega}{s\beta} = 10,50 \text{ Kg/mmq} < \sigma_{amm.}$$

Atteso che dalle prove di trazione condotte sui collegamenti in pianta (v;certificato n°295876 + 295880 del 6/2/79) risulta un carico minimo di rottura di $A_p = 850$ Kg. ,.il grado di sicurezza risulta:

$$\frac{A_p}{2\,N_v} = \frac{850}{2 \times 68,22} = 6,23 > 2,2$$

Atteso che dalle prove di compressione condotte sui collegamenti in pianta (v.certificato n° 295886 + 295890 del 6/2/79) risulta un carico minimo di collasso $A_{crit} = 300$Kg il grado di sicurezza risulta:

$$\frac{A_{crit}}{2\,N_v} = 2,2 = 2,2$$

4.1.6.3. - Verifica delle stilate alle azioni taglianti .

Il telaio, deve essere in grado di assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata.

Il telaio va quindi verificato per resistere nel suo

piano ad uno sforzo tagliante :

$$T^* = \frac{\omega \cdot P}{100} = 33,91 \text{ Kg.}$$

uguale a quello indicato al punto 4.1.6.

Atteso che nelle prove di rigidezza condotte sul collegamento trasversale offerto dal telaio è risultato un carico minimo di collasso T= 500Kg. (v.certificati n° 295846 + 295850 del 6/2/79) , il coefficiente di sicurezza del collegamento della diagonale assicurato dalla diagonale risulta :

$$\frac{T}{T^*} = \frac{500}{33,91} = 14,74 > 2,2$$

4.1.7. - Verifica degli ancoraggi

Gli ancoraggi sono sottoposti all'azione dovuta al vento ed agli sforzi di stabilizzazione delle stilate .

- Vento

Con la schematizzazione prevista su ogni ancoraggio gravano sei moduli .

Lo sforzo sull'ancoraggio dovuto al vento è:

$$S_v = 6\,N_v = 6 \times 68,22 = 409,32 \text{ Kg.}$$

- Stabilizzazione delle stilate

Con la schematizzazione prevista ogni ancoraggio deve stabilizzare tre stilate:

$$S_s = 3 \times T^* = 101{,}73 \text{ Kg.}$$

Dove S_s è lo sforzo trasmesso sull'ancoraggio.

Lo sforzo totale sull'ancoraggio è :

$$S_t = S_s + S_v = 409{,}32 + 101{,}73 = 511{,}05 \text{ Kg.}$$

Verifica dell'ancoraggio a cravatta realizzata mediante tubi e giunti ortogonali .

Nel caso in cui l'ancoraggio si è realizzato mediante cravatte costituite da tubi e giunti ortogonali (v. Tav.18) occorre che questi elementi siano forniti da ditta autorizzata .

Ammettendo pari a 1000 Kg il valore medio del frattile 5% risultante dalle prove di scorrimento su giunti protetti con lo sforzo totale sull'ancoraggio si ha un coefficiente di sicurezza dato da :

$$N_g = \frac{1000}{511{,}05} = 1{,}95 > 1{,}5$$

Verifica dell'ancoraggio a sbatacchio con anello

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante sbatacchio con anello (v.tav. 18) quest'ultimo deve essere costituito da un tondino di acciaio avente diametro non inferiore a 6 mm.

In tale condizione si ha :

$$\sigma = \frac{S_s + S_v}{2\pi r^2} = \frac{511{,}05}{56{,}52} = 9{,}05 \text{ Kg/mmq} < \sigma_{amm}$$

L'anello deve essere adeguatamente annegato a parti stabili delle strutture .

4.1.8. - Verifica del corrente interno all'azione del vento

Il corrente interno, per effetto dell'azione del vento, viene sollecitato , se le diagonali in pianta formano un angolo $\alpha = 30°$ con il corrente , da uno sforzo:

$$N_c = \frac{2\,N_v}{tg\,.} = \frac{2 \times 68{,}22}{0{,}577} = 236{,}46 \text{ Kg}$$

ove N_v è la pressione del vento sul modulo .

Chiamato:

l_c la lunghezza del corrente = 1800mm

i_c il raggio di inerzia della sezione trasversale del corrente = 8,74mm

λ_c uguale $\frac{l_c}{i_c}$ la snellezza del corrente = 206

ω_c coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza λ_c ; $\omega_c = 5{,}34$

S_c, l'area della sezione del corrente = 178mmq si deve verificare :

$$\sigma = \frac{N_c \times \omega}{S_c} = \frac{236,46 \times 5,84}{178} = 7,09 < \sigma_{amm}$$

4.1.9. - Verifica dell'impalcato

Gli impalcati possono essere realizzati con le seguenti caratteristiche minime:

a)tavole semplici di legno 5 x 20 cm

b)tavole semplici in legno 4 x 30 cm

Per questi tipi di impalcato è stata di seguito condotta verifica statica.

Qualora l'impalcato venisse realizzato con altri tipi di materiale dovrà essere condotta caso per caso apposita verifica statica.

L'ipotesi di calcolo adottata prevede la verifica per un carico di 330 Kg/mmq compreso il peso proprio delle tavole, uniformemente distribuito oppure per un carico concentrato di 120 Kg in mezzaria, oppure per due carichi di 120 Kg concentrati , distanziati tra loro di 90 cm e posti nella posizione di massimo momento flettente: notiamo che quest'ultima condizione di carico coincide colla precedente.

Gli appoggi della tavola sono a interasse di 180 cm.

I risultati delle verifiche sono stati raccolti nella seguente tabella:

	Impalcato tipo " a "	Impalcato tipo " b "
Carico uniformemente distribuito	= 32,2 Kg/cm^2	= 33,5 Kg/cm^2
Carico concentrato	= 65 Kg/cm^2	= 68 Kg/cm^2

4.1.10. - VERIFICA STRUTTURE SPECIALI

4.1.10.1. - INTERRUZIONE DI UNA STILATA CON INTERPOSIZIONE DI DUE TRAVETTE CARRAIE COSTRUITE IN TUBI E GIUNTI.

L'interruzione di una stilata a qualsiasi altezza deve prevedere l'attuazione nel corpo del ponteggio stesso di una trave per montante, costruita in tubi e giunti di ditta autorizzata atta a sostenere la stilata sospesa.

4.1.10.2. - VERIFICA DEL MONTANTE ADIACENTE ALLA STILATA SOSPESA

Si considera (v.Tav. 15) lo schema tipo nel quale viene riportato la condizione più sfavorevole ~~di un piede~~ e cioè quando la travetta viene montata all'altezza del secondo piano e sopporta, quindi, il carico dovuto alla stilata sospesa per i rimanenti nove piani . Qui di seguito si ritengono valide tutte le ipotesi di carico fin qui prese in considerazione.

Pertanto si ha:

- carico accidentale sulla mezzeria della travetta dovuto alla stilata sospesa

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 570 \times 1{,}00 \times 1{,}80 = 514 \text{ Kg}$$

- peso proprio della stilata alta 18 m. su una travetta

$$P_2 = \frac{1}{2} \times 18 \times 1{,}80 \times 8{,}5 = 138 \text{ Kg}$$

- azione complessiva sul montante dovuta alla stilata sospesa

$$N_1 = \frac{514}{2} + \frac{138}{2} = 326 \text{ Kg.}$$

- azione sul montante dovuta alla stilata propria (v.4.1.2.)

$$N_2 = 680 \text{ Kg}$$

- carico complessivo sul montante

$$N = N_1 + N_2 = 326 + 680 = 1006 \text{ Kg.}$$

Secondo lo schema tipo riportato sul disegno allegato (v. Tav. 15) sono stati previsti rinforzi supplementari costituiti da :

- raddoppio dei montanti interessati dall'interruzione, da terra all'attacco delle travette;
- due rinforzi di stilata costituiti da tubi e giunti formati da una diagonale ed uno stocco orizzontale per ogni telaio verso il vuoto;
- diagonale in pianta a tutti i moduli che contornano quelli mancanti;
- ancoraggi a tutti i telai, posti immediatamente sotto i traversi, in ognuna delle stilate verso il vuoto, ed uno al piede del telaio di ripresa,

quindi il montante preso in considerazione viene

verificato per una lunghezza libera di inflessione pari a 2 m. , per cui si ha:

$$\lambda = \frac{200}{1,61} = 124 \quad \text{da cui}$$

$$\omega = 2,17$$

La tensione totale relativa al carico ed al momento sul montante sarà data da :

$$\sigma = \frac{\omega \times N}{2\,A} + \frac{M_t}{\left(1 - \frac{1,5 \times N}{\sigma_E \cdot A}\right) 2\,W} =$$

$$= \frac{2,17 \times 1006}{2 \times 414} + \frac{32000}{\left(1 - \frac{1,5 \times 1006}{1,37 \times 414}\right) \cdot 2 \times 4430} =$$

$$= 2,63 + 5,82 = 8,45 \text{ Kg/mmq} < \sigma_{amm}$$

4.1.10.3 - VERIFICA DELLA DIAGONALE IN VISTA

Consideriamo una delle diagonali in vista che stabilizzano il montante della stilata .

Poichè il carico assiale per il montante è 1006 Kg con le stesse notazioni di cui al punto precedente

$\lambda = 124$ ed $\omega = 2,17$

$$T = \frac{\omega \cdot N}{100} = \frac{2,17 \times 1006}{100} = 22 \text{ Kg.}$$

Chiamato $\alpha = 32°$ l'angolo formato dalla diagonale con il piano orizzontale, la sollecitazione alla quale essa risulterà sottoposta sarà data da

$$N_d = \frac{T}{\cos \alpha} = \frac{22}{0,824} = 26,69 \text{ Kg.}$$

La sollecitazione risultante sarà con le notazioni del punto 4.1.6, in cui l_d è uguale a 2185 mm; λ_d è uguale a 250 ed ω_d è uguale a 7,74 essendo S_d uguale a 178 mmq , risulterà :

$$\sigma = \frac{N_d \times \omega_d}{S_d} = \frac{26,69 \times 7,74}{178} = 1,16 \text{kg/mmq} < \sigma_{amm}.$$

4.1.10.4. - VERIFICA DELLE DIAGONALI POSTE AD IRRIGIDIMENTO TRASVERSALE DEL TELAIO.

Lo sforzo tagliante dovuto al carico assiale è $N_d = 26,69$ Kg.

Se $\alpha = 35°$ è l'angolo tra il montante e la diagonale considerata, tale diagonale sarà sollecitata da una forza data da :

$$N = \frac{2\,N_d}{\text{sen}\,\alpha} = \frac{2 \times 26,69}{0,573} = 93,16 \text{ Kg.}$$

Si considera una lunghezza libera inflessione uguale alla lunghezza effettiva in quanto si ritiene la diagonale incernierata agli estremi; quindi $\beta = 1$

da cui $\lambda = \frac{1800}{16,1} = 112$ cui corrisponde $\omega = 1,86$.

$$\sigma = \frac{N \times \omega}{A} = \frac{93,16 \times 1,86}{459} = 0,38$$

4.1.10.5. - VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI

La protezione attuata per una larghezza di 1,70 m. con tavole di abete con spessore non minore di 4 cm. grava sull'elemento portante del parasassi per l'ampiezza di una campata (m.1,80) con un carico complessivo che , essendo il peso specifico del legno

GARPEDIL s.r.l.

Ordine Ingegneri Provincia di Salerno Ing. C.ARLONI LUCIANO N. 886

di abete 700 Kg/Mc , è dato da :

1,70 x 1,80 x 0,04 x 700 = 86 Kg. -

Atteso che gli elementi componenti siano in grado di sostenere tale carico, la stessa cosa si può dire sulla resistenza allo scorrimento dei giunti di attacco al ponteggio e di quello che collega le due aste tra loro.

Per verificare la struttura all'azione del vento si fa riferimento alle norme CNR-UNI 10012/67 punto 3 .4.4.3., e quindi sulla parte di parasassi relativa ad un modulo si eserciterà una forza data da :

$F = S\,c\,q = 1,7 \times 1,8 \times 0,6(1+\text{sen}\,\alpha) \times 80$ che per $\alpha = 45°$ diventa

$F = 1,7 \times 1,8 \times 1,02 \times 80 = 250$ Kg.

Adoperando giunti di ditte autorizzate per i quali si ammette che la resistenza allo scorrimento abbia un valore frattile 5% , pari a 1000 Kg. si avrà un coefficiente di sicurezza

$$\frac{1000}{250} = 4 > 1,5$$

Considerando inoltre il tirante -puntone come asta

GARPEDIL s.r.l.

Ordine Ingegneri Provincia di Salerno Ing. C.ARLONI LUCIANO N. 886

incastrata ad uno estremo ed incernierata all'altro, si avrà $\beta = 0,8$ e la sua lunghezza libera sarà $l = \beta \cdot l_0 = 0,8 \times 1700 = 1360$ mm, essendo 1700 mm, la sua lunghezza effettiva.

Da ciò si ricava $\lambda = \frac{1360}{16,1} = 84,5$ cui corrisponde

$\omega = 1,36$.

La sollecitazione determinata dal vento su tale elemento del parasassi sarà data da:

$$\sigma = \frac{N \times \omega}{A} = \frac{250 \times 1,36}{459} = 0,74 \text{ Kg/mmq.} < \sigma_{amm.}$$

CAP. V - ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO.

Sono stati sottoposti a prova di collasso due prototipi di ponteggio, entrambi montati secondo lo schema tipo, costituiti da 5 piani e da 4 stilate, collegati strutturalmente.

a) Sul piano di facciata esterna:
   - da un corrente con funzione di parapetto per ogni riquadro di facciata, impiegando complessivamente n° 15 elmenti;
   - da una diagonale semplice pee ogni riquadro di facciata, impiegando complessivamente n° 15 elementi;

b) Sul piano di facciata interna:
   - da un corrente per ogni riquadro, posto al di sotto del traverso, impiegando complessivament e n° 15 elementi;

c) Sui piani trasversali orizzontali
   - da un diagonale semplice per ogni riquadro, a piani alterni di ponteggio in corrispondenza dei piani ancorati, impiegando complessivamente n° 9 elementi.

Gli ancoraggi sono stati realizzati sulle stilate esterne del prototipo in corrispondenza dei piani

1°, 3° e 5° impiegando un totale di 6 ancoraggi.

Il dispositivo di applicazione dei carichi prevedeva:

- un piano di lavoro caricato con 330 Kg/mq
- forze orizzontali di 50 Kg. normali al piano di facciata, applicate ai nodi delle stilate centrali per un totale di 8 x 50 = Kg. 400
- una forza orizzontale di 200 Kg parallela al piano di facciata, applicata in corrispondenza del piano di ponteggio
- carichi assiali fissi di 400 Kg. per stilata costituiti dal dispositivo di applicazione dei carichi variabili indotti dai martinetti
- carichi verticali crescenti , applicati alla sommità degli otto montanti.

I carichi del piede del montante che hanno determinato il collasso sono risultati (prove n°292118 e 292119 del 6.12.78)

$$P_{c_1} = 4035$$

$$P_{c_2} = 4020$$

Il carico al piede di un montante per ponteggio di altezza pari a 22 m., in presenza di impalcati a

tutti i piani e di due piani caricati con il carico di esercizio risulta :

- Peso proprio della struttura .....=168Kg
- Peso impalcati (30 x 10 =300 Kg/mq)

  I/2 x 300 x 1,80 x 1,00 .....=270Kg
- Carico di esercizio (300 + 150 =450 Kg/mq)

  1/2 x 450 x 1,80 x 1,00 .....=405Kg

Carico totale P_m....=843Kg

Il coefficiente di sicurezza delle strutture rispetto al minimo dei carichi di collasso risulta:

$$V = \frac{P_{c\,min}}{P_m} = \frac{4020}{843} = 4,77 > 2,5$$

CAP. VI - ISTRUZIONI PER IL MONTAGGIO , L'IMPIEGO E LO SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO.

PREMESSA : Oltre le seguenti istruzioni per il montaggio ,l'impiego e lo smontaggio, debbono essere osservate le norme del D.P.R. n°164 del 7.1.1956 e del D.P.R. n° 547 del 27.4.1955.

6.1. - GENERALITA'

6.1.1. Il disegno esecutivo, unitamente alla copia dell'autorizzazione;deve essere tenuto in cantiere a disposizione degli Ispettori del lavoro.
Il disegno esecutivo deve essere conforme allo schema tipo fornito dal fabbricante del ponteggio;ogni modofica del ponteggio compatibile con la sua stabilità può avere luogo solamente nell'ambito dello schema tipo e deve essere riportato su disegno esecutivo.
Per ponteggi di altezza inferiore a 20 metri , il disegno esecutivo deve essere firmato dal responsabile del cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante, mentre per ponteggi di altezza utile superiore a 20 metri, 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 alla professione ed iscritto negli albi professionali.

E' vietato montare sul ponteggio tabelloni pubblicitari, graticciati, teli o altre schermature a meno che non si sia provveduto all'aumento, rispetto allo schema tipo, del numero di ancoraggi e di diagonali sulla base di un calcolo eseguito da un ingegnere o da un architetto abilitati all'esercizio della professione , in relazione all'azione del vento presumibile per la zona ove il ponteggio viene montato (v.punto 3.4 dell'istruzioni CNR-UNI 10012/67 ~~mat~~).

6.1.2 - Le operazioni di montaggio e di 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 norme del D.P.R. n°164 del 7/1/1956 e le seguenti istruzioni.

6.1.3. - Gli elementi del ponteggio da utilizzare devono essere controllati prima del loro impiego allo scopo di eliminare quelli che presentino deformazioni, rotture, ossidazioni e corrosioni pregiudizievoli per la resistenza del ponteggio.
Gli elementi insufficientemente protetti contro gli

agenti atmosferici non devono venire impiegati .

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

- guanti
- elmetti
- calzatura con suola flessibile, antisdrucciolevole
- cintura di sicurezza a bretella, provvista di mezzo di aggancio alle strutture di 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 in modo da non superare la resistenza unitaria di questo; detti elementi devono offrire resistenze sufficienti all'azione delle basette.

Qualora il primo traverso dei telai sia posto ad un'altezza dal piano di appoggio maggiore di 205 cm., le basette dovranno essere fissate agli elementi di ripartizione che, in tal caso, interesseranno almeno due montanti attigui.

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 costruzione di impalcati accostati all'opera in costruzione (v.6.1.3.);
- 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 del dispositivo di collegamento assiale dei telai (spine);
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali;
- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, delle diagonali in vista ed in pianta seguendo il normale progredire del montaggio del ponteggio ed in conformità ai disegni esecutivi;
- che il traverso più alto del ponteggio in corso di

costruzione non deve superare di 4 metri l'ultimo ordine di ancoraggi. Ove, per esigenze specifiche, fosse necessaria un'altezza libera di ponteggio oltre l'ultimo ancoraggio superiore a 4 metri dovranno essere prvisti, progettivamente, 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 i telai di base;
- attuato il primo orizzontamento, si mettono in opera gli ancoraggi e, nel contempo, si provvede a controllare la verticalità dei montanti ed i loro interassi;
- si prosegue il montaggio avendo cura di ottemperare alle istruzioni sotto riportate.

6.2.4. Nel montaggio degli elementi costituenti il ponteggio devono essere osservate le seguenti istruzioni:

- i telai portanti verticali devono avere i montanti collegati assialmente in modo che gli stessi siano

atti a resistere agli sforzi di trazione.

- I correnti, le diagonali, le mensole, le travette per varchi e passi carrai, i parasassi, ecc. devono essere collegati in almeno due punti; il dispositivo di collegamento deve realizzare l'unione degli elementi in maniera tale che la separazione degli stessi avvenga con intervento volontario e ne sia esclusa la disattivazione per cause accidentali.
- Si devono realizzare su tutti i riquadri collegamenti orizzontali (diagonali in pianta) almeno ogni due piani di ponteggio curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale.
- Si devono realizzare collegamenti longitudinali (di facciata) mediante correnti e diagonali, curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale.
- Gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti in conformità alla tav.18 dei disegni allegati.

L'impiego dei vitoni è consentito alla condizione che le superfici di contrasto offrano durevoli condizioni di resistenza.

Gli ancoraggi devono essere disposti seguendo quanto indicato nello schema del ponteggio.

- L'interruzione di parte del ponteggio per la realizzazione di passi carrai o per altri motivi è consentita qualora realizzata conformemente a quanto indicato nella tav. 15 dei disegni allegati. Nella tavola 16 dello stesso allegato vi è specificato lo schema di montaggio di una travetta per passo carraio con la indicazione dei carichi massimi previsti e del numero di giunti. Più precisamente:

- BRIGLIA SUPERIORE: n°2 giunti di cui uno normale più uno supplementare ad ogni estremità.
  " " n°1 giunto normale al centro
- DIAGONALI: n°2 giunti di cui uno normale ed uno supplementare ad ogni estremità.
- BRIGLIA INFERIORE: n°1 giunto normale per nodo.
- MONTANTE CENTRALE: n°1 giunto normale al nodo con la briglia superiore.
  " " n°2 giunti di cui uno normale più uno supplementare al nodo con la briglia inferiore.

In questo caso e comunque quando sia necessario utilizzare elementi di ponteggio a tubi e giunti (livellamento dei piani di partenza per ponteggi a telaio o particolari partenze del ponteggio per ottenere aperture diverse) è necessario:

a) che gli elementi di ponteggio a tubi e giunti appartengano ad un unico tipo di ponteggio autorizzato;
b) che vengano scrupolosamente seguiti, per la parte realizzata con elementi a tubi e giunti, gli specifici schemi previsti nell'autorizzazione, sia per quanto riguarda il numero e la posizione degli elementi utilizzati, sia per quanto riguarda i sistemi di vincolo (ancoraggi);
c) che sia possibile la normale giunzione tra elementi a tubi e giunti ed elementi a telaio, senza ricorso a soluzioni di ripiego o all'impiego di elementi di giunzione non previsti nelle autorizzazioni;
d) che si provveda comunque a chiudere i telai dei ponteggi prefabbricati in prossimità dell'innesto.

- Il montaggio di apparecchi di sollevamento sui ponteggi è consentito per apparecchi aventi portata non superiore a 200 Kg e sbraccio non superiore a 1200mm. alle seguenti condizioni:

a) raddoppio del montante interessato (realizzato co giunti resistenti a trazione;

b) realizzazione di un adeguato sistema di ancoraggio.

Il raddoppi viene effettuato affiancando al montante interessato, per tutta la sua altezza, un tubo , collegato mediante giunti paralleli, in corrispondenza del piede di ciascun telaio. Tubo e giunti devono appartenere ad un unico tipo di ponteggio autirizzato.

6.3. IMPIEGO

6.3.1 I piani di ponteggio destinati al lavoro devono:

- avere elementi di tavolato con sezioni, se in leg no, non inferiori a 5 x 20 cm. o 4 x 30 cm.
  Le tavole non devono presentare parti a sbalzo; le loro estremità devono essere sovrapposte, sempre in corrispondenza di un traverso, per non meno di 40 cm.
- Essere costituiti da intavolati ben accostati tra loro e all'opera in costruzione;per la esecuzione dei lavori di finitura è consentito un distacco dal la muratura non superiore a 20 cm..
- Essere utilizzati solo allorquando non distino più di 2 m. dall'ordine più alto di ancoraggi.
- Essere provvisti di un impalcato di sicurezza (sot toponte) avente resistenza non inferiore a quella

prevista nello schema del ponteggio, con tavole as sicurate in maniera adeguata contro gli spostamen ti.

- Essere provvisti su ciascun lato libero di un para petto composto di un corrente superiore, di un cor rente intermedio e da una tavola fermapiede alta non meno di 20 cm.
  In questi elementi: (v. TAV. 10-11)

a) il bordo superiore del corrente più alto deve esse sistemato a non meno di 1 metro dal piano dell'im palcato;

b) la tavola fermapiede va sistemata con il bordo in feriore a contatto con il piano di calpestio dello impalcato; la distanza tra corrente e fermapiede non deve superare i 60 cm.

c) alle estremità del ponteggio, ai piani interessati, la protezione contro il vuoto sarà costituita da due correnti in tubi e giunti e dalla tavola ferma piede. I giunti ortogonali di collegamento vanno sistemati al di sopra dei perni di attacco dei cor renti parapetto della facciata esterna, sul montan te anteriore e su quello posteriore alla stesso li vello, come indicato nel disegno allegato tav. 12-13

- Essere provvisti, per tutta l'estensione dello impalcato di lavoro (escluso lo spazio necessario al passaggio dei materiali sollevati con apparecchi di sollevamento montati sul ponteggio e le zone interdette al transito di persone), di un parasassi capace di intercettare la caduta di materiali. La distanza massima tra il parasassi ed un qualsiasi impalcato utile non deve superare i 12 metri.
  I parasassi devono intendersi, inproiezione orizzontale e verticale fuori dell'impalcato, per almeno 180 cm.e devono raccordarsi con un impalcato regolamentare. (V. TAV. 17)
  Essere provvisti di indicazione chiara e visibile le condizioni massime ammissibili di carico.

6.3.2. - L'utilizzazione dell'ultimo ripiano, a quota circa 20 metri, è consentita solo se viene montato, al di sopra di esso come indicato nel disegno allegato tav. 14, un ulteriore ordine di telai per coronamento ed irrigidimento superiore,regolarmente collegati e controventati: ciò oltre all'applicazione dell'impalcato, del parapetto regolamenatre e della tavola fermapiede.

6.3.3. Qualora siano prevedibili, durante l'esercizio del ponteggio, precipitazioni nevose, dovrà essere adeguatamente ridotto il numero degli intavolati in modo che il presumibile carico di neve sia inferiore al carico complessivo ammissibile per il ponteggio.

6.3.4. Devono essere effettuati i seguenti controlli:
- il responsabile di cantiere, ad intervalli periodici (e comunque ogni tre mesi) o dopo violente perturbazioni atmosferiche o prolungate interruzioni del lavoro, deve assicurarsi che:
  a) gli appoggi siano in buono stato;
  b) i montanti siano verticali;
  c) i collegamenti siano efficienti;
  d) gli ancoraggi e le diagonali siano efficaci curando eventualmente la sostituzione ed il rinforzo degli elementi inefficienti.

6.3.5. Si devono far controllare da persona competente:
- la regolarità degli impalcati ed il loro fissaggio al ponteggio;
- l'esistenza di parapetti completi sugli impalcati di lavoro;
- il rispetto dei limiti di sovraccarico previsti e l'osservanza dei limiti nel numero degli impalcati

scarichi e carichi fissati nello schema;

- l'osservanza del divieto di salire e scendere lungo i montanti;
- la corrispondenza della disposizione 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. Gli impianti elettrici e gli apparecchi mossi elettricamente, comunque interessanti il ponteggio, devono essere, per costruzione, idonei alle condizioni di lavoro (umidità, pioggia, ecc.) ed essere istallati in modo da evitare sulle strutture tensioni di conto.

6.4. SMONTAGGIO

Si devono osservare le seguenti precauzioni:

- lo smontaggio del ponteggio deve essere graduale;
- gli ancoraggi e le diagonali devono essere smontati gradualmente di pari passo con il progredire dello smontaggio ed in modo da garantire la stabilità del ponteggio;
- gli elementi del ponteggio devono essere calati utilizzando mezzi appropriati, evitando di gettarli dall'alto.

****

Ordine degli Ingegneri Provincia di Salerno - Ing. CARLONI LUCIA - N. 888

CARPEDIL s.r.l. - PIANA DEL SELE (SA) - S.S. 18 Km. 86

CARPEDIL s.r.l. - PONTE BARIZZO SA
ATTREZZATURE METALLICHE PER EDILIZIA
S.S. 18 Km. 86 - Tel. (0828) 601088
84060 PONTE BARIZZO - PIANA DEL SELE (SA)
Capitale Sociale Lit. 100.000.000 int. vers.
Codice Fiscale: 00 29494 0655

Ponte Barizzo, li 16-4-80.

OGGETTO: ERRATA CORRIGE ALLA RELAZIONE TECNICA, PER IL PONTEGGIO A31, DEL 12-4-80.

CAP. VI - PUNTO 6.2.4. pag. 51.

Dopo la frase corrispondente al IV trattino aggiungere, preceduta da trattino, la seguente frase:

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

Ordine degli Ingegneri Provincia di Salerno - Ing. CARLONI LUCIA - N. 888

CARPEDIL s.r.l. - PIANA DEL SELE (SA)

CARPEDIL s.r.l.

stabilimento e uffici: s.s. 18 km 86
84080 - Ponte barizzo (salerno) tel. (0828) 60108

oggetto:

schema tipo di

ponteggio a telaio prefabbricato; tipo A_{31}

MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE
Direzione Generale dei Rapporti di Lavoro
Div. VII - Sicurezza e igiene del lavoro
ALLEGATO N. 1 all'autorizzazione di cui alla lettera
Prot. 21940 PR4 B 106 in data -3 GIU. 1980

materiale usato:

acciaio tipo 1 R 37÷48 Kg./mm.²

tolleranze ISO R65

CARPEDIL s.r.l.

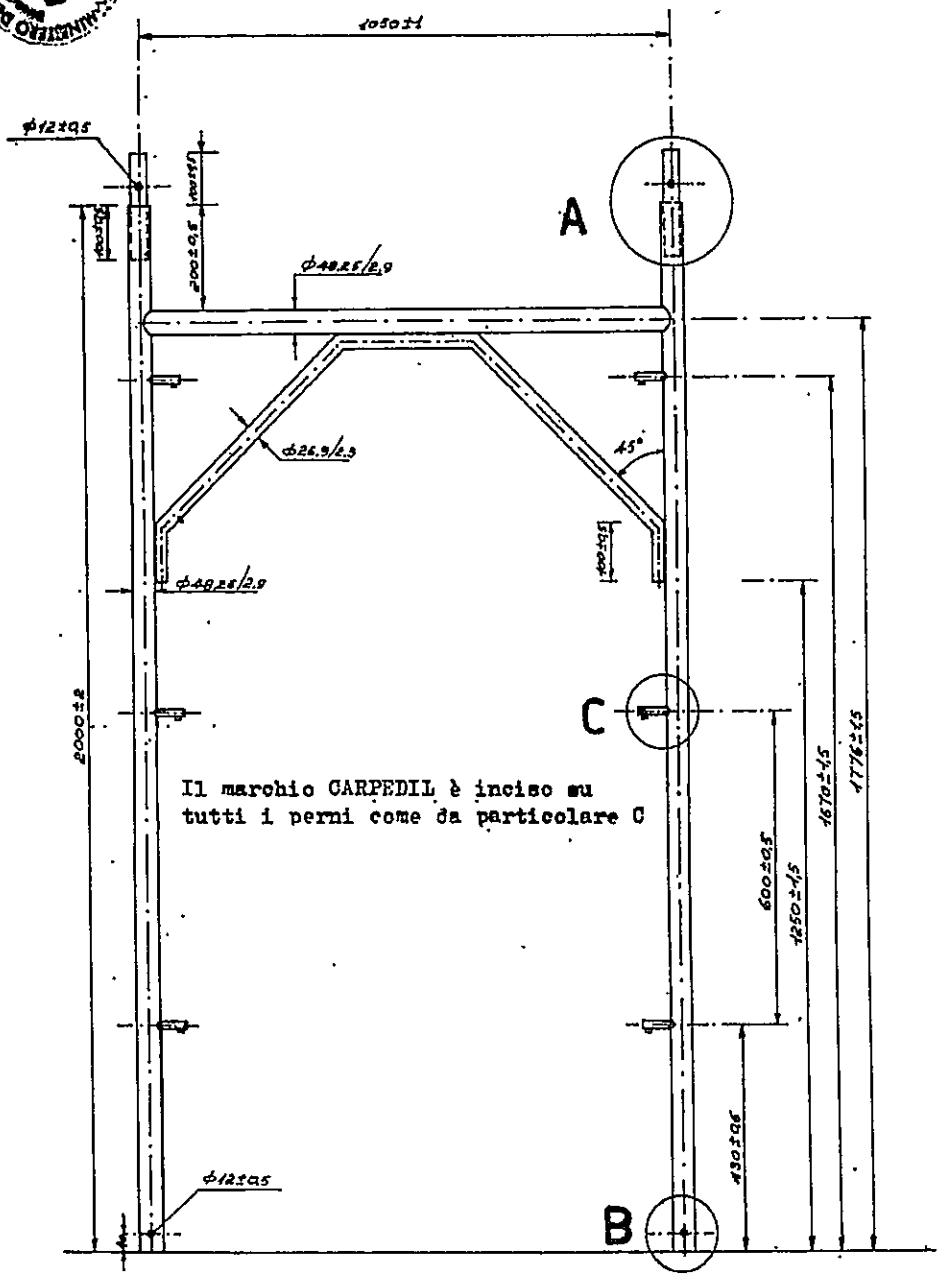
26 MAG. 1980

Ordine degli Ingegneri Provincia di Salerno
Ing. CARLONI LUCIANO
N. 896

allegato alla relazione per la richiesta di autorizzazione

TELAIO

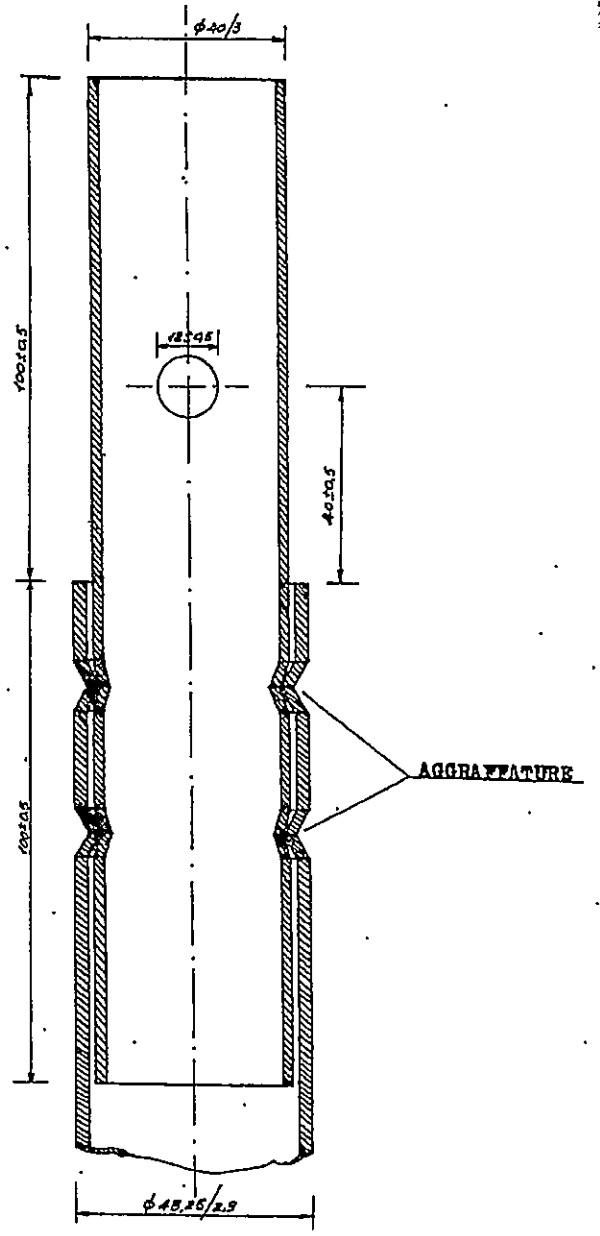
TAV. 1



Il marchio CARPEDIL è inciso su tutti i perni come da particolare C

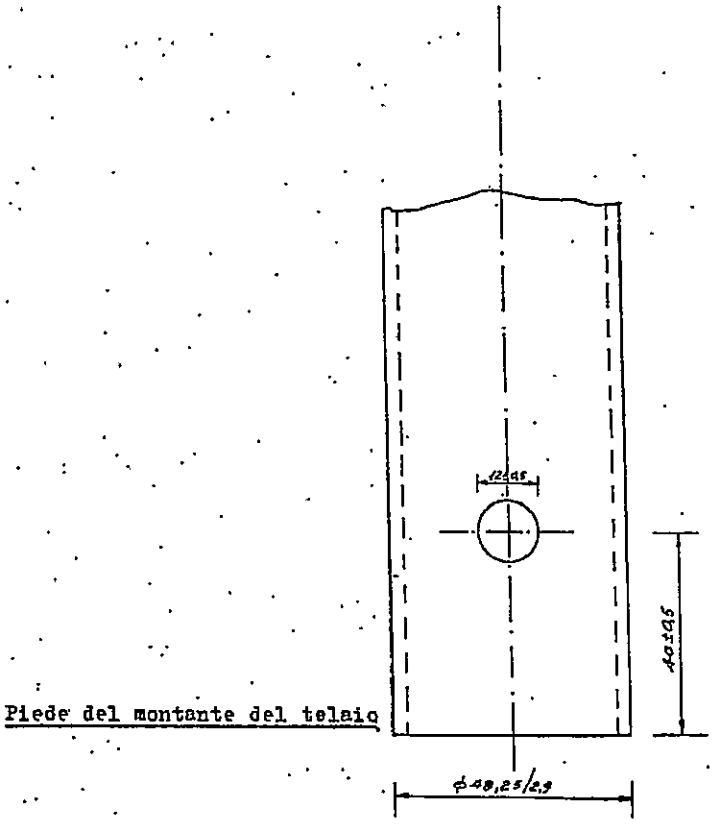
TAV. 2

PARTICOLARE A



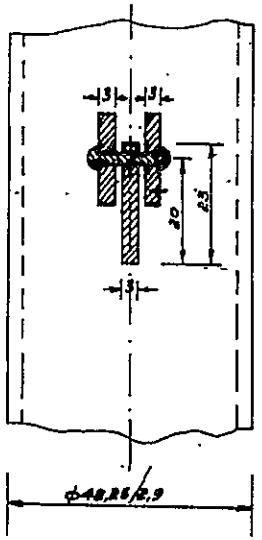
TAV. 3

PARTICOLARE B

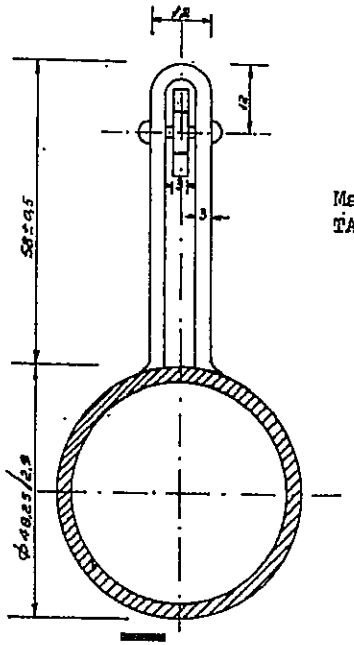


Piede del montante del telaio

PARTICOLARE C

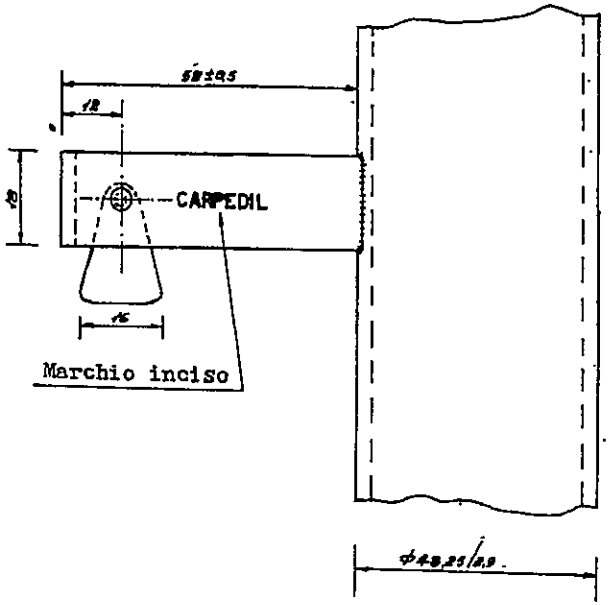


Marchio inciso come da TAV. 5



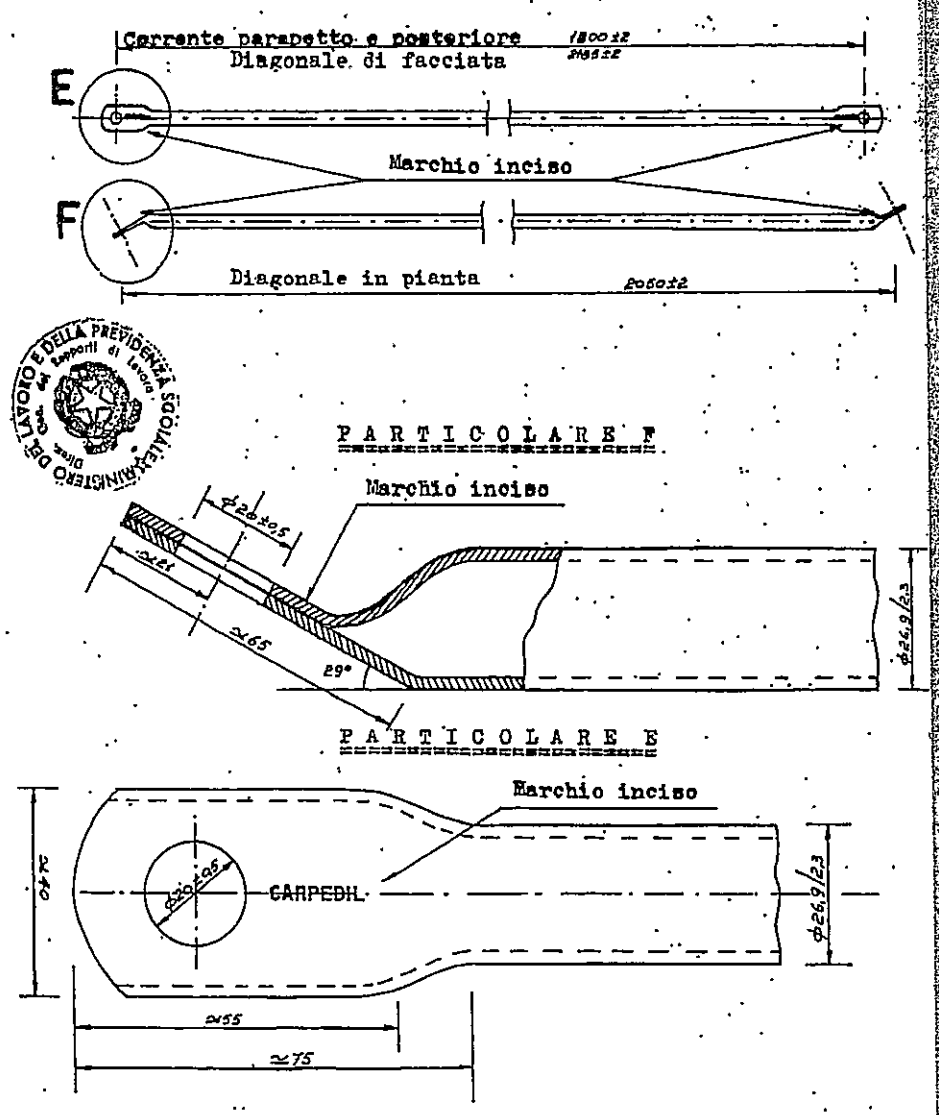
Marchio inciso come da TAV. 5

PARTICOLARE C

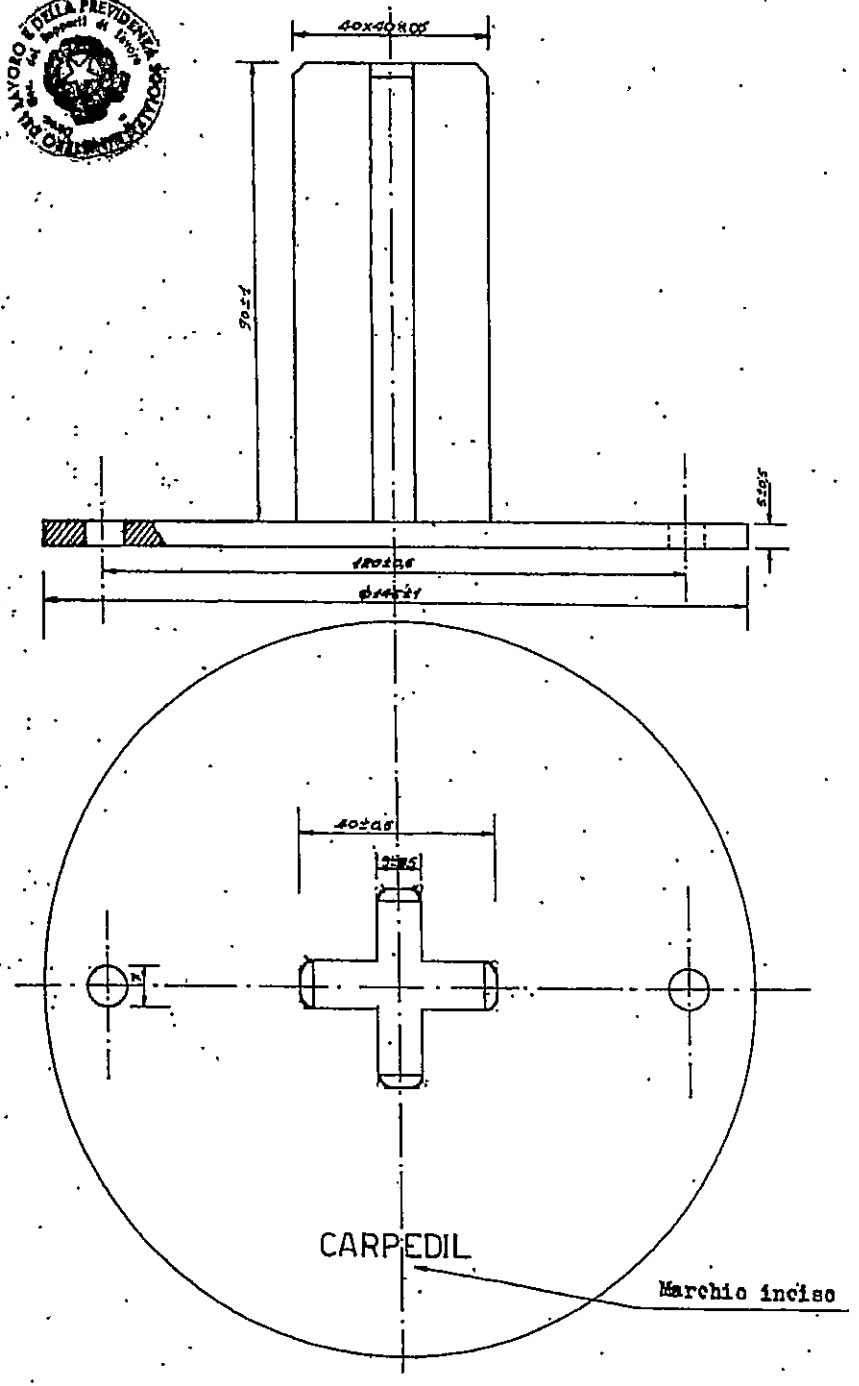


Marchio inciso

TAV. 6

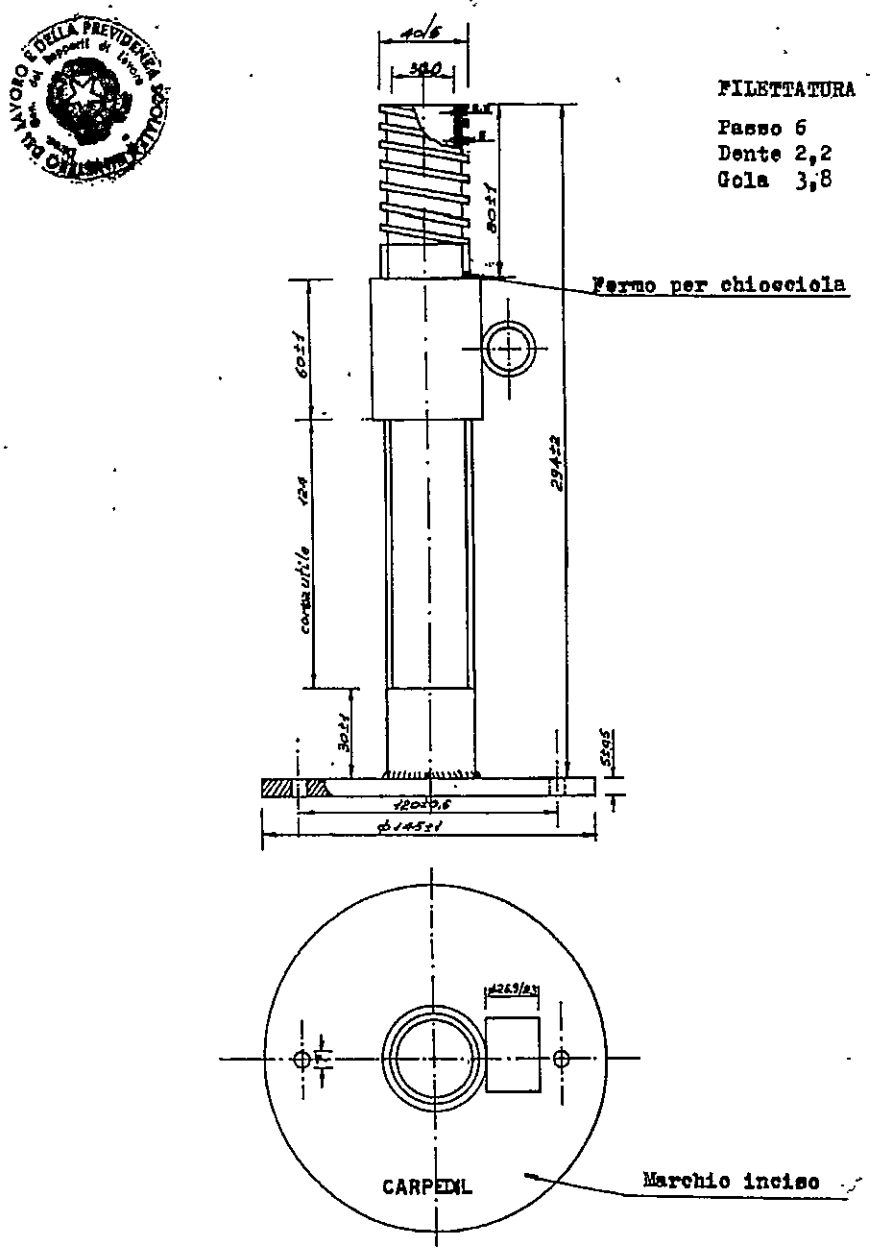

Corrente parapetto e posteriore
Diagonale di facciata
E
Marchio inciso
F
Diagonale in pianta
PARTICOLARE F
Marchio inciso
PARTICOLARE E
Marchio inciso
CARPEDIL

TAV. 7


CARPEDIL
Marchio inciso

BASETTA REGOLABILE

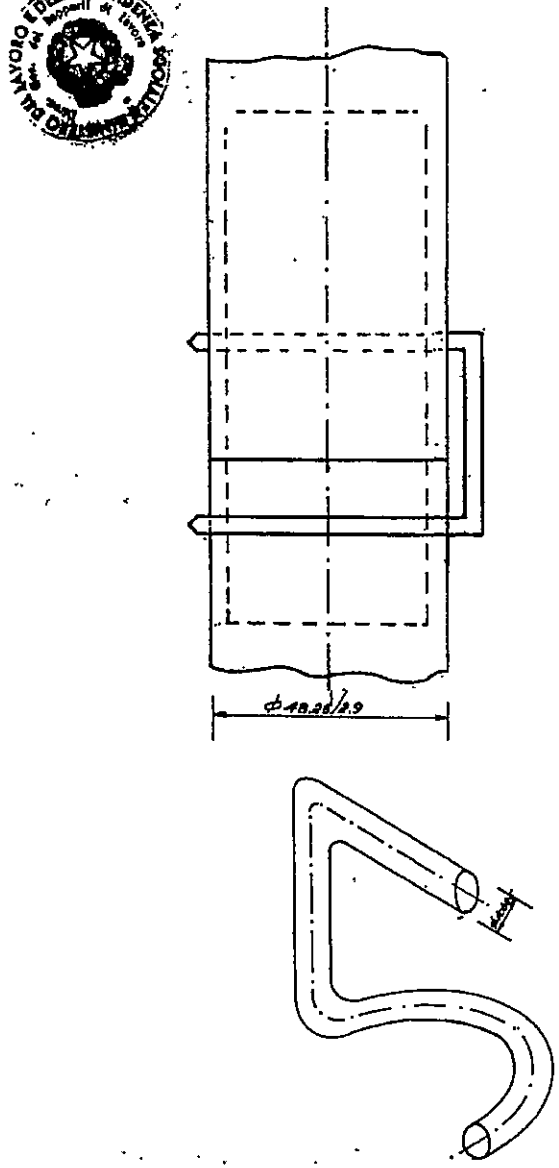
TAV. 8



N V E

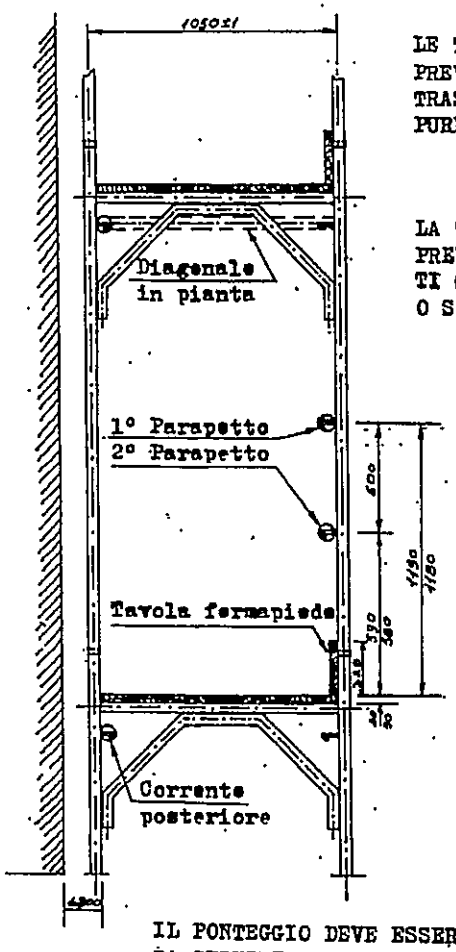
per collegamento assiale dei telai

TAV. 9



SOVRACCARICHI: n° 4 ripiani di tavole per 30 kg./mq. cad.
n° 1 " con 300 kg/mq uniform. ripartit.
n° 1 " con 150 kg/mq " "

I RIPIANI DI TAVOLE, CARICHI O SCARICHI, POSSONO ESSERE COMUNQUE DISPOSTI IN ALTEZZA ENTRO I LIMITI MASSIMI DI SOVRACCARICO



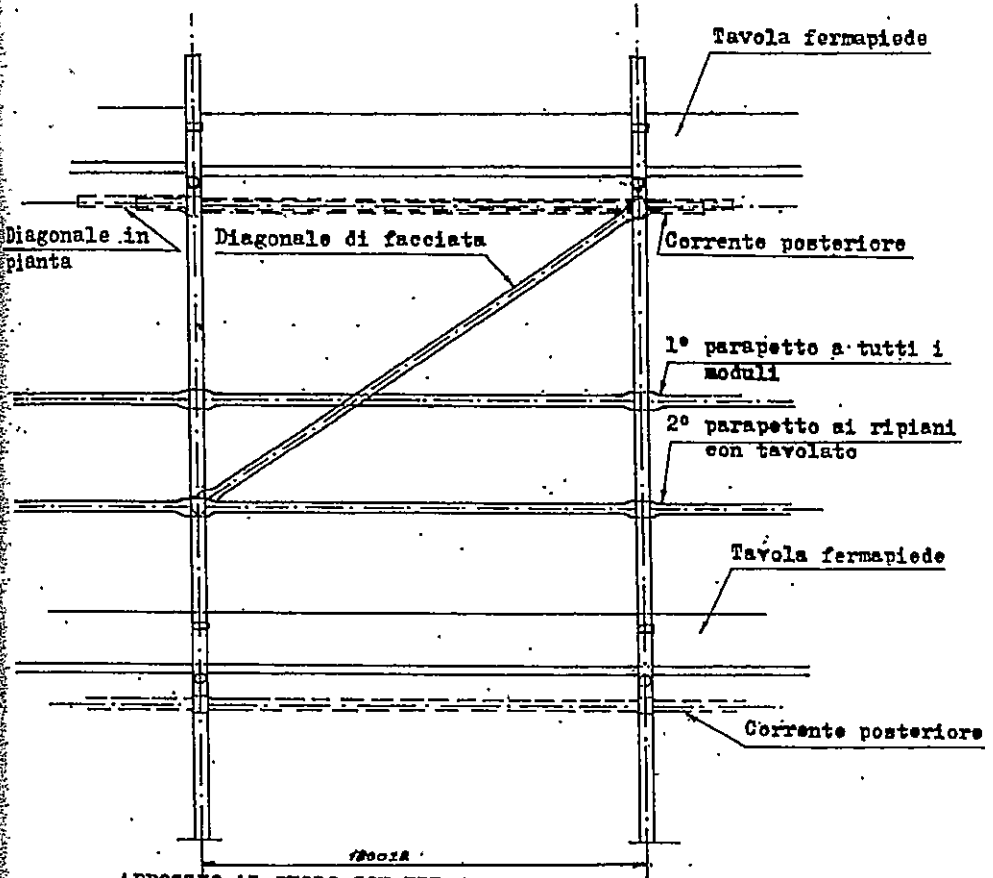
LE TAVOLE DEI RIPIANI VANNO PREVISTE DI DIMENSIONI TRASVERSALI 20 X 5 cm. OPPURE 30 X 4 cm.

LA TAVOLA FERMAPIEDI VA PREVISTA IN PRESENZA DI TUTTI GLI INTAVOLATI, CARICHI O SCARICHI

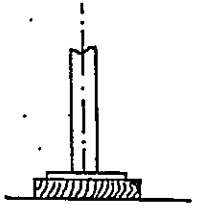
IL PONTEGGIO DEVE ESSERE ACCOSTATO ALLA PARETE DA SERVIRE

SOLO PER LAVORI DI FINITURA È CONSENTITA UNA DISTANZA DEGLI INTAVOLATI DALLA PARETE NON MAGGIORE DI 20 CENTIMETRI

PROSPETTO DI UN CAMPO DELLA FACCIATA ESTERNA



APPOGGIO AL SUOLO CON ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEL CARICO



avente dimensioni e caratteristiche adeguate ai carichi da trasmettere ed alla consistenza dei piani di posa: D.M. 2/9/1968 art. 5 lettera a)

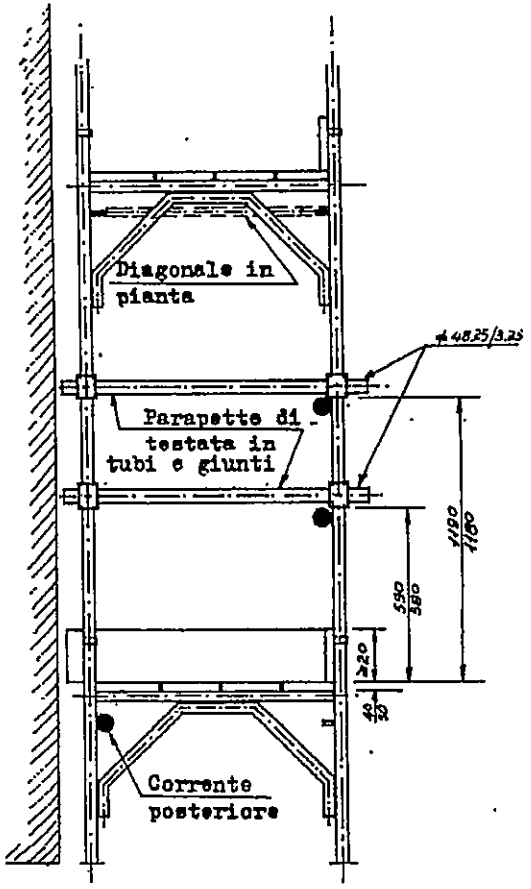
CARICO MASSIMO AL PIEDE:

Montanti normali kg. 682
Montante laterale di stilata sospesa kg. 1.006

DISPOSIZIONE DI UN PARAPETTO DI TESTATA

costruito in tubi e giunti di ditta autorizzata, su una stilata terminale

VISTA DEL PIANO DI STILATA

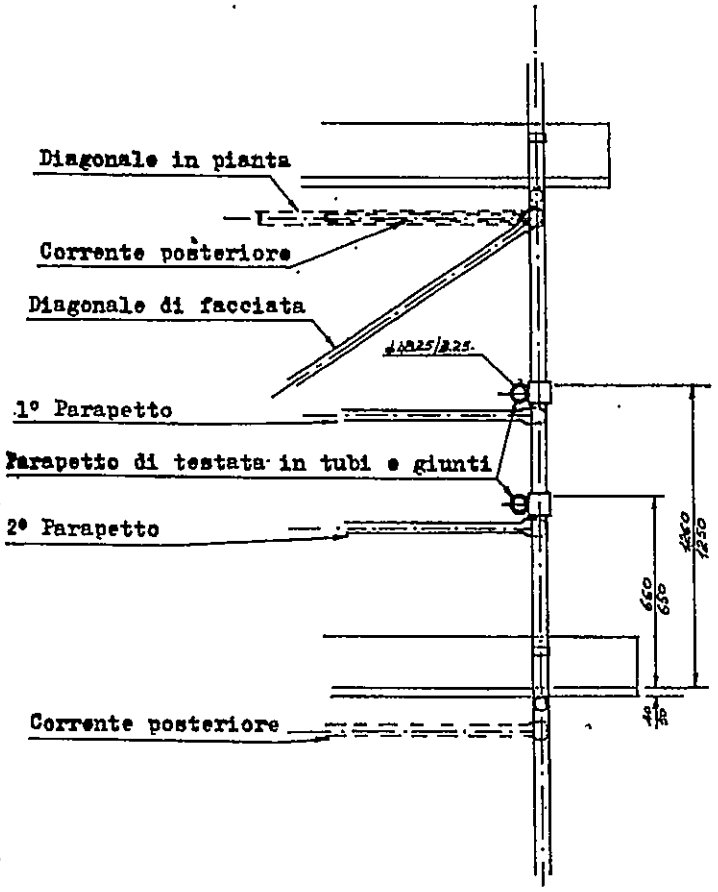


TAV. 13

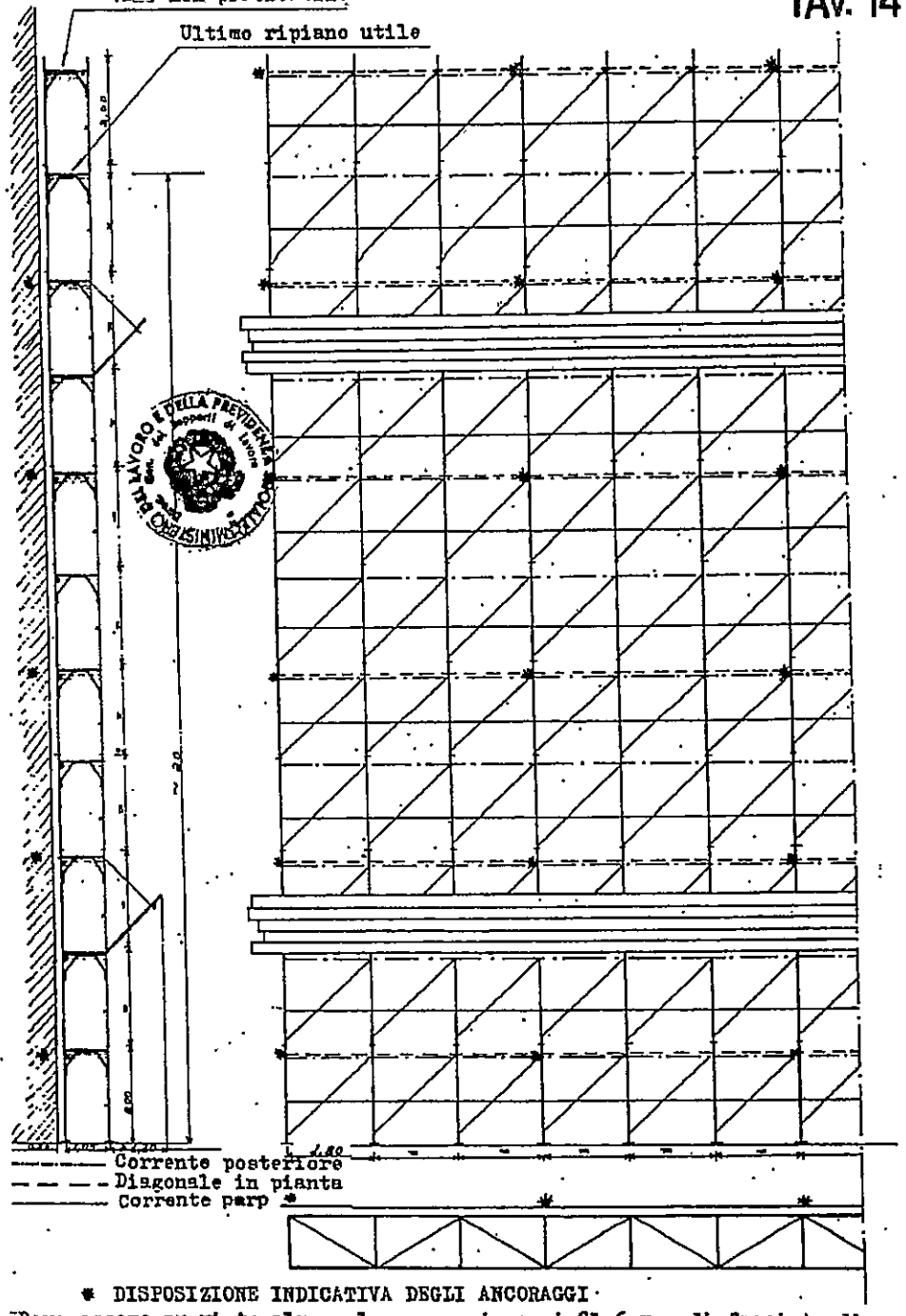
DISPOSIZIONE DI UN PARAPETTO DI TESTATA

costruito in tubi e giunti di ditta autorizzata, su una stilata terminale

VISTA DEL PIANO DI FACCIATA



TAV. 14

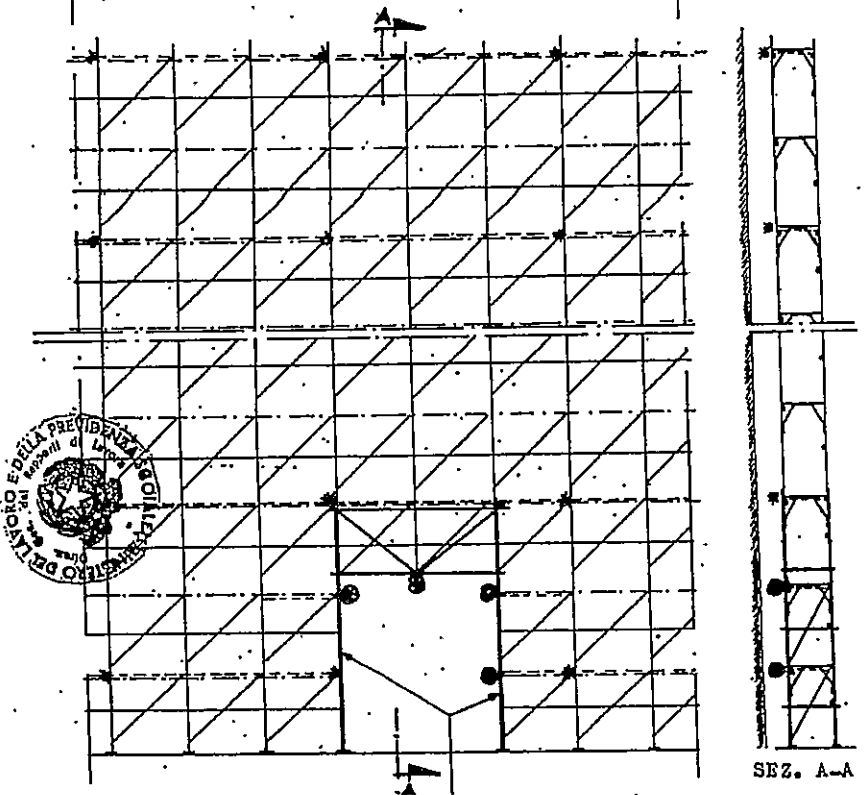


* DISPOSIZIONE INDICATIVA DEGLI ANCORAGGI

Deve essere previsto almeno 1 ancoraggio ogni 21,6 mq. di facciata dimensionato per 520 kg. diretti normalmente alla parete da servire

TAV. 15

con l'interposizione di due travette carraie costruite in tubi e giunti di ditta autorizzata



Correnti parapetto
Diagonali in vista
Corrente posteriore
Ancoraggi normali
Diagonale in pianta

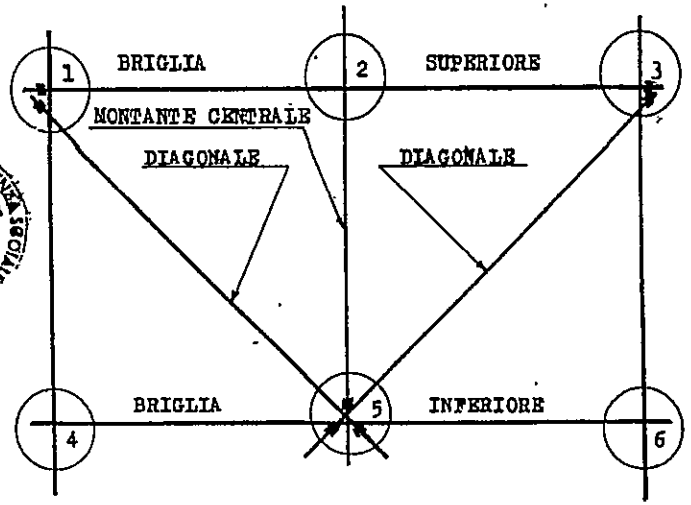
Raddoppio dei montanti
Ancoraggi supplementari
Struttura in tubi e giunti

TAV. 16

SCHEMA COSTRUTTIVO DI UNA TRAVETTA CARRAIA IN TUBI E GIUNTI

con valore convenzionale del frattile 5% per i giunti = 1000 kg.

I TUBI E GIUNTI UTILIZZATI DEVONO ESSERE DI UN'UNICA DITTA AUTORIZZATA



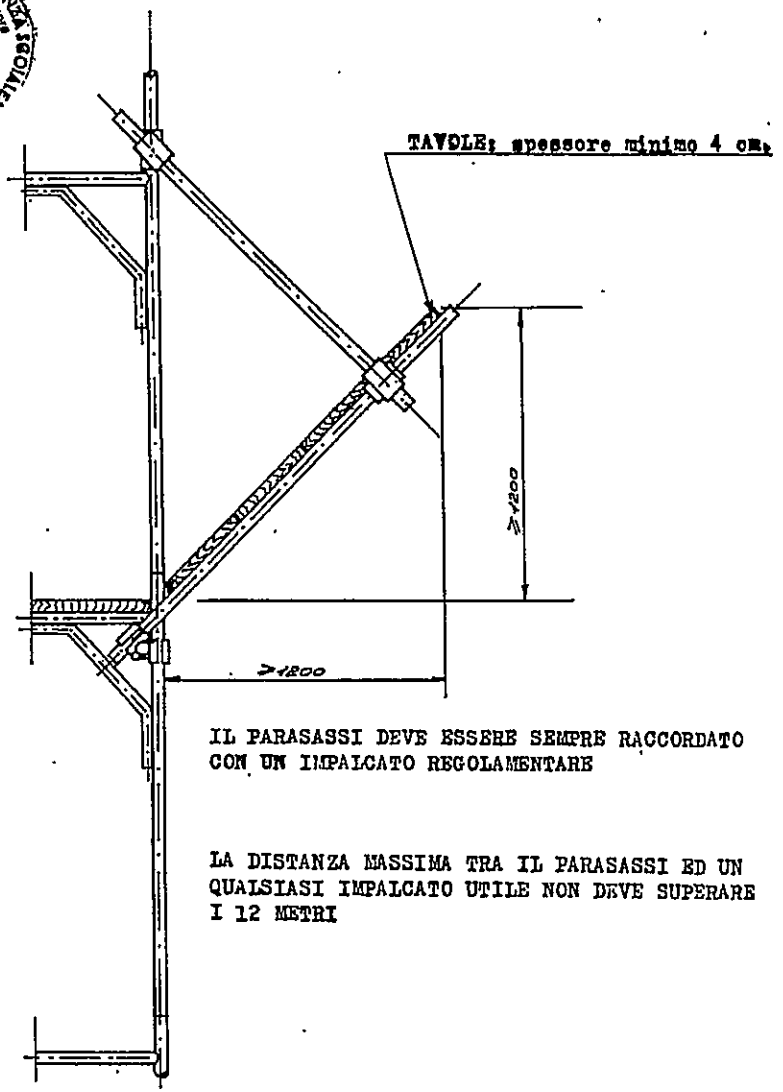
= Giunto supplementare

Il numero di giunti, normali (N) e supplementari (S), per realizzare la travetta carraia utilizzando tubi e giunti di ditta autorizzata viene dedotto dalla seguente tabella:

ASTA	SFORZO kg	POSIZIONE	NUMERO DI GIUNTI
Briglia superiore	652	1 - 3	1N + 1S
Briglia superiore		2	1N
Briglia inferiore		4 - 5 - 6	1N
Diagonale	920	1 - 3 - 5	1N + 1S
Montante centrale	652	2	1N
Montante centrale	-	5	1N + 1S

SCHEMA DI PARASASSI IN TUBI E GIUNTI DI DITTA AUTORIZZATA

su ponteggio a telai prefabricati



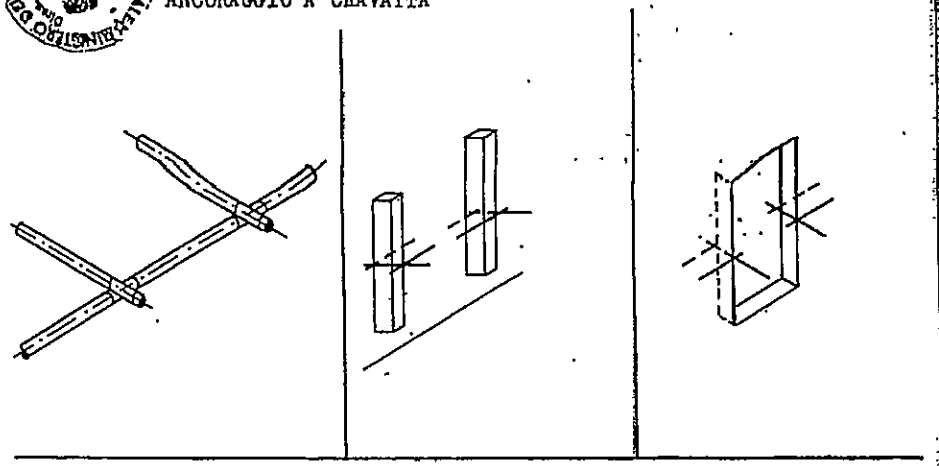
IL PARASASSI DEVE ESSERE SEMPRE RACCORDATO CON UN IMPALCATO REGOLAMENTARE

LA DISTANZA MASSIMA TRA IL PARASASSI ED UN QUALSIASI IMPALCATO UTILE NON DEVE SUPERARE I 12 METRI

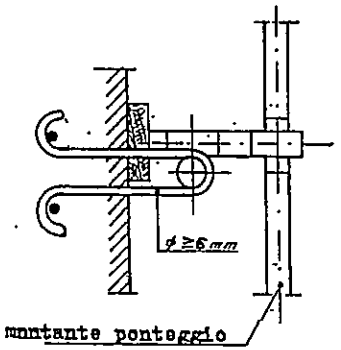
TAV. 18

SCHEMI CORRENTI DI ANCORAGGIO DEI PONTEGGI

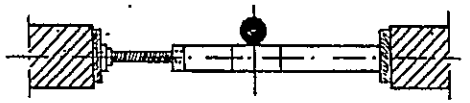
ANCORAGGIO A CRAVATTA



ANCORAGGIO AD ANELLO



ANCORAGGIO A VITONE



Ingegneri Provincia di Salerno
Dott. Ing. CARLONI LUCIANO
N. 896

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

Prot. N. 21037/ON-4
Allegati vari

Roma, 8 LUG. 1995 19

Alla DITTA CARPEDIL S.p.A.
S.S. 18, Km.86
84025 EBOLI (SA)

e,p.c.: ISPETTORATO PROVINCIALE DEL LAVORO
84100 SALERNO

OGGETTO: Artt. 30 e segg. D.P.R. 7/1/56, n. 164 - Estesione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati con perni - modello "A 31/1800 in acciaio" - marchio "CARPEDIL".

VISTA l'istanza presentata da codesta Ditta, concernente l'oggetto, nonchè i relativi allegati tecnici;

VISTA l'autorizzazione rilasciata con nota n.21940/PR7-B.106 del 3/6/80 da questo Ministero;

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

Si concede l'ESTENSIONE della predetta autorizzazione alla costruzione ed all'impiego anche dei seguenti elementi: parasassi (prefabbricato o in tubo e giunto), mensole, travi per passo carraio prefabbricate, montante per parapetto di sommità, impalcati e fermapiede prefabbricati, telaio ridotto, basette regolabili (da 500mm, 750 mm e 1000 mm) e scala prefabbricata.

Gli elementi di cui sopra devono essere realizzati in conformità alla relazione tecnica e ai disegni (nn.A/0, A/1b, A/1 bis, A/3, A/8b, A/9b, A/10b, A/10c, A/11, A/12, A/33, A/34, A/35, A/36bis, A/36ter, da A/37 ad A/50) allegati alla presente nota, di cui fanno parte integrante.

La presente estensione è concessa a condizione che:

- la relazione tecnica e detti disegni siano inseriti ad integrare il "libretto" di autorizzazione da consegnarsi agli addetti del ponteggio. Tale

libretto deve, inoltre, essere depositato in duplice copia, entro sei mesi, presso lo scrivente e presso l'Ispettorato Provinciale del Lavoro in indirizzo;

siano integralmente rispettate le clausole riportate nella lettera di autorizzazione summenzionata, il cui punto 1 si intende completato come segue: "Detto prelievo, insieme alle analisi, alle prove e alle ricerche necessarie, sono a totale carico della ditta titolare dell'autorizzazione".

IL DIRETTORE GENERALE

CAPITOLO 4 - CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

Per adeguare la relazione alle disposizioni contenute nella circolare MLPS N° 44/90 è necessario integrare il cap. 4° con i seguenti paragrafi:

4.2 - CALCOLO DEGLI ELEMENTI E DEGLI SCHEMI OGGETTO DELLA ESTENSIONE

4.2.1 - Caratteristiche

a) Caratteristiche funzionali

Il ponteggio sottoposto a verifica e' destinato a lavori di costruzione e quindi viene previsto per un carico di servizio p_4 = 3000 N/m².

b) Caratteristiche strutturali

lo schema sottoposto a verifica presenta le seguenti caratteristiche

- presenza di impalcati sulla stessa verticale(compreso quello di raccordo con il parasassi),fino ad un massimo di 10:
- presenza di un corrente-parapetto ad ogni modulo (1 campo x 1 piano) applicato all'interno del ponteggio, sulla facciata esterna;
- presenza di una diagonale di facciata in ogni modulo applicato sulla facciata esterna del ponteggio;
- presenza di diagonali in pianta in tutti i piani ancorati;
- presenza normale di un ancoraggio ogni due piani ed ogni tre campi (pari ad un ancoraggio ogni 21,60 mq di facciata);
- presenza di ancoraggi ogni 2 campi in corrispondenza dello schermo parasassi (mantovana).
- altezza massima dell'ultimo impalcato utile rispetto al piano di appoggio: H = 20 m

Nei calcoli è stata prevista,a favore della sicurezza , la possibilità di montaggio di impalcati a tutti i piani di ponteggio:considerato che l'irrigidimento nel piano orizzontale è assicurato attraverso diagonali in pianta e correnti ., gli impalcati possono essere montati nel minore numero necessario per lo svolgimento del lavoro.

Lo schema effettivo di ponteggio può prevedere,quindi,il montaggio di qualsiasi numero di impalcati fino a 10 , senza obbligo di ulteriore calcolo di verifica.

La verifica dello schema che prevede irrigidimenti orizzontali realizzati con correnti e diagonali assorbe quella dello schema che prevede l'utilizzo di impalcati che svolgono anche funzione di irrigidimento in pianta.Infatti per tale schema , rispetto allo schema verificato , le azioni dovute ai pesi propri della struttura (a causa dell'assenza di diagonali in pianta e del corrente posteriore) risultano inferiori ed inoltre si deve prevedere un più elevato carico di collasso - e quindi una minore snellezza - per effetto della maggiore rigidezza in pianta conseguente alla presenza di impalcati presentanti più elevata rigidezza rispetto a quella ottenuta nel caso di impiego di diagonali in

ING. RAFFAELE LA BROCCA

MINISTERO DEL LAVORO DIREZIONE GENERALE IGIENE E SICUREZZA DEGLI APPARECCHI DI LAVORO SOCIALE

carpedil S.p.A. S.S. 18 Km. 86 - Eboli (Sa)

c) Caratteristiche dimensionali

Le dimensioni, significative per le verifiche di stabilità e di resistenza, sono le seguenti (in mm):

- interasse tra i montanti della stilata: l_1=1050
- luce libera tra i montanti della stilata: l_2=1002
- larghezza di impalcato per luci di m. 1.80: l_5= 490
- larghezza di un elemento di impalcato con botola: l_6= 490
- luce libera piolo scala: l_7= 262
- larghezza gancio impalcato: l_8= 75
- lunghezza del traverso del parasassi: e_1=2000
- lunghezza asta superiore del parasassi: e_2=1510
- luce di libera inflessione traverso parasassi: e_3=1500
- aggetto del parasassi: e_4=1500
- eccentricità gancio impalcato: e_{10}= 32
- eccentricità azione su diagonali: e_{11}= 18
- interasse tra le stilate: a_1=1800
- luce libera di inflessione parapetto: a_2=1800
- luce libera di inflessione diag.di facciata: a_3=2185
- luce libera di inflessione diagonale in pianta: a_4=2050
- luce libera di inflessione trave passo carr.ridotto: a_6=3600
- distanza massima della saetta dall'asse del montante: a_7= 450
- altezza telaio : h_1=2000
- altezza spicco saetta telaio: h_2=1500
- lunghezza scala a pioli: h_3=2045
- altezza corrente impalcato prefabbricato: h_4= 50
- altezza tavola fermapiede : h_5= 200
- altezza della parte inclinata del parasassi: h_6=1322.87
- altezza parapetto di facciata rispetto al traverso: h_8=1254
- massima altezza della basetta regolabile normale h_9= 270
- massima altezza della basetta regolabile media e h'_9= 440
- massima altezza della basetta regolabile normale h''_9= 690
- altezza della trave per passo carraio h_{10}= 488
- distanza tra gli assi dei corr. sup.ed inf.di parap. h_{11}= 600
- angolo inclinazione parasassi sull'orizzontale: α_1=41°e 41/100
- angolo del montante della scala l'orizzontale α_2=73°e 12/100

4.2.2 CALCOLO DELLE AZIONI

4.2.2.1 Generalità.

Il ponteggio per il quale viene effettuato il calcolo delle azioni è quello relativo agli schemi tipo dell'allegato 7.

4.2.2.2 Dati costruttivi.

Vengono assunti i seguenti dati costruttivi:

a) Pesi propri

I pesi propri degli elementi sono:

- telaio G_1 = 20.2 kg
- basetta fissa G_2 = 0.8 kg
- basetta regolabile G_3 = 2.3 kg
- spina a verme G_4 = 0.14 kg
- corrente di parapetto G_5 = 2.4 kg
- corrente posteriore G_5 = 2.4 kg
- diagonale in pianta G_6 = 2.85 kg
- diagonale di facciata G_7 = 3.00 kg
- parasassi prefabbricato G_{10}= 4.4 kg
- parasassi in tubo e giunto G'_{10}= 20.36 kg
- impalcato prefabbricato largo e4=490 mm G_{11}= 14.0 kg
- impalcato prefabbricato con botola G_{12}= 26.0 kg
- fermapiede prefabbricato (1 campo) G_{12}= 4.4 kg
- scala di accesso G_{13}= 7 kg
- trave per passo carraio luce 3600 mm G_{19}= 38 kg

4.2.3 - VALUTAZIONE DEI CARICHI AI FINI DELLE VERIFICHE.

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

- carichi fissi;
- carichi variabili.

- Carichi fissi

Per i ponteggi di servizio rientranti negli schemi tipo del Capitolo 7, i carichi fissi sono costituiti dal peso proprio della struttura.

- Carichi variabili

Vengono considerati i seguenti carichi agenti sulla struttura:

a) Carichi di servizio

Tali carichi sono valutati:

- p_2 = 1500 N/m², per gli impalcati di servizio dei ponteggi da manutenzione
- p_4 = 3000 N/m², per gli impalcati di servizio dei ponteggi da costruzione.

ri ev

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

$p_n = \alpha_r \alpha_m \alpha_z (900+2.4h_o)$ N/m² assumendo:

- α_r, coefficiente di ritorno: $\alpha_r = 1$ (< 2 anni)
- α_m, coefficiente di esposizione: $\alpha_m = 0,8$
- α_z, coefficiente di zona: $\alpha_z = 1$

l'espressione diviene:

$p_n = 720 + 1,92\ h_o$ N/m²

Per altitudine h_o = 500 m s.l.m.l'azione è:

$p_n = 720 + 1,92*500 = 1680$ N/m² (per la zona I)

Le altitudini delle zone II e III cui corrisponde la stessa azione sono:
- h_{oII} =(5250+1680-1800)/7= 732 m ,per la zona II
- h_{oIII} =(5250+1680-900)/7= 921 m per la zona III

c) Azione del vento

L'azione del vento viene valutata con l'espressione:

$F_v = p_v\ G_r\ C\ S$, ove:

- la superficie S e' la proiezione - su un piano normale alla azione del vento - della superficie di ponteggio investita;
- il coefficiente di forma C e' assunto:

  C = 1,2 , per la struttura del ponteggio;
  C' = 1,3 , per gli schermi parasassi.

- la pressione cinetica p_v e' data dall'espressione:

$$p_v = \frac{(\alpha_t \cdot \alpha_r \cdot \alpha_z \cdot V_{rif})^2}{1,6}$$ ove:

- α_t e' il coefficiente topografico, assunto α_t=1
- α_r e' il coefficiente di ritorno assunto α_r= 0.93 (per un periodo non superiore a 20 anni)
- α_z e' il coefficiente di profilo, assunto, in relazione all'altezza della verifica α_z=0.69,per altezze fino a 5 m , α_z=0.77,per altezze oltre 5 e fino a 10 m, α_z=0,92, per altezze oltre 10 m e fino a 20 m (categoria 3)

- Il coefficiente G_r di raffica e' fornito dall'espressione:

$$G_r = 1 + 1,12 \frac{\alpha_d}{\alpha_z}$$, ove:

- α_z assume il valore precedentemente indicato;
- α_d viene assunto pari ad 1

Il coefficiente di raffica, per verifiche condotte per zone fino a 5 metri, fino a 10 m, oltre 10 m e fino a 20 m, assume rispettivamente i valori:

$G_{r5} = 2.57$ $G_{r10} = 2.45$ $G_{r20} = 2.22$

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

- V_{rif} = 16 m/sec, per la condizione di lavoro
- V_{rif} = 30 m/sec per la condizione di fuori servizio, i valori dei prodotti della pressione cinetica per il coefficiente di raffica G_r sono forniti, per i diversi piani di ponteggio, dal prospetto I.

Prospetto 4.I - Valori dei prodotti della pressione cinetica per i coefficienti di raffica.

Condizione		Lavoro	Fuori servizio
Piano	Altezza	$P_v * G_r$ (N/m2)	$P'_v * G_r$(N/m2)
0	0	169	592
I	2	169	592
II	4	169	592
III	6	175	612
Paras.	7	181	634
IV	8	187	664
V	10	199	706
VI	12	210	730
VII	14	221	774
VIII	16	233	821
IX	18	246	868
X	20	259	919
-	22	272	970

d) Carichi per verifiche locali

Carichi sui parapetti
La spinta sui parapetti viene considerata orizzontale e di valore Q_p = 300 N

.2 ON. .. ..ICO

Sono previste due condizioni di carico:

- Condizione di lavoro
  Cumula sulla struttura, nel modo più sfavorevole:
- i pesi propri;
- il carico di servizio p su un impalcato;
- il 50% del carico di servizio su un secondo impalcato;
- l' azione del vento previsto per la condizione di lavoro.

- Condizione di fuori servizio
  Cumula sulla struttura nel modo più sfavorevole:
- i pesi propri;
- il 50% del carico di servizio p, su un impalcato (ovvero, se più sfavorevole, il carico di neve applicato per intero sul primo impalcato e sul parasassi e per il 30% globalmente sugli impalcati sottostanti);
- l'azione del vento prevista per la condizione di fuori servizio.

4.2.4 - TENSIONI AMMISSIBILI

Per la I condizione di carico si adottano le seguenti tensioni ammissibili :
σ_a = 160 N/mm² per l'acciaio Fe 360
σ_a = 240 N/mm² per l'acciaio Fe 520
Per la II condizione di carico le tensioni ammissibili sono maggiorate del 12,5 %.

4.3 CALCOLO DELLE AZIONI

4.3.1 Generalità.

Il ponteggio per il quale viene effettuato il calcolo delle azioni e' quello relativo agli schemi tipo dell'allegato 7.

Vengono assunti i seguenti dati costruttivi:

4.3.2 - Pesi propri

a.Peso proprio di un piano di ponteggio.

Il peso proprio di un piano di struttura metallica del ponteggio è di 33.07 kg .
I pesi propri degli elementi di un piano di struttura provocano le seguenti azioni:

- sul montante esterno:
peso p. strutt.met.(10.1+2*2.4+3.0+0.14+2.85/2)*9.81 = 191 N
" " fermapiede in legname (10.8 kg) = 106 N
TOTALE 297 N
- sul montante interno:
peso p. strutt.met.(10.1+2.4+1.425+0.14)*9.81 = 138 N

carpedil s.r.l.
S.S. 18 Km. 66 - Eboli (Sa)

b.Peso proprio della struttura di sostegno del parasassi.
A favore della sicurezza si assumerà l'azione derivante dal parasassi realizzato con tubi e giunti , così determinata:

- Tubo (48.3/3.2): 4m*3.59*9.81=140.87
- Giunti N° 3*2*9.81= 58.86
- Totale =199.72 = 200 N

4.3.3 Superfici investite dal vento

A.MODULO DI PONTEGGIO CON IMPALCATI METALLICI

- Proiezioni su un piano parallelo e su un piano normale alla facciata dell'opera servita, di un modulo di ponteggio (1 piano ed 1 campo)

Le proiezioni delle superfici investite - relative ad un campo e ad un piano - sono indicate nei seguenti prospetti.

Prospetto 4.II - Ponteggio con impalcati metallici.

Vento normale all'opera servita. Valutazione delle superfici investite su un modulo (un piano x un campo)

Elementi investiti	Superfici m²	Superficie totale m²
montanti	2*2*0.0483	0.1932
correnti parapetto:2	2*1.752*0.0269	0.0942
diagonale facciata	2.185*0.0269	0.0588
corrente(post)	1.752*0.0269	0.0471
diagonale pianta	1.752*0.0269/2	0.0236
altri elementi	spine,saette,ecc	0.0250
Totale S_{1n}		0.442
impalcato	1.752*0.05	0.0876
fermapiede	1.752*0.2	0.3504
Totale S_{2n}	-	0.44
Totale S_n	-	0.882

carpedil s.r.l.
S.S. 18 Km. 66 - Eboli (Sa)

Prospetto 4.III - Ponteggio con impalcati metallici.
Vento parallelo all'opera servita - Valutazione delle superfici investite su un modulo (1 stilata per un piano)

Elementi investiti	Superfici m²	Superficie totale m²
telai	2*2*0.0483	0.1932
saette	2*0.354*0.0269	0.0190
diagonale facciata	1.25*0.0269	0.0336
diag.in pianta	1.05*0.0269	0.0282
attacchi,corr.e ferm.	-	0.0160
Totale S_{1p}	-	0.290
impalcato	1.02*0.05	0.051
fermapiede	1.02*0.2	0.204
Totale S_{2p}		0.255
Totale $S_p=S_{1p}+S_{2p}$		0.545

B.MODULO DI PONTEGGIO SENZA IMPALCATI METALLICI

- Proiezioni su un piano parallelo e su un piano normale alla facciata dell'opera servita, di un modulo di ponteggio (1 piano ed 1 campo)

Le proiezioni delle superfici investite - relative ad un campo e ad un piano - sono indicate nei seguenti prospetti.

Prospetto 4.IV - Ponteggio senza impalcati metallici.
Vento normale all'opera servita. Valutazione delle superfici investite su un modulo (un piano x un campo)

Elementi investiti	Superfici m²	Superficie totale m²
montanti	2*2*0.0483	0.1932
correnti parapetto:2	2*1.752*0.0269	0.0942
diagonale facciata	2.185*0.0269	0.0588
corrente(post)	1.752*0.0269	0.0471
diagonale pianta	1.752*0.0269/2	0.0236
altri elementi	spine,saette,ecc	0.0250
Totale S_{1n}		0.442

- Ponteggio senza impalcati metallici.

Vento parallelo all'opera servita - Valutazione delle superfici investite su un modulo (1 stilata per un piano)
A favore della sicurezza si assumono gli stessi valori dello schema con impalcato (v.Prospetto 4.III).

3.4 Azioni ripartite

Le azioni dovute agli impalcati ed ai carichi di servizio sono fornite dal Prospetto 4.VI
Prospetto 4.V
AZIONI DOVUTE AGLI IMPALCATI ED AI CARICHI DI SERVIZIO

Tipo di azione	Carico ripartito (N/m²).	Azioni sui traversi (N/m).
peso proprio impalc.(orizz.)	p_i = 145 (*)	q_i = 262
peso proprio imp.par.incl α_1	$p_p=p_t/\cos\alpha$=392	q_p = 706 (****)
carico di servizio cl. 2	p_2 =1500	q_2 = 2700
carico di servizio cl.4	p_4 =3000	q_4 = 5400
carico di servizio classe 5	p_5 =4500	q_5 = 8100
neve h_0 =500 m(s.l.m.)	p_n =1680	q_n = 3024
neve su paras. α=41°41 μ=.42	p_{pn}= 882 (**)	q_{qn}= 1588
neve su impalcato raccordo con il parasassi	p'_n=1260 (***)	q'_n= 2268

(*) $p_i = 9.81*2*14/1.05*1.8$
(**) $p_{pn}= p_n*\mu/0.8$
(***) $p'_n= (0.8-\mu)*p_n*e_4/(l_1*0.8)$; e_4 = 1.5 m
(****) p_t=30*9.81=294 N/m², considerando un parasassi in legname.
Le azioni dovute al vento sul traverso del parasassi sono:
- $f'_{wpn} =p_v\ G_r\ C\ a_1$ = 181*1.3*1.8 = 424 N/m , per la condizione di lavoro.
- $f''_{wpn} =p_v\ G_r\ C\ a_1$ = 634*1.3*1.8 = 1484 N/m , per la condizione di fuori servizio.

4.3.5 Azioni orizzontali

4.3.5.1 Azioni dovute al vento normale alla facciata

Le azioni dovute al vento normale alla facciata, considerate orizzontali ed applicate ad ogni piano (in corrispondenza del nodo),assumono i valori di seguito indicati:

A. Campi con impalcati (S_n=0.882 m²)
Le azioni dovute al vento normale alla facciata , considerate orizzontali ed applicate ad ogni piano , assumono - nel caso di campi con impalcati - i valori indicati nel prospetto 4.VI.

spet[redacted]VI - d[redacted] ven[redacted] cam[redacted] impl[redacted] (I
ano di stilat[redacted] (CxS$_n$ =1.0584 m²)

Quota H (m)	vento piano	Lavoro F'$_{wn}$	Fuori serv.. F''$_{wn}$
2	1°	179	627
4	2°	179	627
6	3°	185	658
8	4°	198	703
10	5°	211	747
12	6°	222	773
14	7°	234	819
16	8°	247	869
18	9°	260	919
20	10°	274	973
22	-	144	513

B. Campi senza impalcati(S_n = 0.442 m²; CxS$_n$ =0.5304 m²):

Le azioni dovute al vento normale alla facciata , considerate orizzontali ed applicate ad ogni piano , assumono - nel caso di campi senza impalcati - i valori indicati nel prospetto 4.VII.

Prospetto 4.VII - Azioni dovute al vento nei campi senza impalcati (N)
(Piano di stilata -(S_n = 0.442 m²; CxS$_n$ =0.5304 m²)

Quota H (m)	vento piano	Lavoro F'$_{wn*}$	Fuori serv.. F''$_{wn*}$
2	1°	90	314
4	2°	90	314
6	3°	93	330
8	4°	99	352
10	5°	106	374
12	6°	111	387
14	7°	117	411
16	8°	123	435
18	9°	130	460
20	10°	137	487
22	-	72	257

4.3.5.2 Azioni dovute al vento parallelo alla facciata

Le azioni orizzontali dovute al vento parallelo alla facciata relative a n_s= 1 stilata (S_p = 0.545m²; CxS$_p$ =0.654 m²) ed applicate ad ogni piano , assumono - nel caso di campi con impalcati - i valori indicati nel prospetto seguente.

sp[redacted] Il [redacted] ni [redacted] al [redacted] ei campi con [redacted] ti
(Piano di facciata - S_p = 0.545m²; CxS$_p$ =0.654 m²)

Quota H (m)	vento piano	Lavoro F'$_{wp}$	Fuori serv.. F''$_{wp}$
2	1°	111	387
4	2°	111	387
6	3°	114	407
8	4°	122	434
10	5°	130	462
12	6°	137	477
14	7°	144	506
16	8°	152	537
18	9°	161	568
20	10°	169	601
22	-	89	317

4.3.5.3 Azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche

Le azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche F_g vengono assunte , per ogni piano , pari ad 1/100 dei carichi sovrastanti. A favore della sicurezza esse vengono assunte di valori uguali a quelli derivanti dalle condizioni di fuori servizio per neve , riportati nel prospetto 4.IX

4.IX Azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche (N)

Quota H (m)	piano	Fuori serv.. F''$_g$
2	1°	177
4	2°	167
6	3°	107
8	4°	97
10	5°	87
12	6°	78
14	7°	68
16	8°	59
18	9°	40
20	10°	4
22	-	0

4.3.5.4 Azioni complessive

Le azioni orizzontali complessive nel piani di stilata e di facciata assumono i valori seguenti:

Prospetto 4.XI. MODULI

Azioni orizzontali complessive nel piano di stilata (N)

Quota H (m)	vento piano	Lavoro F'_n	Fuori serv.. F''_n
2	1°	356	804
4	2°	346	794
6	3°	292	765
8	4°	295	800
10	5°	298	834
12	6°	300	851
14	7°	302	887
16	8°	306	928
18	9°	300	959
20	10°	278	977
22	-	144	513

Prospetto 4.XI. MODULI CON IMPALCATI.

Azioni orizzontali complessive nel piano di facciata (N)

Quota H (m)	vento piano	Lavoro F'_p	Fuori serv.. F''_p
2	1°	288	564
4	2°	278	554
6	3°	221	514
8	4°	219	531
10	5°	217	549
12	6°	215	555
14	7°	212	574
16	8°	211	596
18	9°	201	608
20	10°	173	605
22	-	89	317

PROSPETTO 4-XII - MODULI SENZA IMPALCATI (E SENZA FERMAPIEDE)

Azioni orizzontali complessive nel piano di stilata (N)

Quota H (m)	vento piano	Lavoro F'_{n*}	Fuori serv.. F''_{n*}
2	1°	267	491
4	2°	257	481
6	3°	200	437
8	4°	196	449
10	5°	193	461
12	6°	189	465
14	7°	185	479
16	8°	182	494
18	9°	170	500
20	10°	141	491
22	-	72	257

4.4.1 Verifica di stabilita' dei montanti.

A. Stilata con partenza normale.

La verifica viene ripetuta per valutare la stabilità dei montanti a seguito della realizzazione di schermi parasassi con aggetto di 1,5 m.
Le verifiche di stabilità possono essere condotte , a favore della sicurezza , su una struttura equivalente assegnando a tale struttura la snellezza corrispondente alla tensione critica risultante dal minimo dei carichi sperimentali di collasso registrati alla prove relative.
Dai certificati di prova ENPI N°292119 il carico minimo di collasso per la stilata interna è risultato di 8040 kg , pari a:

$$N_{cr} = 8040 \times 9.81 = 78872 \quad (N)$$

A tale carico corrisponde una tensione critica:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{2\ A_1} = \frac{78872}{2*414} = 95.25\ N/mm^2$$

Ai valori del rapporto tra la tensione critica σ_{cr} e quella di snervamento f_s corrispondono, nel prospetto 7-I delle istruzioni CNR - 10011, valori del rapporto tra la snellezza del montante λ e la snellezza λ_{cr}:

$$\lambda_{cr} = \pi \frac{\sqrt{E}}{\sqrt{f_s}} = 93.014$$

corrispondente al limite del comportamento in fase puramente elastica del montante stesso.

Al valore:

$$\frac{\sigma_{cr}}{f_s} = \frac{95.25}{235} = 0.405$$

corrisponde, nel prospetto 7-I delle istruzioni CNR 10011/85, un rapporto $\lambda / \lambda_{cr} = 1.45$ e quindi un valore della snellezza λ , fornito dall'espressione:

$$\lambda = 1.45*\lambda_{cr} = 1.45*\pi \frac{\sqrt{E}}{\sqrt{f_s}} = 1.45*93.014 = 135$$

con:
$E = 206000 (N/mm^2)$
f_s = tensione snervamento del montante (=235 N/mm^2)

A tale snellezza corrisponde , in base al prospetto 7-IIa delle Istruzioni CNR 10011/85, un coefficiente di amplificazione dei carichi

$$w = 2.49$$

la snellezza corrisponde, dal prospetto 7-VII delle Istruzioni CNR 10011/85, una tensione critica euleriana:

$$\sigma_E = 112 \quad N/mm^2$$

La verifica di stabilita' dei montanti è ricondotta a quella di un montante di ponteggio equivalente attraverso la relazione:

$$\sigma = w \frac{N}{A_1} + \frac{M_{eq}}{\Phi\ W_1\ (1 - v \frac{N}{N_E})} < \sigma_{adm}$$

ove:
- N, e' il carico assiale sul montante;
- A_1, e' la sezione del montante (A_1 = 414 mm^2)
- w, e' il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalla prova di collasso;
- M_{eq} e' il momento equivalente, (di valore 1,3 Mm è legato alla relazione $0.75\ M_{max} \le M_{eq} \le M_{max}$, ove M_m e' il valore medio del momento flettente lungo l'asta e Mmax e' il suo valore massimo); quando l'asta è vincolata agli estremi ed il momento varia linearmente tra M_a ed M_b il M_{eq} è dato dalla relazione: $M_{eq} = 0.6\ M_a - 0.4\ M_b$, con M_{eq} comunque maggiore di 0.4 M_a;
- Φ, e' il fattore di adattamento plastico, assunto prudenzialmente Φ=1
- v e' il coefficiente di sicurezza relativo alla II condizione di carico (v = 1,333 per la II condizione di carico)
- $N_E = \sigma_E \times A_1$ =112x414 = 46368 (N), con σ_E = tensione critica calcolata con la formula di Eulero , anche in campo plastico , per la snellezza considerata.
- W_1 e' il modulo di resistenza del montante (W_1 = 4430 mm^3)

Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico (vedi appendice 1) si effettuano le verifiche di stabilita' dei montanti riportate nel prospetto seguente.Sono sufficienti le verifiche per la condizione di lavoro e di fuori servizio per neve.

I valori delle sollecitazioni relativi agli schemi con azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento -) sono desunti dai tabulati A31RFSN1 F3F e A31RLAV1 F3F , ma vengono forniti anche i tabulati relativi agli schemi con azione del vento avente direzione contraria (vento +): tabulati A31RFSN2 F3F e A31RLAV2 F3F.

Verifiche di stabilita' dei montanti di schema con partenza normale.
(Impalcato di classe 4 - p_4=3000 N/m²)

CONDIZIONE	FUORI SERVIZIO NEVE VENTO +	LAVORO VENTO -
FILE	A31RFSN2	A31RLAV2
Montante	esterno	interno
Aste	4-5	4-5
Nodo a/quota	4/2076mm	4/2076 mm
Nodo b/quota	6/3600mm	6/3600 mm
Az. ass.(N)	-10800	- 9440
Mom. (Nm)		
-nodo a	318.284	211.621
-nodo b	-342.190	- 276.995
Mom.eq.(Nm)	136.876	110.798
Tens.(N/mm²)		
-per az.ass.	64.96	56.78
-per momenti	44.80	34.33
Totale	109.76	91.11
Tens.ammiss. (N/mm²)	180.00	180.00

Le azioni assiali massime al piede dei montanti sono:

- Montante interno:- 7960 (N),per la condizione di lavoro,vento -
- Montante esterno:- 11457 (N),per la condizione di fuori servizio neve,vento +

B Verifica della stilata con partenza disassata

Le due soluzioni limiti sono quelle con mensola montata al 3° o al 9° piano di ponteggio.Per entrambe viene effettuata la verifica del montante esterno e quella del puntone per la più gravosa condizione di carico (fuori servizio per neve)

I MENSOLA MONTATA AL 3°PIANO DI PONTEGGIO.

1.1 Verifica dei montanti.

Il tubo esterno viene raddoppiato utilizzando tubi e giunti di tipo autorizzato.
A favore della sicurezza ,la sezione del tubo aggiunto sarà considerato uguale a quella del montante del telaio.
I valori statici della sezione dei tubi sono così considerati:
Tipo 2 tubi circolari Φ/s =48.3/2.9 mm
Area della sezione A_8 = 2x 414 mm²
Modulo di resistenza W_8 = 2x4340 mm³
Raggio di inerzia i_8 = 16.1 mm

La verifica viene effettuata sullo schema di partenza riportato nell'allegato A/41,sulla base dei risultati dell'analisi elastica

riportati nell'appendice I (V. tabulati A31RDIS1 e A31RDIS2 e A31Rdis1).
I risultati delle verifiche di stabilità relativi ai montanti sono riportati nella tabella seguente.

Prospetto XIII
Verifiche di stabilità dei montanti - mensola montata al 3° piano di ponteggio.

CONDIZIONE	MONTANTE	
	ESTERNO	ESTERNO
FILE	A31RDIS1	A31RDIS2
Asta	24-25	34-25
Nodo a/quota	26/0	26/0
Nodo b/quota	28/1700	28/1700
Snellezza	135	135
Ω	2.49	2.49
σ_E	112	112
Az.ass.(N)	-17674/2	- 16019/2
Mom a(Nm)	0	0
Mom b(Nm)	-200.781/2	- 181.49/2
Mom.equival.	(.6)120.5/2	(.6)108.89/2
Tens.(N/mm²)		
-Az.assiali	53.15	48.17
-Momenti	13.60	12.29
TOTALE	66.75	60.46
Tens.ammiss. (N/mm²)	180.00	180.00

1.2 - Verifica del puntone

Valori statici

Tipo:tubo circolare Φ/s =48.3/2.9 mm
Area della sezione A_8 = 414 mm²
Modulo di resistenza W_8 = 4430 mm³
Raggio di inerzia i_8 = 16.1mm
Lunghezza del puntone l_p = 2234 mm

Il puntone (V. tabulato A31DIS2-F3F dell'appendice I - Asta 83) è soggetto ad una azione assiale di valore:

N_p= 11554 (N)

La verifica viene condotta con la formula:

$$\sigma_p = \frac{w*N_p}{A_8} = 72.56 \leq \sigma_{adm}(=180\ N/mm^2)$$, ove:

- A_8 = 414 mm² è l'area della sezione del puntone.
- $\lambda_c = \beta*h_{max}/i$ = 2234/16.1= 138.76 , è la snellezza.
- w = 2.6 , ricavato dalla tabella 7-II delle Istruzioni CNR 10011/85, è il coefficiente per la snellezza relativa.

Nell'ipotesi di schema con mensola al 3°. piano (che risulta la più gravosa ai fini della verifica della mensola).. , l'azione massima sull'estremità della mensola - V. FILE A31Rdis2 - Asta32 , nodi 34-35 N=-7032 (N) + componente verticale dell'azione asta 121 , nodi 34-83 , N= -958*sen41°= - 629 (N) - risulta N_{max}= - 7661 (N).
Rispetto al carico minimo di collasso della mensola N_d = 34000 (N) risulta un grado di sicurezza $v= N_d/N_{max}$ = 4.43 > 2.2.

d) Azioni massime sugli ancoraggi.

Considerando che risultano ancorate:
- Tutte le stilate (del piano di raccordo con il parasassi e di quello immediatamente superiore);
- Alternativamente quelle degli altri piani ancorati,
l'azione massima sugli ancoraggi (V. tabulati F3F: A33RDIS1 ed A33RDIS2 dell'appendice 1) , risulta:
2°Piano - N = - 3983 N (Asta 77 - File A31Rdis2 - compressione);
- N = - 6195 N (Asta 77 - File A31Rdis1 - compressione);
3°Piano - N = + 6022 N (Asta 78 - File A31Rdis2 - trazione);
- N = + 1213 N (Asta 78 - File A31Rdis1 - trazione);
4°Piano - N = + 3266 N (Asta 79 - File A31Rdis2 - trazione);
- N = - 422 N (Asta 79 - File A31Rdis1 - compressione).

- Gli ancoraggi del 2° piano , a sbatacchio , saranno realizzati a tutte le stilate per resistere ad una azione massima di 650 daN.

Il grado di sicurezza allo scorrimento risulta:
v=9810/6500 = 1.51 > 1.5

- Gli ancoraggi del 3° piano dovranno essere realizzati - a tutte le stilate - con sistemi in grado di resistere ad una azione di trazione di 650 daN.
Occorrerà impiegare sistemi a tassello o con anello ; in questo ultimo caso il tondino dovrà avere diametro 16 mm cui corrisponde una tensione:
$\sigma = N/(2*S)+ 0.144*N*d/W = 16.17+102.05=118.22 \leq \sigma_{adm}(=270\ N/mm^2)$, ove:
S= 201 mm², d=48.3 mm e W = 402 mm³ .

- Gli ancoraggi del 4° piano e superiori - realizzati ogni 3 stilate - saranno di tipo normale.

2 MENSOLA MONTATA AL 9° PIANO DI PONTEGGIO.

Mentre la mensola ed il puntone dello schema A/42 risultano meno sollecitati rispetto allo schema A/41 - e pertanto le relative verifiche vengono omesse - il montante esterno viene sollecitato da una maggiore azione assiale dovuta al peso proprio del parasassi aggiuntivo (da montare al livello del 2°piano) ed al peso della neve (30%) gravante su tale parasassi.L'azione sui montante esterno relativa ad una mensola montata al 3° piano verrà quindi maggiorata di:
9.81*30*1.8*2+1680*(0.48/0.8)*1.5*1.8+200=1059+2722+200=3981 (N).
La condizione più gravosa è quella dell'asta 24-25 N=17674+3981=21655N (V.FILE A31RDIS1).

Il montante interno risulta invece sollecitato in misura inferiore a quello di uno schema normale:a favore della sicurezza le sollecitazioni sul montante interno (asta 4 - nodi 4-5) verranno assunte pari a quelle agenti su un montante interno di uno schema normale (v.File A31RLAVI -asta 39-40,nodi 40-42 : N= 7527 N ; Ma=-212.158 Nm , Mb=277.608 Nm).
La snellezza viene assunta , a favore della sicurezza , uguale a quella della stilata normale.I risultati delle verifiche di stabilità relativi ai montanti sono riportati nella tabella seguente.
Prospetto XIV
Verifiche di stabilità dei montanti (Mensola al 9°piano)

CONDIZIONE	MONTANTE	
	ESTERNO	INTERNO
Asta	24-25	4
Nodo a/quota	26/0	4/1976
Nodo b/quota	28/1700	5/3500
Snellezza	135	135
Ω	2.49	2.49
σ_E	112	112
Az.ass.(N)	-21955/2	- 7527
Mom a(Nm)	0	- 212.168
Mom b(Nm)	-200.781/2	+ 277.608
Mom.equival.	(.6)120.5/2	(.4)111.043
Tens.(N/mm²)		
-Az.assiali	66.02	45.27
-Momenti	13.69	31.99
TOTALE	79.62	77.26
Tens.ammiss. (N/mm²)	180.00	180.00

4.4.2 - Verifica degli irrigidimenti in pianta realizzati con diagonali e correnti.

4.4.2.1 Verifica della diagonale in pianta relativa ad un piano generico - privo di impalcati metallico - superiore al 3° piano.

Valori statici
Tipo: tubo a sezione circolare d/s= 26.9/2.3 mm
- Area della sezione A_8 = 178 mm²
- Modulo di resistenza W_8 = 1010 mm³
- Momento di inerzia J_8 =13600 mm⁴
- Raggio di inerzia: i_8 = 8.7 mm
- Lunghezza dell'asta: a_3 = 2050 mm

Verifica

Lo schema strutturale è quello relativo a 3 campi (V.FILE A31R3DH)
Si ipotizza che le diagonali in pianta trasferiscano agli ancoraggi - posti ogni 3 stilate - le azioni normali alla facciata relative a due moduli sovrapposti - cioè le azioni dovute al vento normale alla facciata e le azioni derivanti dalle imperfezioni geometriche (V.Prospetto 4.XII) , di valore complessivo F = 500 (N) - e quindi azioni coassiali con i traversi di valore N=2x500 = 1000 (N).

Tali azioni determinano nelle diagonali (V.FILE A31R2DH - Asta 21):
- uno sforzo assiale F_{dp} = - 2056 N
- un momento M_{dp} , derivante dalla eccentricità di applicazione dello sforzo , di valore $M_{dp} = e_{11} * F_{dp}$=(0.01345-0.0046)*2056 = 18.19 (Nm)

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

$$l_o = \beta * a_3 = 2050 \text{ (mm)}$$

A tale luce libera corrisponde una snellezza λ_{df}

$$\lambda_{dp} = \frac{\beta * a_3}{i_3} = \frac{2050}{8.7} = 235.63$$

ove i_3, e' il raggio di inerzia della sezione trasversale della diagonale.
A tale snellezza corrisponde - dal prospetto 7-IIa delle Istruzioni CNR 10011/85 - un coefficiente di amplificazione dei carichi w_{df} = 7.5.

La verifica di stabilita' - assumendo Φ = 1 e v = 1,333 - e' assicurata essendo:

$$\sigma_{dp} = \frac{w_{dp} \cdot F_{dp}}{A_8} + \frac{e_{11} * F_{dp}}{\Phi W_8 \left(1 - \frac{v * F_{dp}}{F_{cr}}\right)} = 86.63 + 43.31 =$$

$$= 129.94 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ad} \text{ (= 180 N/mm}^2\text{)}$$

Con $F_{cr} = \sigma_p A_2$ = 37*178 = 5106 (N)
(Con σ_p = 37 N/mm² , desunto dal prospetto 7-VII delle Istruzioni CNR 10011/85 , per la snellezza considerata).

4.4.2.2 Verifica della diagonale in pianta relativa al piano di raccordo con il parasassi

- Valori statici
- tipo: tubo a sezione circolare d/s=26.9/2.3 mm
- area della Sezione: A_2 = 178 mm²
- modulo di resistenza: W_2 = 1010 mm³
- raggio di inerzia: i_2 = 8.7 mm
- lunghezza dell'asta: a_3 = 2050 mm

Verifica

Lo schema strutturale è quello relativo a 2 campi (V.FILE A31R2DH).
Si ipotizza che le diagonali in pianta trasferiscano agli ancoraggi - posti ogni 2 stilate - le azioni massime normali alla facciata derivanti dall'azione del vento (+) , della neve e delle imperfezioni geometriche (V. FILE A31RFSN2 - Asta 138) di valore F =- 4197 (N) , con direzione dall'opera servita verso l'esterno (e quindi con segno - nello schema strutturale considerato).
Tali azioni determinano nelle diagonali tese (V.FILE A31R2DH - Aste 14 e 15):
- uno sforzo assiale di trazione di valore F_{dp} = 4315 (N)

- un momento M_{dp} , derivante dalla eccentricità di applicazione dello sforzo , di valore .

$M_{dp} = e_{11} * F_{dp}$=(0.01345-0.0046)*4315 = 38.19 (Nm)

La verifica di resistenza e' assicurata essendo:

$$\sigma_{dp} = \frac{F_{dp}}{A_2} + \frac{e_{11} * F_{dp}}{\Phi W_3} = 24.24 + 37.81 = 62.05 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ad} \text{ (= 180 N/mm}^2\text{)}$$

avendo assunto Φ = 1.

4.4.2.3 - Verifica della diagonale in pianta relativa al piano immediatamente superiore a quello di raccordo con il parasassi.

- Valori statici
- tipo: tubo a sezione circolare d/s=26.9/2.3 mm
- area della Sezione: A_2 = 178 mm²
- modulo di resistenza: W_2 = 1010 mm³
- raggio di inerzia: i_2 = 8.7 mm
- lunghezza dell'asta: a_3 = 2050 mm

Verifica

Lo schema strutturale è quello relativo a 2 campi (V.FILE A31R2DH).
Si ipotizza che le diagonali in pianta trasferiscano agli ancoraggi - posti ogni 2 stilate - le azioni massime normali alla facciata derivanti dall'azione del vento (+) , della neve e delle imperfezioni geometriche (V. FILE A31RFSN1 - Asta 139) di valore F = 3202 (N) , con direzione dall'opera servita verso l'esterno (e quindi con segno + nello schema strutturale considerato).
Tali azioni determinano nelle diagonali tese (V.FILE A31R2DH , in proporzione al valore di 4315 N rilevato nelle aste 14 e 15 per una azione di 4197 N:

- uno sforzo assiale di trazione di valore:
F_{dp}=4315*(3202/4197= 3292 (N)

- un momento M_{dp} , derivante dalla eccentricità di applicazione dello sforzo , di valore:

$M_{dp} = e_{11} * F_{dp}$=(0.01345-0.0046)*3292 = 29.13 (Nm)

La verifica di resistenza e' assicurata essendo:

$$\sigma_{dp} = \frac{F_{dp}}{A_2} + \frac{e_{11} * F_{dp}}{\Phi W_3} = 18.49 + 28.85 = 47,34 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ad} \text{ (= 180 N/mm}^2\text{)}$$

avendo assunto Φ = 1.

[illegible] verifica dei irrigidimenti [illegible]
all[illegible]1800[illegible]m in[illegible]o d[illegible]g[illegible]i [illegible]
[illegible]no generico

I risultati sperimentali relativi agli irrigidimenti realizzati utilizzando impalcati metallici hanno dimostrato che questo tipo di irrigidimento fornisce valori dei carichi ultimi elevati.
Considerato che le prove di trazione saggiano fondamentalmente la resistenza a trazione dei ganci mentre quelle di compressione caratterizzano l'effettiva rigidezza degli irrigidimenti orizzontali , si farà riferimento a queste ultime ai fini della verifica.
Questa verrà effettuata accertando che la rigidezza a compressione rilevata utilizzando impalcati metallici è superiore a quella rilevata utilizzando correnti e diagonali.
La verifica viene condotta adottando il metodo statistico calcolando il frattile 10 % dei carichi di collasso ed effettuando il confronto tra i risultati delle prove di compressione condotte sugli irrigidimenti in pianta realizzati con impalcati metallici e quelli relativi alle prove condotte su irrigidimenti realizzati con correnti e diagonali.

Durante tali prove il carico medio $\bar{F}$, caratteristico dei n=5 valori osservati F_i , risulta:

$$\bar{F}= \Sigma F_i/n \ ;$$

lo scarto quadratico medio è:

$$s=\sqrt{(\Sigma(\bar{F}-F_i)^2/n-1)}.$$

Il frattile 10 % è :

$$F_{p10\%}=\bar{F}-k*s \text{(Ove k=3.413 per n=5).}$$

Per completezza , oltre ai frattili 10% dei carichi di collasso risultanti dalle prove , vengono forniti anche i valori medi e quelli minimi dei carichi di collasso , in modo da permettere il confronto tra i dati relativi alle prove sugli irrigidimenti nel piano orizzontale realizzati con diagonali e correnti e quelli relativi agli irrigidimenti realizzati con impalcati prefabbricati.

Con i dati - riportati nel capitolo 3 - si ottengono i valori caratteristici riportati nella tabella seguente.

PROVE DI COMPRESSIONE SU IRRIGIDIMENTI IN PIANTA (kN)			
VALORI CARATTERISTICI DEI CARICHI DI COLLASSO PER I DIVERSI CAMPI		DIAGONALI E CORRENTI	IMPALCATI METALLICI
1.Irrigid.in pianta per campi da 1.8 m	valore medio	3.038	11.04
	valore minimo	2.94	10.60
	Frattile 10 %	2.808	9.48

La verifica risulta soddisfatta:tuttavia si procede alla verifica degli irrigidimenti in pianta per le condizioni più gravose di sollecitazione, nel piano di raccordo con il parasassi (ancorato ogni 2 stilate) ed in un piano superiore al 3° (ancorato ogni 3 stilate).

il [illegible] - del piano [illegible] con il parasassi (ancoraggi ogni 2 stilate).

Il valore minimo dei frattili 10 % a collasso per irrigidimento di 1 campo con impalcati metallici è F_{up} = 9480 (N).

Dall'analisi elastica (FILE A31RPCIM) effettuata modellando un campo di irrigidimento in pianta in accordo con le metodologie di prova , il carico ultimo riferito alla diagonale fittizia compressa (per una azione F_{up}= 9480 (N) - uguale a quella ultima), è stato (asta 5):

F_{uc} = - 6771 (N)

Dall'analisi elastica (FILE A31R2IMP F3F - Aste 9 e 10) effettuata modellando 2 campi di irrigidimento in pianta in accordo con lo schema di ancoraggi , la azione di calcolo nella identica diagonale fittizia compressa - per azioni orizzontali normali all'opera servita F= 4197 N- V.FILE A31RFSN2 - Asta 138 - uguali a quelle cui il ponteggio è assoggettato è stata (V. Aste 9 e 10 - file A31R2IMP):

F_{dc} = - 2682 (N)

Il grado di sicurezza dell'irrigidimento risulta:

$$v = \frac{F_{uc}}{F_{dc}} = \frac{6771}{2682} = 2.52 > 1.5$$

4.4.4.2.2 - Verifica degli irrigidimenti in pianta - realizzati con impalcati metallici - del piano immediatamente superiore a quello di raccordo con il parasassi (ancoraggi ogni 2 stilate).

Il valore minimo dei frattili 10 % a collasso per irrigidimento di 1 campo con impalcati metallici è F_{up} = 9480 (N).

Dall'analisi elastica (FILE A31RPCIM) effettuata modellando un campo di irrigidimento in pianta in accordo con le metodologie di prova , il carico ultimo riferito alla diagonale fittizia compressa (per una azione F_{up}= 9480 (N) - uguale a quella ultima), è stato (asta 5):

F_{uc} = - 6771 (N)

Dall'analisi elastica (FILE A31R2IMP F3F - Aste 9 e 10) effettuata modellando 2 campi di irrigidimento in pianta in accordo con lo schema di ancoraggi , la azione di calcolo nella identica diagonale fittizia compressa - per azioni orizzontali normali all'opera servita - V.FILE A31FSN1 - Asta 139 - uguali a quelle cui il ponteggio è assoggettato (F= 3202 N) , risulta , in proporzione ai valori ottenuti per una azione F= 4197 (N) : F_{dc} = - 2682*(3202/4197) = - 2046 (N).
Il grado di sicurezza dell'irrigidimento risulta:

$$v = \frac{F_{uc}}{F_{dc}} = \frac{6771}{2046} = 3.3 > 1.5$$

.4 · V[illegible]ca es [illegible]gli irrigid[illegible] in pianta realizzati con impalcat. metallici stabilizzanti 3 campi (Piani superiori al 3°).

Il valore minimo dei frattili 10 % a collasso per irrigidimento di 1 campo con impalcati metallici è F_{up} = 9480 (N).
Dall'analisi elastica (FILE A31RPCIM) effettuata modellando un campo di irrigidimento in pianta in accordo con le metodologie di prova , il carico ultimo riferito alla diagonale fittizia compressa (per una azione F_{up}= 9480 (N) - uguale a quella ultima), è stato (asta 5):

F_{uc} = - 6771 (N)

Quando i campi sono provvisti di impalcati e di fermapiede la azione - massima è quella relativa ad un modulo del 10° piano di ponteggio , di valore F = (F''_{wn} + F''_{gn} = 977 (N) - (V. prospetto 4.X).
Considerato che il traverso è assoggettato ad una azione 2F= 1954 (N) , l'analisi elastica (FILE A31R3IMP - Aste 12 e 15) effettuata modellando 3 campi di irrigidimento in pianta in accordo con lo schema di ancoraggi , fornisce per la azione (di calcolo) nelle diagonali fittizie compresse , il valore:F_{dc} = - 2607 (N)

Il grado di sicurezza dell'irrigidimento a compressione risulta:

$$v = \frac{F_{uc}}{F_{dc}} = \frac{6771}{2607} = 2.59 > 1.5$$

4.5.1. Verifica delle travi prefabbricate per passo carraio

1 Valori statici

Briglie (superiore ed inferiore) e montante.

Tipo: tubo a sezione circolare d/s 48.3/2.9 mm
Area della sezione: A_{18} = 414 mm^2
Modulo di inerzia I_{18} =107000 mm^4
Modulo di resistenza W_{18} = 4430 mm^3
Raggio di inerzia i_{18} = 16.1 mm
Lunghezza di inflessione a_1 = 1800 mm

Diagonali

Tipo: tubo a sezione circolare d/s 26.9/2.3 mm
Area della sezione: A_2 = 178 mm^2
Modulo di inerzia I_2 =13600 mm^4
Modulo di resistenza W_2 = 1010 mm^3
Raggio di inerzia i_2 = 8.7mm
Lunghezza di inflessione a = 610 mm

2 Verifica

Per una azione massima - dovuta al montante esterno della stilata soppressa nella condizione di fuori servizio per neve (File A31RFSN2 asta 1 - N_m = 11457 (N) - ed al p.p. della trave - N_{pp} = 372 (N) e quindi per una azione N = 11829 (N), applicata nella mezzeria della trave per passo carraio , le sollecitazioni - desunte dall'appendice I (V. tabulati F3F - File A31Rtc36) - e le tensioni negli elementi - risultano:

a. Briglia inferiore(V. asta 2 , nodi 2 - 3)

N_{ti} = + 23787 (N) M_{max}= 109.943 Nm

$$\sigma_{ti} = \frac{N_{ti}}{A_{18}} + \frac{M_{max}}{W_{18}} = 57.46+24.82 = 82.28\ N/mm^2 \le \sigma_{ad}\ (=160\ N/mm^2)$$

b. Briglia superiore(vedi asta 6 - nodi 7 - 8)

N_{ts} = - 5963 (N) ; M_a= - 12.126 Nm ; M_b= + 65.919 Nm
M_{eq} = 0.6*M_b-0.4*M_a = 34.70 Nm

$$\sigma_{ts} = \frac{w*N_{ts}}{A_{18}} + \frac{M_{eq}}{W_{18}*\left(1 - \frac{v*N}{A_{18}*\sigma_E}\right)} =$$

$$\cong 22.90+8.54=31.44\ N/mm^2 \le \sigma_{ad}\ (=160\ N/mm^2)$$

ove w = 1.59 per una snellezza $= \frac{l}{i_{18}} = 78.26$

σ_E = 332 N/mm² per la snellezza considerata

c. Diagonale(vedi asta 10 nodi 1-7)

N_{td} = - 8135 (N) ; M_b=+0.52 Nm ; M_a= - 1.49 Nm
M_{eq} = 0.6*M_a - 0.4*M_b = 0.686 Nm

$$\sigma_{td} = \frac{w*N_{td}}{A_2} \quad \frac{M_{eq}}{W_2*\left(1 - \frac{v*N_{td}}{A_2*\sigma_E}\right)} =$$

= 66.95+0.80= 67.75 N/mm² ≤ σ_{ad} (=160 N/mm²)

ove w = 1.465 per una snellezza $= \frac{610}{i_2} = 70.11$

σ_E = 413 N/mm² per la snellezza considerata.

3 - Confronti con i risultati sperimentali

L'azione massima nella mezzeria della trave da 3.6 m è:
N_{max}= 11829 (N).
Rispetto al carico minimo di collasso della trave N_d = 108000 (N) , ottenuto durante le prove risulta un grado di sicurezza:

v= N_d/N_{max} = 108000/11829 = 9.13 > 2.2.

4.5.2 Verifica del parasassi prefabbricato con aggetto di 1.5 m

Il parasassi viene verificato per le seguenti azioni:

- azione della neve p_n per una altitudine di 500 m (s.l.m.) e con un coefficiente di esposizione μ relativo all'inclinazione del parasassi;
- azione derivante dal peso proprio dell'impalcato (p_i=300N/m²);
- azione derivante dal vento di fuori servizio.

1. Verifica del traverso del parasassi (prefabbricato).

Valori statici della sezione:

Tipo:tubo circolare Φ/s= 48.3/2.9 mm
Area della sezione A_8 414 mm²
Modulo di resistenza W_8 4430 mm³

Per un parasassi con inclinazione sull'orizzontale α= 41° e 41/100 - e quindi con μ=0.42 - e con lunghezza complessiva del traverso e_1= 2000 mm , con luce di libera inflessione e_3= 1500 mm , risulta (V.tabulato

A31RFSN2 FOF di cui all'appendice 1 - asta 135):

M_{max} = 431.025 Nm ; N = - 958 (N)
A tale sollecitazione corrisponde una tensione:

σ = N/A+ M_{max}÷ W_8 = 2.31 + 97.30 = 99.61 N/mm² < σ_{adm}(=180 N/mm²)

2. Verifica del traverso superiore del parasassi (prefabbricato)???

- Valori statici della sezione:
- tubo circolare Φ/s= 26.9/2.3 mm
- Area della sezione A_9 = 178 mm²
- Modulo di resistenza W_9 =1010 mm³

Il traverso superiore del parasassi è soggetto ad una azione assiale di trazione (asta 137 FILE A31RFSN2), per la condizione di fuori servizio per neve , di valore:

F_p = 2755 (N)

La verifica è soddisfatta in quanto risulta:

σ =F_p/A = 15.48 N/mm²≤σ_{adm} (180 N/mm²)

3 - Confronti con i risultati sperimentali

L'azione massima equivalente sul parasassi N_{eq} viene valutata , con riferimento al momento massimo M_{max} risultante sull'asta 121 del tabulato A31DISA2 , (considerando il carico concentrato equivalente applicato al traverso con appoggi a distanza l_p = 1.5 m):
M_{max} = 431.03 Nm = N_{eq} *l_p/4 , da cui:
N_{eq} = 4*M_{max}/l_p = 431.03*4/1.5 = 1150 (N)
Rispetto al carico minimo di collasso N_d = 6400 (N) , ottenuto durante le prove risulta un grado di sicurezza:

v= N_d/N_{max} = 6400/1150 = 5.57 > 2.2.

4.5.3 Verifica del parasassi in tubo e giunto con aggetto di 1.5 m

Il parasassi viene verificato per le seguenti azioni:

- azione della neve p_n per una altitudine di 500 m (s.l.m.) e con un coefficiente di esposizione μ relativo all'inclinazione del parasassi;
- azione derivante dal peso proprio dell'impalcato (p_i=300N/m²);
- azione derivante dal vento di fuori servizio agente con una pressione equivalente p_w=(p_z*G*h_6)/e_4.

N.1 Verifica del traverso

Valori statici della sezione:

Tipo tubo circolare Φ/s= 48.3/3.2 mm
Area della sezione A_8 453 mm²
Modulo di resistenza W_8 4800 mm³

Per un parasass [illegible] quindi con μ=0.42 - e con lunghezza complessiva del traverso e_1= 2018 mm , con luce di libera inflessione e_3= 1500 mm , risulta (V.tabulato A31RFSN2 F3F di cui all'appendice 1 - asta 135):

M_{max} = 431.03 Nm ; N = - 958 (N)

A tale sollecitazione corrisponde una tensione:

$\sigma = N/A + M_{max} \div W_8 = 2.10+89.80 = 91.90$ N/mm² < σ_{adm}(=180 N/mm²)

N.2 Verifica del traverso superiore del parasassi???

- Valori statici della sezione:

tubo circolare Φ/s =48.3/3.2 mm
Area della sezione A_9 = 453 mm²
Modulo di resistenza W_9 = 4800 mm³
Eccentricità del giunto e_9 = 60 mm

Il traverso superiore del parasassi è soggetto ad una azione assiale di trazione (asta 137 FILE A31RFSN2), per la condizione di fuori servizio per neve , di valore:

F_p = 2755 (N)

La verifica e' soddisfatta in quanto risulta:

$\sigma = F_p/A + F_p * e_9/W_9 = 6.08+34.44 = 40.52$ N/mm² ≤ σ_{adm}(180 N/mm²)

4.5.4 Verifica della mensola

1. Verifica del traverso della mensola.

Valori statici della sezione:

Tipo:tubo circolare Φ/s= 48.3/2.9 mm
Area della sezione A_8 414 mm²
Modulo di resistenza W_8 4430 mm³

La massima sollecitazione si rileva dal tabulato A31RDIS2 F3F di cui all'appendice 1 - asta 120):

M_{max} = 79.922 Nm ; N = 4108 (N)

A tale sollecitazione corrisponde una tensione:

$\sigma = N/A + M_{max} \div W_8 = 9.92+16.65 = 26.57$ N/mm² < σ_{adm}(=180 N/mm²)

2. Verifica del puntoncino della mensola.??

- Valori statici della sezione:
- tubo circolare Φ/s= 26.9/2.3 mm
- Area della sezione A_9 = 178 mm²
- Modulo di resistenza W_9 =1010 mm³

p 10 getto (Vedi asta 76 -3 s
sollecitazioni:

N_p = - 2017 (N) ; M_b=+7.003 Nm ; M_a= - 2.625 Nm

La verifica di resistenza risulta soddisfatta perché si ha:

$$\sigma_p = \frac{N}{A_2} + \frac{M}{W_2} = 11.33 + 6.93 = 18.26 \text{ N/mm}^2 \le \sigma_{ad} \ (=180 \text{ N/mm}^2)$$

4.5.5. Verifica della scala

1 Valori statici

a) Montante

- Tipo di profilato: tubo di sezione circolare d/s=35/1.5 mm
- Area della sezione: A_2 = 157 mm²
- Modulo di resistenza: W_2 = 1268 mm³
- Raggio di inerzia: i_2 = 11.8 mm
- Lunghezza: h_3 = 2090 mm

b) piolo 26.9/2.3

- Tipo di profilato:tubo circolare Φ/s = 26.9/1.5 mm
- Area della sezione: A_3 = 119 mm²
- Modulo di resistenza: W_3 = 720 mm³

2 Verifica del montante

Il montante della scala - in relazione all'inclinazione α rispetto alla verticale, definita dalla sua lunghezza, dal sistema di vincolo e dall'altezza dei piani di ponteggio e' assoggettato ad una azione assiale (N) e al momento (M).
La verifica del montante viene effettuata considerando l'azione Qm su un montante pari al 75% di quella massima prevista nelle verifiche locali (1500 N) e quindi per Q_m = 0,75 x 1500 = 1125 (N).

In tali condizioni - e per una inclinazione della scala di α_7 = 73° rispetto all'orizzontale - la tensione sul montante risulta:

$$\sigma = \frac{wQ_m}{A_2} + \frac{0{,}75*M}{\Phi W\left(1 - \frac{v * Q_m}{Ncr}\right)}$$

$$\text{con:} \quad = \frac{l_o}{i_2} = \frac{2090}{11.8} = 177.1$$

cui corrisponde (V. Tab. 7-IIa della norma CNR 10011/85):

$$\sigma_{cr} = \sigma_E^* A = \frac{10205}{55} = 1{,}5 \ (N)$$

$\nu =$

$\Phi = 1$

Con $M = Q_m * h_2 * \cos\alpha_7 / 4 = 1125*1955*\cos 73°/4 = 161$ (Nm)

risulta: $\sigma = 28.73+111.6 = 140.33$ N/mm² $\leq \sigma'^{ad}$ (160 N/mm²)

3 Verifica del piolo

Nel piolo - considerato semincastrato sui montanti e caricato in mezzeria dall'intero carico di servizio Q = 1500 N - la tensione risulta:

$$\sigma = \frac{Q.a_5}{8.W_3} = \frac{1500*300}{8*720} = 78.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma'_{ad} (160 \text{ N/mm}^2)$$

4 Confronto con i risultati sperimentali.

Il rapporto tra il minimo dei carichi di rottura N_r=2700 N registrato alle prove ed il carico (normale)dovuto alle condizioni di servizio $Q*\cos\alpha_7 = 1500*0.29 = 435$ (N) fornisce il grado di sicurezza v:

$$\nu = \frac{N_r}{Q*\cos\alpha_7} = \frac{2700}{435} = 6.2 > 2{,}2$$

4.5.6 - Verifica del montante di sommità

1 Valori statici

Tipo tubo circolare Φ/s = 48.3/2.9 mm

Area della sezione A_1 = 414 mm²

Modulo di resistenza W_1 =4430 mm³

Luce libera di inflessione a_2 = 1000 mm

2 Verifica

La verifica viene condotta per una azione Q = 300 (N)

Sotto tale azione si ha (avendo assunto Φ = 1):

$$M = \frac{Q*a_2}{4} = \frac{300*1000}{4} = 75000 \text{(Nmm)}$$

$$\sigma = \frac{M}{\Phi W_1} = 16.93 \ (\text{N/mm}^2) \leq \sigma_{ad} \ (160 \text{ N/mm}^2\text{-I cond.carico})$$

3 Confronti con i risultati sperimentali

Alle prove effettuate sul montante di sommità e' risultato un carico minimo di rottura Nr= 3600 (N).

on [redacted] nte[redacted]le v[redacted] si [redacted] i [redacted] risp[redacted]ai
=300 (N), un grado di sicurezza:

$$V = \frac{Nr}{Q} = \frac{3600}{300} = 12 > 2.2$$

4.5.7 Verifica dell'impalcato prefabbricato 1800x490

Valori statici della sezione dell'impalcato.

N°	A (mm²)	y (mm)	Axy (mm³)	Axy² (mm⁴)	ys (mm)	Ib (mm⁴)	Is=Axys² mm⁴
1	245x1 245	0.5	122.50	61.25	+11.9212	20	34818
2	1x48 48	25.0	1200.00	30000	-12.5788	9216	7595
3	30x1 30	49.5	1485.00	73507	-37.0788	2	41245
4	49.7x1 49.7	25	1242.50	31062.7	-12.5788	9542	7864
5	1x15 15	1.5	22.5	33.75	+10.9212	1	1789
6	1x45 45	25.0	1125	28125	-12.5788	7594	7120
7	25x1x0.5 12.5	49.5	618.75	90774	-37.0788	1	17185
8	15x1 15	1.5	22.5	33.75	+10.9212	1	1789
T.	460.2	-	5716.25	337612.15	-	26377	145782
					I/2 =	172159	

$$y_s = \frac{5716.25}{460.2} = 12.4212 \text{ mm}$$

$$W_s = \frac{172159x2}{12.4212} = 27720 \text{ mm}^3$$

$$W_i = \frac{344318}{37.5788} = 9163 \text{ mm}^3$$

J = 344318 mm⁴ ; E = 206000 N/mm²

Spessore $s_{13} = 3$ mm larghezza $l_8 = 76$ mm
$W_g = 559$ mm^3 $J_g = 3385$ mm^4

Verifica dell'impalcato e dei ganci.

La verifica viene condotta per le azioni dovute al peso proprio G_{11}= 20 kg e,alternativamente, ad una delle seguenti:
1 - carico di servizio (q_4= 3000 N/m²)
2 - carico concentrato Q = 3000 (N) (applicato su una superficie di 0.5m x 0.5 m)
3 - carico concentrato Q' = 1000 (N) (applicato su una superficie 0.2 m x 0.2 m)
4 - carico ripartito q'_4 = 5000 N/m² applicato su una superficie parziale avente area A_c = 0.4 A, con A = l_1 x a_1 = 1.0 x 2.5=2.5 m².
Con: G_{11} = 20 kg; a'_1 = 1.8 m; l_6 =0.49 m , risulta:

$$q_i = \frac{G_{11} * 9,8}{a_1} = 78.4 \text{ (N/m)}$$

$$q_4 = p_4 * l_6 = 1470 \text{ (N/m)}$$

Alle diverse condizioni di carico corrispondono i seguenti momenti:

$$M_1 = \frac{q_i+q_4}{8} * a_1^2 = 627 \text{ Nm}$$

$$M_2 = \frac{q_i * a_1^2}{8} + \frac{Q*l_6}{8*0.5}(2*a_1-0.5) = 31.75+1139.25 = 1171 \text{ (Nm)}$$

$$M_3 = \frac{q_i * a_1}{8} + \frac{Q'}{8}(2*a_1-0.2) = 31.75+425 = 456.75 \text{ (Nm)}$$

$$M_4 = \frac{q_i*a_1^2}{8} + \frac{p_5*l_6*x_1}{8}*(2a_1-x_1) = 31.75+958.78 = 991 \text{ Nm}$$

(con x_1=0.4*a_1*l_1/l_6 = 1.4694 m)

Alle diverse condizioni di carico corrispondono le seguenti azioni taglianti:

$$R_1 = \frac{G_{11} * 9,8}{2} + \frac{q_4 * a_1}{2} = 98 + 1323 = 1421 \text{ N}$$

$$R_2 = \frac{G_{11} * 9,8}{2} + \frac{Q * l_6}{2 * 0.5} = 98 + 1500 = 1568 \text{ N}$$

$$R_3 = \frac{G_{11} * 9,8}{2} + \frac{Q'}{2} = 98 + 750 = 848 \text{ (N)}$$

$$R_4 = \frac{G_{11} * 9.8}{2} + \frac{p_5 * l_6*x_1}{2} = 1898 \text{ (N)}$$

Le differenze tra le frecce dell'impalcato sotto i carichi Q e Q' e quelle di un impalcato scarico risultano:

$$f_2 = \frac{Q}{768EI}(8*a_1^3 - 4*a_1 * 500^2 + 500^3) = 4.28 \text{ mm}$$

$$f_3 = \frac{Q'}{768EJ}(8*a_{13}^3 - 4*a_1 * 200^2 + 200^3) = 1.42 \text{ mm}$$

Entrambi i valori delle differenze tra le frecce sono inferiori ai valori di riferimento:

$$f'_{2am} = \frac{a_1}{100} = 16 \text{ mm}$$

$$f''_{3am} = 20 \text{ mm}$$

Le tensioni massime risultano:

- sui traversi:

$$\sigma = \frac{M_2}{\Phi W} = \frac{1171}{9163} = 127.796 \text{ N/mm}^2 \le \sigma_{ad} \text{ (157 N/mm)}$$

- in uno dei tre ganci:

$$\sigma = \frac{R_4*e_{10}}{3*\Phi*W} = \frac{1898*32}{3*559} = 36.22 \text{ N/mm}^2 \le \sigma_{adm} \text{ (=157 N/mm}^2\text{)}$$

Confronto con i risultati sperimentali

Il rapporto tra il minimo dei momenti M_T che ha provocato la rottura durante la prova(=8400*1.8/4=3780 Nm) ed il momento corrispondente alla più gravosa condizione di carico (M_2 = 1171) risulta:

$$v = \frac{M_T}{M_2} = \frac{3780}{1171} = 3.22 > 2.2$$

4.5.8 Verifica dell'impalcato con botola (490 x1800) m

L'impalcato con botola differisce da quello normale per il fatto che in corrispondenza del mantello viene praticata una apertura di 400x665 mm. Per ripristinare un adeguato modulo di resistenza,in ciascuno dei correnti viene inserito un profilato composito avente dimensioni 47x31x47.5x1.5 mm (schematizzato,a favore della sicurezza,con un profilato ad U con dimensioni 45x30x46 mm e spessore di 1.5 mm).

Il modulo di resistenza viene determinato in corrispondenza della sezione coincidente con l'asse delle cerniere della botola.

N°	A (mm^2)	y (mm)	A*y (mm^3)	A*y² (mm^4)	ys (mm)	Ib (mm^4)	Is=A*ys² mm^4
1	55x1 55	0.5	27.5	13.75	+14.6386	4	11785
2	1x48 48	25.0	1200.00	30000.00	- 9.8613	9216	4667
3	33x1 33	49.5	1633.5	80858.25	-34.3613	3	38963
4	49.7x1 49.7	25	1242.5	31062.50	- 9.8613	9542	4833
5	1x15 15	1.5	22.5	33.75	+13.6386	1	2970
6	1.5x45 67.5	25.0	1687.5	42187.5	- 9.8613	11390	6564
7	30x1.5 45	47.5	2137.5	101531.25	-32.3613	8	47126
8	46x1.5 69	25.0	1725.0	43125.0	- 9.8613	12167	6709
T.	382.2	-	5786.0	-	-	42327	79641
					I/2 =	121968	

$$y_s = \frac{5786}{382} = 15.13867 mm$$

$$W_s = \frac{121968*2}{15.13867} = 16113 \ mm^3$$

$$W_i = \frac{243936}{34.8613} = 6997 \ mm^3$$

I valori statici della sezione dell'impalcato in corrispondenza dell'apertura della botola sono pertanto:

$J = 243936 \cdot mm^4$; $W_i = 6997 \ mm^3$; $W_s = 16113 \ mm^3$; $E = 206000 \ N/mm^2$

2. Verifica dell'impalcato.

La verifica in mezzeria si omette in quanto la tensione risulta inferiore a quella dell'impalcato normale essendo maggiore il modulo di resistenza a seguito della presenza dei rinforzi realizzati nei cor-

renti

La verifica viene condotta, invece, nella sezione corrispondente all'apertura della botola per le azioni dovute al peso proprio G_{12}= 34 kg ed alla più gravosa condizione di carico costituita dal carico concentrato Q = 3000 N applicato su una superficie di 0.5x0.5 m.

Con G_{11} = 20 kg; a_1 = 1.8 m; l_6 = 0.49 m , risulta:

$$q_i = \frac{G_{11}*9,81}{a_1} = 266.8 \ (N/m)$$

$$q_4 = p_4 * l_6 = 1470 \ (N/m)$$

A tale condizione di carico corrisponde, per la sezione posta a 0.7 m dall'estremità, il momento:

$$M'_2 = \frac{q_i*a_1^2}{8}*0.7/0.9 + \frac{Q*l_6}{8*0.5}*(2*a_1-0.5)*0.7/0.9 =$$
$$=(31.75+1139.25)*0.7/0.9 = 911 \ (Nm)$$

La tensione massima nei traversi risulta:

$$\sigma = \frac{M'_2}{\Phi W} = \frac{911}{6997} = 130.19 \ N/mm^2 \leq \sigma_{ad} \ (157 \ N/mm)$$

(Si omette la verifica di resistenza dei ganci già effettuata per l'impalcato normale (da 2.5 m), maggiormente sollecitato).

3 Confronto con i risultati sperimentali

Il rapporto tra il minimo dei momenti M_r che ha provocato la rottura durante la prova(=5500*2*1.8/4=4950 Nm) ed il momento in mezzeria corrispondente alla più gravosa condizione di carico M_2(=1171 Nm) risulta:

$$v = \frac{M_r}{M_2} = \frac{4950}{1171} = 4.22 > 2.2$$

4.5.9. Verifica delle basette regolabili

Tra i 3 tipi di basette la verifica viene effettuata per la basetta regolabile da 1000 mm (altezza max di regolazione: 690 mm).

B.1 Valori statici della sezione

- diametro esterno dello spinotto d_b = 38 mm
- diametro del nucleo d_n = 35 mm
- diametro interno dello spinotto (filettato) d_i = 28 mm
- area della sezione del nucleo S = 346 mm^2
- modulo di resistenza del nucleo W =2480 mm^3
- lunghezza minima dello spinotto l_b = 310 mm
- altezza massima di regolazione della basetta h_9 = 690 mm

b.2 verifica

Alla massima regolazione in altezza , il massimo gioco angolare consentito dell'accoppiamento basetta-montante (quando il diametro interno di questo è d_{1i} = 42.5 mm) è 42.5-38= 4.5 mm.
L'angolo massimo nell'accoppiamento spinotto montante è:

$$\phi_1 = \frac{d_{1i} - d_b}{l_b} \approx 0.0145$$

Valutato ϕ_2 = 0,01 rad. l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale (corrispondente alle imperfezioni geometriche previste dalle Istruzioni CNR 10027/85) - e quindi con $\phi_1+\phi_2$ = 0,01+0.0145 =0.0245 rad. - la verifica della basetta viene condotta con la formula:

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{N*h_9*(\phi_1 + \phi_2) + M_b}{W} = 33.88+109.93=143.81 < \sigma_{adm} \ (=180\ N/mm^2)$$

Ove:
- N = - 11721 (N) è il carico massimo trasmesso dalla basetta al terreno , desunta dal FILE A31RBAS2 - asta 1 ;
- M_b è il momento nella sezione di accoppiamento tra basetta e montante, che viene desunto dallo stesso file - asta 1 , nodo 2 : M_b = 74.477 (Nm).

carpedil S.r.l.
S.S. 18 Km. 88 - Eboli (Sa)

64

CAPITOLO 5° - Sostituire il cap 5° come segue:

5.ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEI PONTEGGI

5.1 Premessa

I ponteggi eretti in conformità agli schemi tipo sono stati sottoposti a prove di collasso con le modalità previste dalle disposizioni emanate dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale.
I ponteggi eretti con elementi approvati,ma in difformità dagli schemi tipo devono essere sottoposti, sotto la responsabilità del progettista, a prove di carico intese a verificare l'esistenza di un fattore di sicurezza non inferiore a 1.5.

Tali prove non sono richieste:

- nel caso in cui il calcolo di progetto sia stato condotto con analisi elastica del 2° ordine,a condizione che sia stata verificata concordanza tra carico di collasso sperimentale ottenuto durante le prove di assieme condotte sullo schema-tipo autorizzato e carico di collasso teorico ottenuto,con lo stesso programma di calcolo,sullo stesso modello ed utilizzando analoga modellazione;
- quando venga assunto come carico di collasso quello ottenuto durante le prove sugli schemi-tipo approvati, alla condizione che si verifichi una delle seguenti condizioni:

1) difformità limitata al sistema geometrico di realizzazione degli ancoraggi, a condizione che la diversa distribuzione non ne riduca la densità né la omogeneità di distribuzione;

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

5.2 Modalità di conduzione delle prove.

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

5.3 Modalità di montaggio del saggio.

5.3.1 Dimensioni minime del saggio.

Il saggio deve avere le seguenti dimensioni minime:

a) Larghezza

La larghezza del saggio, quando non coincida con quella della struttura da realizzare, deve essere non inferiore alla distanza tra le stilate ancorate.
Qualora il saggio non sia ricavato da un ponteggio avente larghezza maggiore da quella risultante dal comma precedente, deve essere ampliato mantenendo lo stesso schema funzionale, in modo che i nodi esterni del più elevato piano di saggio sottoposti a prova risultino ancorati.

65

carpedil S.r.l.
S.S. 18 Km. 88 - Eboli (Sa)

L'altezza del saggio deve essere non inferiore al doppio della distanza verticale massima tra i piani del ponteggio ancorati.
In ogni caso l'altezza del saggio è comunque condizionata dal numero di impalcati necessario per realizzare le condizioni di carico previste dal punto 5.4.

5.3.2 Ancoraggi

Il saggio deve essere ancorato, per modalità e per distribuzione, in modo conforme a quanto previsto per il ponteggio da realizzare.
E' consentito, per motivi di sicurezza contro rischi di crollo improvviso, utilizzare sistemi di trattenuta supplementari purché tali sistemi interessino stilate adiacenti a quelle del saggio sottoposto a prova di carico e purché i sistemi siano realizzati costruttivamente in modo da non creare condizioni di vincolo che possano mutare la validità delle risultanza dalla prova di carico.

5.3.3 Irrigidimenti di facciata ed in pianta

Il saggio deve essere presentare irrigidimenti nella facciata ed in pianta in modo analoghi a quelli previsti nello schema di ponteggio da realizzare.

5.4 Carichi di prova

I carichi di prova devono essere individuati dal progettista in modo da realizzare sui montanti delle stilate una tensione media staticamente equipollente ad 1.5 volte quella massima desunta dalla più sfavorevole condizione di carico prevista nella relazione di calcolo.
Sul saggio dovranno quindi essere applicati, sia carichi di prova corrispondenti ai pesi propri della struttura progettata ed ai relativi carichi di lavoro o di fuori servizio, sia carichi aggiuntivi verticali - da applicare sugli impalcati - per indurre sui montanti stati tensionali equipollenti a quelli relativi alle altre azioni, anche orizzontali (vento, ecc.), previste nella relazione di calcolo.

E' ammesso ridurre l'entità dei carichi aggiuntivi in modo da indurre sui montanti tensioni aggiuntive consone con i criteri di valutazione dei momenti contenuti nel punto 7.4.1.1 delle istruzioni CNR 10011/85.

5.5 Modalità di conduzione della prova

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

1) che i carichi di prova siano applicati a distanza, senza esposizione diretta da parte di operatori, ma ricorrendo a sistemi appropriati (carichi idraulici, martinetti, ecc.) attivabili da posizione di sicurezza;

2) che la zona circostante il ponteggio - che potrebbe essere interessata da eventuali crolli del saggio in prova - sia stata preventivamen-

te segregata in modo da evitare la presenza di persone in condizioni di pericolo;

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

5.6 Relazione di collaudo.

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

CAPITOLO 6° - Nessuna integrazione o modifica

CAPITOLO 7° - SCHEMI TIPO

Si allegano i disegni e gli schemi oggetto delle estensioni predisposti nelle dimensioni utili per la formalizzazione delle estensioni richieste come integrazione dell'all.A.

- TOLLERANZE DIMENSIONALI -

1. Tolleranze sulle dimensioni longitudinali,

Le tolleranze sulle dimensioni (espresse in mm) sono le seguenti:

Tab. I - Tolleranze sulle dimensioni longitudinali.

da 3 a 6	6.1 30	30.1 120	120.1 400	400.1 1000	1000.1 2000	2000.1 4000	4000.1 8000
+/- 0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	2	3

2. Tolleranze sui tubi a sezione circolare (UNI 7091)

a) tolleranze sui diametri: fino a 50 mm +/- 0.5 mm

b) tolleranze sugli spessori : + 12,5% (UNI ISO 5252)
- 5% (Circ.M.L.P.S. n.44/90)

3. Tolleranze sugli spessori di laminati e profilati- UNI-EU 29

per s>=3 mm toll.: -0,4 ; +0,8 (mm)
5<s< 8 mm toll.: -0,4 ; +1,1 (mm)
8<s< 15 mm toll.: -0,5 ; +1,2 (mm)
15<s< 25 mm toll.: -0,6 ; +1,3 (mm)
25<s< 40 mm toll.: -0,8 ; +1,4 (mm)
40<s< 80 mm toll.: -1.0 ; +1,8 (mm)

4. Tolleranze sugli spessori di lamiere sottili e piatti d'acciaio laminati a freddo (UNI 7958).

da 1,0 a 1,2 mm toll.: ± 0.09 mm
da 1,21 a 1,6 mm toll.: ± 0.11 mm
da 1,61 a 2,0 mm toll.: ± 0.13 mm
da 2,01 a 2,5 mm toll.: ± 0.15 mm
da 2,51 a 3,0 mm toll.: ± 0.18 mm

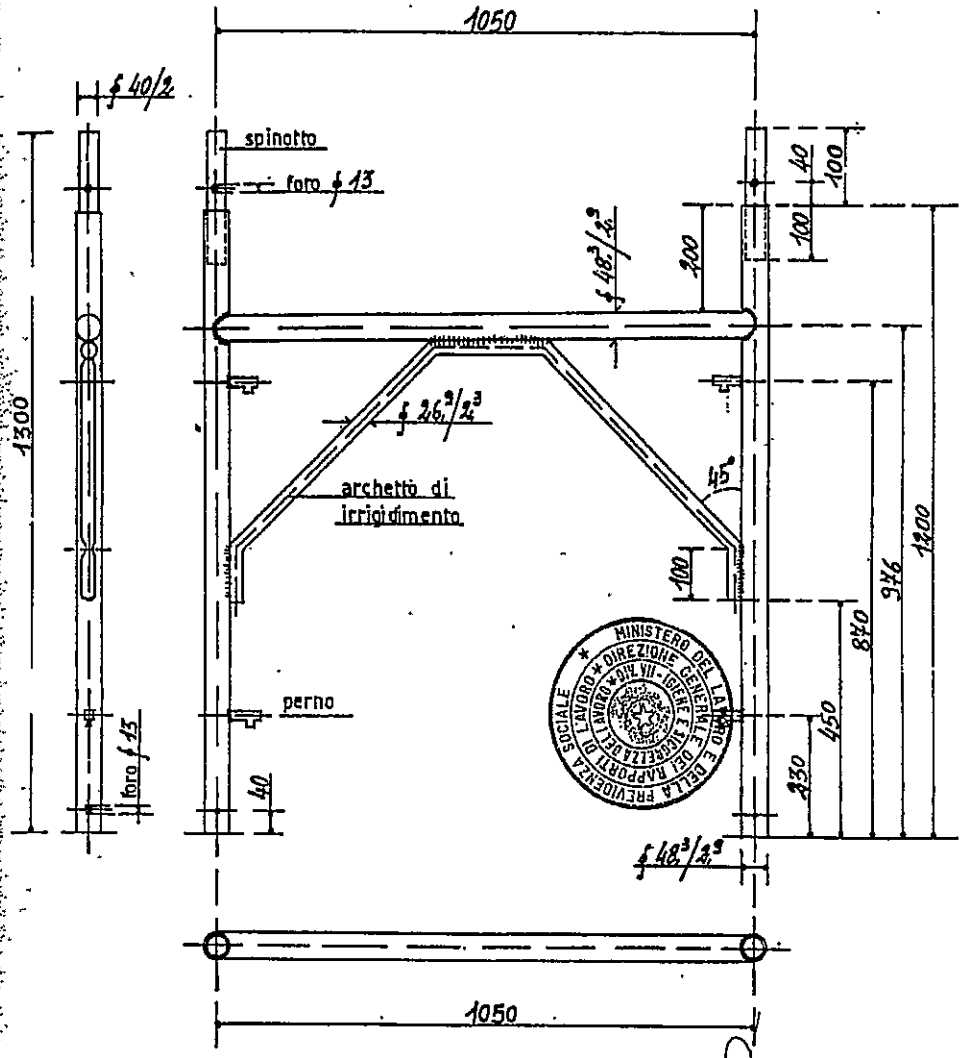
5. Tolleranze sui tondi laminati a caldo (UNI-EU 60

8 < d < 15 mm : toll.= ± 0.4 mm
15 < d < 25 mm : toll.= ± 0.5 mm

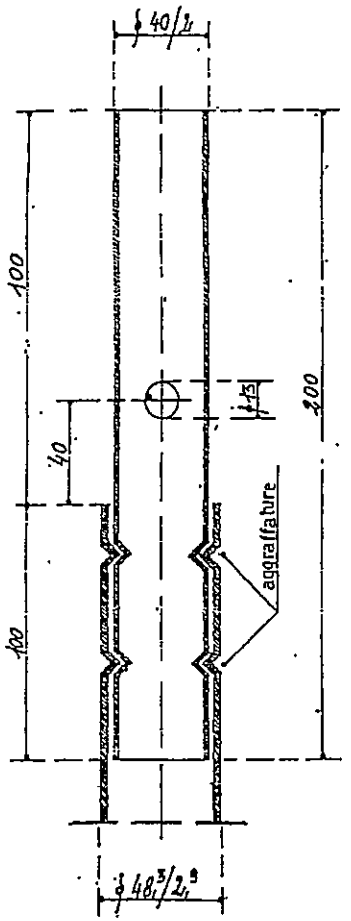
1

DIS. n° A/16 | SCA... 0 | PESO ... ...,500

MEZZO TELAIO

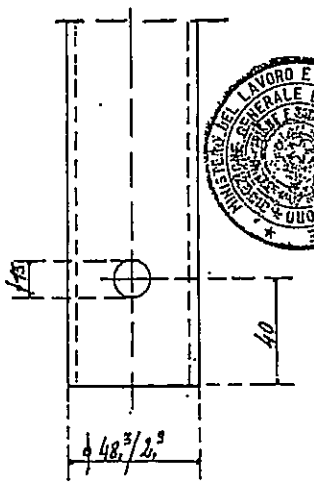


il marchio CARPEDIL è inciso su tutti i perni.

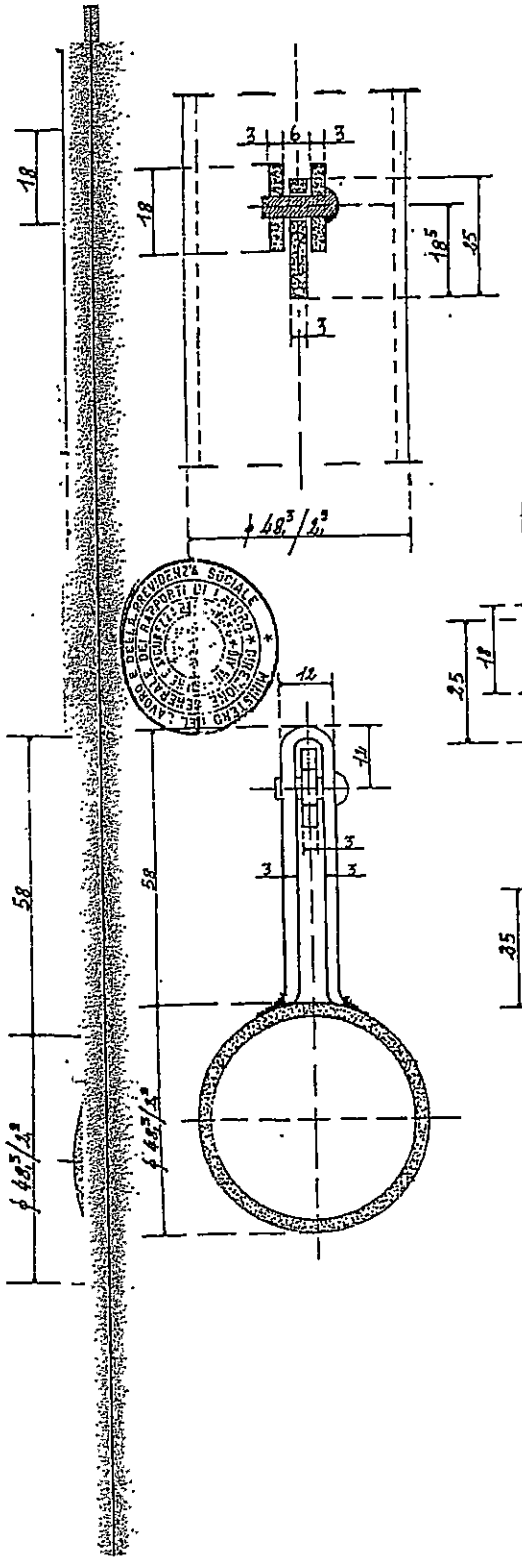


spinotto

PESO KG. 0,500

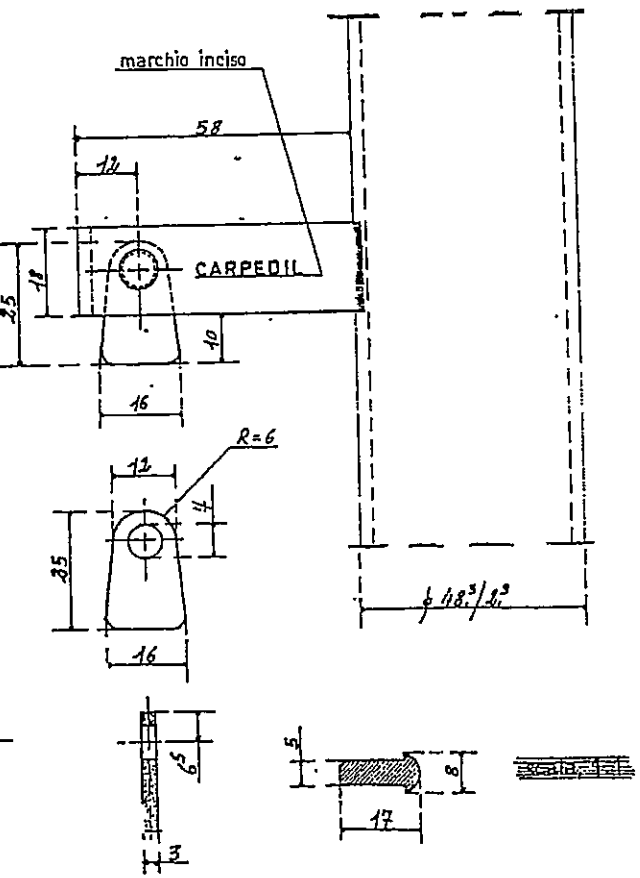


piede del montante del mezzo telaio



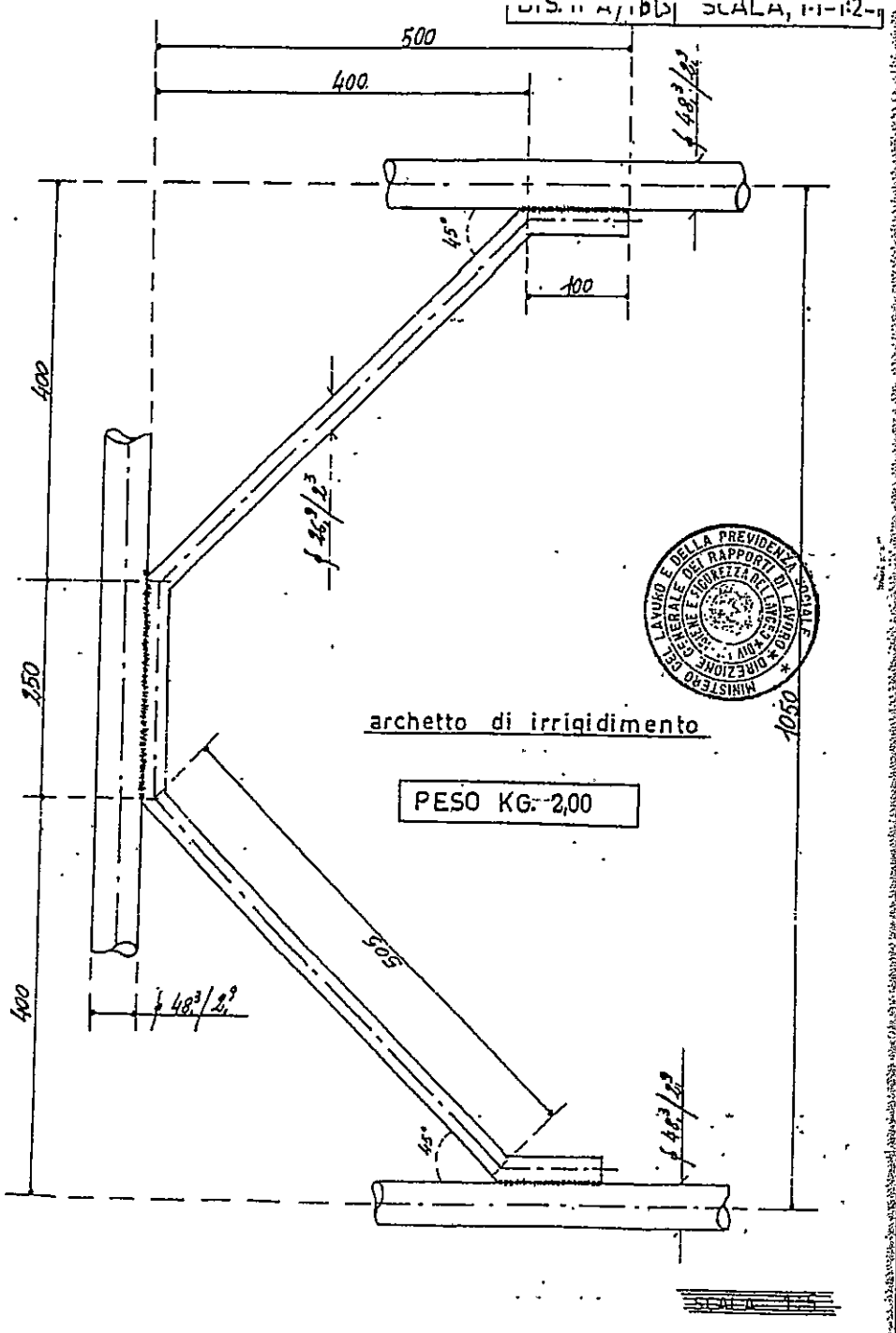
particolare perno

PESO KG. 0,060



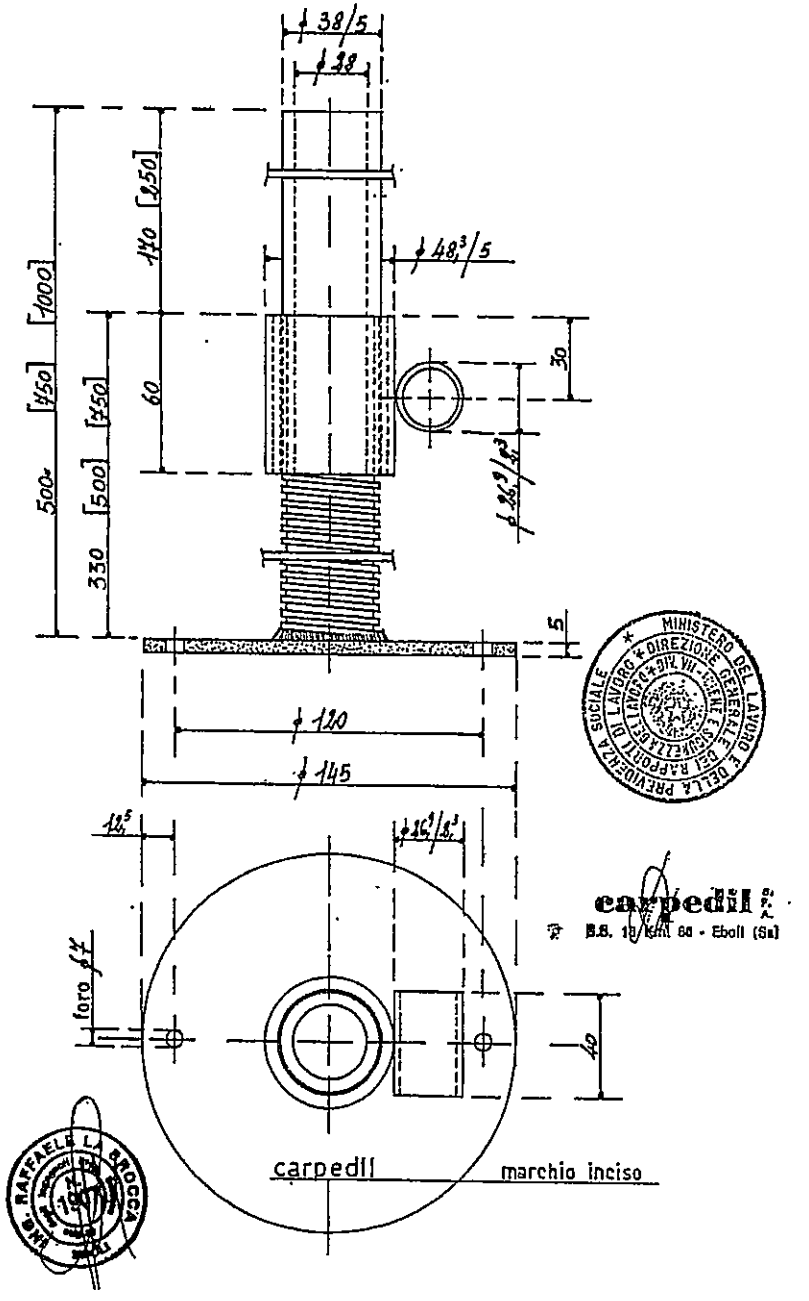
carpedil
S.S. 16 Km. 86 - Eboli (Sa)

DIS. n° A/1bis SCALA, 1:1-1:2



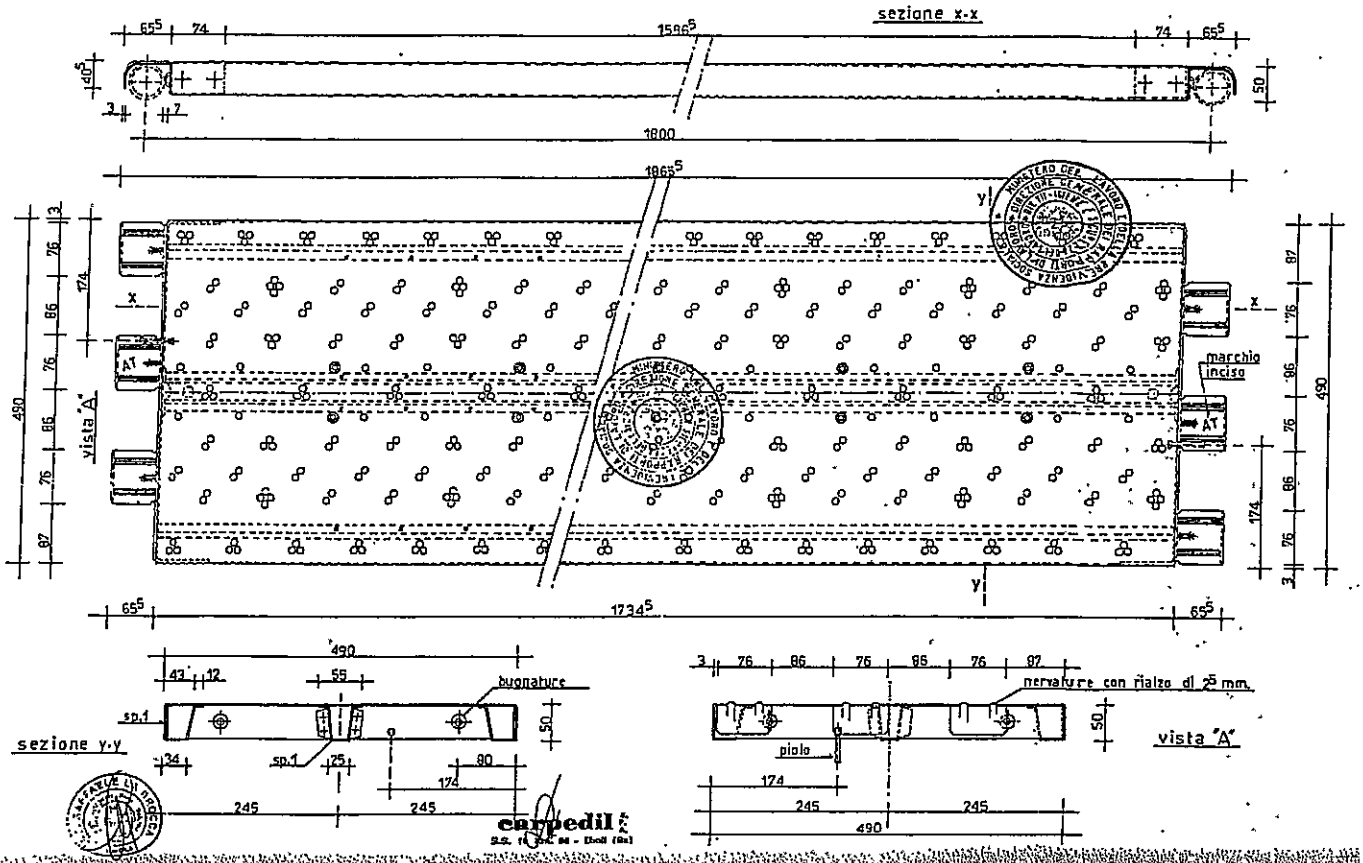
DIS. n° A/3	SCALA, 1:2	PESO KG. 2,300 / 3,180 / 3,800

BASETTE REGOLABILI -500-750-1000-



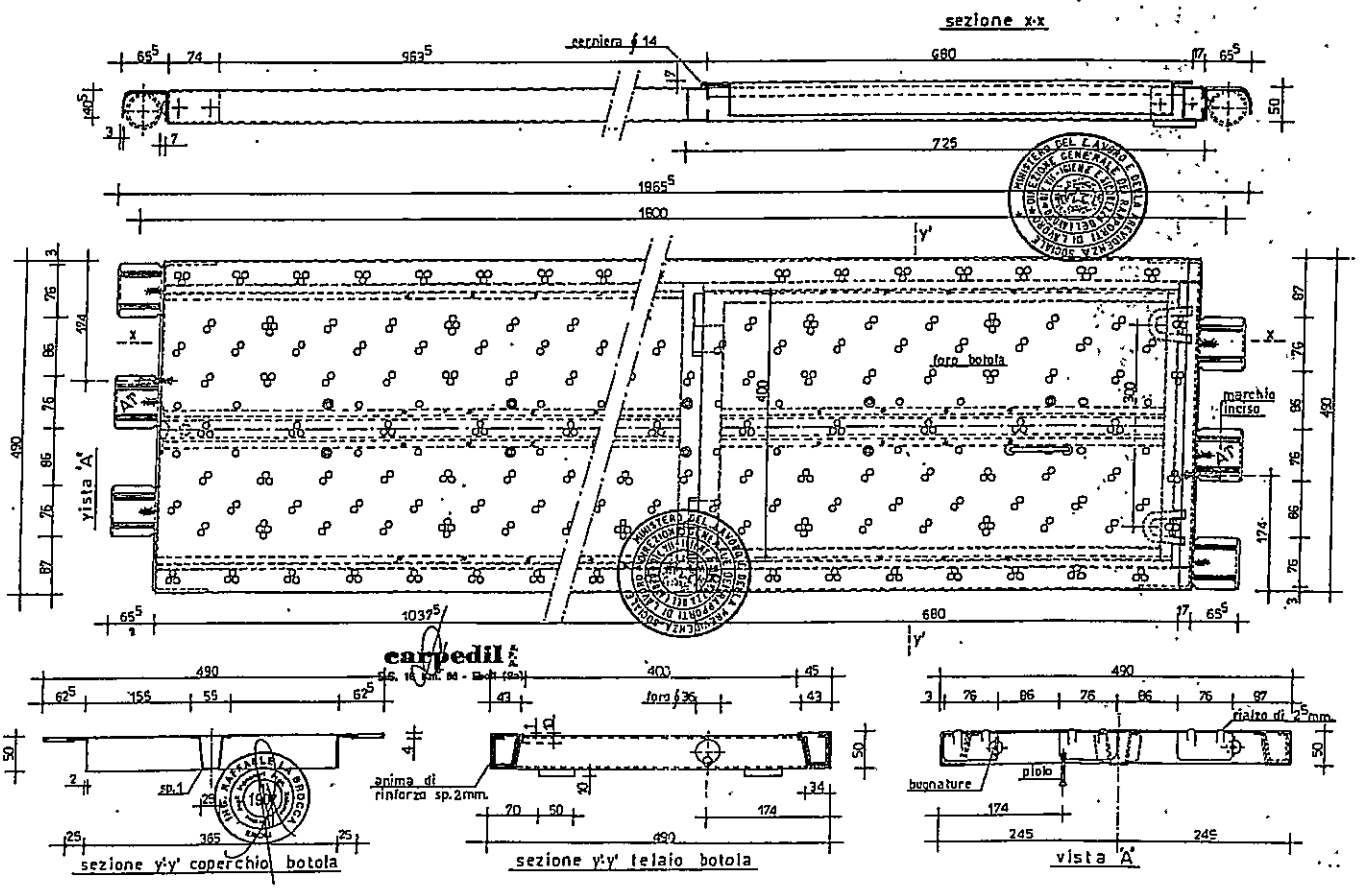
DIS. n° A/8b	SCALA 1:5	PESO KG. 14,00

IMPALCATO PREFABBRICATO 490 (1800)

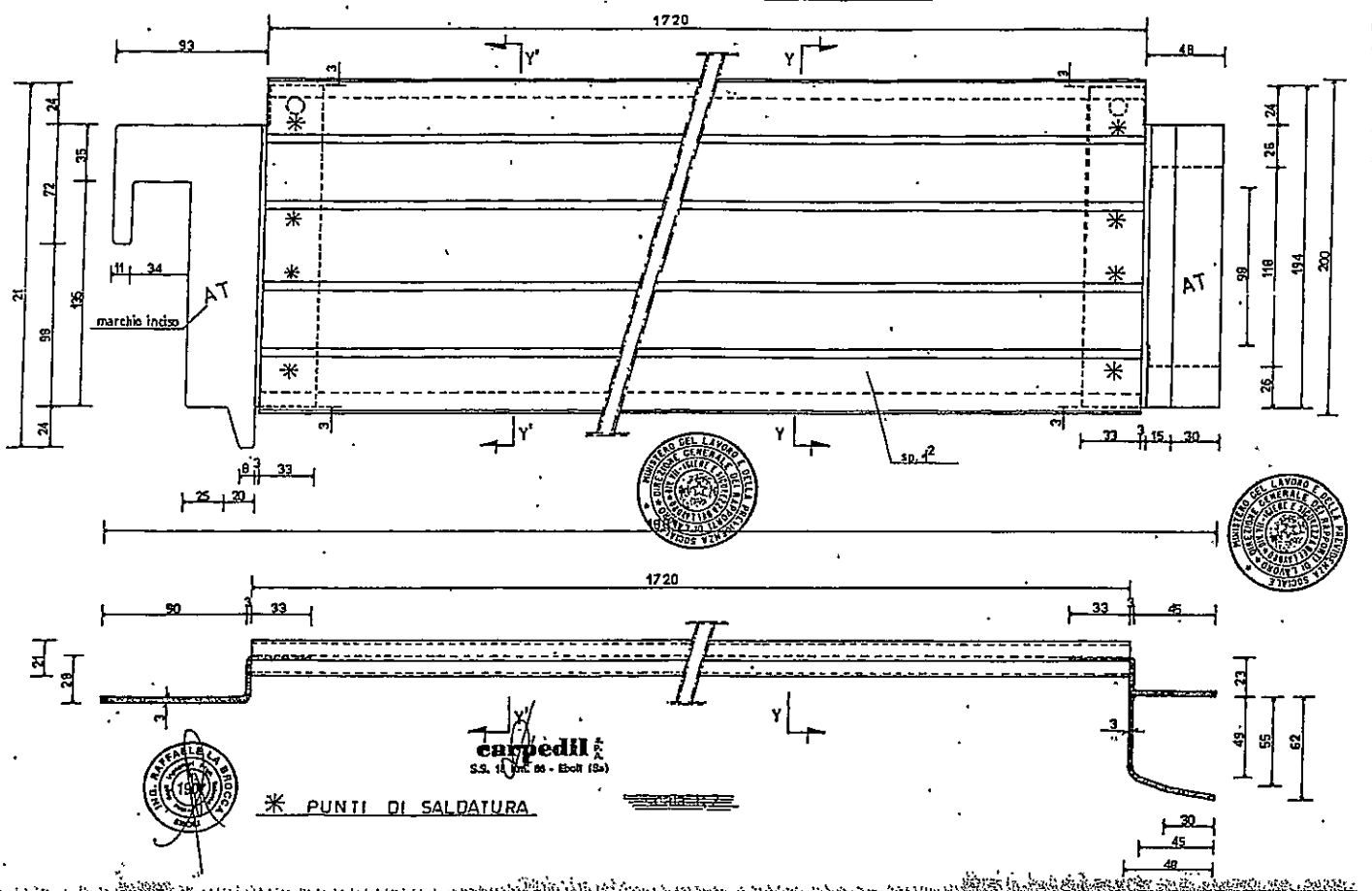


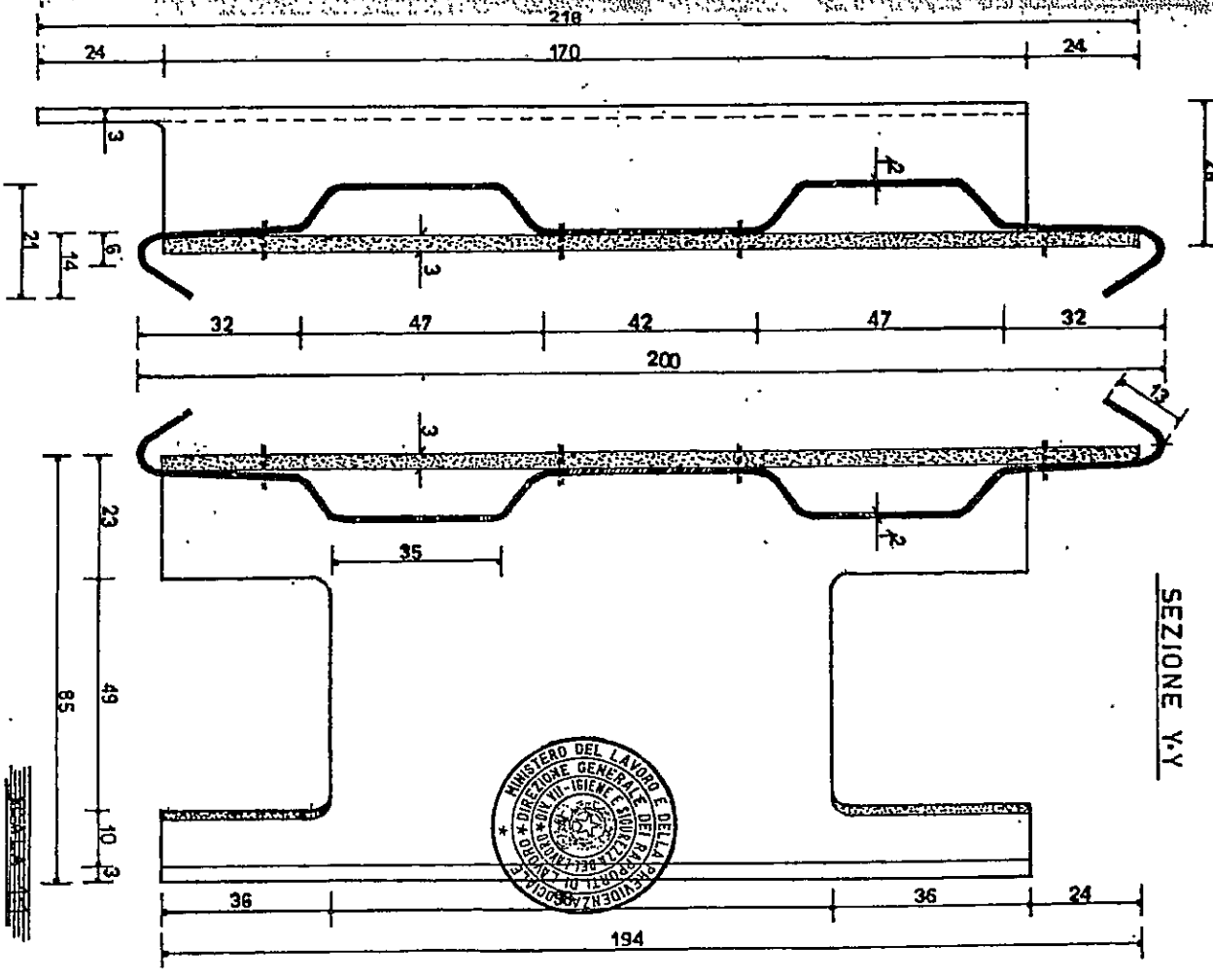
DIS. n° A/9b	SCALA 1:5	PESO KG. 26,00

IMPALCATO PREFABBRICATO CON BOTOLA 490 (1800)

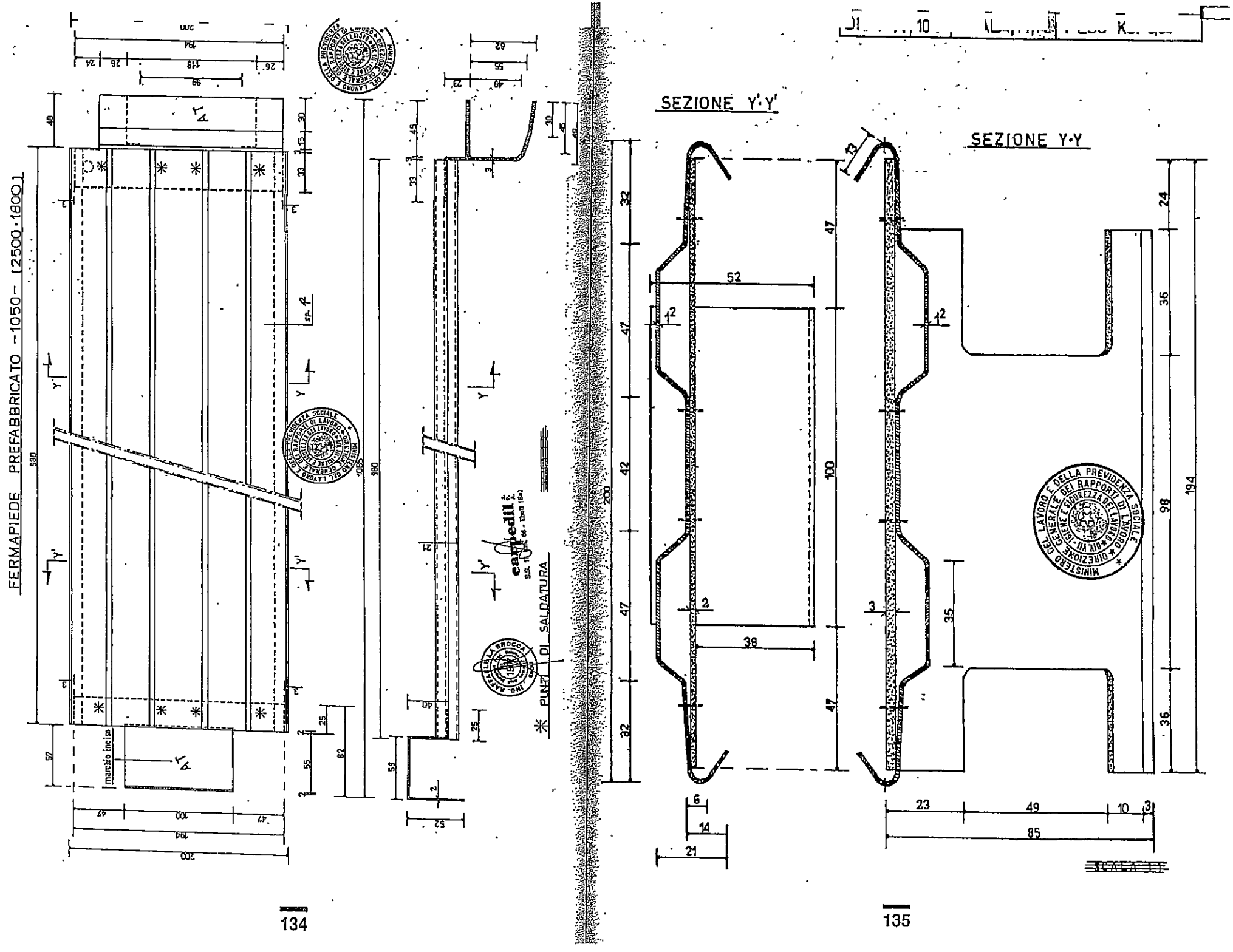


FERMAPIEDE PREFABBRICATO -1800-





DIS. n° A/10b | SCALA 1:1:2 | PESO KG. 4,400

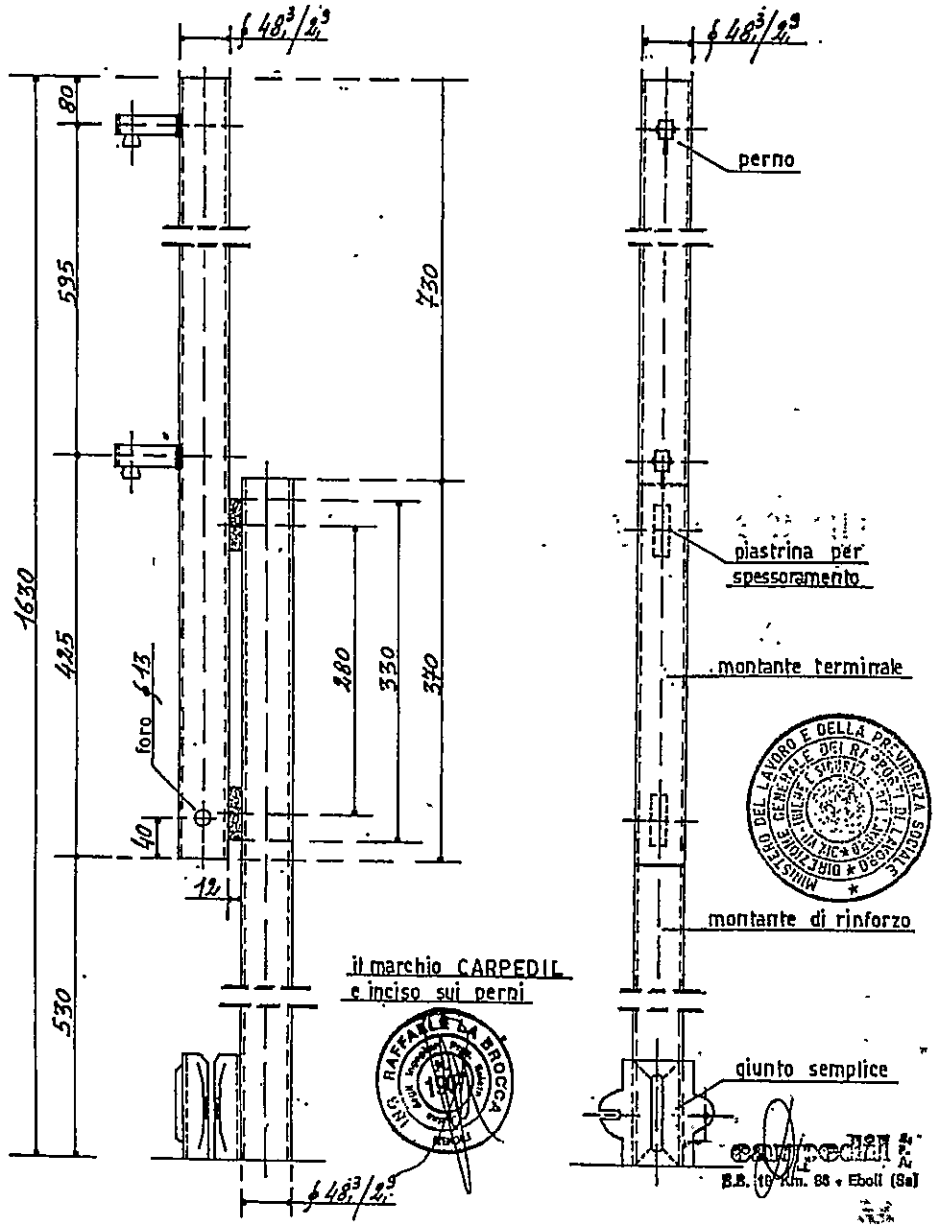

FERMAPIEDE PREFABBRICATO -1050- (2500·1800)
SEZIONE Y·Y'
SEZIONE Y·Y
PUNTI DI SALDATURA
marchio inciso
MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE
DIREZIONE GENERALE DEI RAPPORTI DI LAVORO
DIV. VII - IGIENE E SICUREZZA DEL LAVORO
carpedili
SCALA 1:10

134

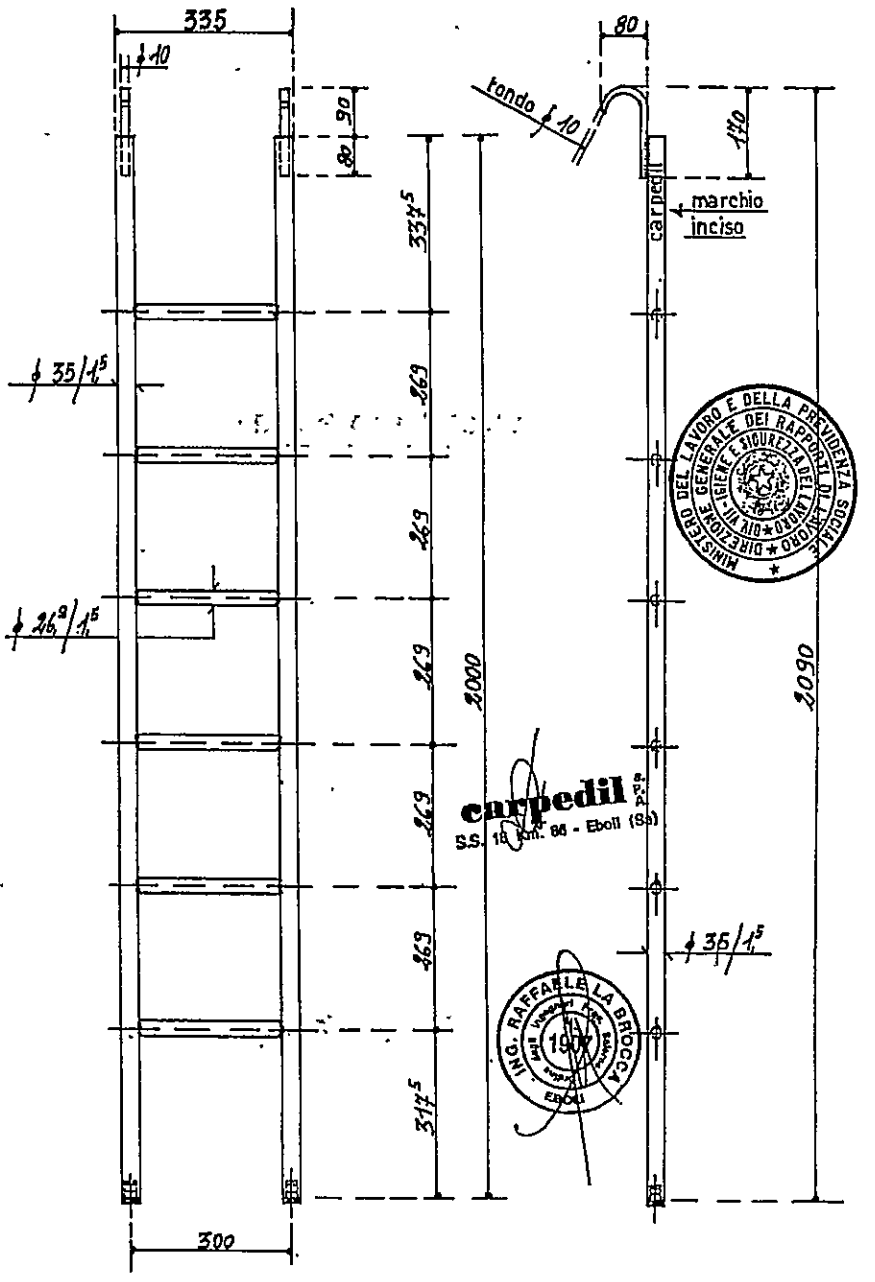
135

DIS. n A/11 | SCALA 1:5 | PESO Kg. 7,500

MONTANTE PER PARAPETTO DI SOMMITÀ

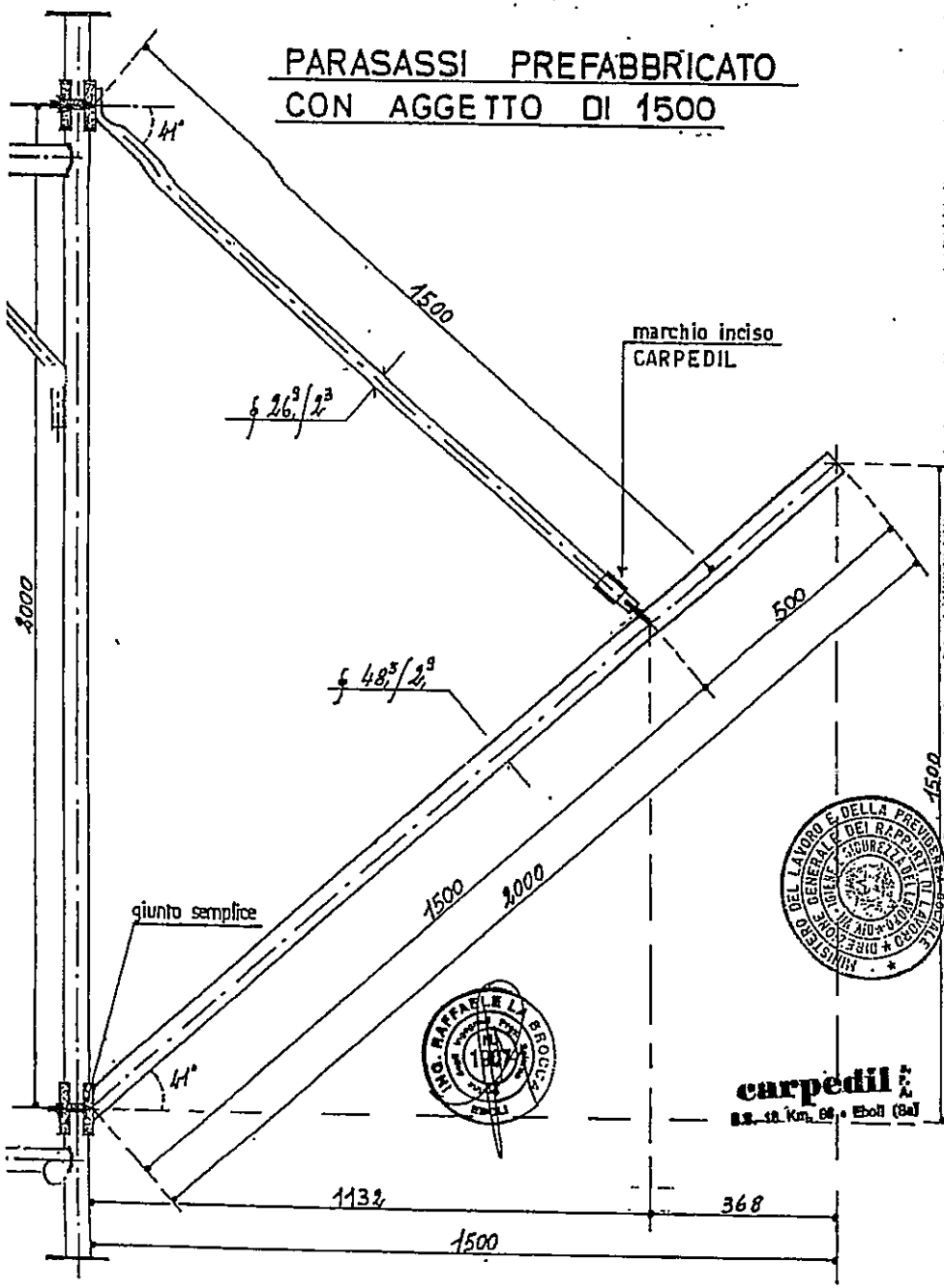


SCALA DI ACCESSO



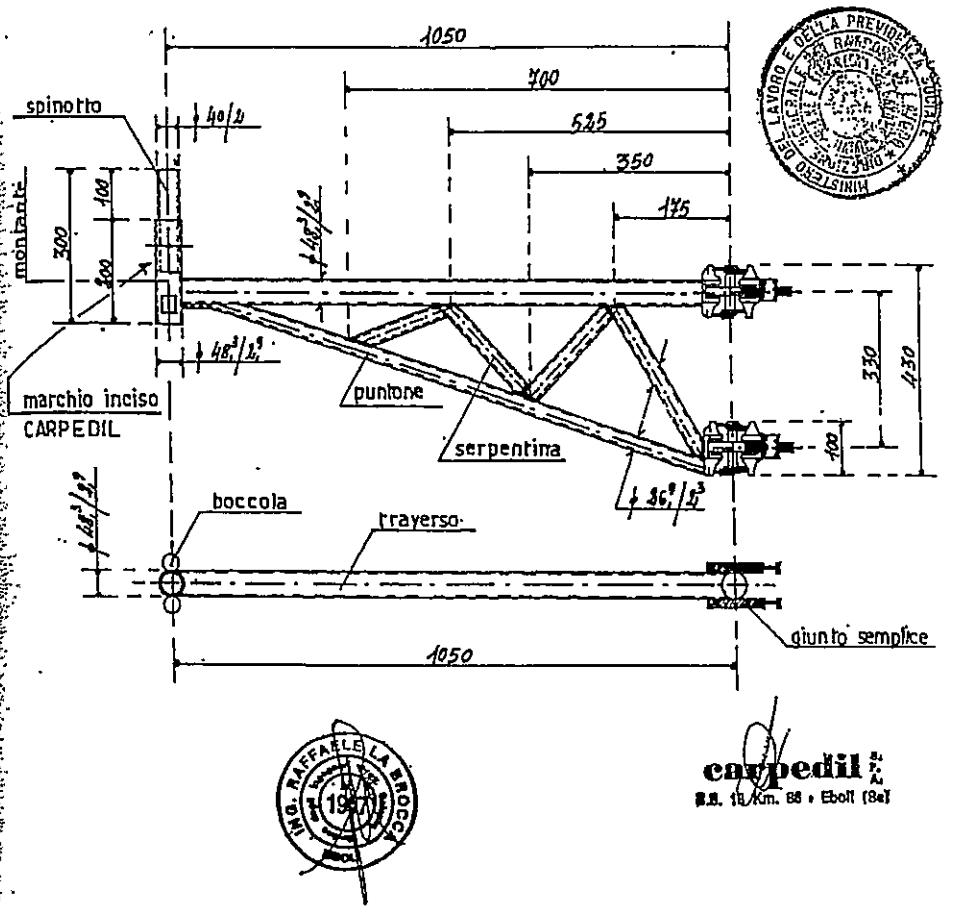
DIS. n° A/33	SCALA, 1:10	PESO KG. 11,000

PARASASSI PREFABBRICATO CON AGGETTO DI 1500

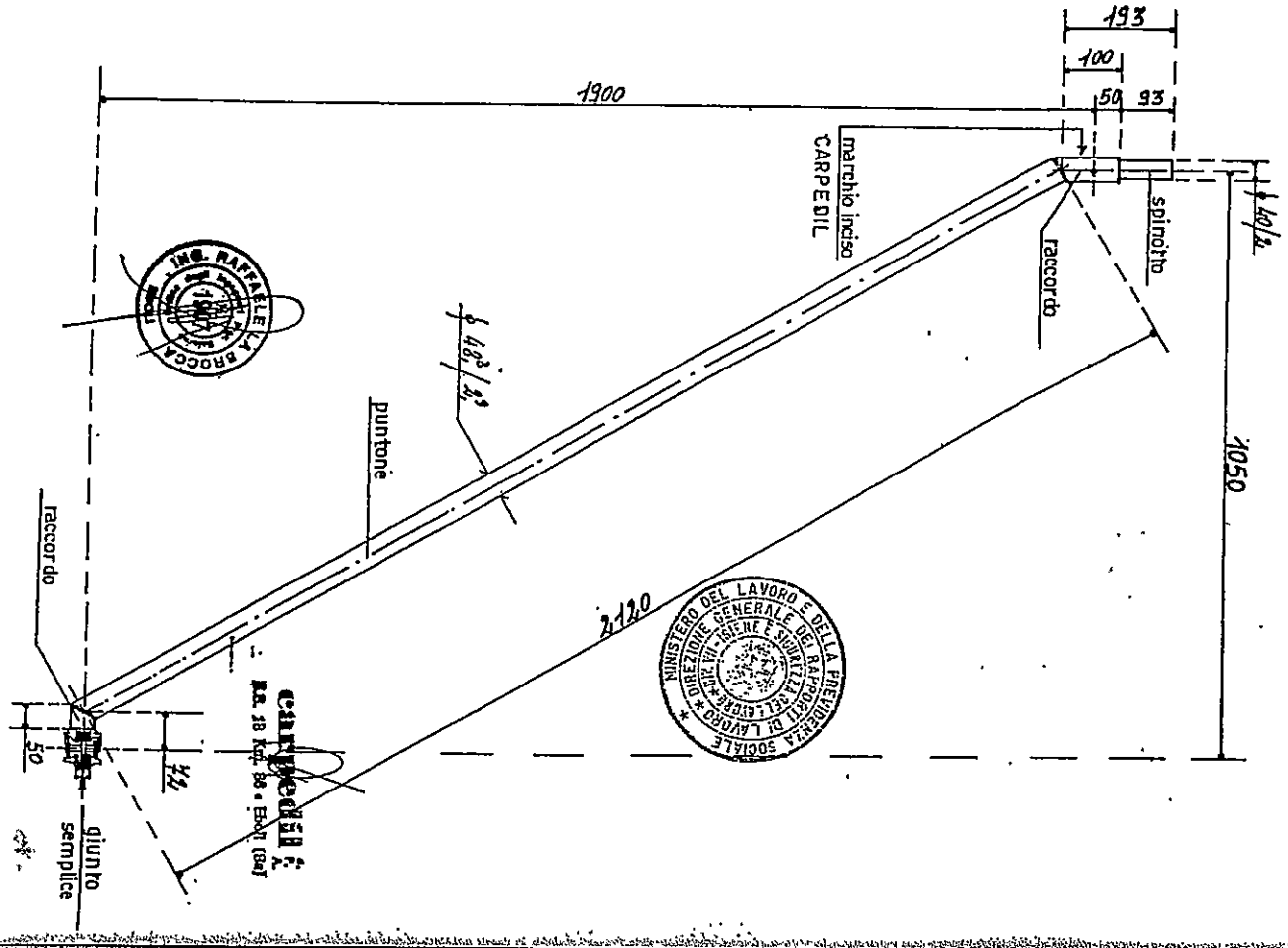


DIS. n° A/34	SCALA, 1:10	PESO KG. 9,000

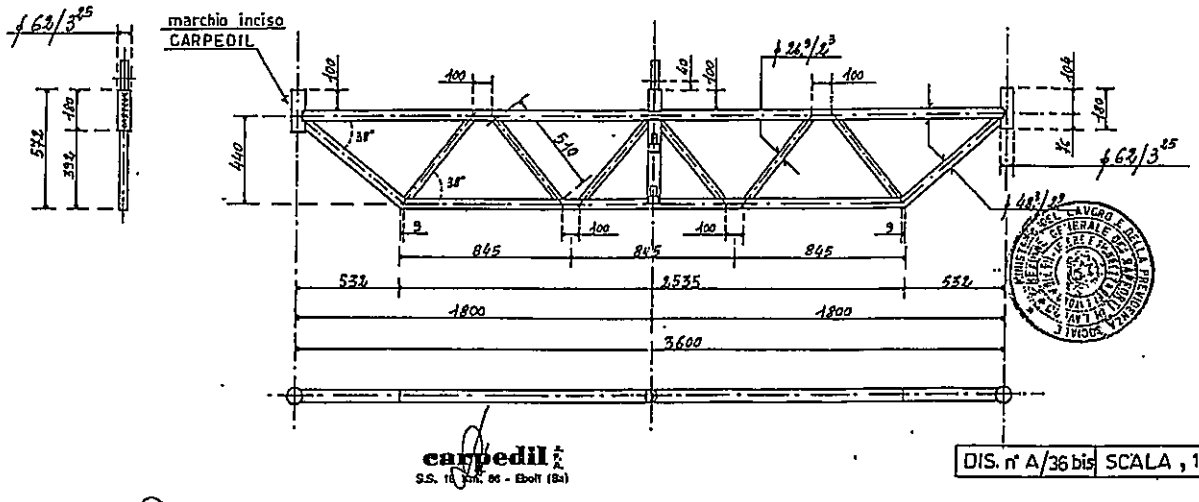
MENSOLA A SBALZO L.1050 PER DISASSAMENTO DELLE STILATE



PUNTONE L. 1050 PER DISASSAMENTO DELLE STILATE



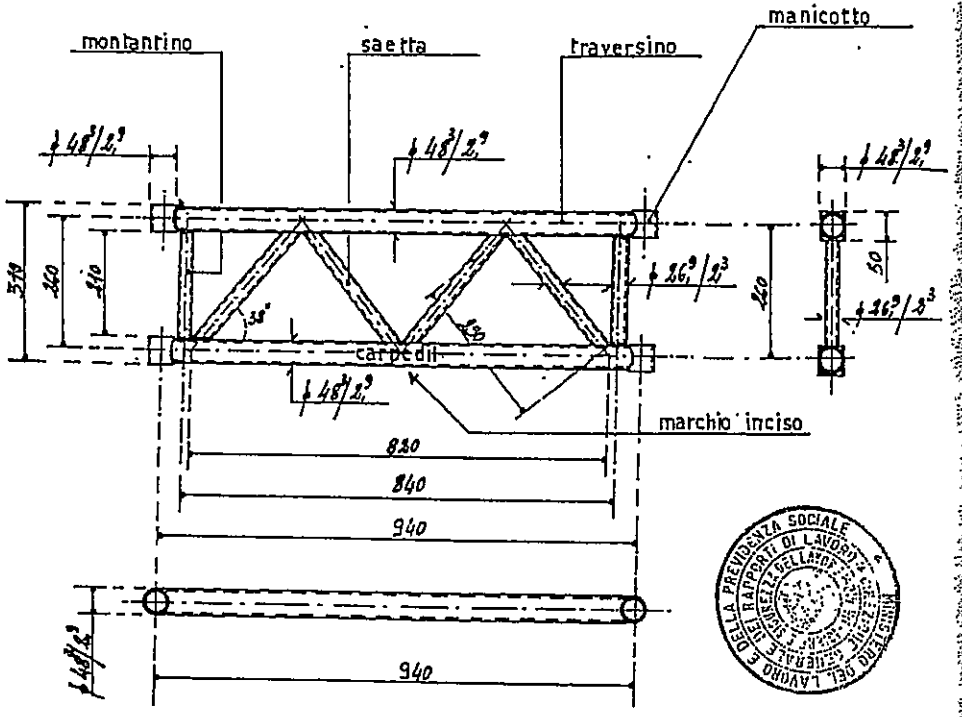
TRAVE PREFABBRICATA PER PASSO CARRAIO CON LUCE 3600



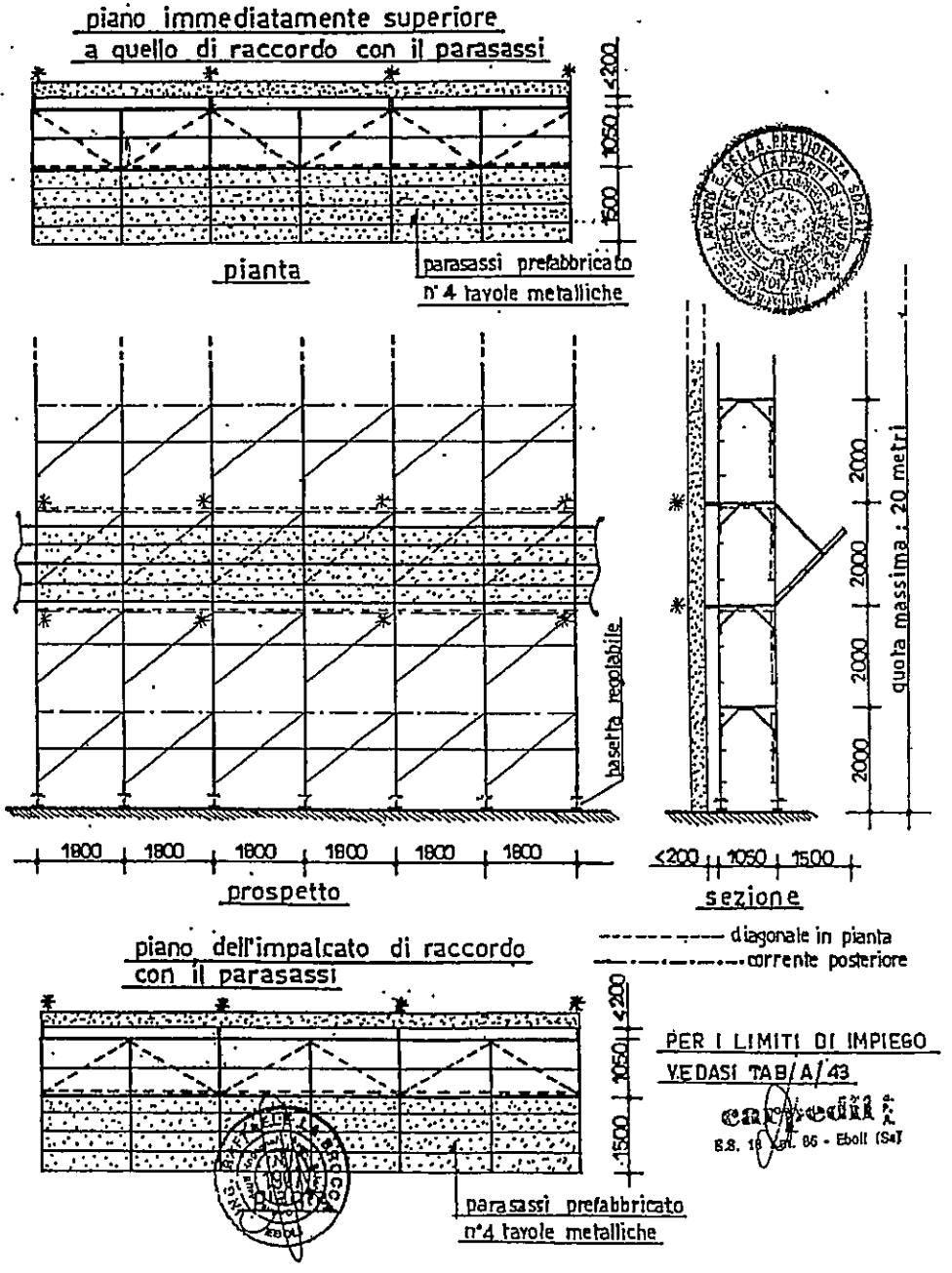
carpedil S.p.A.
S.S. 16 Km. 86 - Eboli (Sa)

DIS. n° A/36 bis	SCALA , 1:20'	PESO KG. 33,500

TRAVERSINO DI COLLEGAMENTO PER TRAVI PREFABBRICATE PER PASSO CARRAIO DI LUCI 5000-3600

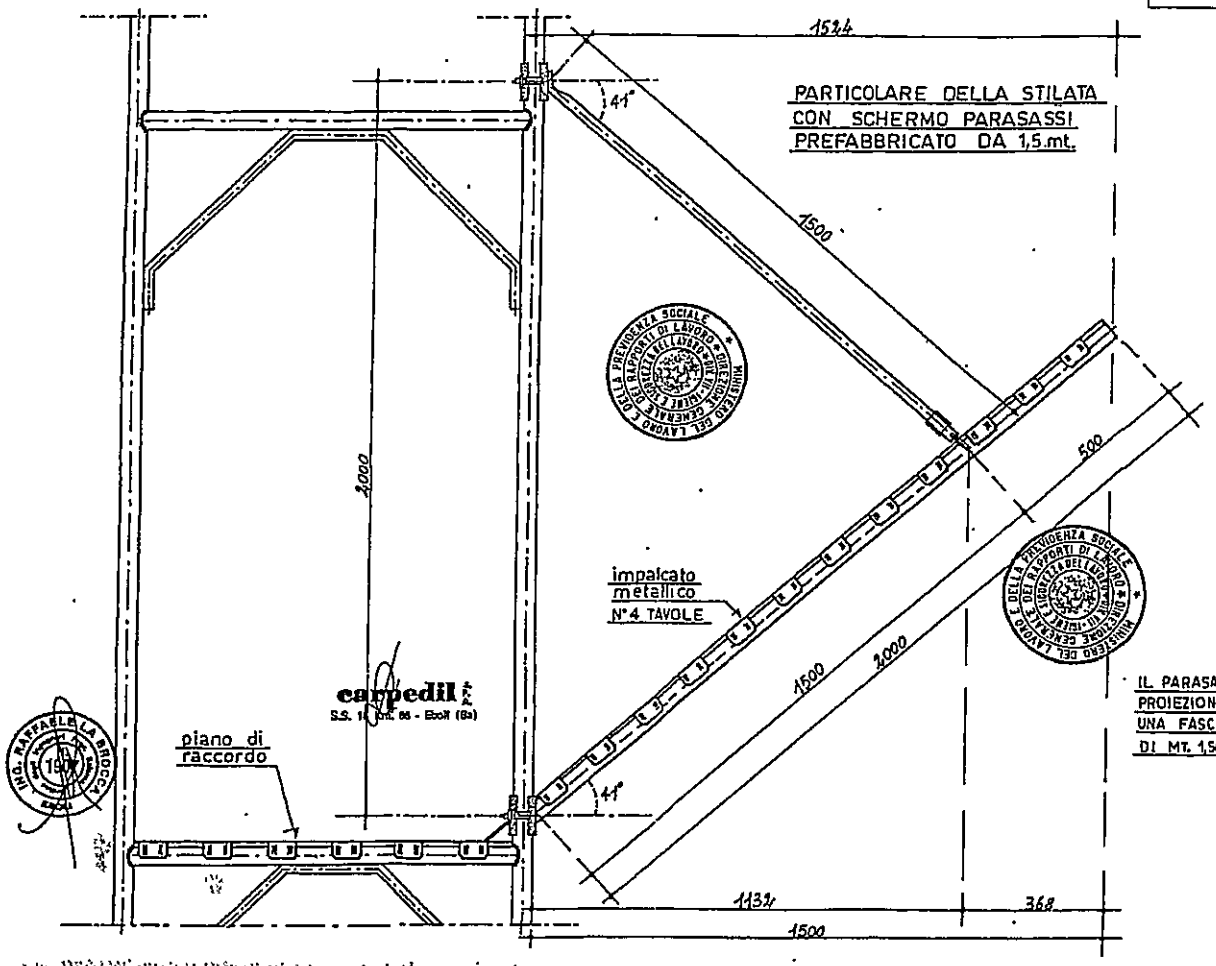


PARTICOLARI DELLE DIAGONALI IN PIANTA PER I PIANI INTERESSATI DAL PARASASSI

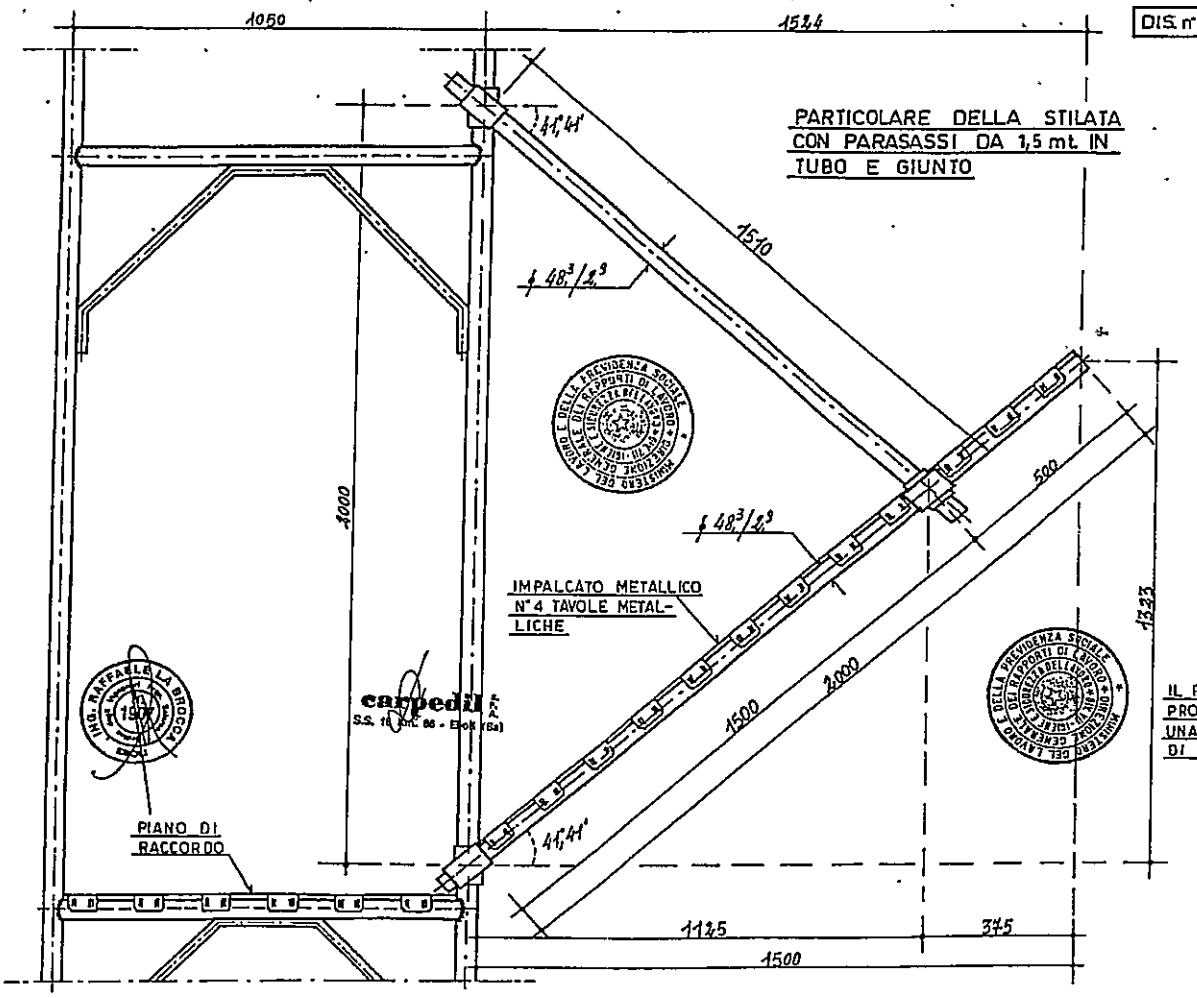


PER I LIMITI DI IMPIEGO VEDASI TAB/A/43

DIS. n° A/38	SCALA, 1:10

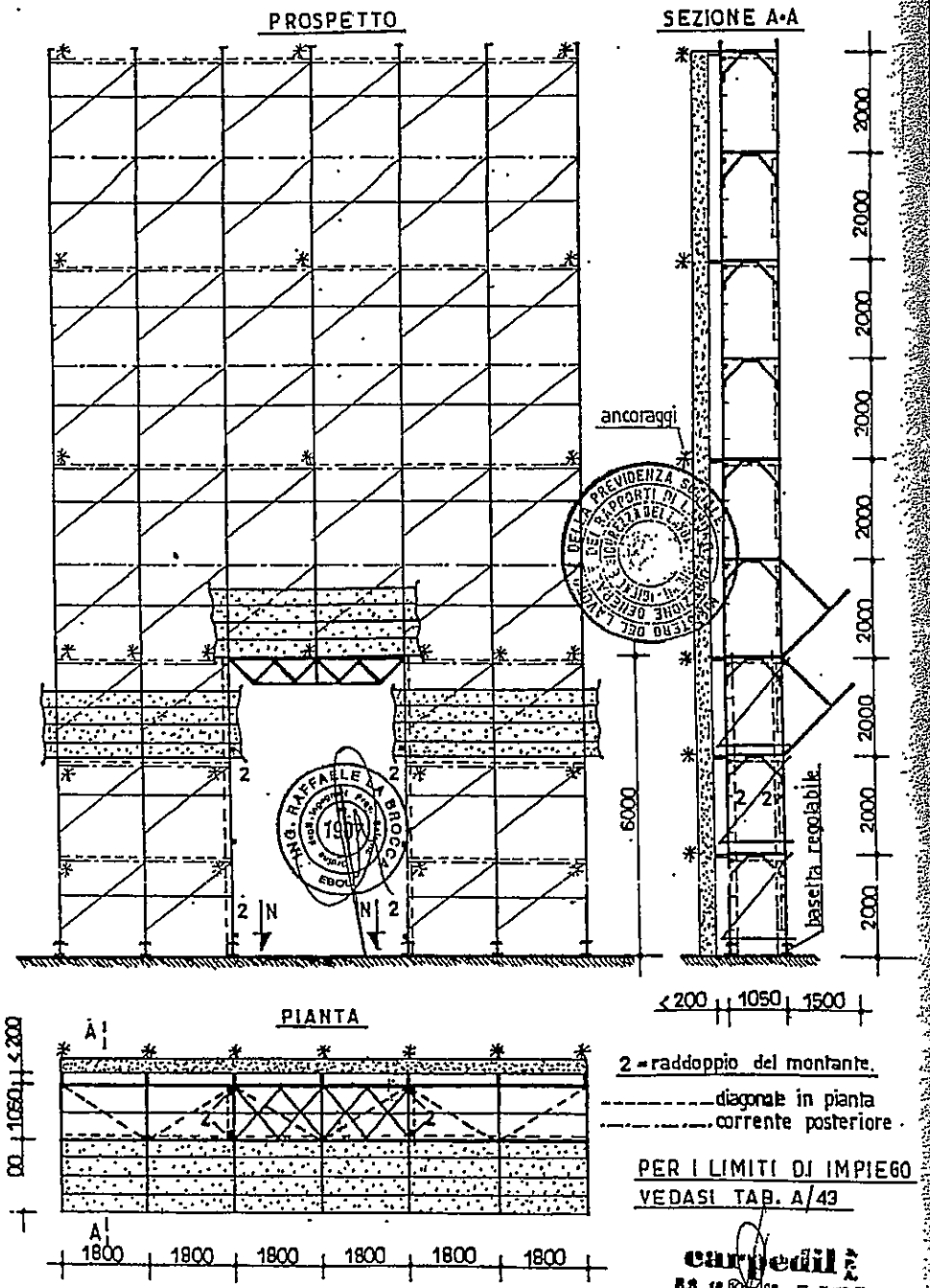


DIS. n° A/39	sviluppo a vista



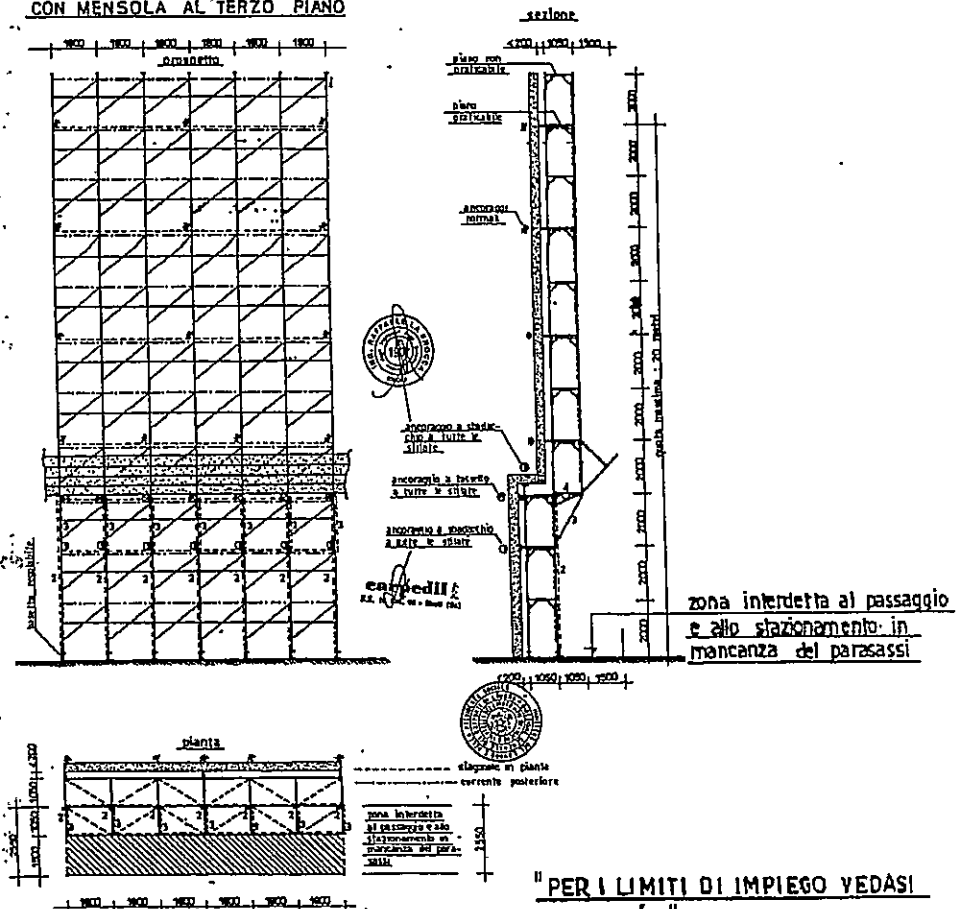
PARTICOLARE DELLA TRAVE PER PASSO CARRAIO PREFABBRICATA DA 3,60 mt.

DIS. n° A/40 | SCALA 1:100



DIS. n° A/41 | SCALA 1:100

SCHEMA DI PARTENZA DISASSATA CON MENSOLA AL TERZO PIANO



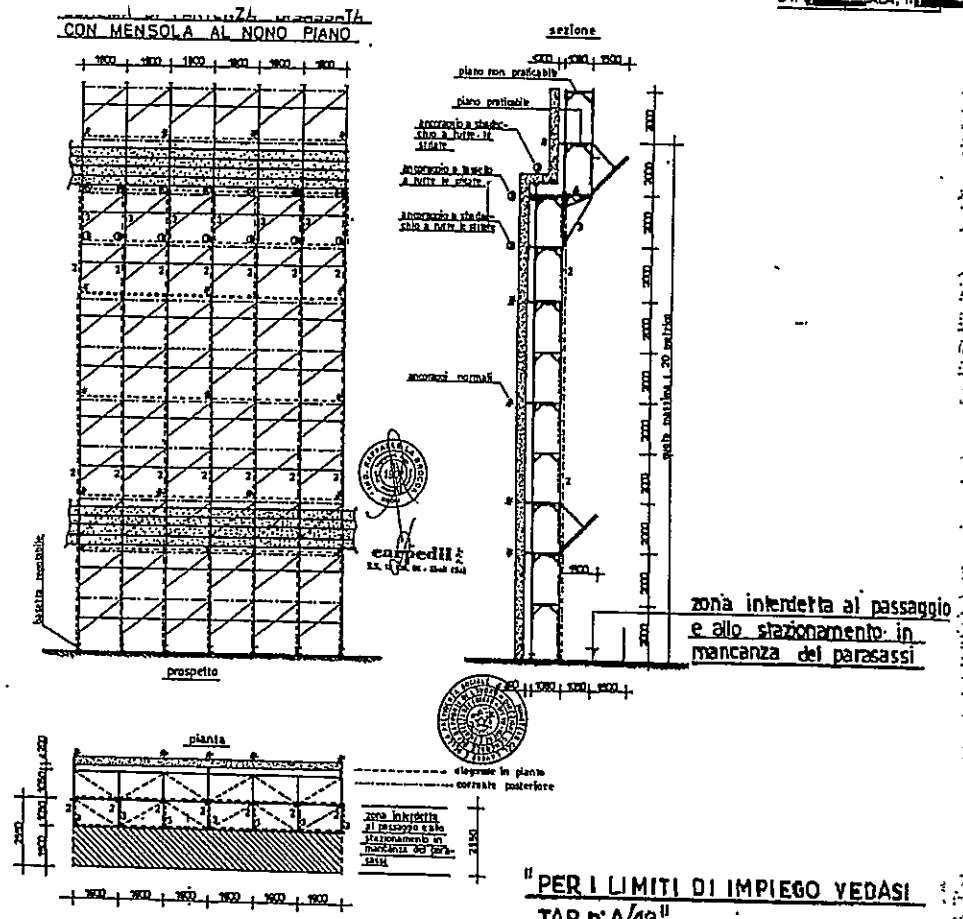
"PER I LIMITI DI IMPIEGO VEDASI TAB. n° A/43"

N.B. "nei piani di ponteggio ove vengono montati gli impalcati metallici è consentito omettere il montaggio dei correnti posteriori e, nei piani ancorati, anche delle diagonali in pianta"

2 — raddoppio del montante esterno

3 — puntone prefabbricato per disassamento delle stilate

4 — mensola prefabbricata per disassamento delle stilate



"PER I LIMITI DI IMPIEGO VEDASI TAB. n. A/43"

N.B. "nei piani di ponteggio ove vengono montati gli impalcati metallici è consentito omettere il montaggio dei correnti posteriori e, nei piani ancorati, anche delle diagonali in pianta"

2 — raddoppio del montante esterno

3 — puntone prefabbricato per disassamento delle stilate

4 — mensola prefabbricata per disassamento delle stilate

TABELLA A/43

CONDIZIONI LIMITI DI IMPIEGO ED ISTRUZIONI PER GLI SCHEMI-TIPO RELATIVI A TUTTI I PONTEGGI CON IMPALCATI METALLICI E CON PARASASSI DA 1.5 m.

1. Altezza massima dell'impalcato più alto da terra: 20 m

2. Numero massimo di impalcati montabili:
- con basetta regolabile regolata fino a 200 mm: 10
- con basetta regolabile regolata fino a 690 mm: 9

3. Condizioni massime di carico di servizio
a. Ponteggio da costruzione
- N° 1 piano con carico massimo di 300 daN/m²
- N° 1 piano con carico massimo di 150 daN/m²
b. Ponteggio da manutenzione
- N° 3 piani con carico massimo, per ciascun piano, di 150 daN/m²

4. Altitudini massime sul livello del mare in cui è possibile utilizzare il ponteggio senza necessità di calcolo, in relazione alle zone geografiche:

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

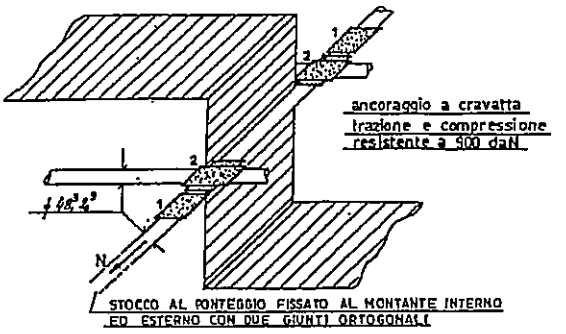
5. Azioni massime da trasmettere al piano di appoggio

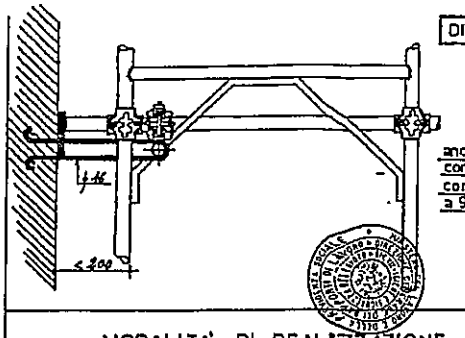
A-STILATE NORMALI. - Montanti esterni ..... 1200 daN
- Montanti interni ..... 850 daN
B-STILATE CON MENSOLA. - Montanti esterni: 2300 daN (2 mont.) ... 1150 daN/mont.
- Montanti interni ..... 850 daN

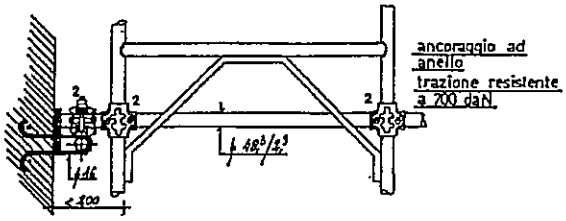
6. Azioni massime sugli ancoraggi. (Per modalità di realizz. V. disegno A/44).
A-SCHEMI NORMALI.
- piano di raccordo con il parasassi (compressione) ..... 900 daN*)
- piano superiore a quello di raccordo con il parasassi (trazione) .. 700 daN*)
- altri piani (diversi dai precedenti) ..... 600 daN
B. SCHEMI CON MENSOLA DI DISASSAMENTO. (Ancoraggi relativi alla mensola):
- piano della mensola (Ancoraggi a tutte le stilate - trazione) .... 650 daN
- piano sottostante la mensola (Ancor. a tutte le stilate - compr.). 650 daN
*) Gli ancoraggi saranno realizzati seguendo le modalità riportate nella tavola A/44.

7. Modifiche degli schemi-tipo nei piani forniti di impalcati metallici:
GLI IMPALCATI (METALLICI) SOSTITUISCONO I CORRENTI INTERNI PREVISTI DALLO SCHEMA-TIPO PER IL CORRISPONDENTE PIANO E, NEI PIANI ANCORATI, ANCHE LE RELATIVE DIAGONALI IN PIANTA.

Nel caso di impiego di interpiani con mezzo telaio è necessario realizzare lo stesso sistema di ancoraggi, di correnti e di diagonali in pianta previsti dagli schemi tipo ed applicare diagonali di fiocciata in tubo e giunto in ogni campo. In ogni caso il sottoponte non deve essere posto a 2,50 m dai piani di lavoro.



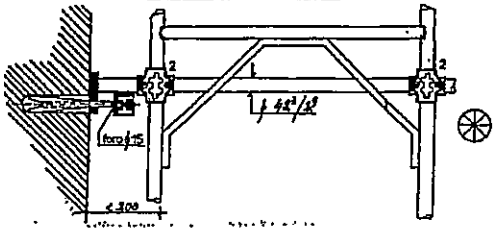


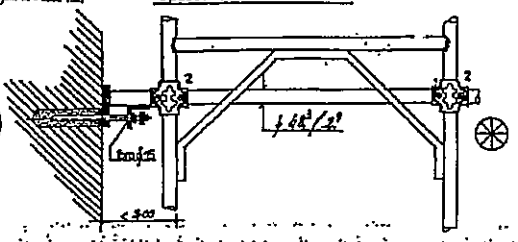


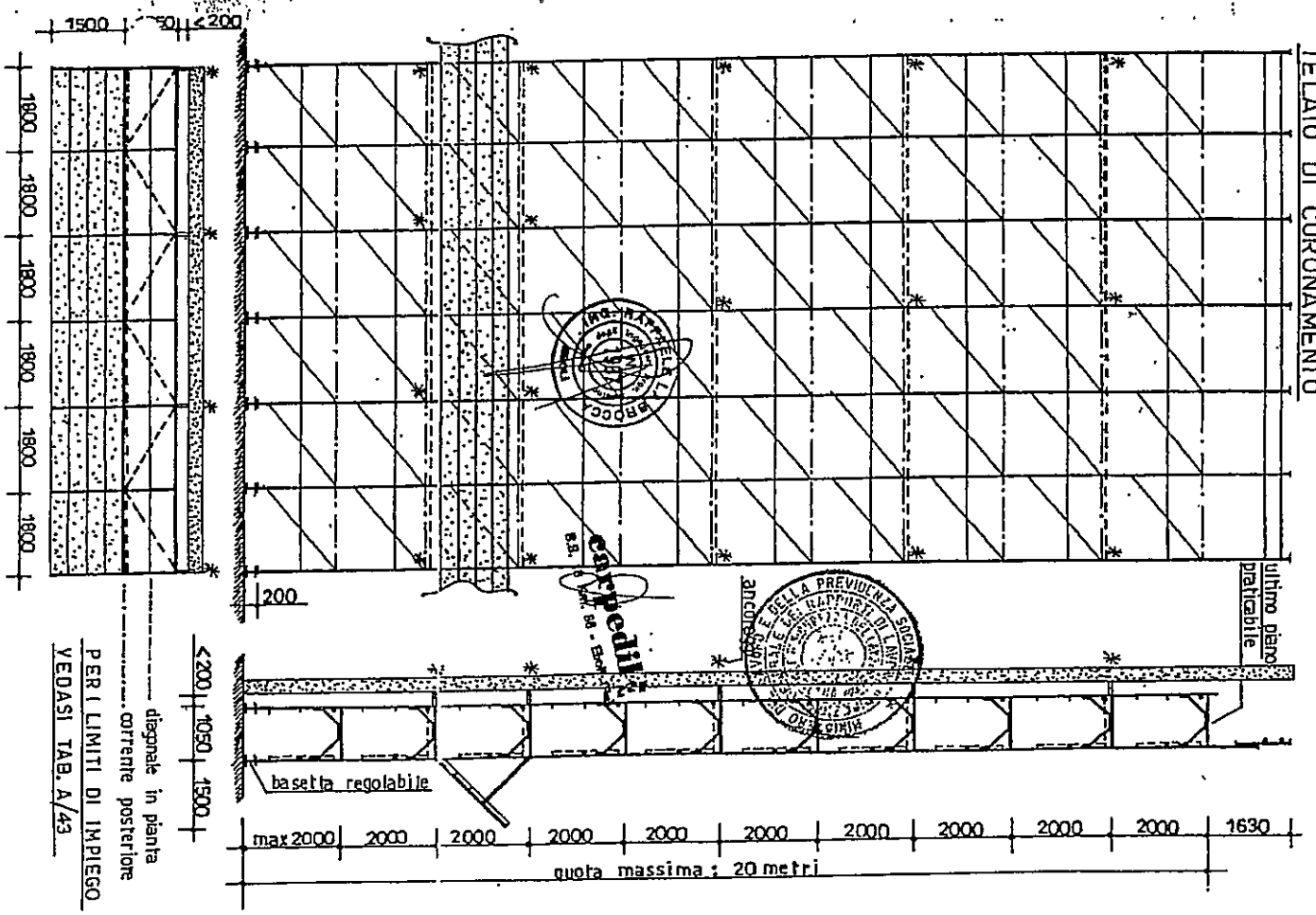
MODALITA' DI REALIZZAZIONE DEGLI ANCORAGGI IN CORRISPONDENZA DEL PARASASSI

-1- GIUNTO SEMPLICE -2- GIUNTO ORTOGONALE

"IL SISTEMA ANCORAGGIO-PARETE REALIZZATO MEDIANTE TASSELLI DEV' ESSERE DIMENSIONATO IN MODO DA RESISTERE AD UNO SFORZO DI 700 daN, CON UN GRADO DI SICUREZZA NON INFERIORE A 2,2. LE PRESTAZIONI DEI TASSELLI DEVONO ESSERE DESUNTE DAI DATI SPERIMENTALI FORNITE DALLE DITTE COSTRUTTRICI E/O DA PROVE SPERIMENTALI EFFETTUATE NEL LUOGO DI INSTALLAZIONE DEL PONTEGGIO, AL FINE DI ACCERTARE IL RISPETTO DEL GRADO DI SICUREZZA RICHIESTO."







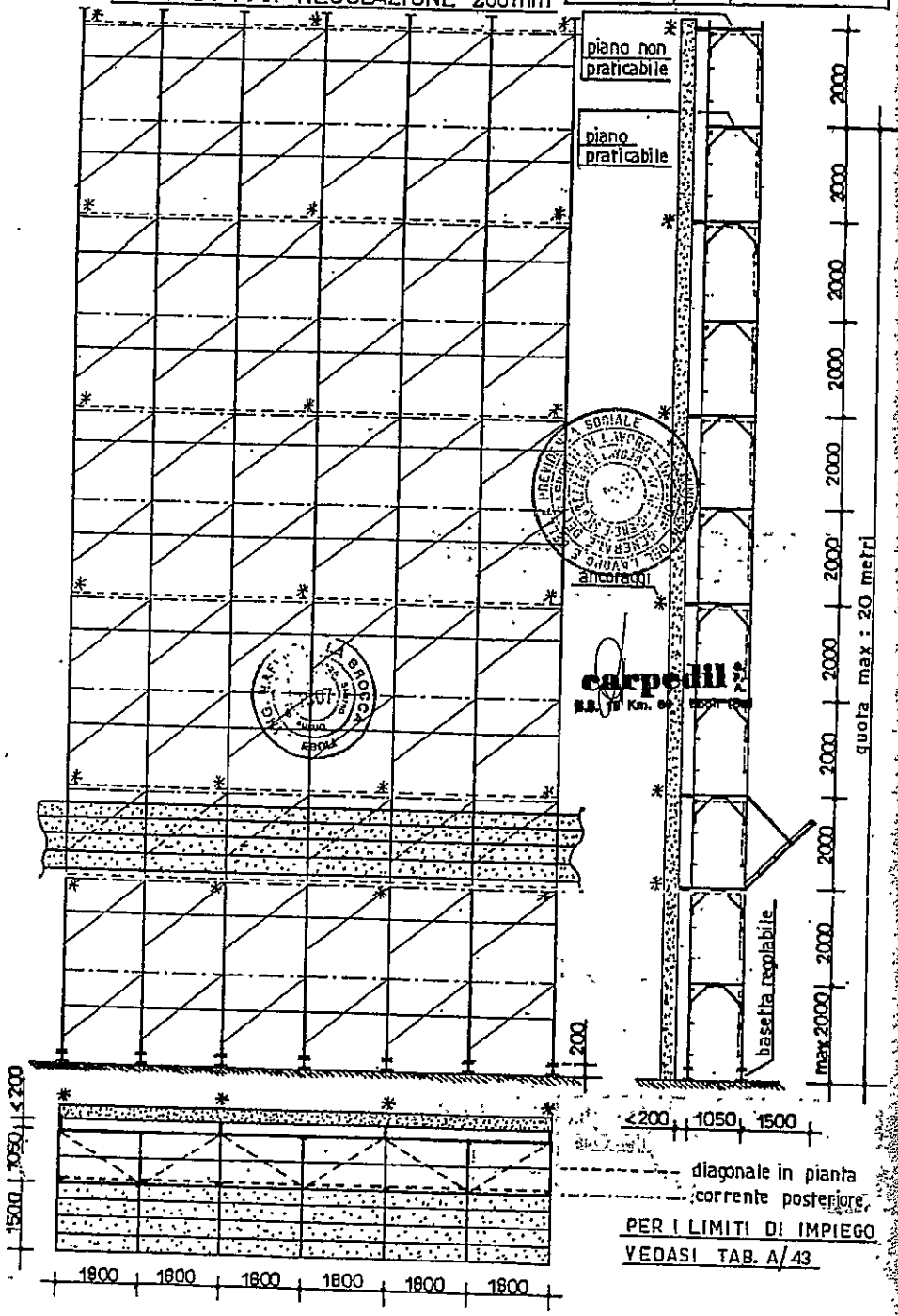
PARTICOLARE DELLO SCHEMA CON MONTANTE DI SOMMITA IN LUOGO DEL TELAIO DI CORONAMENTO

DIS. n° A/45

SCALA 1:100

ALTEZZA MAX REGOLAZIONE 200 mm

DIS. n° A/46 | SCALA 1:100

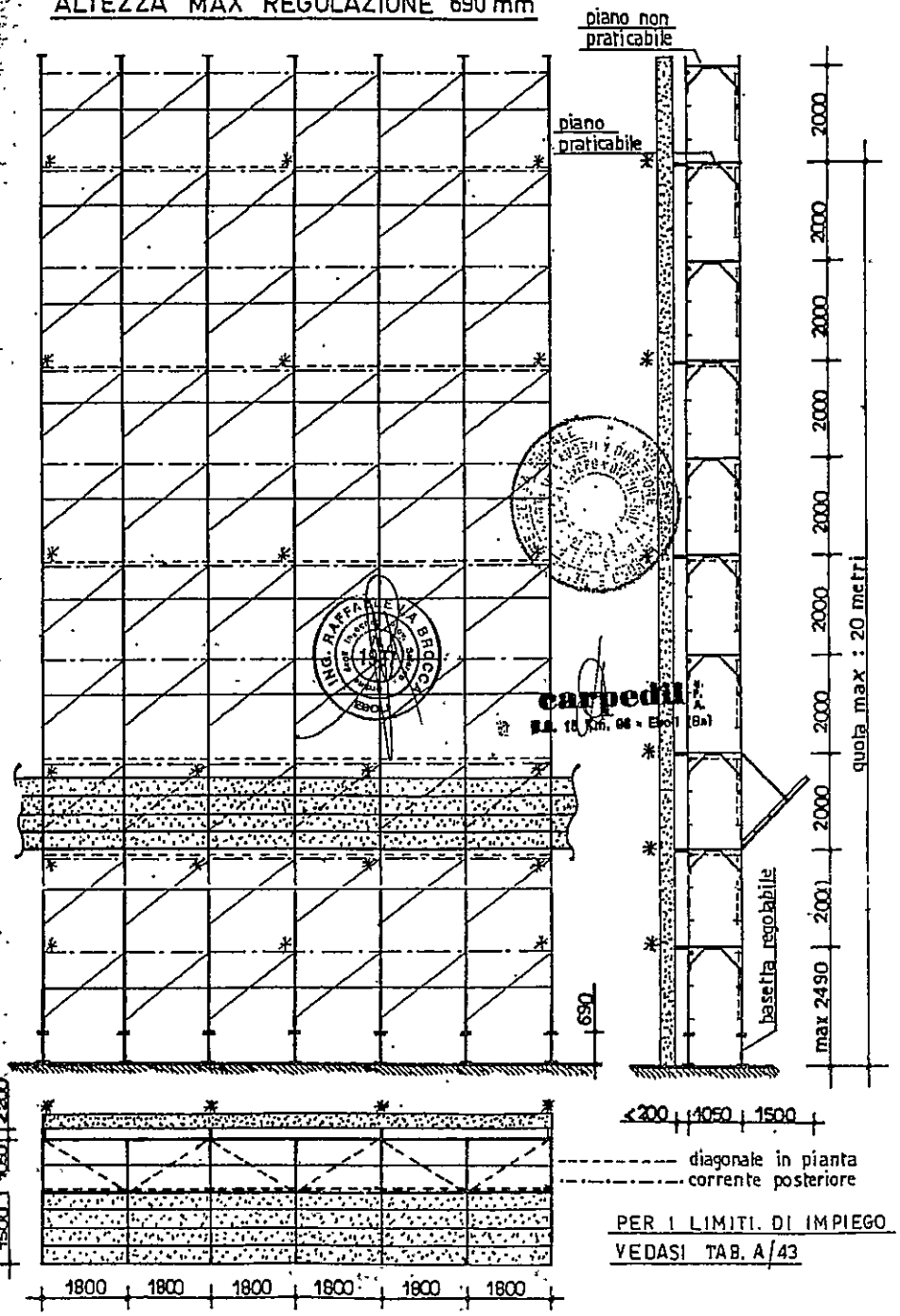


PER I LIMITI DI IMPIEGO VEDASI TAB. A/43

SCHEMA CON BASETTE REGOLABILI

ALTEZZA MAX REGOLAZIONE 690 mm

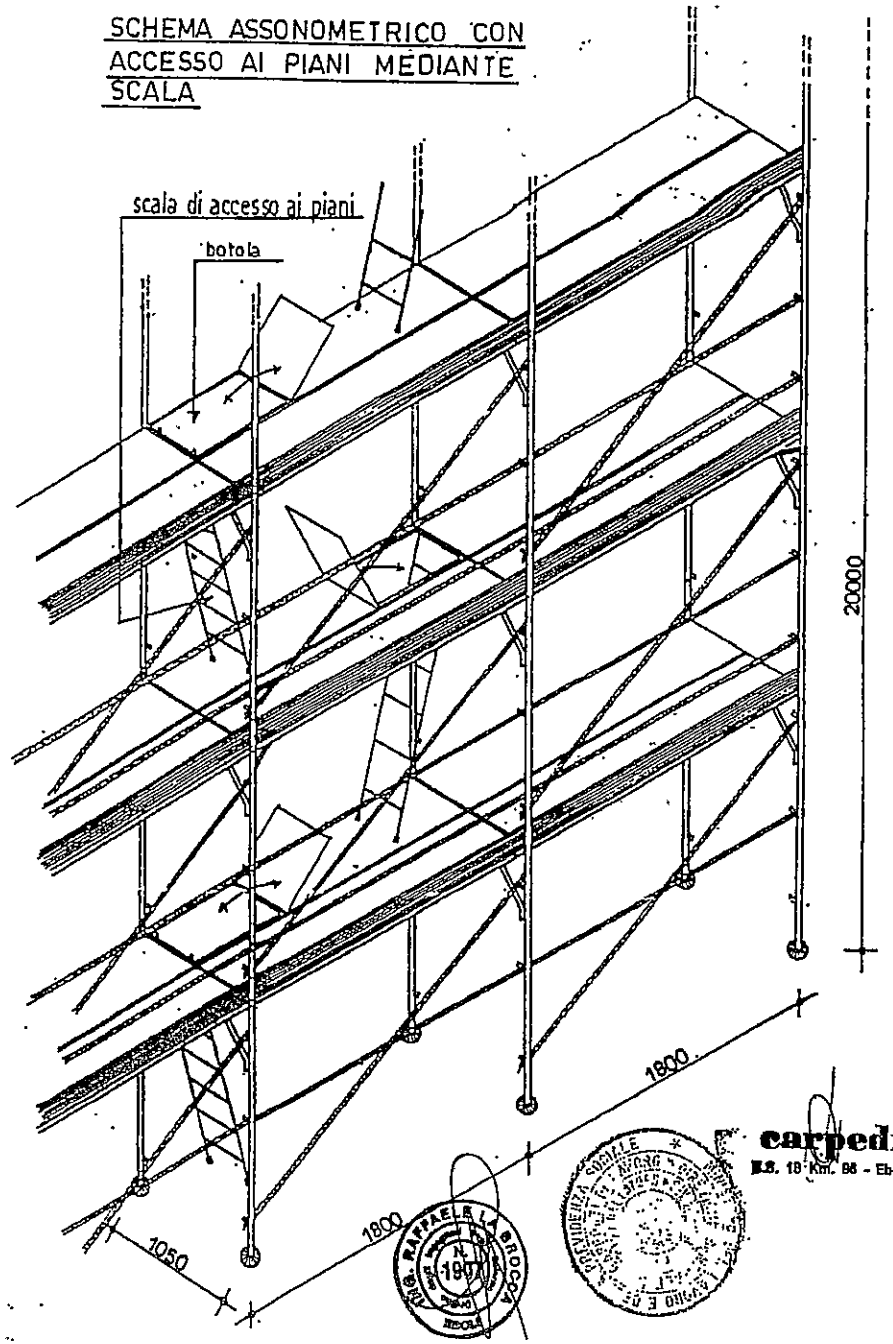
DIS. n° A/47 | SCALA 1:100



PER I LIMITI DI IMPIEGO VEDASI TAB. A/43

DIS. n° A/48 | sviluppo a vista

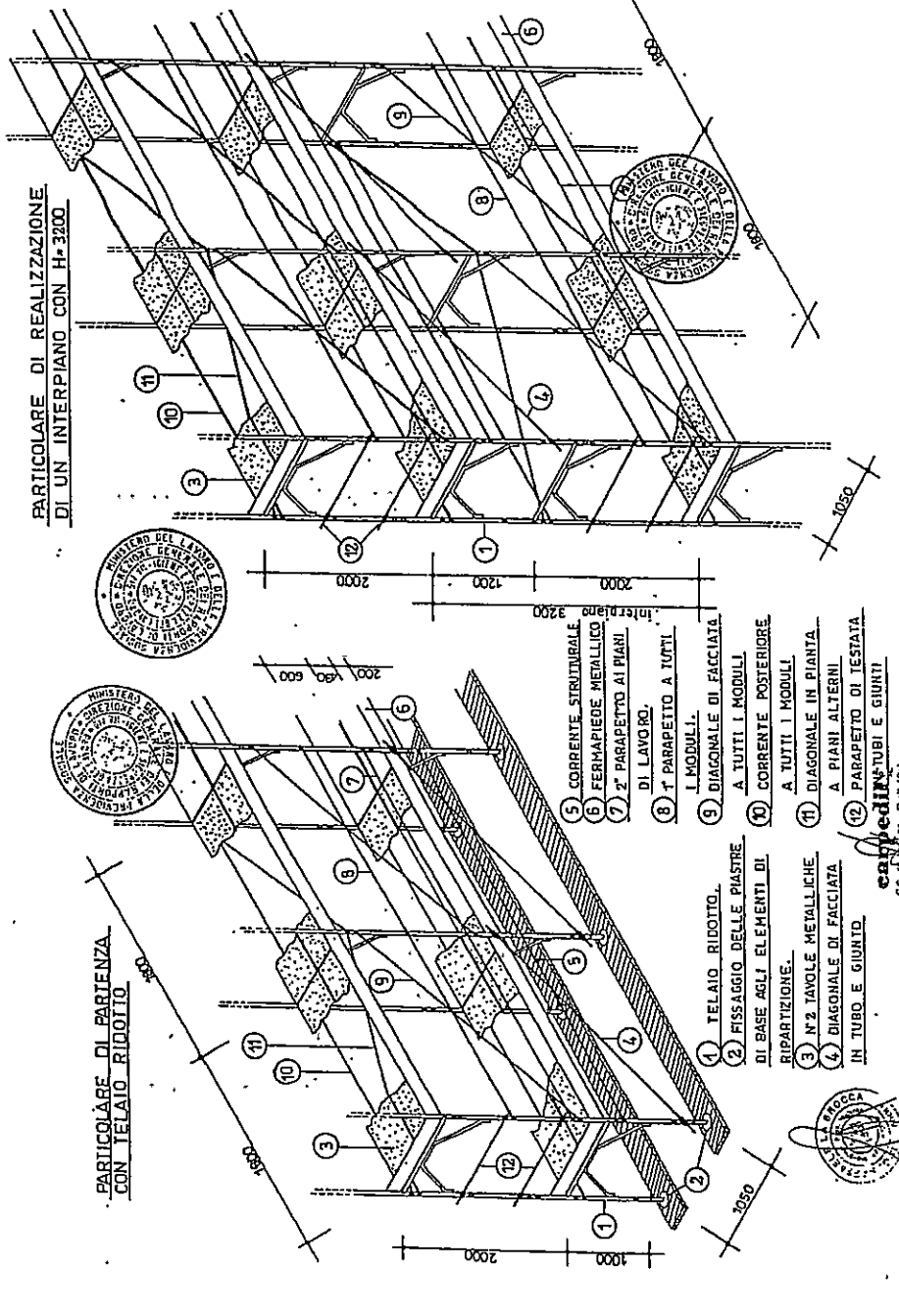
SCHEMA ASSONOMETRICO CON ACCESSO AI PIANI MEDIANTE SCALA



carpedil
S.S. 18 Km. 86 - Eboli (Sa)

DIS. n° A/49 | sviluppo a vista

PARTICOLARE DI REALIZZAZIONE DI UN INTERPIANO CON H=3200



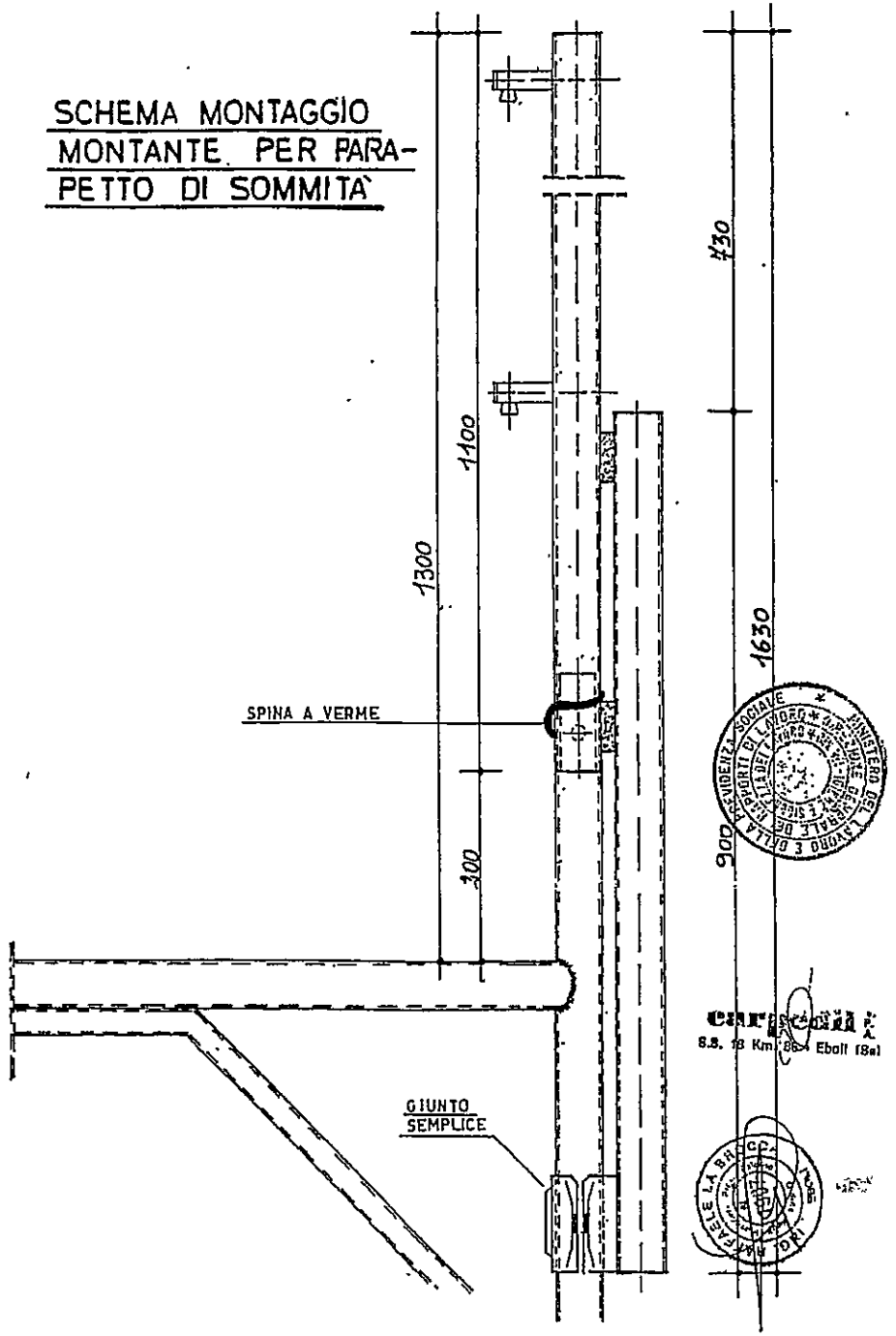
PARTICOLARE DI PARTENZA CON TELAIO RIDOTTO

1. TELAIO RIDOTTO.
2. FISSAGGIO DELLE PIASTRE DI BASE AGLI ELEMENTI DI RIPARTIZIONE.
3. N°2 TAVOLE METALLICHE.
4. DIAGONALE DI FACCIATA IN TUBO E GIUNTO.
5. CORRENTE STRUTTURALE.
6. FERMAPIEDE METALLICO.
7. 2° PARAPETTO AI PIANI DI LAVORO.
8. 1° PARAPETTO A TUTTI I MODULI.
9. DIAGONALE DI FACCIATA A TUTTI I MODULI.
10. CORRENTE POSTERIORE A TUTTI I MODULI.
11. DIAGONALE IN PIANTA A PIANI ALTERNI.
12. PARAPETTO DI TESTATA IN TUBI E GIUNTI.

carpedil
S.S. 18 Km. 86 - Eboli (Sa)

DIS. n. A/50

SCHEMA MONTAGGIO MONTANTE PER PARAPETTO DI SOMMITÀ



Ministero del Lavoro
e delle Politiche Sociali
Dipartimento per le Politiche del Lavoro e dell'Occupazione
e Tutela dei Lavoratori
DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI LAVORO
DIV. VII - Igiene e Sicurezza del Lavoro

Prot. N°. 20814/OM-4
All. n. Vari

Roma,

Alla Ditta CARPEDIL S.p.A.
S.S. 18 Km 86
84025 EBOLI (SA)

e, p.c.: Alla Direzione Provinciale
del Lavoro di
C.so Garibaldi, 152/D
84100 SALERNO

OGGETTO: Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "Portale 105/180 a perni" – Denominazione commerciale "A 31" – Marchio "CARPEDIL".

VISTI gli artt. 30 e segg. del D.P.R. 07/01/56, n. 164, concernente norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;

VISTA l'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso rilasciata a codesta Ditta con nota n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980 da questo Ministero e successiva estensione;

VISTA l'istanza presentata da codesta Ditta, concernente l'estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "Portale 105/180 a perni", avente denominazione commerciale "A 31" e marchio "CARPEDIL", nonché i relativi allegati tecnici;

VISTA la conformità alla normativa vigente della documentazione tecnica allegata;

SI AUTORIZZA

l'estensione della predetta autorizzazione alla costruzione ed all'impiego dei seguenti elementi metallici prefabbricati: telai per partenza stretta, telaio sottopasso per partenza larga, trave per passo carraio con relativa travetta di collegamento, parapetto di testata con fermapiede, montante di sommità e ancoraggi.

Gli elementi di cui sopra devono essere costruiti ed impiegati in conformità alla relazione tecnica ed ai disegni (tavole nn.: da 100 a 124) allegati alla presente nota, di cui fanno parte integrante.

L'estensione è rilasciata a condizione che:

cmcarpedilpipportalea31perni24.07.02

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

IL DIRETTORE GENERALE
(Dott. Paolo ONELLI)

IL DIRIGENTE
(Dott.ssa G. ROCCA)

CARPEDIL S.p.A.
S.S. 18 km 86
84025 EBOLI (SA)

RICHIESTA D'ESTENSIONE DELL'AUTORIZZAZIONE

Prot. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980 ed
Estensione prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995
Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo " PORTALE 105 a perni" -
Denominazione commerciale "A31" - Marchio "CARPEDIL"

ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI:

- PARTENZA STRETTA
- TELAIO DI PARTENZA LARGA (PASSAGGIO PEDONALE)
- TRAVE PER PASSO CARRAIO L = 5.40 m
- CANCELLETTO DI TESTATA CON FERMAPIEDE
- MONTANTE DI SOMMITA' h = 2.10 m
- STOCCHI DI ANCORAGGIO

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI SALERNO
Dott. Ing. Quirino D'ANDRIA
ISCR. ALB. n. 3585

Data di presentazione della presente al Ministero del Lavoro 29.06.2002

PREMESSA

La presente richiesta è composta da:
- n. 52 pagine dattiloscritte;
- Disegni Costruttivi ed Allegato A dei nuovi elementi da autorizzare:
  - n. 100 "Particolare dello spinotto pressato e del perno con nottolino"
  - n. 101 "Telaio rastremato"
  - n. 102 "Telaio di partenza stretta"
  - n. 103 "Telaio di partenza larga"
  - n. 104 "Trave per passo carraio L = 5,40 m"
  - n. 105 "Collegamento per passo carraio"
  - n. 106 "Montante di sommità h = 2.10 m"
  - n. 107 "Semigiunto"
  - n. 108 "Cancelletto di testata"
  - n. 109 "Stocco d'ancoraggio in tubo Φ 48,3 x 3.2"
  - n. 110 "Stocco d'ancoraggio con tondino Φ 22"

- Schemi tipo e particolari di montaggio, disegni:
  - n. 111 "Schema di montaggio della partenza stretta"
  - n. 112 "Schema di montaggio della partenza larga"
  - n. 113 "Schema di montaggio del passo carraio L = 5,40 m"
  - n. 114 "Particolare schema di montaggio con telaio di partenza stretta"
  - n. 115 "Particolare schema di montaggio con telaio di partenza larga"
  - n. 116 "Particolare schema di montaggio del passo carraio L = 5,40 m"
  - n. 117 "Particolare di montaggio del montante di sommità h 2.10 m con impalcati metallici"
  - n. 118 "Particolare di montaggio del montante di sommità h 2.10 m con impalcati in legno"
  - n. 119 "Particolare del montaggio del cancelletto di testata"
  - n. 120 "Ancoraggi normali da 650 daN"
  - n. 121 "Ancoraggi speciali da 900 daN"
  - n. 122 "Disposizione per l'impiego delle basette regolabili"
  - n. 123 "Tabella Condizioni limite d'impiego"
  - n. 124 "Tabella materiali M1, M2, M3, M4"

- Dichiarazione di conformità dei certificati di prova dei nuovi elementi, allegati alla presente richiesta

- Normativa UNI EN 10219/1-2, UNI EN 10143, UNI EN 10147/1, UNI EU 60
- Certificato CCIAA.

Il materiale di nuova produzione oggetto della presente richiesta d'estensione, viene costruito presso il nostro stabilimento situato presso S.S. 18, km 86 , 84025 EBOLI (SA)

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

CAP. IV CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE CONDIZIONI D'IMPIEGO

IL capitolo IV della relazione tecnica autorizzata con prot. n.21940/PR7-BV106 del 03/06/1980 e successiva estensione prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 con denominazione commerciale "A31", è così integrato:

IV.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 ridotti nel piano. Le verifiche di stabilità delle aste presso-inflesse sono state eseguite secondo un metodo di calcolo semplificato, adottabile nelle seguenti condizioni:
- un ancoraggio almeno ogni 22 mq
- snellezza λ non superiore a 200 nelle membrature principali e a 250 in quelle secondarie.

IV. 2 VALUTAZIONE DEI CARICHI

Per la valutazione dei carichi agenti, vale quanto riportato al paragrafo 4.2.3. dell'estensione prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995, in particolare per quanto concerne:
- i carichi fissi
- i carichi di servizio
- i carichi dovuti a precipitazioni nevose
- i carichi dovuti al vento in condizione di servizio e fuori servizio

Nella tabella IV-1 vengono riportati i valori della pressione cinetica del vento nelle condizioni di servizio e fuori servizio, così come calcolate al punto 4.2.3 c) dell'estensione n. 21037/OM-4 del 08/07/1995.

TABELLA IV-1

Valori dei prodotti della pressione cinetica per i coefficienti di raffica (daN/m²)			
-Piano	Quota da terra	Servizio	Fuori servizio
n°	m	$p_v * G_v$ (daN/m²)	$p_v * G_v$ (daN/m²)
-	0	16.9	59.2
I	2	16.9	59.2
II	4	16.9	59.2
III	6	17.5	61.2
Paras.	7	18.1	63.4
IV	8	18.7	66.4
V	10	19.9	70.6
VI	12	21.0	73.0
VII	14	22.1	77.4
VIII	16	23.3	82.1
IX	18	24.6	86.8
X	20	25.9	91.9
-	22	27.2	97.0

Per quanto concerne le verifiche locali, si assume l'azione sui parapetti diretta orizzontalmente e di valore Q_p = 30 daN

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

IV.3 CONDIZIONI DI CARICO

Per quanto concerne le condizioni di carico, vale quanto riportato al paragrafo 4.7.2 dell'estensione n. 21037/OM-4 del 08/07/1995, per cui si hanno due condizioni di carico :

1) condizione di servizio
2) condizione di fuori servizio

La condizione 1 cumula sulla struttura i seguenti carichi nel modo più sfavorevole:
- peso proprio del ponteggio;
- carico di servizio p n. 1 impalcato;
- 50% del carico di servizio p su un secondo impalcato;
- l'azione del vento per la condizione servizio.

La condizione 2 cumula i seguenti carichi:
- peso proprio del ponteggio;
- il 50% del carico di servizio p su un impalcato (ovvero, se più sfavorevole, il carico neve applicato per intero sull'impalcato più elevato e sui parasassi e per il 30% globalmente sugli impalcati sottostanti al più elevato);
- l'azione del vento per la condizione di fuori servizio.

IV. 4 TENSIONI AMMISSIBILI

Si adottano le tensioni ammissibili per la la condizione di carico:

σ_{amm} = 1600 daN/ cm^2 per l'acciaio S235JR
σ_{amm} = 1900 daN/ cm^2 per l'acciaio S275JR
σ_{amm} = 2400 daN/ cm^2 per l'acciaio S355JR

Per la II' condizione di carico le tensioni ammissibili sono maggiorate del 12.5%.

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

IV.5 CALCOLO DELLE AZIONI

IV.5.1. Premessa

Quanto riportato al paragrafo 4.2.2 dell'Estensione prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995, mantiene piena validità e pertanto si riportano solamente i dati di ingresso ed i valori finali.

IV.5.2. Dati costruttivi

PESI PROPRI DEGLI ELEMENTI

telaio	G_1 = 20.2 daN
- basetta fissa	G_2 = 0.8 daN
- basetta regolabile	G_3 = 2.30 daN
- spina a verme	G_4 = 0.14 daN
- corrente di parapetto e corrente posteriore	G_5 = 2.40 daN
- diagonale in pianta	G_6 = 2.85 daN
- diagonale in facciata	G_7 = 3.00 daN
- parasassi prefabbricato (struttura)	G_{10} = 4.4 daN
- parasassi in tubo e giunto	G'_{10} = 20.4 daN
- impalcato prefabbricato largo da cm 49	G_{11} = 14.0 daN
- impalcato prefabbricato con botola	G_{12} = 26.0 daN
- fermapiede prefabbricato (1 campo)	G'_{12} = 4.4 daN
- trave per passo carraio luce 5400 mm	G_{20} = 52.0 daN
- traversino di collegamento per travi carraie	G'_{20} = 9.0 daN
- telaio di partenza stretta	G_{21} = 16.0 daN
- telaio rastremato	G_{22} = 27.5 daN
- telaio di partenza larga	G_{23} = 33.4 daN
- montante di sommità da 2100 mm	G_{24} = 12.5 daN
- cancelletto di testata con fermapiede	G_{25} = 7.35 daN

IV.5.3. Azioni dovute ai pesi propri

Con riferimento al paragrafo 4.3.2 dell'Estensione n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 si ha:

a) azione sul montante esterno dovuta al peso proprio degli elementi di un piano di ponteggio : 29.7 daN
b) azione sul montante interno dovuta al peso proprio degli elementi di un piano di ponteggio : 13.8 daN

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

IV.5.4 Azioni ripartite sui traversi

a) Azioni sui traversi dei telai dovute agli impalcati e ai carichi di servizio

TABELLA IV-2
Azioni dovute agli impalcati ed ai carichi di servizio

Azione	Carico ripartito (daN/m²)	Azioni sui traversi (daN/m)
Peso proprio impalcato (orizz.)	$P_i = 30$	$q_i = 54$
Peso proprio impalc. parasassi $\alpha_1 = 41° 24'$	$p_p = p_i / \cos \alpha_1 =$ [illegible] (proiezione verticale)	$q_p = 70.6$ (proiezione verticale)
Carico di servizio cl. 2	$p_2 = 150$	$q_2 = 270$
Carico di servizio cl. 4	$p_4 = 300$	$q_4 = 540$
Carico di servizio cl. 5	$p_5 = 450$	$q_5 = 810$
Neve ($h_0 = 500$ m s.l.m.)	$p_n = 168$	$q_n = 302.4$
Neve su impalcato sottostante	$p_{ns} = 50.4$	$q_{ns} = 90.7$
Neve su parasassi incl. $\alpha = 41° 24'$ $\mu = 0.5$	$p_{np} = 84$	$q_{np} = 151.2$
Neve impalc. racc. parasassi $\alpha = 41°24'$	$p'_n = 126$	$q'_n = 226.8$

b) Azioni orizzontali del vento sul traverso del parasassi
Le azioni dovute al vento sul traverso del parasassi valgono, fino a quota 6 m:

- $f_{wpa} = p_v * G_t * C * a_1 = 18.1 * 1.3 * 1.8 = 42.4$ daN/m = 0.424 daN/cm per la condizione di servizio

- $f''_{wpa} = p''_v * G_t * C * a_1 = 63.4 * 1.3 * 1.8 = 148.4$ daN/m = 1.484 daN/cm per la condizione di fuori servizio

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELEA BIANCA

IV.5.5 Azioni sui nodi dovute al vento ed alle imperfezioni geometriche

IV.5.5.1 Superfici investite dal vento

Per le superfici di un modulo investite dal vento normale e parallelo al piano di facciata, ci si riferisce parzialmente ai prospetti 4.II e 4.III dell'Estensione prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995.

a) Proiezioni su un piano parallelo alla facciata dell'opera servita,di un modulo di ponteggio Vento normale (1 piano e 1 campo)

TABELLA IV-3
Vento normale all'opera servita.

Elementi investiti	Superfici parziali (m²)	Superfici totali (m²)
Totale S_{1n} (elementi metallici)		0.442*1.1 = 0.486
Totale S_{2n} (impalcato e fermapiede)		0.44
Totale modulo S_{pot}		0.926

N.B. Al piano II, in presenza dello schermo parasassi, si omette il montaggio del fermapiede e quindi la superficie intercettata dal vento normale è pari a S_{all} =(0.926-0.35) = 0.576 m².

b) Proiezioni su un piano normale alla facciata dell'opera servita,di un modulo di ponteggio (1 piano e 1 campo)

TABELLA IV-4
Vento parallelo all'opera servita.

Elementi investiti	Superfici parziali (m²)	Superfici totali (m²)
Montanti = 2*2*0.0483	0.1932	
Saette 2*0.0.354*0.0269	0.0190	
Diagonale di facciata 1.25*0.0269	0.0336	
S_{1p} Traversi 1.002*0.0483	0.0484	S_{1p} = 0.0484
Totale S_{2p} (con elemento di collegamento)		S_{2p} = 0.3*1.10 = 0.33
S_{3p} Impalcato metallico 1.02*0.05	0.051	S_{3p} = 0.051
S_{4p} Fermapiede 1.02 * 0.2	0.204	S_{4p} = 0.204
S_{pot} Totale modulo		S_{pot} = 0.585

Sui piani generici ancorati, nel caso in cui non vi sia presenza di impalcato metallico, bensì la controventatura in pianta sia realizzata mediante corrente e diagonale, la superficie intercettata sarà pari a :
S'_{pot} = (S_{2p} + 1.05*0.0269)*1.1 = 0.394 m² (inclusa la maggiorazione del 10%)

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELEA BIANCA

IV.5.5.2 Azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche

Le azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche Fg vengono assunte, per ogni piano, pari a 1/100 dei carichi sovrastanti.
A favore della sicurezza esse vengono assunte di valore uguale a quelle derivanti da una struttura con impalcati a tutti i piani.
Si assumono i valori precedentemente calcolati nell'estensione prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995, prospetto 4.IX.

TABELLA IV-5

Azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche (daN)		
Piano	Quota da terra	Fuori servizio
n°	m	F''_{g}
I	2	17.7
II	4	16.7
III	6	10.7
IV	8	9.7
V	10	8.7
VI	12	7.8
VII	14	6.8
VIII	16	5.9
IX	18	4.0
X	20	0.4

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

IV.5.5.3 Azioni orizzontali complessive parallele alla facciata

Per una superficie investita S = 0.585 m²(moduli con impalcati e fermapiede), le azioni dovute al vento, quelle dovute alle imperfezioni geometriche e quelle complessive parallele alla facciata, sono riportate nella tabella IV-6. (Le superfici relative all'ultimo piano, sono state valutate pari alla metà).

TABELLA IV-6

Azioni orizzontali complessive nel piano di facciata con impalcati metallici (daN)							
Piano		Quota da terra		Servizio		Fuori servizio con neve	
n°	m	F_{sp}	F_{eq}	Totale	F''_{sp}	F''_{eq}	Totale
I	2	12.3	17.7	30.0	43.7	17.7	61.4
II	4	12.3	16.7	29.0	43.7	16.7	60.4
III	6	12.3	10.7	23.0	43.7	10.7	54.4
IV	8	13.1	9.7	22.8	46.6	9.7	56.3
V	10	14.0	8.7	22.7	49.9	8.7	58.6
VI	12	14.7	7.8	22.5	51.2	7.8	59.0
VII	14	15.5	6.8	22.3	54.3	6.8	61.1
VIII	16	16.4	5.9	22.3	57.6	5.9	63.5
IX	18	17.3	4.0	21.3	60.9	4.0	64.9
X	20	18.2	0.4	18.6	64.5	0.4	64.9
XI	22	9.6	-	9.6	33.6	-	33.6

IV.5.5.4 Azioni orizzontali complessive normali alla facciata

Per una superficie investita S = 0.926 m²(in presenza di impalcati e fermapiede), le azioni dovute al vento, quelle dovute alle imperfezioni geometriche e quelle complessive normali alla facciata, sono riportate nella tabella IV-7.
Le superfici relative all'ultimo piano, sono state valutate pari alla metà, mentre al piano II, in base a quanto riportato alla nota della tabella IV-3, la superficie intercettata è pari a 0.576 m².

TABELLA IV-7

Azioni orizzontali complessive nel piano di stilata con impalcati metallici (daN)							
Piano		Quota da terra		Servizio		Fuori servizio con neve	
n°	m	F_{sp}	F_{eq}	Totale	F''_{sp}	F''_{eq}	Totale
I	2	19.4	17.7	37.1	69.1	17.7	86.8
II	4	12.1	16.7	28.8	43.0	16.7	59.7
III	6	19.4	10.7	30.1	69.1	10.7	79.8
IV	8	20.7	9.7	30.4	73.8	9.7	83.5
V	10	22.1	8.7	30.8	78.5	8.7	87.2
VI	12	23.3	7.8	31.1	81.1	7.8	88.9
VII	14	24.6	6.8	31.4	86.0	6.8	92.8
VIII	16	25.9	5.9	31.8	91.2	5.9	97.1
IX	18	27.3	4.0	31.3	96.5	4.0	100.5
X	20	28.8	0.4	29.2	102.1	0.4	102.5
XI	22	15.1	-	15.1	53.2		53.2

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

IV.6. VERIFICA DELLA PARTENZA STRETTA

IV 6.1.Caratteristiche del ponteggio

Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza H ≤ 20 m e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- n. 10 impalcati di servizio sulla stessa verticale, realizzati con tavole in legno (in alternativa, tavole metalliche, di cui prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 (*));
- n. 1 schermo parasassi a quota 4 m circa, inclinato α = 41° 24', aggettante 1,50 m.;
- n. 1 doppio corrente esterno ed un fermapiede di facciata in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 diagonale esterna in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 ancoraggio normale (650 daN) ogni 3 stilate (5.40 m.) ai piani n. 5, 7, 9 e 11
- n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) ogni 2 stilate (3.60 m) al piano n. 3 in corrispondenza del tirante del parasassi;
- n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) a tutte le stilate in corrispondenza del piano di raccordo del parasassi ed in corrispondenza del 2° traverso del telaio rastremato;
- n. 1 ancoraggio normale (650 daN) a tutte le stilate in corrispondenza del piano n. 1;
- n. 1 diagonale in pianta in ogni campo ai piani ancorati;
- n. 1 corrente interno in ogni campo;
- n. 1 diagonale in pianta a campi alterni al telaio di partenza, in tubi e giunti appartenenti ad unica autorizzazione.

(*) Per ulteriori informazioni, si veda la TABELLA LIMITI D'IMPIEGO (Allegato A).

IV.6.2 Verifica ad instabilità

Si determina dapprima il valore del carico critico euleriano, in base alle istruzioni CNR 10011/97 ed in base alle risultanze della prova sperimentale di collasso.
Essendo il montante un tubo Φ 48,3*2,9 mm i valori statici sono i seguenti:
A = 4,14 cm² W = 4,43 cm³ i = 1,61 cm

Il minimo dei carichi di collasso registrato durante le prove, su uno schema significativo di ponteggio con partenza stretta riferito ad un montante di una stilata intermedia è stato:
P_α = 3210 daN (Certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2002/787 del 28/03/2002)

A tale carico corrisponde una tensione critica : $\sigma_c = P_\alpha/A = 3210/4,14 = 775$ daN/cm²
Assumendo fy = 2350 daN/cm² (tensione di snervamento del montante), si ha:

$\sigma_c/fy = 775/2350 = 0.33$ $\lambda_c = \pi\sqrt{E/f} = 3,14\sqrt{210000/235} = 94$

Si ha per $\sigma_c/fy = 0.33$ dal prospetto 7-I (a) delle istruzioni CNR 10011/97 $\lambda/\lambda_c = 1.63$
e quindi $\lambda = 1.63 * \lambda_c = 153$

Cui corrisponde in base ai prospetti 7-IIa e 7-VII delle istruzioni CNR 10011/97,
ω = 3.08 σ_E = 870 daN/cm² $N_E = \sigma_E * 4,14 = 3602$ daN.

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Lo sforzo ad instabilità nei montanti viene verificato con l'espressione:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \Phi\left(1 - \frac{\mu \cdot N}{N_{cr}}\right)} \leq \sigma_{amm}$$

in cui:
- N è il carico assiale
- A è la sezione del montante
- ω è il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalle prove di carico.
- M_{eq} è il momento equivalente, assunto in base a quanto indicato al punto 7.4.1.1.delle Istruzioni CNR 10011/97 e vale:
  a) nel caso di momento variabile linearmente lungo l'asta e con valori alle estremità di segno opposto $M_{eq} = 0.6M_a - 0.4\,M_b$ con $|M_a| \geq |M_b|$, con la limitazione $M_{eq} \geq 0.4\,M_a$.
  b) nel caso di momento variabile lungo l'asta e con valori alle estremità di segno uguale o di momento variabile non linearmente, si ha $M_{eq} = 1.3\,M_{medio}$, con la limitazione $0.75\,M_{max} \leq M_{eq} \leq M_{max}$.
- Φ è il fattore di adattamento plastico, assunto prudenzialmente Φ = 1.
- μ è il coefficiente di sicurezza relativo alla condizione di carico considerata (μ =1.5 per la I c.c. e μ = 1.33 per la II c.c.
- $N_{cr} = \sigma_{cr} * A$ con σ_{cr} = tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico , per la snellezza considerata.
- W è il modulo di resistenza del montante (4.43 cm³)

I valori delle sollecitazioni relativi agli schemi con azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento + / caso 1) e dall'esterno verso l'opera servita (vento – /caso 2) sono desunti per le condizioni di servizio e di vento di fuori servizio con neve, rispettivamente dai tabulati PSSER2.F3F e PSFSN2.F3F.
Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico si effettuano le verifiche di stabilità dei montanti riportate nel prospetto seguente.

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

TABELLA IV-8

Partenza Stretta - Verifiche di stabilità dei montanti della partenza stretta.

CONDIZIONE		SERVIZIO	FUORI SERVIZIO NEVE
DIREZ. VENTO		Positiva (Caso 1)	Positiva (Caso 1)
FILE		PSSER2.F3F	PSFSN2.F3F
Montante		Esterno	Esterno
1° carico		p. IV 300 daN/mq	p.X 168 daN/mq
2° carico		p. III 150 daN/mq	p. IX neve 50.4 daN/mq (30%)
Asta		128	129
Nodo a/quota		30/275 cm	30/275 cm
Nodo b/quota		31/335 cm	31/335 cm
Azione assiale max (daN)		-1057	-1180
Momento (daNcm)	nodo a	146	250
	nodo b	-722	-863
Momento eq.(daNcm)		542	647
ω		3.08	3.08
σ_F (daN/cm²)		870	870
Tensione daN/cm² per azioni assiali		786	878
per momenti		219	259
Totale σ		1005	1137
Tensione. Ammissibile (daN/ cm²)		1800	1800

AZIONI MASSIME AL PIEDE DEI MONTANTI:

Montante interno : N = -1014 daN Condizione di servizio - Vento negativo

Montante esterno : N = -1175 daN Condizione di fuori servizio con neve - Vento positivo

IV.6.3 Verifica a resistenza

Per la verifica a resistenza, si riscontrano i seguenti valori massimi:

- condizione di servizio – asta 206 – caso 1 (vento positivo)

N = 693 daN M = 5136 daNcm

σ_{max} =N /A + M /W = 693/4.14 + 5136/4.43 = 1327 daN/cm² < 1800 daN/cm²

- condizione di vento di fuori servizio con neve– asta 206 – caso 1 (vento positivo)

N = 716 daN M = 5187 daNcm

σ_{max} =N /A + M /W = 716/4.14 + 5187/4.43 = 1344 daN/cm² < 1800 daN/cm²

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Estensione A31

29

170

IV.6.4 Verifica della diagonale del telaio rastremato

- Condizione di servizio–file PSSER2.F3F–asta 602 – caso 1 (vento positivo)

N = 806 daN M = 6142 daNcm σ_{max} = 1581 daN/cm² < 1800 daN/cm²

- condizione di vento di fuori servizio con neve– file PSFSN2.F3F-asta 602 – caso 1 (vento positivo)

N = 803 daN M = 5818 daNcm σ_{max} = 1507 daN/cm² < 1800 daN/cm²

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Estensione A31

30

171

IV.7 VERIFICA DEL TELAIO PER PASSAGGIO PEDONALE (PARTENZA LARGA)

IV 7.1.Caratteristiche del ponteggio

Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza $h \leq 20$ m. e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- n. 9 impalcati di servizio sulla stessa verticale, realizzati con tavole in legno (in alternativa, tavole metalliche di cui prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 (*), eccettuato il piano I (telaio di partenza larga), dove devono essere montate obbligatoriamente tavole metalliche con funzione di controventatura in pianta.
- n. 1 elemento di partenza larga alla base L = 160 cm
- n. 1 schermo parasassi a quota 4 m circa, inclinati $\alpha = 41° 24'$, aggettante 1,50 m.;
- n. 1 doppio corrente esterno ed un fermapiede di facciata in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 diagonale esterna in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 ancoraggio normale (650 daN) ogni 3 stilate (5.40 m.) ai piani n. 5, 7, 9 e 11;
- n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) ogni due stilate (3.60 m) ai piani 2 e 3
- n. 1 ancoraggio normale (650 daN) a tutte le stilate al piano 1;
- n. 1 diagonale in pianta in ogni campo ai piani ancorati;
- n. 1 corrente interno in ogni campo.

(*) Per ulteriori informazioni, si veda la TABELLA LIMITI D'IMPIEGO (Allegato A).

IV.7.2 Verifica ad instabilità dei montanti

La verifica di stabilità dei montanti nello configurazione base che adotta il telaio di partenza larga, viene eseguita riconducendosi alle prove sperimentali di collasso effettuate su un insieme di tre telai collegati (vedi certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2001/3146/1 del 21/11/2001.

CARPEDILS p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

I montanti del telaio di passaggio pedonale sono in tubo Φ 48.3*2.9 mm e quindi i valori statici sono i seguenti:

$A = 4.14\ cm^2$ $W = 4.43\ cm^3$ $i = 1.61$ cm

Il minimo dei carichi di collasso, riferito al singolo montante, è stato pari a 3974 daN (prototipo 1, stilata centrale).

A tale carico corrisponde una tensione critica : $\sigma_c = P_c/A = 3974/4.14 = 960\ daN/cm^2$

Dato che : $fy = 2350\ daN/cm^2$ (tensione di snervamento del montante). si ha:

$\sigma_c/fy = 960/2350 = 0.408$ ed inoltre $\lambda_c = \pi \sqrt{E/f} = 3{,}14 \sqrt{210000/235} = 94$

Per $\sigma_c/fy = 0.408$, dal prospetto 7-I delle istruzioni CNR 10011.97 $\lambda_c = 1.44$

e quindi $\lambda = 1.44 * \lambda_c = 136$

Cui corrisponde in base ai prospetti 7-IIa e 7-VII delle istruzioni CNR 10011/97,

$\omega = 2.52$, $\sigma_E = 1100\ daN/cm^2$ $N_E = \sigma_E * 4.14 = 4554$ daN.

Lo sforzo ad instabilità nei montanti viene quindi verificato con la seguente espressione:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \Phi\left(1 - \frac{\mu \cdot N}{N_{cr}}\right)} \leq \sigma_{amm}$$

I valori delle sollecitazioni relativi agli schemi con azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento + / caso 1) e dall'esterno verso l'opera servita (vento – /caso 2) sono desunti per le condizioni di servizio e di vento di fuori servizio con neve, rispettivamente dai tabulati PLSER2.F3F e PLFSN2.F3F.

Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico si effettuano le verifiche di stabilità dei montanti riportate nel prospetto seguente.

CARPEDILS p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

TABELLA IV-9

Telaio di passaggio pedonale - Verifiche di stabilità dei montanti della partenza larga.

CONDIZIONE		SERVIZIO	FUORI SERVIZIO NEVE
DIREZ. VENTO		Positiva (Caso 1)	Positiva (Caso 1)
FILE		PLSER2.F3F	PLFSN2.F3F
Montante		Interno	Interno
1° carico		p. IV 300 daN/mq	p.X 168 daN/mq
2° carico		p. III 150 daN/mq	p. IV neve 50.4 daN/mq (30%)
Aste		100÷101+102	100÷101+102
Nodo a/quota		2/20 cm	2/20 cm
Nodo b/quota		4/250 cm	4/250 cm
Azione assiale (daN)		-1311	-1303
Momento (daNcm)	nodo a	0	0
	nodo b	328	322
Momento eq.(daNcm)		246	242
ω		2.52	2.52
σ_E (daN/cm²)		1100	1100
Tensione daN/cm² per azioni assiali		798	793
per momenti		98	88
Totale σ		896	881
Tensione. Ammissibile (daN/ cm²)		1800	1800

AZIONI MASSIME AL PIEDE DEI MONTANTI:

Montante interno : N = -1309 daN Condizione servizio - Vento negativo

Montante esterno : N = -786 daN Condizione di fuori servizio con neve - Vento positivo

IV.7.3 Verifiche di resistenza negli altri elementi del telaio di partenza larga

Per la verifica a resistenza, si riscontrano i seguenti valori massimi:

- condizione di servizio – asta 604 – caso 1 (vento positivo)
N = 1045 daN M = 78 daNcm
σ_{max} = N /A + M /W = 1045/1.78 + 78/1.01 = 664 daN/cm² < 1800 daN/cm²

- condizione di vento di fuori servizio con neve– asta 604 – caso 1 (vento positivo)
N = 1193 daN M = 82 daNcm
σ_{max} = N /A + M /W = 1193/1.78 + 82/1.01 = 751 daN/cm² < 1800 daN/cm²

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

IV.7.4 Verifica dell'irrigidimento di facciata mediante corrente e diagonale

Valori statici:

- Tipo tubo a sezione circolare d/s = 26.9/2.3 mm
- Area della sezione A_3 = 1.78 cm²
- Modulo di resistenza W_3 = 1.01 cm³
- Raggio di inerzia i_3 = 0.874 cm
- Luce libera di inflessione dell'asta l_3 = 218.5 mm

La verifica della diagonale si rende necessaria per il telaio di partenza larga, dato che l'area intercettata al vento parallelo è maggiore di quella del telaio standard.

Si ha pertanto che detta area è pari a :

TABELLA IV-10

Vento parallelo all'opera servita per telaio di passaggio pedonale

Elementi investiti	Superfici parziali (m²)	Superfici totali (m²)
Montanti = 2*2.5*0.0483	0.2415	
Saette 3*0.65*0.0269	0.053	
Diagonale di facciata 1.25*0.0269	0.0336	
Traversi 2*1.6*0.0483	0.155	S_{vo} = 0.4831
Totale S_{vo} (con elemento di collegamento)		S_{vo} = 0.4831*1.10 = 0.531
S_{1p} Impalcato metallico 1.02*0.05	0.0765	S_{1p} = 0.0765
S_{2p} Fermapiede 1.02 * 0.2	0.204	S_{2p} = 0.204
S_{mod} Totale modulo		S_{mod} = 0.812

Lo schema strutturale è quello relativo ad una diagonale di facciata in ogni campo e si ipotizza inoltre che i piani ancorati siano vincolati all'opera servita mediante gli ancoraggi e che le diagonali di facciata debbano resistere alle azioni parallele alla facciata relative ad un modulo di ponteggio, cioè le azioni dovute al vento parallelo alla facciata ed alle azioni derivanti dalle imperfezioni geometriche.

Dalla tabella IV-1 si ha che la pressione cinetica a quota compresa tra 0 e 6 m è pari a : $p_v * G_r$ = 59.2 daN/m² e quindi il carico dovuto al vento è pari a:

$F'_{wp} = p_v * G_r * C * S$ = 59.2 * 1.2 * 0.812 = 58 daN

mentre il valore delle azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche è pari a 17.7 daN (tabella IV-5):
L'azione assiale che viene a determinarsi nella diagonale di facciata a seguito dell'applicazione di detti carichi vale:

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

$$F_{df} = \frac{(F''_{wp} + F_{cp}) \times n_s}{\cos\alpha_2}$$

dove nel caso in esame si ha :

$F''_{wp} + F_{cp} = 75.7$ daN
$n_s = 2$ è il numero di stilate collegate da una diagonale di facciata
$\alpha_2 = 34° 32'$

e quindi si ha:

$$F_{df} = \frac{(58 + 17.7) \times 2}{0.824} = 184\ daN$$

La luce libera di inflessione della diagonale è pari alla sua lunghezza (con vincoli assimilabili a cerniere) per cui risulta

$\lambda_{df} = 218.5/0.874 = 250$

A tale snellezza corrisponde, dal prospetto 7-IIa della CNR 10011/97, un coefficiente di amplificazione dei carichi

$\omega_{df} = 7.73$

La verifica di stabilità, assumendo ϕ=1 e ν=1.33 ed essendo $\sigma_E = 33\ N/mm^2 = 330\ daN/cm^2$ desunto dal prospetto 7-VII delle CNR 10011-97 per la snellezza considerata, è assicurata essendo:

$$\sigma = \frac{7.73 \times 184}{1.78} = 799\ daN/cm^2 \le \sigma_{amm} = 1800\ daN/cm^2$$

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELL'ARMIANCA

IV.8 VERIFICA DELLA TRAVE CARRAIA L = 5.40 m

IV 8.1.Caratteristiche del ponteggio

Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza h ≤ 20 m. e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- n. 10 impalcati di servizio sulla stessa verticale, realizzati con tavole in legno (in alternativa, tavole metalliche, di cui prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 (*))
- n. 1 trave carraia da m.5.40 a quota 4 m circa con l'interruzione di due stilate;
- n. 1 schermo parasassi a quota 4 m circa, inclinati α = 41° 24', aggettante 1.50 m.;
- n. 1 doppio corrente esterno ed un fermapiede di facciata in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 diagonale esterna in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 diagonale in pianta ed un ancoraggio per i due campi che precedono e che seguono il passo carraio (tot, n. 4 diagonali e n. 4 ancoraggi);
- n. 1 ancoraggio normale (650 daN) ogni 3 stilate (5.40 m.) ai piani n. 5, 7, 9 e 11;
- n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) ogni due stilate (3.60 m) ai piani 2 e 3
- n. 1 ancoraggio a tutte le stilate interessate dalla trave carraia;
- n. 1 diagonale in pianta in ogni campo ai piani ancorati
- n. 1 corrente interno in ogni campo
- raddoppio dei montanti esterni ed interni delle stilate adiacenti alla trave carraia da m.5.40, fino a quota 4 m con tubi e giunti autorizzati appartenenti ad unica autorizzazione.

(*). Per ulteriori informazioni, si veda la TABELLA LIMITI D'IMPIEGO (Allegato A).

IV.8.2. Verifica dei montanti raddoppiati

I valori delle sollecitazioni sui montanti, sono desunti per le condizioni di servizio e di vento di fuori servizio con neve, rispettivamente dai tabulati STSER2.F3F e STFSN2.F3F.
La condizione maggiormente sfavorevole, per il montante di una stilata generica adiacente la trave passo carraio, in base alle analisi sopra richiamate, è quella dell'asta n 126 (vedi file STFSN2.F3F - vento + /caso 1) dove le azioni massime valgono:
N = 1231 daN $\qquad M_{max} = 3457$ daNcm

I montanti adiacenti il passo carraio sopportano un carico assiale maggiorato del 100%, che tenuto conto del peso proprio dell'elemento diventa: $N_T = N*2 + N_p = (1231*2) + 61 = 2523$ daN

I montanti vengono raddoppiati fino a quota 4 m. con tubi e giunti appartenenti a stessa autorizzazione. A favore della sicurezza si assume il tubo di rinforzo identico al tubo dei montanti dei telai, vale a dire Φ 48,3 x 2,9 mm, pertanto la coppia di tubi avrà le seguenti caratteristiche:
$A = 2*4,14\ cm^2 \qquad W = 2*4,43\ cm^3 \qquad i = 1,61$ cm

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELL'ARMIANCA

In base a quanto esposto al paragrafo 4.1.4 dell' Aut. Min. n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980, si ha:

P_{eq} = 4020 kg = 3944 daN

$\lambda = 135$ $\omega = 2.49$ $\sigma_E = 1120$ daN/cm² $N_E = 1120*4.14*2 = 9274$ daN (montante raddoppiato)

Pertanto in base all'espressione $\sigma = \frac{\omega \cdot N_T}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \Phi\left(1 - \frac{\mu \cdot N}{N_{cr}}\right)} \leq \sigma_{amm}$

Si ha: $\sigma = \frac{2.49*2523}{8.28} + \frac{3457*0.75}{8.86\left(1 - \frac{1.33*2523}{9274}\right)} = 759 + 459 = 1218\ daN/cm^2 \leq 1800\ daN/cm^2$

Si omette la verifica del montante interno raddoppiato poiché soggetto ad azioni complessive inferiori a quelle già considerate per il montante esterno (vedi file STSER2.F3F e STFSN2.F3F)

IV.8.3. Verifica della trave carraia da m 5.40

IV.8.3.1 Verifica delle briglie superiori

IV.8.3.1.1 Verifica ad instabilità

La trave carraia da 5.40 m è stata verificata considerando la situazione più gravosa (vento di fuori servizio con neve). A favore della sicurezza, si è assunta la massima azione assiale nei montanti alla base del ponteggio, pari a 1303 daN (File STFSN2.F3F - asta 123)

Caratteristiche geometriche delle briglie superiori::

- Tubo Φ 48,2/3.2 A = 4.53 cm² i = 1.6 W = 4.8 cm³

Dal file PC540.F3F, si ricava la massima sollecitazione nelle briglie superiori dovuta alla combinazione delle seguenti azioni interne (aste 103 oppure 104):

N_{max} = -1762 daN M_{eq} = 452 daNcm

Assumendo una luce libera di inflessione pari a 180 cm, si ha:

$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{180}{1.6} = 113$

cui corrisponde in base ai prospetti 7-IIa e 7-VII delle istruzioni CNR 10011/97,
$\omega = 1.89$ $\sigma_E = 1590$ daN/cm² $N_E = \sigma_E*4.53 = 7203$ daN

CARPENDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Pertanto in base all'espressione $\sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \Phi\left(1 - \frac{\mu \cdot N}{N_{cr}}\right)} \leq \sigma_{amm}$

si ha:

$\sigma = \frac{1.89*1762}{4.53} + \frac{452}{4.8\left(1 - \frac{1.33*1762}{7203}\right)} = 735 + 140 = 875\ daN/cm^2 < 1800\ daN/cm^2$

IV.8.3.1.2 Verifica a resistenza

Dal file PC540.F3F, si ricava la massima sollecitazione nelle briglie superiori dovuta alla combinazione delle seguenti azioni interne (asta 101 oppure 106):
N = 2079 daN M = 344 daNcm; la verifica pertanto è la seguente:
σ = N/A + M/W = 2079/4.53 + 344/4.8 = 531 daN/cm² < 1800 daN/cm²

IV.8.4. Verifica a resistenza delle briglie inferiori

Caratteristiche geometriche delle briglie inferiori:

- Tubo Φ 48,3/3.2 A = 4.53 cm² i = 1.61 W = 4.8 cm³

Dal file PC540.F3F, si ricava la massima sollecitazione nelle briglie inferiori dovuta alla combinazione delle seguenti azioni interne (asta 202 oppure 207):

N_{max} = 5359 daN M_{max} = 2099 daNcm

$\sigma_{id} = N_{max}/A + M_{max}/W = 5359/4.53 + 2099/4.8 = 1620$ daN/cm² < 1800 daN/cm²

IV.8.5 Confronto con i dati sperimentali

Il minimo dei valori di collasso registrato durante le prove di laboratorio della trave carraia da mt 5.40, è pari a 5620 daN (Certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2002/343/1 del 08.03.2002).
Il massimo carico di stilata alla quota di montaggio delle travi di passo carraio,si riscontra per il caso di fuori servizio con neve (file STFSN.F3F, aste 104 e 127,caso 1 – vento positivo) rispettivamente con 1275+735 = 2009 daN.
Il coefficiente di sicurezza minimo rispetto alle prove sperimentali vale quindi:

$\nu = P_{cr}/P = 5620/2009 = 2.79 > 2.2$

CARPENDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

IV.9. VERIFICA DEL MONTANTE DI SOMMITA' L = 2.10 m

IV.9.1 Valori statici della sezione per entrambi gli elementi

Sezione : tubo Ø 48.3/2.9 mm
A = 4,14 cm²
W = 4,43 cm³
i = 1,61 cm
Luce di inflessione a = 1230 mm, pari alla distanza tra l'estradosso del traverso del telaio ed il perno a cui è collegato il corrente superiore.

IV.9.2 Verifica

La verifica viene condotta per una azione Q = 30 daN
Sotto tale azione (avendo assundo ψ =1) si ha:
M = Q*a = 30*123 = 3690 daNcm
σ = M/W = 3690/4.43 = 833 daN/cm² < 1600 daN/cm²

IV.9.3 Confronto con i risultati sperimentali

In base a quanto riportato nel certificato ISPESL DTS-XI-17/93/PTP del 21/06/1993, la prova è stata condotta fino all'applicazione di un carico di 360 daN, in corrispondenza del quale si sono manifestate deformazioni visive permanenti di grandi entità.
Assumendo come carico di riferimento quello massimo in corrispondenza del quale le frecce residue si possono definire elastiche, si ha:

$\nu = P_{CT}/P = 110/30 = 3.66 > 2.2$

IV.10. VERIFICA DEL CANCELLETTO DI TESTATA

IV.10.1 Verifica della fascia fermapiede

I valori statici della sezione del fermapiede sono i seguenti:
Lunghezza utile l = 105 cm
Larghezza utile b = 20 cm

Si consideri la sezione trasversale del fermapiede e si uniscano le estremità delle alette, superiore ed inferiore, in modo da formare un asse di riferimento detto X.
L'asse di simmetria della sezione, perpendicolare a X, è detto Y.
Il baricentro si trova su detto asse di simmetria, a 1.869 cm di distanza dall'asse X.
Il momento di inerzia sull'asse principale parallelo a X, vale 1.014 cm⁴.
Il punto della sezione più distante, è rappresentato dall'estremità delle alette e la distanza è pari sempre a 1.869 cm.
Il modulo di resistenza minore della sezione è quindi pari a : 1.014/1.869 = 0.542 cm³.

La verifica viene condotta per un carico concentrato P = 30 daN posto in mezzeria, che determina un momento flettente nel fermapiede di:

M_f = 30 * 105/4 = 787.5 daNcm

Ne deriva uno sforzo che vale: σ = M/W 787.5/0.542 = 1453 daN/cm² < 1600 daN/cm²

IV.10.2 Verifica del corrente di parapetto

I valori statici del Tubo 26.9 x 2.3 mm sono i seguenti:

Lunghezza utile:	l	=	105 cm
Momento d'inerzia:	J	=	1.36 cm⁴
Modulo di resistenza:	W	=	1.01 cm³
Area resistente:	A	=	1.78 cm²

La verifica viene condotta per un carico concentrato P = 30 daN posto in mezzeria, che determina un momento flettente nel corrente di parapetto:

M_f = 30 * 105/4 = 787.5 daNcm

Ne deriva uno sforzo che vale: σ = M/W 787.5/1.01 = 780 daN/cm² < 1600 daN/cm²

Sotto l'azione P = 30 daN la freccia risulta:

$f_{max} = P*l^3/48*EJ = 2.58$ mm $\leq$ 35 mm f = 2.58 mm $\leq$ 200 mm

IV.10.3 Confronto con i dati sperimentali

In base a quanto riportato nel certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2001/2595/1 del 12/10/2001, la prova è stata condotta con due modalità, la seconda delle quali riguarda l'applicazione di una serie di cicli carico-scarico sul corrente superiore, con carichi sempre più crescenti.
In corrispondenza del carico pari a 70 daN e del successivo scarico a 30 daN, si è manifestata una freccia residua ampiamente elastica (f_{30}/f_{70} = 0.21/2.6 = 0.079 < 0.1) e pertanto in corrispondenza di detto carico, il coefficiente di sicurezza è pari a :

ν = 70/30 = 2.33 > 2.2

Per quanto concerne il fermapiede, l'applicazione del carico di 70 daN e l'esame successivo delle frecce a scarico avvenuto, consente di trarre le medesime conclusioni e pertanto si ha:

ν = 70/30 = 2.33 > 2.2

IV.11. REAZIONI SUGLI ANCORAGGI

IV.11.1 Calcolo delle azioni sugli ancoraggi

Essendo: Caso 1 = azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento +)
Caso 2 = azione del vento dall'esterno verso l'opera servita (vento –)

N.B. Per la predisposizione degli ancoraggi e per ulteriori dettagli, si veda anche la TABELLA LIMITI DI IMPIEGO (Allegato A).

Dal calcolo eseguito con l'elaboratore, risulta che le azioni massime sugli ancoraggi presentano i seguenti valori:

TABELLA IV-11
REAZIONI SUGLI ANCORAGGI DELLA STILATA GENERICA
File: STFSN2.F3F

Caso	Quota piano ancorato		
	4 m	6 m	> 6 m (*)
1 (vento +)	2*48 = 96	2 * 296 = 592	3*201 = 603
2 (vento -)	2*140= 280	2 * 81 = 162	3*201 = 603
Campi interessati da un ancoraggio	2	2	3

Predisposizione degli ancoraggi:
- Ai piani II, III interessati dal parasassi: n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) ogni due stilate;
- Ai piani V, VII, IX e XI : n. 1 ancoraggio normale (650 daN) ogni tre stilate;

(*) = Piano ancorato generico superiore al 3° - Le azioni risultano massime a quota 18 m

TABELLA IV-12
REAZIONI SUGLI ANCORAGGI DELLA STILATA CON PARTENZA STRETTA
File: PSFSN2.F3F

Caso	Quota piano ancorato				
	2 m	3 m	4 m	6 m	> 6 m (*)
1 (vento +)	73	691	755	2 *314 = 628	3 * 201 = 603
2 (vento -)	100	685	364	2 * 58 = 116	3 * 201 = 603
Campi interessati da un ancoraggio	1	1	1	2	3

Predisposizione degli ancoraggi:
- Al piano I n. 1 ancoraggio normale (650 daN) a tutte le stilate;
- Al piano II e a quota 3 m: n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) a tutte le stilate;
- Al piano III interessato dal tirante parasassi: n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) ogni due stilate;
- Ai piani V, VII, IX e XI : n. 1 ancoraggio normale (650 daN) ogni tre stilate;

(*) = Piano ancorato generico superiore al 3° - Le azioni risultano massime a quota 18 m

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

TABELLA IV-13
REAZIONI SUGLI ANCORAGGI DELLA
STILATA CON TELAIO DI PASSAGGIO PEDONALE
File: PLFSN2. F3F

Caso	Quota piano ancorato			
	2 m	4 m	6 m	> 6 m (*)
1 (vento +)	80	2*46=92	2 * 326 = 652	3 * 214 = 642
2 (vento -)	93	2*336=672	2 * 45 = 90	3*196 = 588
Campi interessati da un ancoraggio	1	2	2	3

Predisposizione degli ancoraggi:
- Ai piani I – n. 1 ancoraggio normale (650 daN) a tutte le stilate;
- Ai piani II e III interessati dal parasassi – n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) ogni due stilate;
- Ai piani V, VII, IX – n. 1 ancoraggio normale (650 daN) ogni tre stilate;

(*) = Piano ancorato generico superiore al 3° - Le azioni risultano massime a quota 18 m

IV.11.2 Tipologie di ancoraggi.

IV.11.2.1 Premessa

In riferimento alle tabelle IV-11, IV-12 e IV-13, l'ancoraggio viene realizzato secondo le modalità riportate nei disegni Allegato A n.120 ("Ancoraggi da 650 daN") e n. 121 ("Ancoraggi speciali da 900 daN") della presente estensione. Inoltre gli ancoraggi devono essere in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata e a forze orizzontali parallele al piano di facciata.

IV.11.2.2 Verifica degli ancoraggi in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata per azioni di 650 daN

a) Verifica dell'ancoraggio a cravatta

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

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

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

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

b) Verifica dell'ancoraggio ad anello

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

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

$$A_t = \frac{\pi * d_t^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$W_t = \frac{\pi * d_t^3}{32} = 4.02 \text{ cm}^3$$

Il materiale del tondino è S355JR

Si ha pertanto :

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

IV.11.2.3. Verifica degli ancoraggi in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata per azioni di 900 daN

a) Verifica dell'ancoraggio a cravatta (con giunto accoppiato a giunto di tenuta).
Lo stocco della cravatta dovrà essere collegato con giunti ortogonali ai montanti interno ed esterno.
Le cravatte - realizzate impiegando tubi e giunti di tipo autorizzato - devono avere traversi collegati - per le due direzioni dell'azione del vento - con giunti ortogonali accoppiati a un giunto di tenuta (frattile convenzionale F'g = 981 *.2 = 1826 daN).
Sotto tali ipotesi, risulta un coefficiente di sicurezza $\mu = 1926/900 = 2.18 > 1.5$

b) Verifica dell'ancoraggio ad anello
Ripetendo la verifica eseguita al punto IV.11.2.2.(b), per $F'_a = 900$ daN e per un anello con le medesime caratteristiche, si ha:

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

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

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

IV.11.2.4. Verifica dello stocco d'ancoraggio (a tassello meccanico/chimico) in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata per azioni di 900 daN

N = ± 900 daN perpendicolari alla facciata
Valori statici del tondo Φ 2.2 cm S275JR: W = 1.04 cm³ A = 3.79 cm²
Tassello d'ancoraggio in tondo Φ 1.2 cm. Occhiolo Φ 2.3 cm

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

$\sigma = N/A + M/W = 900/3.79 + (900*1.7)/1.04 = 1708$ daN/cm² $< \sigma_{amm}$ (1900 daN/cm²)

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

IV.11.3. Realizzazione di ancoraggi in grado di resistere a forze orizzontali parallele al piano di facciata

Nella condizione di vento di fuori servizio con neve, si valutano le azioni orizzontali dovute al vento parallelo alla facciata relative a $n_s = 9$ stilate consecutive, unitamente al contributo dovuto alle imperfezioni geometriche.
L'area intercettata vale (vedi TABELLA IV - 4 pag. 25):
$S_{p9} = (S_{pcal} - S_{1p}) + 8\,(S_{2p} - S_{1p}) + 0.05\,(8 * S_{3p}) =$
$= (0.585 - 0.0484) + 8*(0.33 - 0.0484) + 0.4*0.051 = 2.81$ m²
e pertanto le azioni dovute al vento assumono i seguenti valori (tabella IV-14):

TABELLA IV-14

Azioni dovute al vento parallelo alla facciata su 9 stilate con impalcati (daN)			
Piano	Quota da terra	Pv*Gr	Azione
n°	m	(daN/m²)	F'_{vent} (daN)
I	2	62.2	210
II	4	62.2	210
III	6	62.2	210
IV	8	66.4	224
V	10	70.6	238
VI	12	73.0	246
VII	14	77.4	261
VIII	16	82.1	277
IX	18	86.8	293
X	20	91.9	310
XI (*)	22	95.7	161.5

(*) Al piano XI si considera un'area investita pari alla metà di quella degli altri piani.

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Le azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche, valutate per una serie consecutiva di n. 9 stilate, sono quelle mostrate nella tabella IV-5, moltiplicate per un coefficiente statistico pari alla radice quadrata del numero delle stilate, cioè $\sqrt{9} = 3$, che tiene conto dell'andamento delle stilate stesse (tabella IV-15)

TABELLA IV-15

Azioni orizzontali F_e dovute alle imperfezioni geometriche valutate su 9 stilate consecutive (daN)			
Piano	Quota da terra	F''_e	$F''_e * \sqrt{9}$
n°	m		
I	2	17.7	53.1
II	4	16.7	50.1
III	6	10.7	32.1
IV	8	9.7	29.1
V	10	8.7	26.1
VI	12	7.8	23.4
VII	14	6.8	20.4
VIII	16	5.9	17.7
IX	18	4.0	12
X	20	0.4	1.2

Le azioni orizzontali totali, parallela al piano della facciata, per un complesso di 9 stilate consecutive, sono mostrate nella tabella IV-16.

TABELLA IV-16

Azioni orizzontali totali parallele alla facciata su 9 stilate con impalcati (daN)				
Piano	Quota da terra	F''_{wp}	$F''_e * \sqrt{9}$	F_{ptot}
n°	m	daN	daN	daN
I	2	210	53.1	263.1
II	4	210	50.1	260.1
III	6	210	32.1	242.1
IV	8	224	29.1	253.1
V	10	238	26.1	264.1
VI	12	246	23.4	269.4
VII	14	261	20.4	281.4
VIII	16	277	17.7	294.7
IX	18	293	12	305
X	20	310	1.2	311.2
XI	22	161.5	-	161.5

ANCORAGGIO A "V" CON STOCCO E TASSELLO MECCANICO / CHIMICO

Pianta

① Le prestazioni dei tasselli devono essere desunte da: dati sperimentali forniti dalle ditte costruttrici e/o da prove sperimentali effettuate nel luogo di installazione del ponteggio, al fine di accertare il rispetto del grado di sicurezza.

② Tubi e giunti ortogonali appartenenti ad unica autorizzazione

Per poter resistere a tali azioni, in collaborazione con la diagonale di facciata, un ancoraggio ogni 4 (ovvero ogni 9 stilate), deve essere di tipo speciale (vedi disegno Allegato A n. 121).

La situazione più gravosa si verifica per l'ancoraggio al piano IX, che reagisce all'azione dovuta ai piani IX e X pari a 616.2 daN.

CAP. V ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEI PONTEGGI

IL capitolo V della relazione tecnica autorizzata con prot. n.21940/PR7-BV106 del 03/06/1980 e successiva estensione prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 con denominazione commerciale "A31", è così modificato ed integrato:

V.1. Premessa

Gli schemi-tipo dei ponteggi eretti in conformità agli schemi-tipo sono stati sottoposti a prove di collasso con le modalità previste dalle disposizioni emanate dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale.

I ponteggi eretti con elementi approvati, ma in difformità dagli schemi-tipo, devono essere sottoposti, sotto la responsabilità del progettista, a prove di carico intese a verificare l'esistenza di un fattore di sicurezza non inferiore a 1,5.

Tali prove non sono richieste:

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

1) difformità limitata al sistema geometrico di realizzazione degli ancoraggi, a condizione che la diversa distribuzione non ne riduca la densità né la omogeneità di distribuzione;

2) difformità limitata alla distanza tra le stilate, a condizione che non siano ridotte le rigidezze nel piano di stilata ed in pianta.

V.2 Modo di conduzione delle prove

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

V.3 Modo di montaggio del saggio

V.3.1 Dimensioni minime del saggio

Il saggio deve avere le seguenti dimensioni minime:

a) Larghezza.

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

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

b) Altezza.

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

In ogni caso l'altezza del saggio è comunque condizionata dal numero di impalcati necessario per realizzare le condizioni di carico previste al punto V.4

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

V.3.2 Ancoraggi

Il saggio deve essere ancorato, per modalità e per distribuzione, in modo conforme a quanto previsto per il ponteggio da realizzare.

E' consentito, per motivi di sicurezza contro rischi di crollo improvviso, utilizzare sistemi di trattenuta supplementari purchè tali sistemi interessino stilate adiacenti a quelle del saggio sottoposto a prova di carico e purchè i sistemi siano realizzati costruttivamente in modo da non creare condizioni di vincolo che possano mutare la validità delle risultanze della prova di carico.

V.3.3 Irrigidimenti di facciata ed in pianta

Il saggio deve presentare irrigidimenti nella facciata ed in pianta in modi analoghi a quelli previsti nello schema di ponteggio da realizzare.

V.4 Carichi di prova

I carichi di prova devono essere individuati dal progettista in modo da realizzare sui montanti delle stilate una tensione media staticamente equipollente ad 1,5 volte quella massima desunta dalla più sfavorevole condizione di carico prevista nella relazione di calcolo.

Sul saggio dovranno quindi essere applicati, sia carichi di prova corrispondenti ai pesi propri della struttura progettata ed ai relativi carichi di lavoro o di fuori servizio, sia carichi aggiuntivi verticali (da applicare sugli impalcati) per indurre sui montanti, stati tensionali equipollenti a quelli relativi alle altre azioni, anche orizzontali (vento, etc), previste nella relazione di calcolo.

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

V.5 Modalità di conduzione della prova

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

1) che i carichi di prova siano applicati a distanza, senza esposizione diretta da parte di operatori, ma ricorrendo a sistemi appropriati (carichi idraulici, martinetti, etc) attivabili da posizione di sicurezza;

2) che la zona circostante il ponteggio (che potrebbe essere interessata da eventuali crolli del saggio in prova) sia stata preventivamente segregata in modo da evitare la presenza di persone in condizioni di pericolo;

3) che le operazioni di rimozione graduale del carico di prova siano effettuate a distanza, sistemando gli addetti in zona di sicurezza

V.6 Relazione di collaudo

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

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

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

IL capitolo VI della relazione tecnica autorizzata con prot. n.21940/PR7-BV106 del 03/06/1980 e successiva estensione prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 con denominazione commerciale "A31", è così integrato:

1) i montanti interni ed esterni delle stilate adiacenti al passo carraio da m: 5,40, devono essere raddoppiati fino a quota 4 m circa utilizzando tubi e giunti appartenenti a unica autorizzazione;
2) la zona di lavoro a quota +/- 4 m compresa nella trave carraia da m. 5.40, non è praticabile perché mancante di sottopont=:
3) L'accesso ai piani di ponteggio sarà realizzato mediante l'impiego di impalcati provvisti di botola e relative scale secondo gli schemi autorizzati, o direttamente dall'opera servita, oppure con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio autorizzato nel rispetto del comma 6 dell'art. 8 del D.P.R. 7 gennaio 1956 n. 164..

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

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

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

CAP. VII SCHEMI TIPO

- L'allegato A viene integrato con i disegni dei nuovi elementi da autorizzare:

- n. 100 "Particolare dello spinotto pressato e del perno con nottolino"
- n. 101 "Telaio rastremato"
- n. 102 "Telaio di partenza stretta"
- n. 103 "Telaio di partenza larga"
- n. 104 "Trave per passo carraio L = 5,40 m"
- n. 105 "Collegamento per passo carraio"
- n. 106 "Montante di sommità h = 2.10 m"
- n. 107 "Semigiunto"
- n. 108 "Cancelletto di testata"
- n. 109 "Stocco d'ancoraggio in tubo Φ 48,3 x 3.2"
- n. 110 "Stocco d'ancoraggio con tondino Φ 22"

- Schemi tipo e particolari di montaggio, disegni:

- n. 111 "Schema di montaggio della partenza stretta"
- n. 112 "Schema di montaggio della partenza larga"
- n. 113 "Schema di montaggio del passo carraio L = 5,40 m"
- n. 114 "Particolare schema di montaggio con telaio di partenza stretta"
- n. 115 "Particolare schema di montaggio con telaio di partenza larga"
- n. 116 "Particolare schema di montaggio del passo carraio L = 5,40 m"
- n. 117 "Particolare di montaggio del montante di sommità h 2.10 m con impalcati metallici"
- n. 118 "Particolare di montaggio del montante di sommità h 2.10 m con impalcati in legno"
- n. 119 "Particolare del montaggio del cancelletto di testata"
- n. 120 "Ancoraggi normali da 650 daN"
- n. 121 "Ancoraggi speciali da 900 daN"
- n. 122 "Disposizione per l'impiego delle basette regolabili"
- n. 123 "Tabella Condizioni limite d'impiego"
- n. 124 "Tabella materiali M1, M2, M3, M4"

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

INDICE

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

CARPEDIL S.p.a.
S.S. 18 km 86
84025 EBOLI (SA)

ALLEGATI ALLA

RICHIESTA D'ESTENSIONE DELL'AUTORIZZAZIONE
Prot. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980 ed
Estensione prot n. 21037/OM-4 del 08/07/1995
Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo " PORTALE 105 a perni"
Denominazione commerciale "A31" - Marchio "CARPEDIL"

ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI:

- PARTENZA STRETTA
- TELAIO DI PARTENZA LARGA (PASSAGGIO PEDONALE)
- TRAVE PER PASSO CARRAIO L = 5.40 m
- CANCELLETTO DI TESTATA CON FERMAPIEDE
- MONTANTE DI SOMMITA' h = 2.10 m
- STOCCHI DI ANCORAGGIO

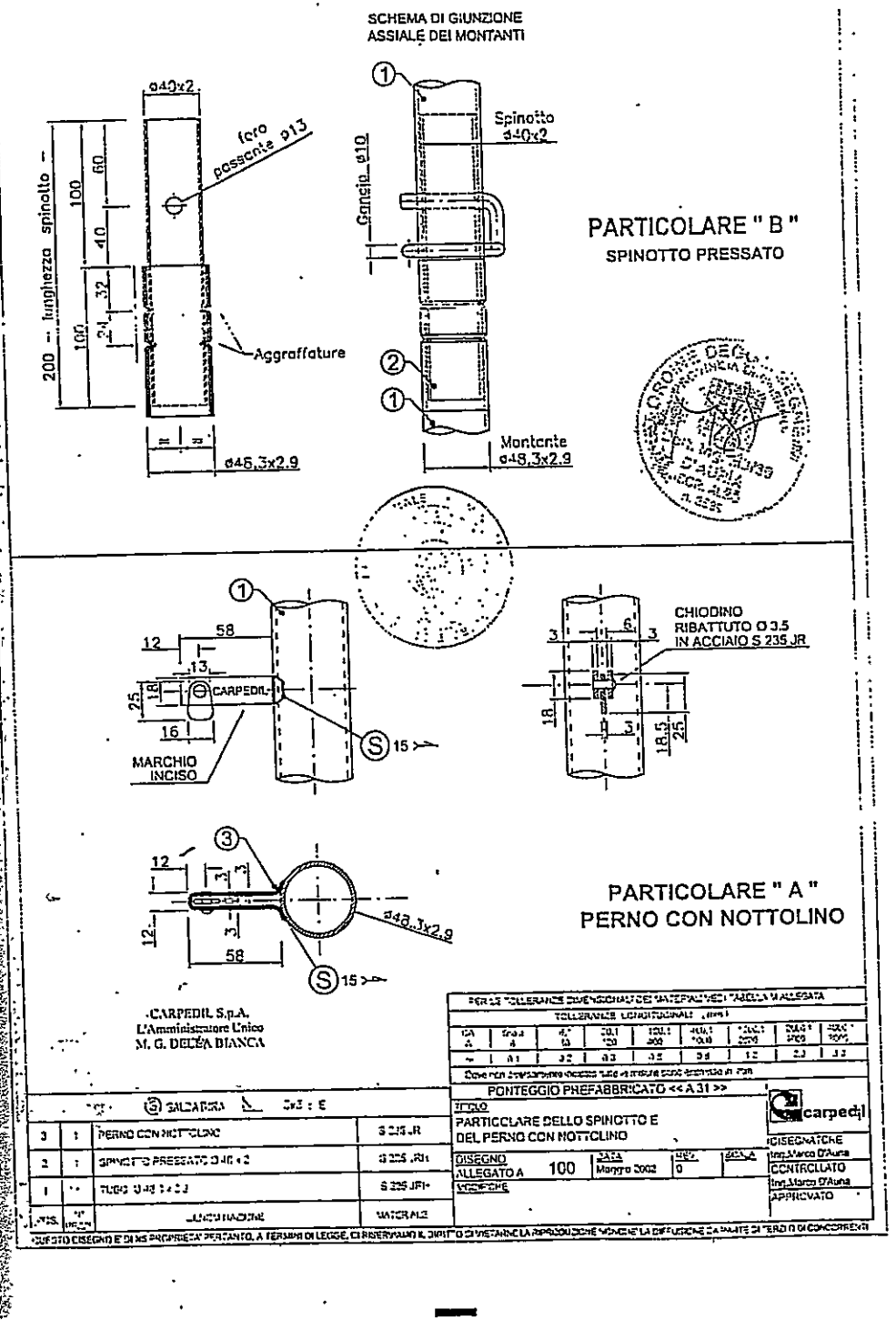
ELENCO DEI DISEGNI ALLEGATO A

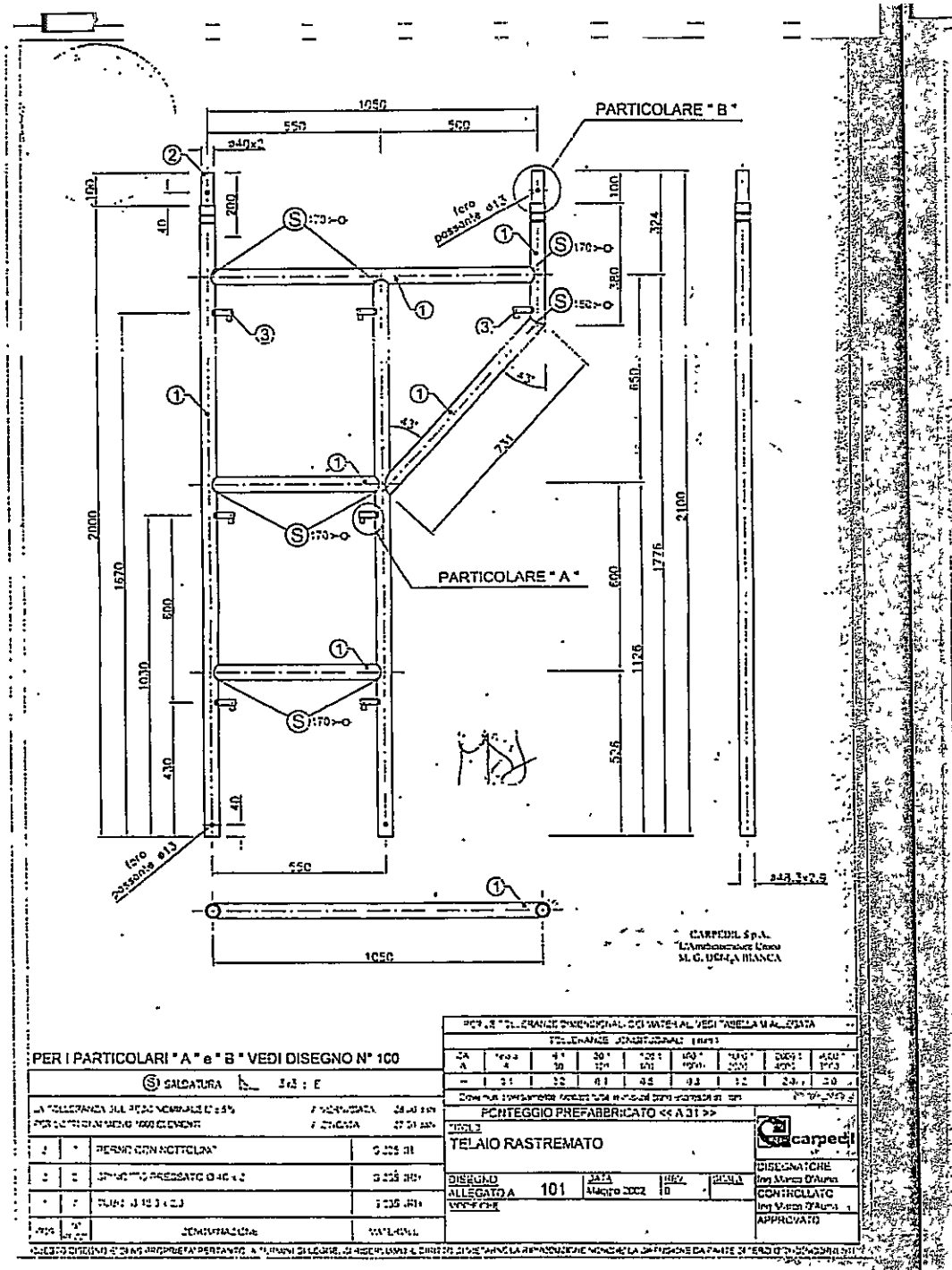
- n. 100 "Particolare dello spinotto pressato e del perno con nottolino"
- n. 101 "Telaio rastremato"
- n. 102 "Telaio di partenza stretta"
- n. 103 "Telaio di partenza larga"
- n. 104 "Trave per passo carraio L = 5,40 m"
- n. 105 "Collegamento per passo carraio"
- n. 106 "Montante di sommità h = 2.10 m"
- n. 107 "Semigiunto"
- n. 108 "Cancelletto di testata"
- n. 109 "Stocco d'ancoraggio in tubo Φ 48,3 x 3.2"
- n. 110 "Stocco d'ancoraggio con tondino Φ 22"

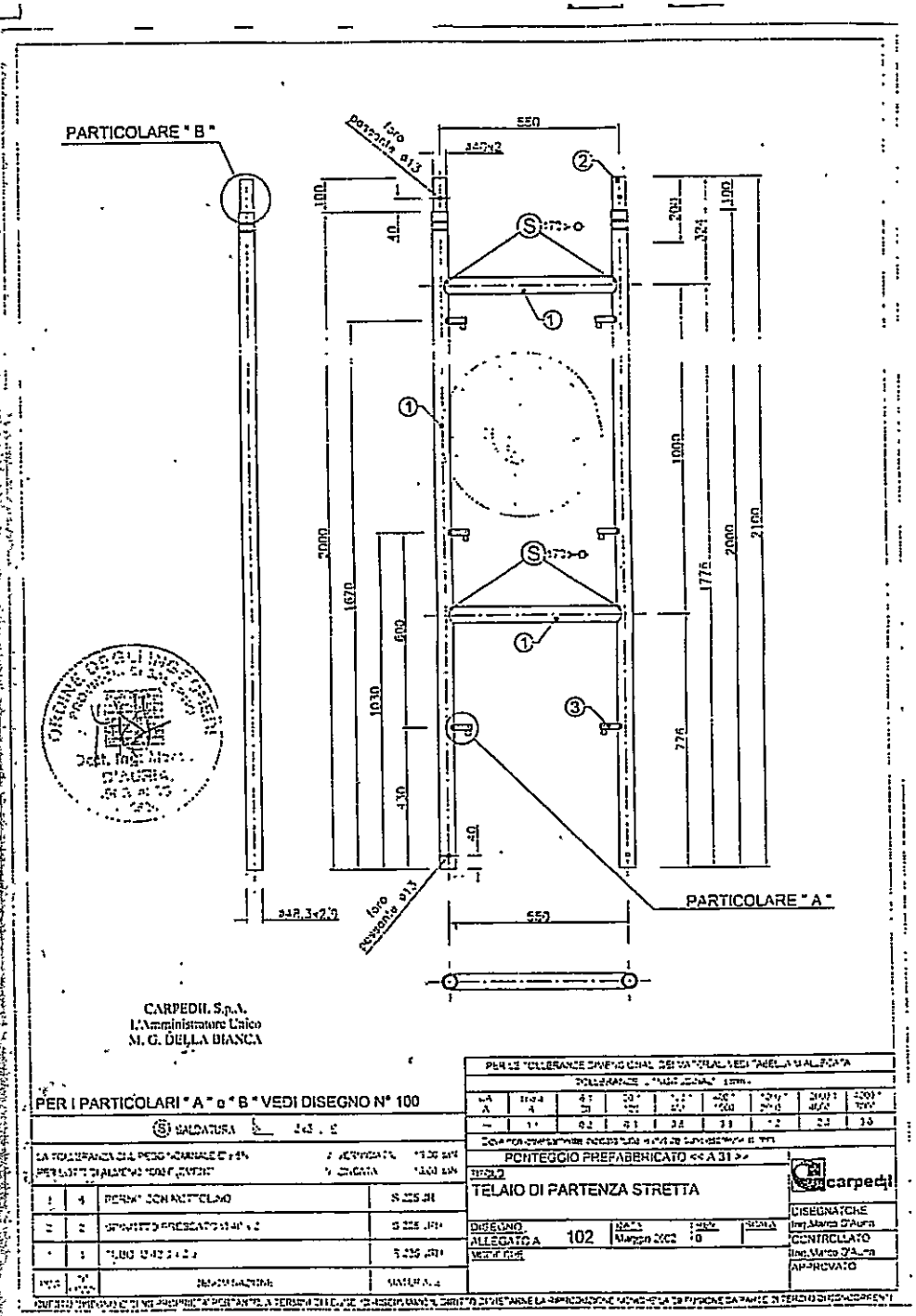
- Schemi tipo e particolari di montaggio, disegni:

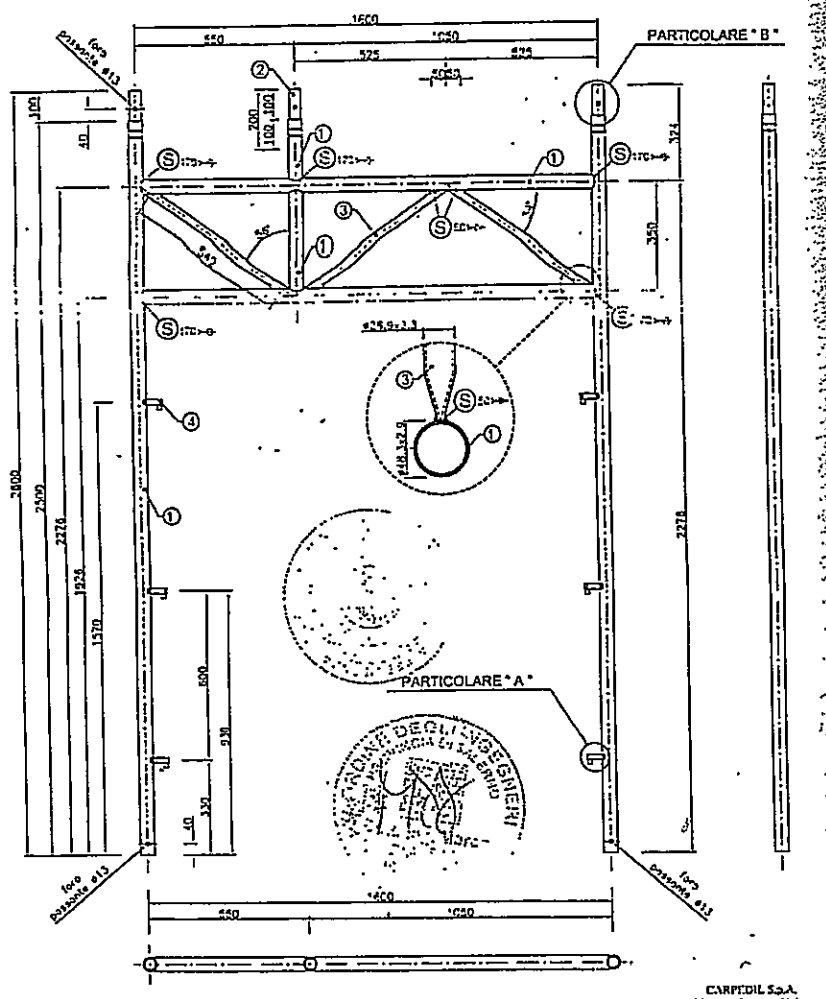
- n. 111 "Schema di montaggio della partenza stretta"
- n. 112 "Schema di montaggio della partenza larga"
- n. 113 "Schema di montaggio del passo carraio L = 5,40 m"
- n. 114 "Particolare schema di montaggio con telaio di partenza stretta"
- n. 115 "Particolare schema di montaggio con telaio di partenza larga"
- n. 116 "Particolare schema di montaggio del passo carraio L = 5,40 m"
- n. 117 "Particolare di montaggio del montante di sommità h 2.10 m con impalcati metallici"
- n. 118 "Particolare di montaggio del montante di sommità h 2.10 m con impalcati in legno"
- n. 119 "Particolare del montaggio del cancelletto di testata"
- n. 120 "Ancoraggi normali da 650 daN"
- n. 121 "Ancoraggi speciali da 900 daN"
- n. 122 "Disposizione per l'impiego delle basette regolabili"
- n. 123 "Tabella limiti d'impiego"
- n. 124 "Tabella materiali M1, M2, M3, M4"

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELEA BIANCA




PARTICOLARE " B "
PARTICOLARE " A "
foro passante ø13
1050
550
500
940x2
2000
1670
1030
500
430
40
100
200
324
380
650
600
1126
526
1775
2100
701
43°
550
1050
948,3x2,5
CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA
PER I PARTICOLARI " A " e " B " VEDI DISEGNO N° 100
SALDATURA
PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>
TELAIO RASTREMATO
DISEGNO ALLEGATO A 101
DATA Maggio 2002
DISEGNATORE
CONTROLLATO
APPROVATO
carpedil


PARTICOLARE " B "
PARTICOLARE " A "
foro passante ø13
550
940x2
2000
1670
1030
500
430
40
100
200
324
1000
1775
2000
2100
276
948,3x2,5
550
CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA
PER I PARTICOLARI " A " e " B " VEDI DISEGNO N° 100
SALDATURA
PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>
TELAIO DI PARTENZA STRETTA
DISEGNO ALLEGATO A 102
DATA Maggio 2002
DISEGNATORE
CONTROLLATO
APPROVATO
carpedil



PER I PARTICOLARI " A " e " B " VEDI DISEGNO N° 100

SALDATURA 3x3 : E

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' ± 5%
PER LOTTI DI ALMENO 100 ELEMENTI

V. VERNICIATA 31,40 daN
V. ZINCATA 32,50 daN

4	4	PERNO CON NOTTOLINO	S 235 JR
3	2	DIAGONALI DI RINFORZO Ø 26,9 x 2,3	S 235 JRH
2	2	SPIANTO PRESSATO Ø 48 x 2	S 235 JRH
1	4	TUBO Ø 48,3 x 2,9	S 235 JRH
Pos.	N° elem.	DENOMINAZIONE	MATERIALE

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA IN ALLEGATO

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm)

DA A	500 a 6	6 a 30	30 a 120	120 a 400	400 a 1000	1000 a 2000	2000 a 4000	4000 a 8000
±	0,1	0,2	0,3	0,5	0,8	1,2	2,0	3,0

Cave non diversamente indicate tutte le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>

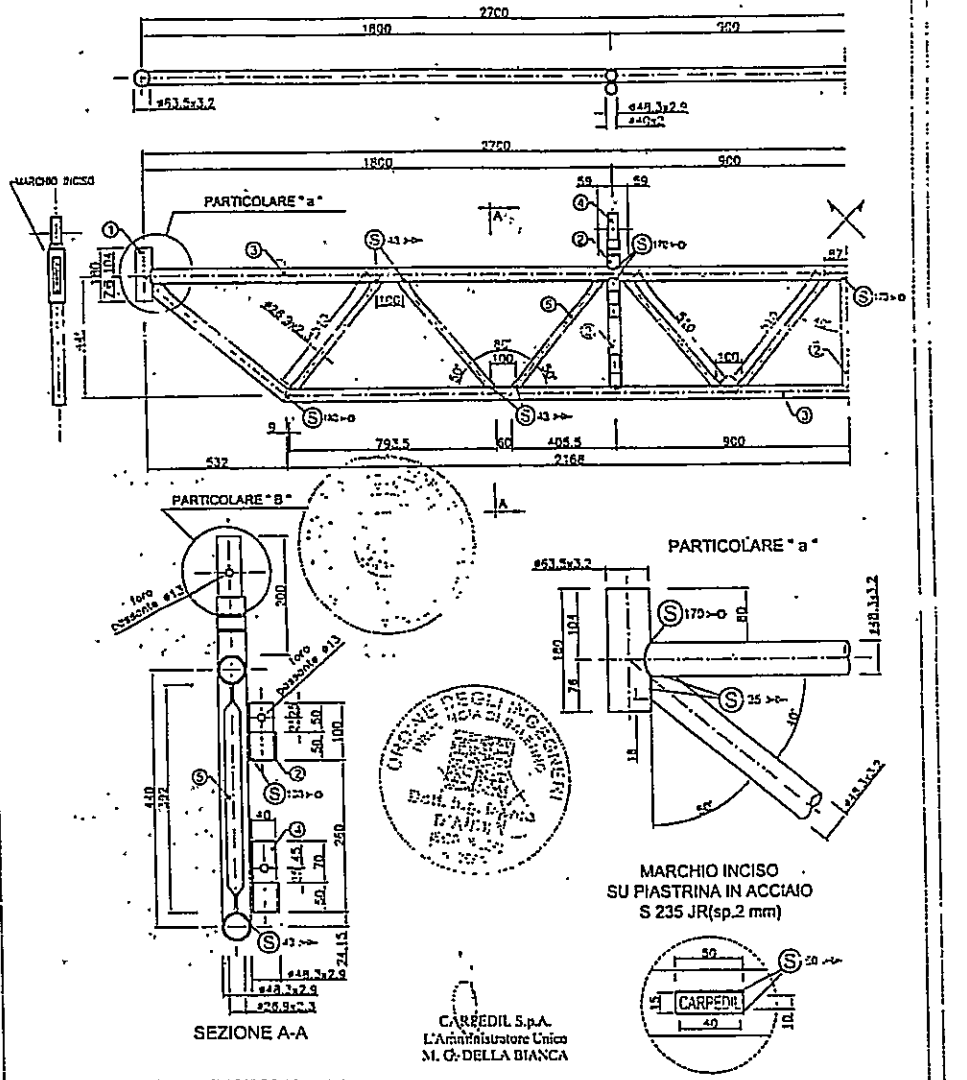
TITOLO
TELAIO DI PARTENZA LARGA

carpedil

DISEGNO ALLEGATO A 103 | DATA Maggio 2002 | REV. 0 | SCALA

MODIFICHE

DISEGNATORE Ing. Marco D'Aurio
CONTROLLATO Ing. Marco D'Aurio
APPROVATO



SEZIONE A-A

MARCHIO INCISO
SU PIASTRINA IN ACCIAIO
S 235 JR(sp.2 mm)

PER IL PARTICOLARE " B " VEDI DISEGNO N° 100

SALDATURA 4x4 : E

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' ± 5%
PER LOTTI DI ALMENO 100 ELEMENTI

V. VERNICIATA 31,70 daN
V. ZINCATA 32,80 daN

5	20	TUBO Ø 26,9 x 2,3	S 235 JRH
4	8	TUBO Ø 48 x 2	S 235 JRH
3	4	TUBO Ø 48,3 x 3,2	S 235 JRH
2	8	TUBO Ø 48,3 x 2,9	S 235 JRH
1	2	TUBO Ø 60,3 x 3,2	S 235 JRH
Pos.	N° elem.	DENOMINAZIONE	MATERIALE

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA IN ALLEGATO

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm)

DA A	500 a 6	6 a 30	30 a 120	120 a 400	400 a 1000	1000 a 2000	2000 a 4000	4000 a 8000
±	0,1	0,2	0,3	0,5	0,8	1,2	2,0	3,0

Cave non diversamente indicate tutte le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>

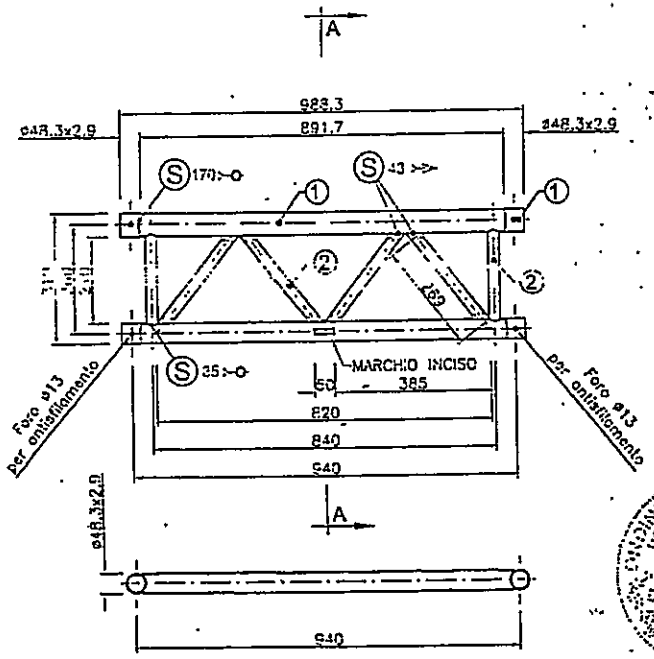
TITOLO
TRAVE PER PASSO CARRAIO L= 5,40 m.

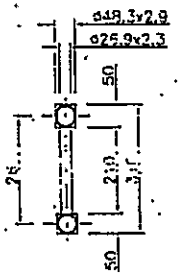
carpedil

DISEGNO ALLEGATO A 104 | DATA Maggio 2002 | REV. 0 | SCALA

MODIFICHE

DISEGNATORE Ing. Marco D'Aurio
CONTROLLATO Ing. Marco D'Aurio
APPROVATO

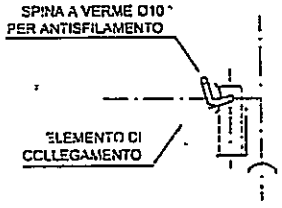


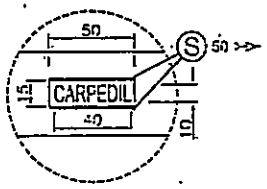


SEZIONE A-A

PARTICOLARE DEL BLOCCAGGIO
TRA TRAVETTA DI COLLEGAMENTO
E PASSO CARRAIO

MARCHIO INCISO
SU PIASTRINA IN ACCIAIO
S 235 JR(sp.2 mm)





CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

SALDATURA

2	4	TUBO Ø 26,9 x 2,3		S 235 JRH
1	2	TUBO Ø 48,3 x 2,9		S 235 JRH
Nº	Nº particolare	DENOMINAZIONE		MATERIALE

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA MALLEGATA

TOLLERANZE COSTRUTTIVE (mm)

DA A	0,5 A 3	3,1 A 30	30,1 A 120	120,1 A 400	400,1 A 1000	1000,1 A 2000	2000,1 A 4000	4000,1 A 8000
—	± 0,1	± 0,2	± 0,3	± 0,5	± 0,8	± 1,2	± 2,0	± 3,0

Come non diversamente indicato sulle prescrizioni generali di fornitura

PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>

TITOLO
COLLEGAMENTO PER
PASSO CARRAIO L = 5,40 m.

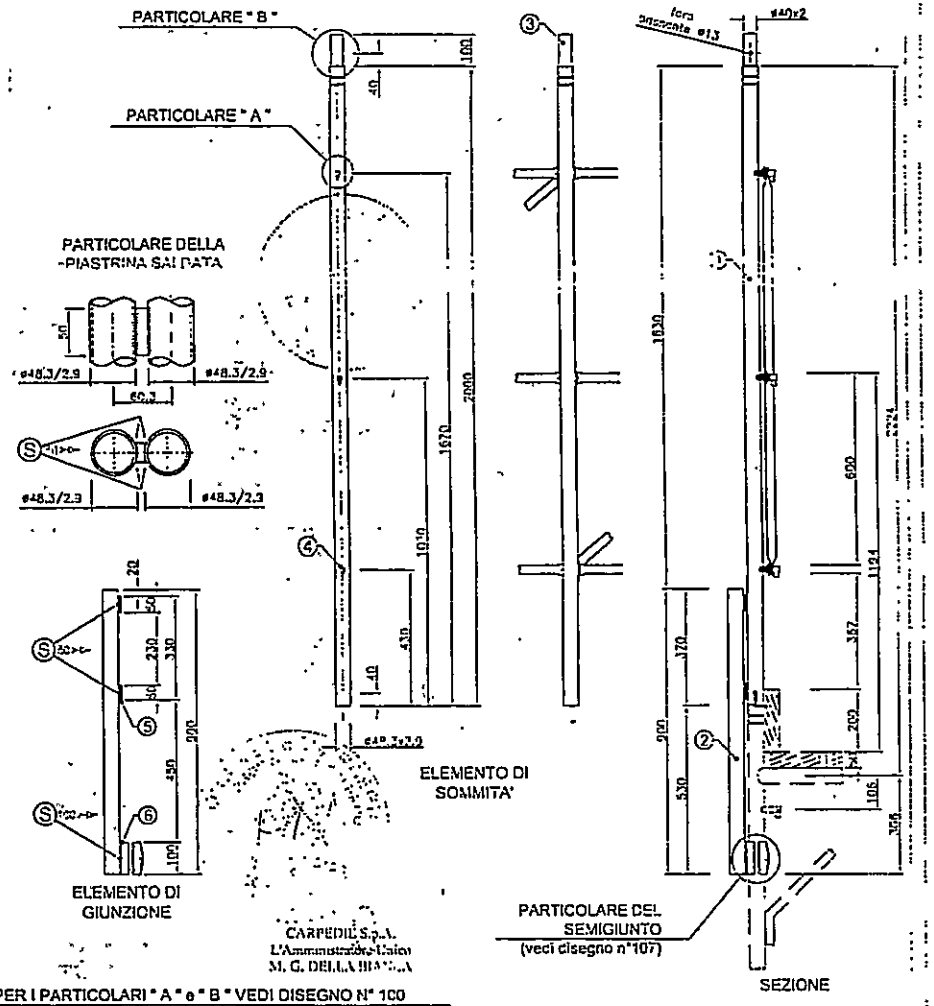
DISEGNO ALLEGATO A 105 | DATA Maggio 2002 | REV. 0 | SCALA

VARIANTE

carpedil

DISEGNATORE Ing.Marco D'Alura
CONTROLLATO Ing.Marco D'Alura
APPROVATO

AVVERTENZA: IL PRESENTE SISTEMA DI PROTEZIONE COLLETTIVA CONTRO LE CADUTE DEVE INTENDERSI DESTINATO AL SERVIZIO ESCLUSIVO DELL'ULTIMO PIANO FRATTONABILE DEL PONTEGGIO. PERTANTO E' ESPRESSAMENTE VIETATO L'IMPIEGO DI TALE SISTEMA A PROTEZIONE DI POSTI DI LAVORO DIVERSI DAL PREDETTO PIANO



CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

PER I PARTICOLARI "A" e "B" VEDI DISEGNO N° 100

SALDATURA

6	1	SEMIGIUNTO		S 235 JR
5	2	PIASTRINA L= 60 x 20 x 12		S 235 JR
4	3	PERNO CON NOTTOLINO		S 235 JR
3	1	SPINOTTO PRESSATO Ø 40 x 2		S 235 JRH
2	1	ELEMENTO DI GIUNZIONE Ø 48,3 x 2,9 L= 900 mm		S 235 JRH
1	1	ELEMENTO PARAPETTO Ø 48,3 x 2,9 L= 2000 mm		S 235 JRH
Nº	Nº particolare	DENOMINAZIONE		MATERIALE

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA MALLEGATA

TOLLERANZE COSTRUTTIVE (mm)

DA A	0,5 A 3	3,1 A 30	30,1 A 120	120,1 A 400	400,1 A 1000	1000,1 A 2000	2000,1 A 4000	4000,1 A 8000
—	± 0,1	± 0,2	± 0,3	± 0,5	± 0,8	± 1,2	± 2,0	± 3,0

Come non diversamente indicato sulle prescrizioni generali di fornitura

PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>

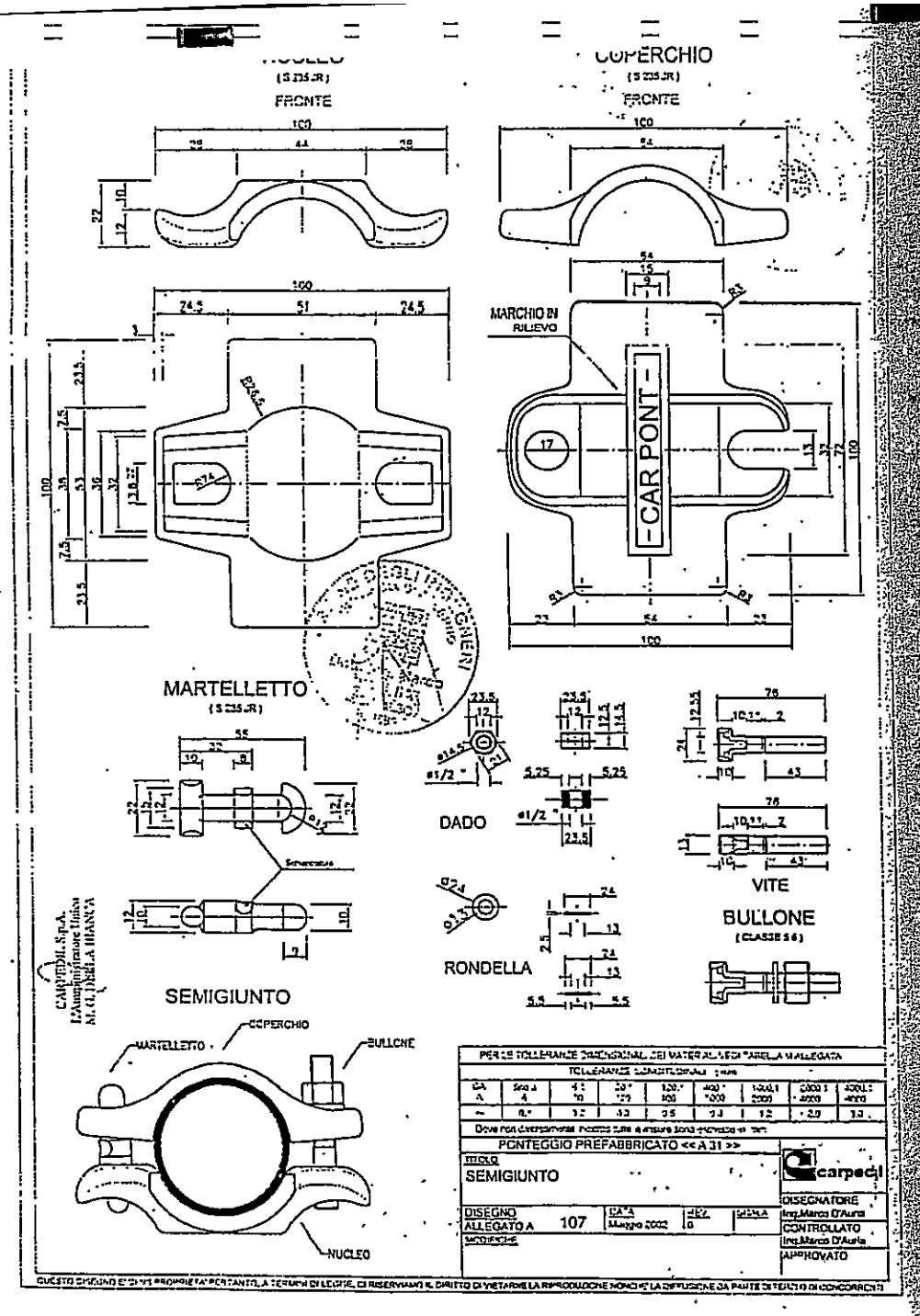
TITOLO
MONTANTE DI SOMMITA' h= 2,10 m

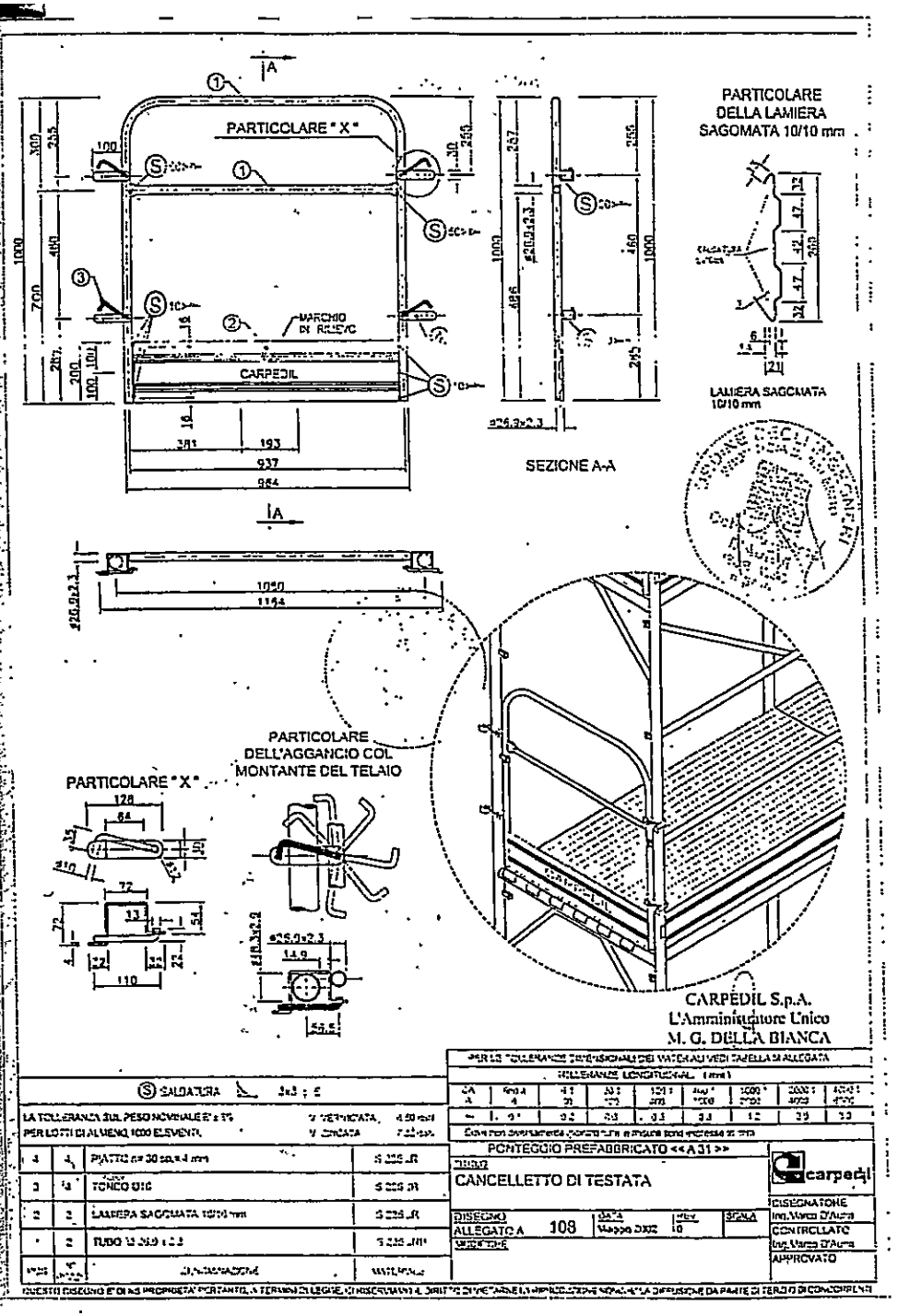
DISEGNO ALLEGATO A 106 | DATA Marzo 2002 | REV. 0 | SCALA

VARIANTE

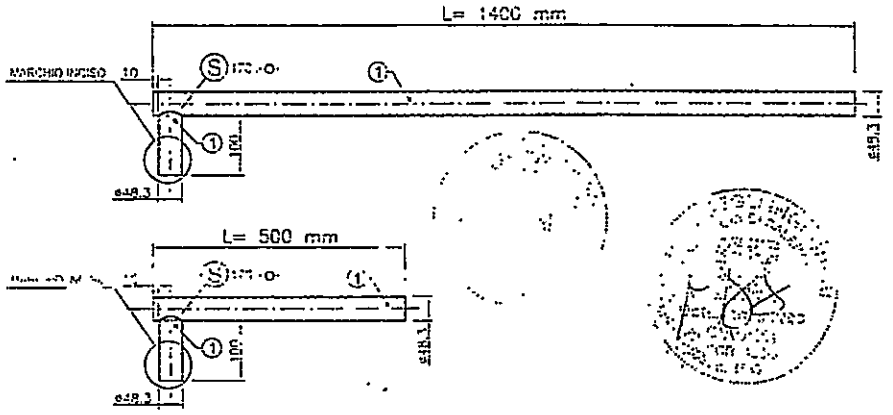
carpedil

DISEGNATORE Ing.Marco D'Alura
CONTROLLATO Ing.Marco D'Alura
APPROVATO

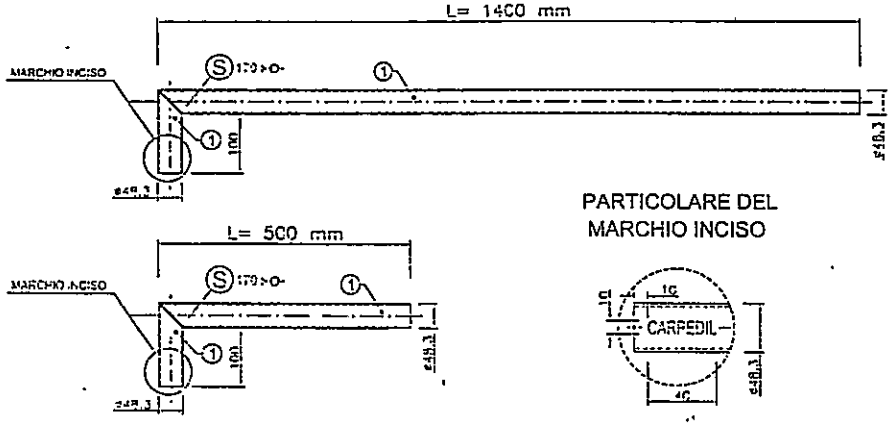

NUCLEO
(S 235 JR)
FRONTE
COPERCHIO
(S 235 JR)
FRONTE
MARCHIO IN RILIEVO
CAR PONT
MARTELLETTO
(S 235 JR)
DADO
VITE
BULLONE
(CLASSE 5.6)
RONDELLA
SEMIGIUNTO
MARTELLETTO
COPERCHIO
BULLONE
NUCLEO
CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA
PER LE TOLLERANCE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA IN ALLEGATO
TOLLERANCE DIMENSIONALI (mm)
PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>
TITOLO
SEMIGIUNTO
carpedil
DISEGNO ALLEGATO A 107
DATA Maggio 2002
REV. 0
SCALA
MODIFICHE
DISEGNATORE Ing. Marco D'Aura
CONTROLLATO Ing. Marco D'Aura
APPROVATO
QUESTO DISEGNO E' DI MIA PROPRIETA' PERTANTO, A TERMINI DI LEGGE, CI RISERVIAMO IL DIRITTO DI VIETARNE LA RIPRODUZIONE NONCHE' LA DIFFUSIONE DA PARTE DI TERZI DI CONCORRENTI


PARTICOLARE "X"
MARCHIO IN RILIEVO
CARPEDIL
SEZIONE A-A
PARTICOLARE DELLA LAMIERA SAGOMATA 10/10 mm
LAMIERA SAGOMATA 10/10 mm
PARTICOLARE "X"
PARTICOLARE DELL'AGGANCIO COL MONTANTE DEL TELAIO
CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA
SALDATURA
LA TOLLERANCE SUL PESO NOMINALE E' DI ±5%
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI
PIATTO n° 30 x 4 mm
TONDO Ø10
LAMIERA SAGOMATA 10/10 mm
TUBO
PER LE TOLLERANCE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA IN ALLEGATO
TOLLERANCE DIMENSIONALI (mm)
PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>
TITOLO
CANCELLETTO DI TESTATA
carpedil
DISEGNO ALLEGATO A 108
DATA Maggio 2002
REV. 0
SCALA
MODIFICHE
DISEGNATORE Ing. Marco D'Aura
CONTROLLATO Ing. Marco D'Aura
APPROVATO
QUESTO DISEGNO E' DI MIA PROPRIETA' PERTANTO, A TERMINI DI LEGGE, CI RISERVIAMO IL DIRITTO DI VIETARNE LA RIPRODUZIONE NONCHE' LA DIFFUSIONE DA PARTE DI TERZI DI CONCORRENTI

ANCORAGGIO Ø 48.3 x 3.2 (tipo " A ")



ANCORAGGIO Ø 48.3 x 3.2 (tipo " B ")



PARTICOLARE DEL MARCHIO INCISO

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

TABELLA PESI	
L=mm	PESO
500	2,20 daN
1400	5,50 daN

NOTA BENE:

GLI ELEMENTI HANNO PROTEZIONE SUPERFICIALE CONTRO LA CORROSIONE MEDIANTE VERNICIATURA

PERLE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA MALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm)

CLA A	lunghezza A	0 1	201	1001	4001	7001	2000	4000	6000
—	1	0,1	0,2	0,3	0,5	0,8	1,2	2,0	3,0

Dove non diversamente indicato le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>

SALDATURA 3x3 : E

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE È ±5%
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI

2	1	TONDINO Ø22	S 235 JR
1	1	TUBO Ø 48.3 x 3.2	S 235 JRH
POS	N° PEZZI	DENOMINAZIONE	MATERIALE

TITOLO
STOCCO D'ANCORAGGIO
IN TUBO Ø 48.3 x 3.2

DISEGNO ALLEGATO A	109	DATA Maggio 2002	REV 0	SCALA

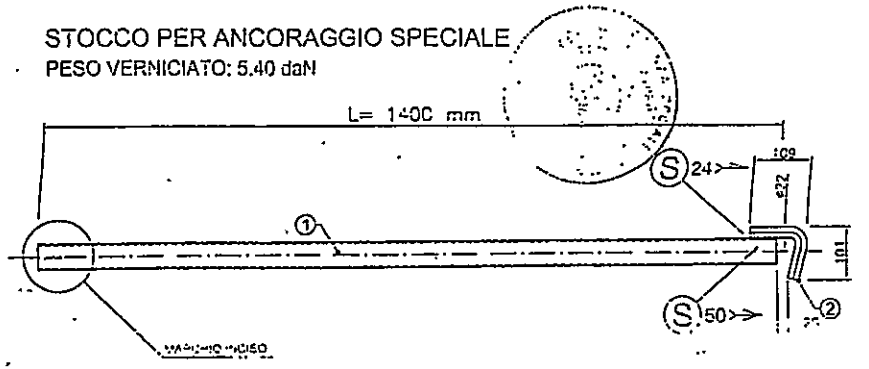
MODIFICHE

carpedil

DISEGNATORE Ing.Marco D'Auria
CONTROLLATO Ing.Marco D'Auria
APPROVATO

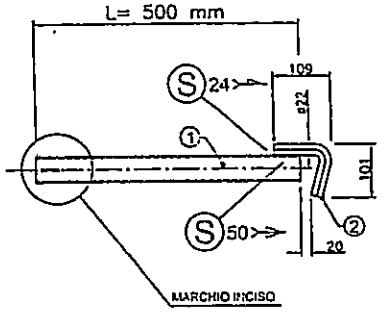
STOCCO PER ANCORAGGIO SPECIALE

PESO VERNICIATO: 5.40 daN



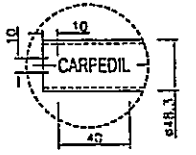
STOCCO PER ANCORAGGIO SEMPLICE

PESO VERNICIATO: 2.15 daN

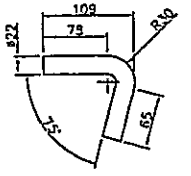


CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

PARTICOLARE DEL MARCHIO INCISO



PARTICOLARE GANCIO



NOTA BENE:

GLI ELEMENTI HANNO PROTEZIONE SUPERFICIALE CONTRO LA CORROSIONE MEDIANTE VERNICIATURA

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA MALLEGATA

TOLLERANZE LONGITUDINALI (mm)

CLA A	lunghezza A	0 1	201	1001	4001	7001	2000	4000	6000
—	1	0,1	0,2	0,3	0,5	0,8	1,2	2,0	3,0

Dove non diversamente indicato le misure sono espresse in mm

PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>

SALDATURA 3x3 : E

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE È ±5%
PER LOTTI DI ALMENO 1000 ELEMENTI

2	1	TONDINO Ø22	S 235 JR
1	1	TUBO Ø 48.3 x 3.2	S 235 JRH
POS	N° PEZZI	DENOMINAZIONE	MATERIALE

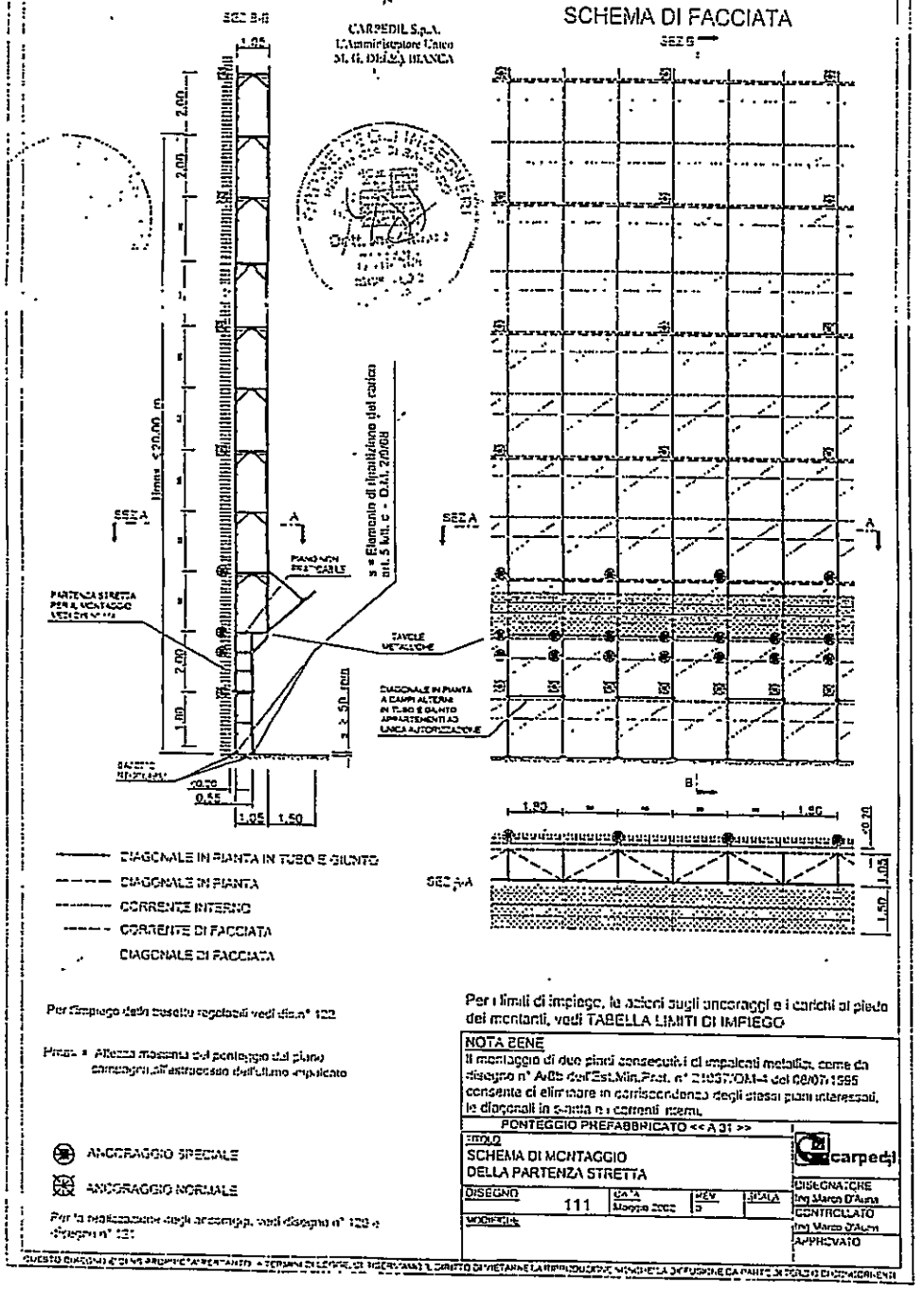
TITOLO
STOCCO D'ANCORAGGIO
CON TONDINO Ø 22

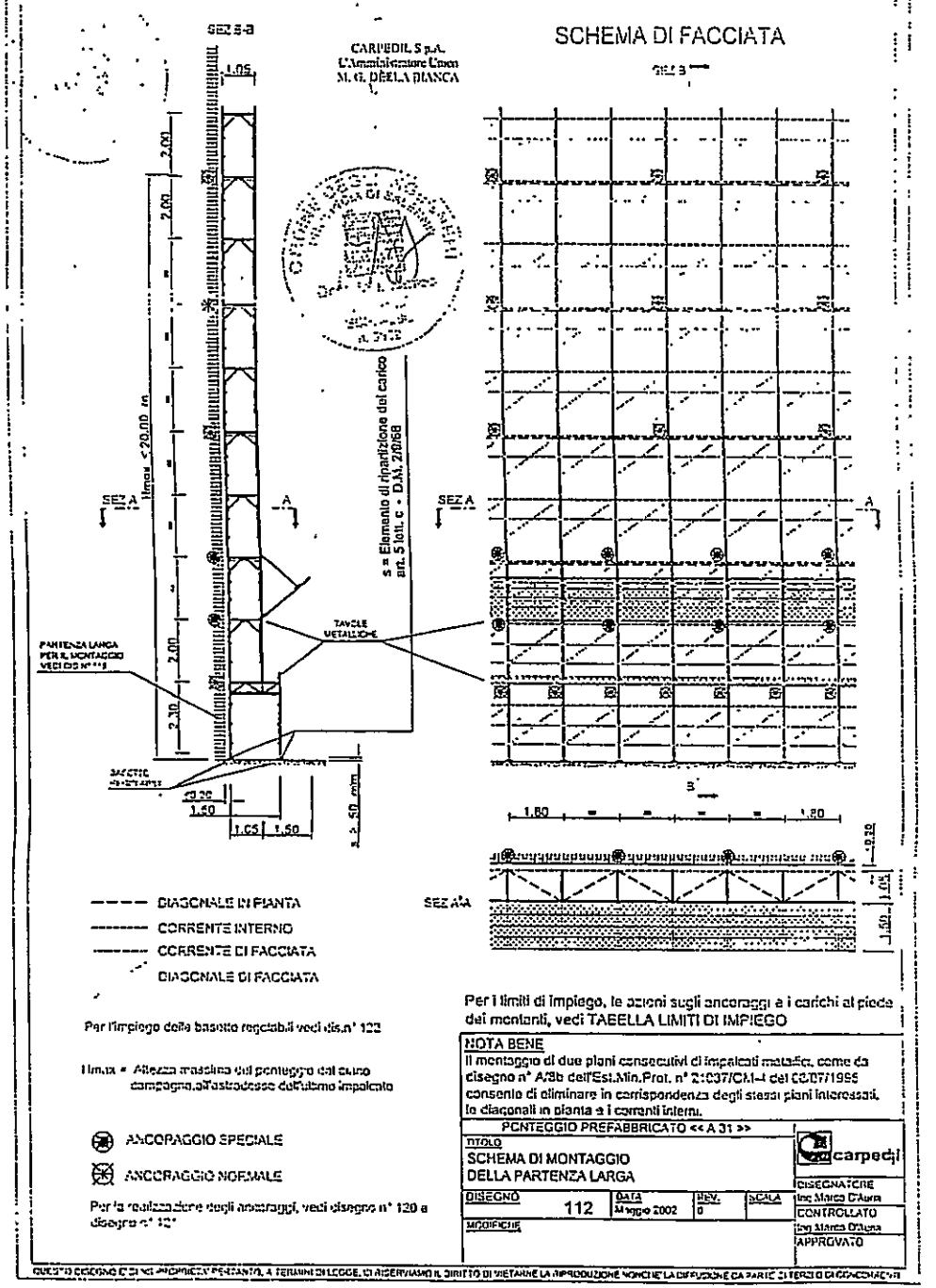
DISEGNO ALLEGATO A	110	DATA Maggio 2002	REV 0	SCALA

MODIFICHE

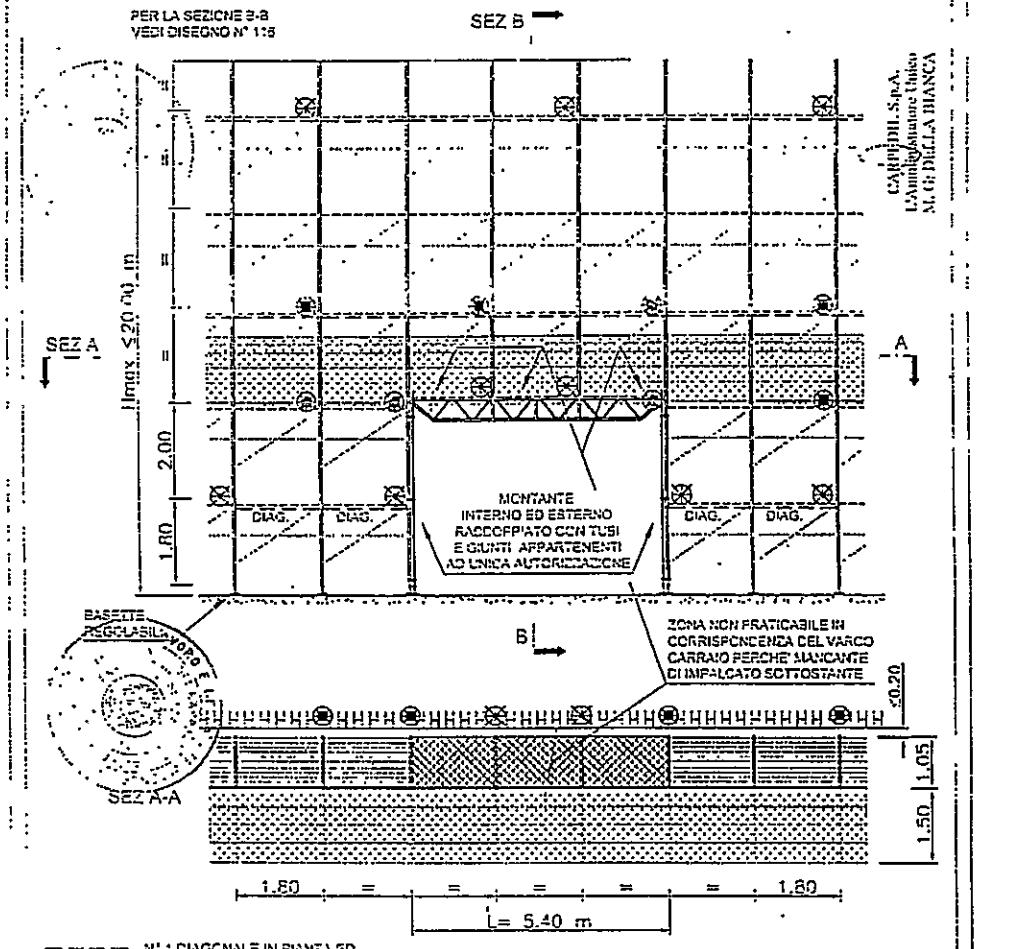
carpedil

DISEGNATORE Ing.Marco D'Auria
CONTROLLATO Ing.Marco D'Auria
APPROVATO


SCHEMA DI FACCIATA
CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA
SEZ A-A
SEZ B-B
SEZ A
A
B
1,05
2,00
1,00
0,55
1,50
1,80
0,20
s ≥ 50 mm
Hmax ≤ 20,00 m
s = Elemento di ripartizione del carico art. 5 lett. c - D.M. 2/9/68
PIANO NON PRATICABILE
PARTENZA STRETTA PER IL MONTAGGIO VEDI DIS.N° 111
TAVOLE METALLICHE
DIAGONALE IN PIANTA A CAMPI ALTERNI IN TUBO E GIUNTO APPARTENENTI AD UNICA AUTORIZZAZIONE
BASETTE REGOLABILI
DIAGONALE IN PIANTA IN TUBO E GIUNTO
DIAGONALE IN PIANTA
CORRENTE INTERNO
CORRENTE DI FACCIATA
DIAGONALE DI FACCIATA
Per l'impiego delle basette regolabili vedi dis.n° 122
Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano campagna all'estradosso dell'ultimo impalcato
ANCORAGGIO SPECIALE
ANCORAGGIO NORMALE
Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi disegno n° 120 e disegno n° 121
Per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti, vedi TABELLA LIMITI DI IMPIEGO
NOTA BENE
Il montaggio di due piani consecutivi di impalcati metallici, come da disegno n° A/3b dell'Est.Min.Prot. n° 21037/CM-4 del 08/07/1995 consente di eliminare in corrispondenza degli stessi piani interessati, le diagonali in pianta e i correnti interni.
PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>
TITOLO
SCHEMA DI MONTAGGIO DELLA PARTENZA STRETTA
carpedil
DISEGNO 111
DATA Maggio 2002
REV. 0
SCALA
DISEGNATORE Ing Marco D'Aura
CONTROLLATO Ing Marco D'Aura
APPROVATO
MODIFICHE
QUESTO DISEGNO È DI NS. PROPRIETÀ RISERVATO A TERMINI DI LEGGE, CI RISERVIAMO IL DIRITTO DI VIETARNE LA RIPRODUZIONE NONCHÈ LA DIFFUSIONE DA PARTE DI TERZI DI CONCORRENTI


SCHEMA DI FACCIATA
CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA
SEZ B-B
SEZ A
A
B
1,05
2,00
2,30
1,50
1,80
0,20
s ≥ 50 mm
Hmax ≤ 20,00 m
s = Elemento di ripartizione del carico art. 5 lett. c - D.M. 2/9/68
TAVOLE METALLICHE
PARTENZA LARGA PER IL MONTAGGIO VEDI DIS.N° 111
BASETTE REGOLABILI
DIAGONALE IN PIANTA
CORRENTE INTERNO
CORRENTE DI FACCIATA
DIAGONALE DI FACCIATA
Per l'impiego delle basette regolabili vedi dis.n° 122
Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano campagna all'estradosso dell'ultimo impalcato
ANCORAGGIO SPECIALE
ANCORAGGIO NORMALE
Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi disegno n° 120 e disegno n° 121
Per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti, vedi TABELLA LIMITI DI IMPIEGO
NOTA BENE
Il montaggio di due piani consecutivi di impalcati metallici, come da disegno n° A/3b dell'Est.Min.Prot. n° 21037/CM-4 del 08/07/1995 consente di eliminare in corrispondenza degli stessi piani interessati, le diagonali in pianta e i correnti interni.
PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>
TITOLO
SCHEMA DI MONTAGGIO DELLA PARTENZA LARGA
carpedil
DISEGNO 112
DATA Maggio 2002
REV. 0
SCALA
DISEGNATORE Ing Marco D'Aura
CONTROLLATO Ing Marco D'Aura
APPROVATO
MODIFICHE
QUESTO DISEGNO È DI NS. PROPRIETÀ RISERVATO A TERMINI DI LEGGE, CI RISERVIAMO IL DIRITTO DI VIETARNE LA RIPRODUZIONE NONCHÈ LA DIFFUSIONE DA PARTE DI TERZI DI CONCORRENTI

SCHEMA DI FACCIATA



CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

DIAG — N° 1 DIAGONALE IN PIANTA ED N° 1 ANCORAGGIO PER I DUE CAMPI CHE PRECEDONO E CHE SEGUONO IL PASSO CARRAIO (totale n°4 diagonali in pianta e n° 4 ancoraggi normali)

DIAGONALE IN PIANTA

CORRENTE INTERNO

CORRENTE DI FACCIATA

DIAGONALE DI FACCIATA

Per l'impiego delle basette regolabili vedi disegno n° 122

Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano carrabile all'estradosso dell'ultimo impalcato

ANCORAGGIO NORMALE — ANCORAGGIO SPECIALE

Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi disegno n° 120 e disegno n° 121

Per i limiti di impiego, le azioni sugli ancoraggi e i carichi al piede dei montanti, vedi TABELLA LIMITI DI IMPIEGO

NOTA BENE

Il montante esterno ed interno viene raddoppiato fino a 4.00 m. di altezza (secondo piano di ponteggio) con tubi e giunti appartenenti ad unica autorizzazione.

Il montaggio di due piani consecutivi di impalcati metallici, come da disegno n° A/8b dell'Est.Min.Prot. n° 21037.CM-4 del 08/07/1985 consente di eliminare in corrispondenza degli stessi piani intermedi, le diagonali in pianta e i correnti interni.

PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>

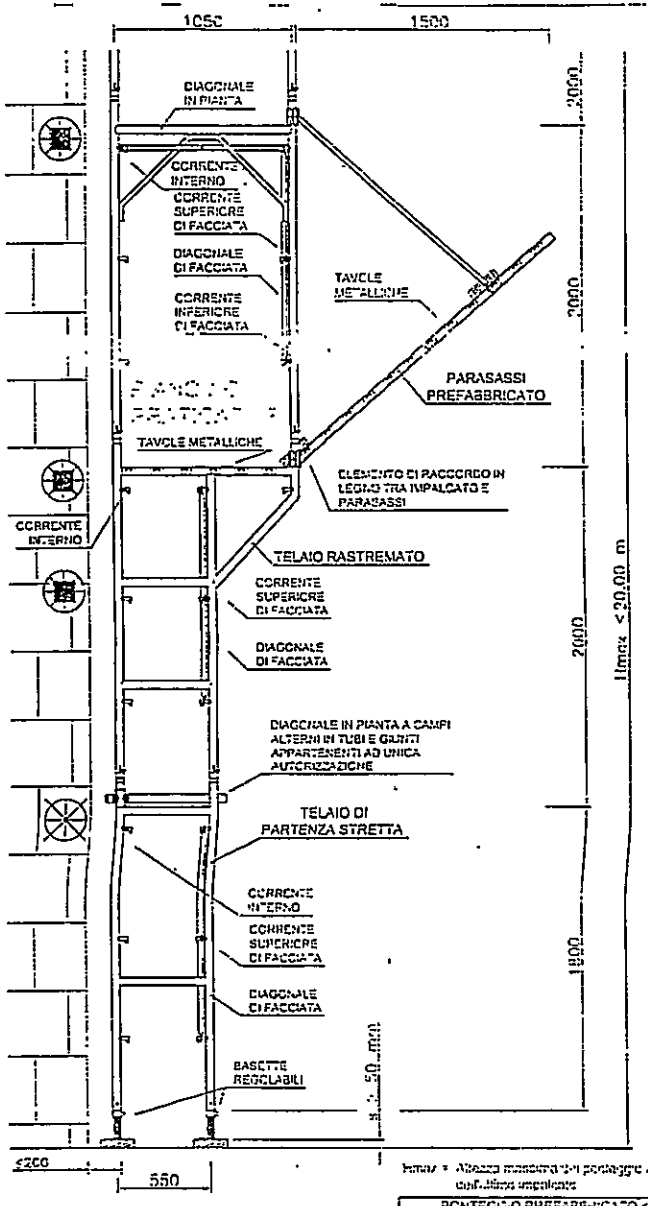
TITOLO: SCHEMA DI MONTAGGIO DEL PASSO CARRAIO DA 5.40 m

DISEGNO 113 | DATA Maggio 2002 | REV. 0 | SCALA

MODIFICHE

carpedil

DISEGNATORE: Ing. Marco D'Aura
CONTROLLATO: Ing. Marco D'Aura
APPROVATO



CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

ANCORAGGIO SPECIALE

ANCORAGGIO NORMALE

Per la realizzazione degli ancoraggi vedi disegno n° 120 e disegno n° 121

Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano carrabile all'estradosso dell'ultimo impalcato

PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>

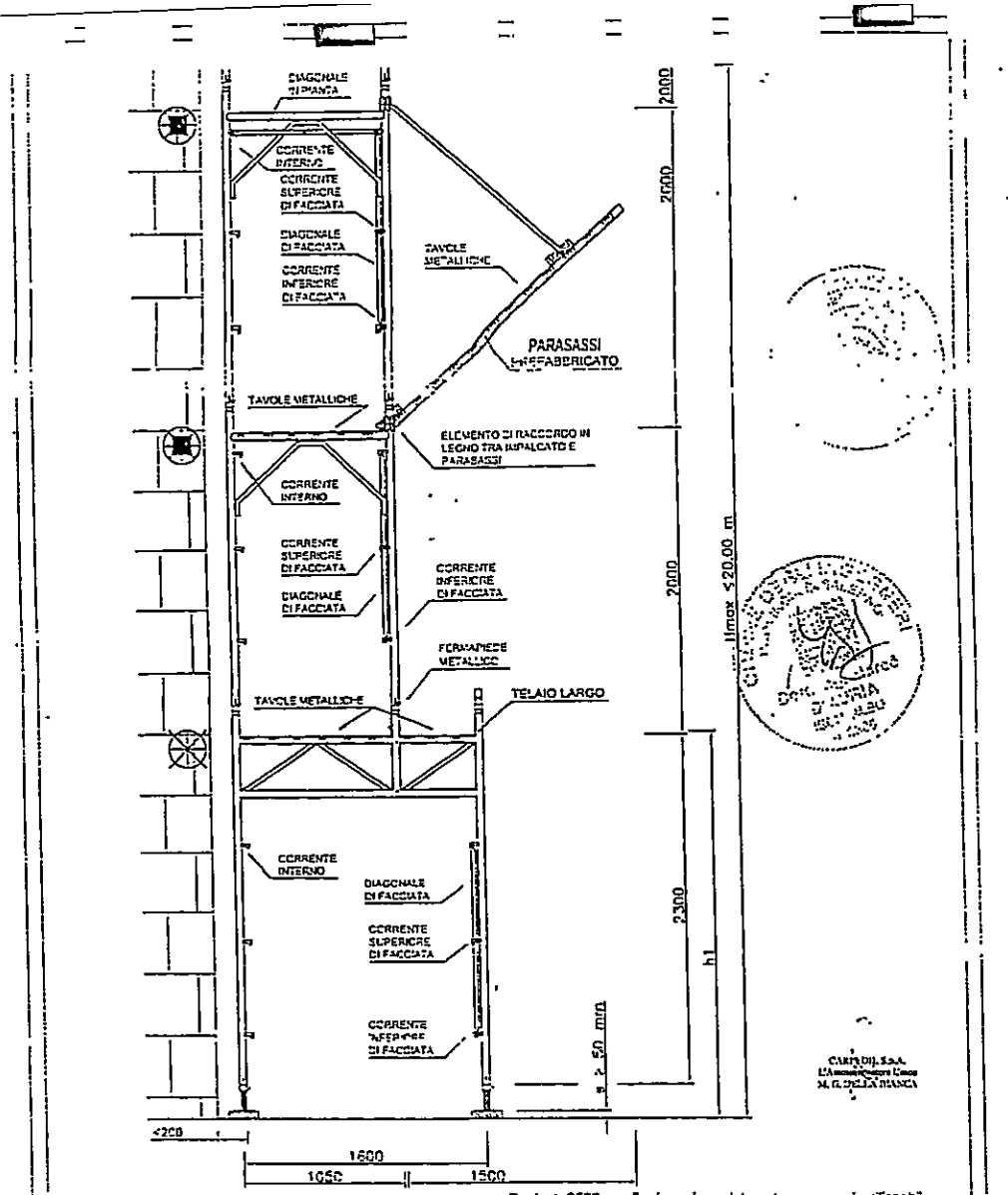
TITOLO: PARTICOLARE SCHEMA DI MONTAGGIO CON PARTENZA STRETTA

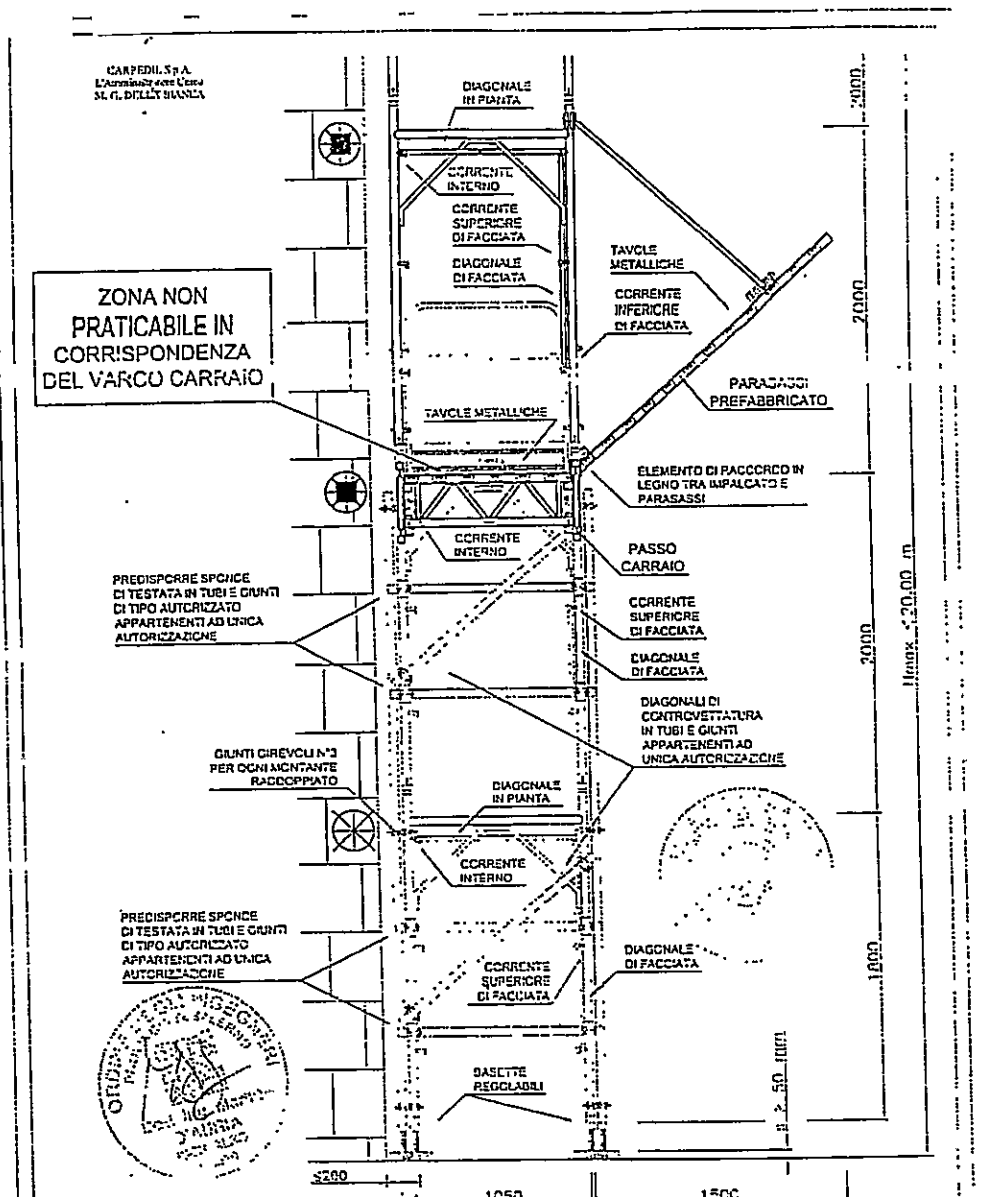
DISEGNO 114 | DATA Maggio 2002 | REV. 0 | SCALA

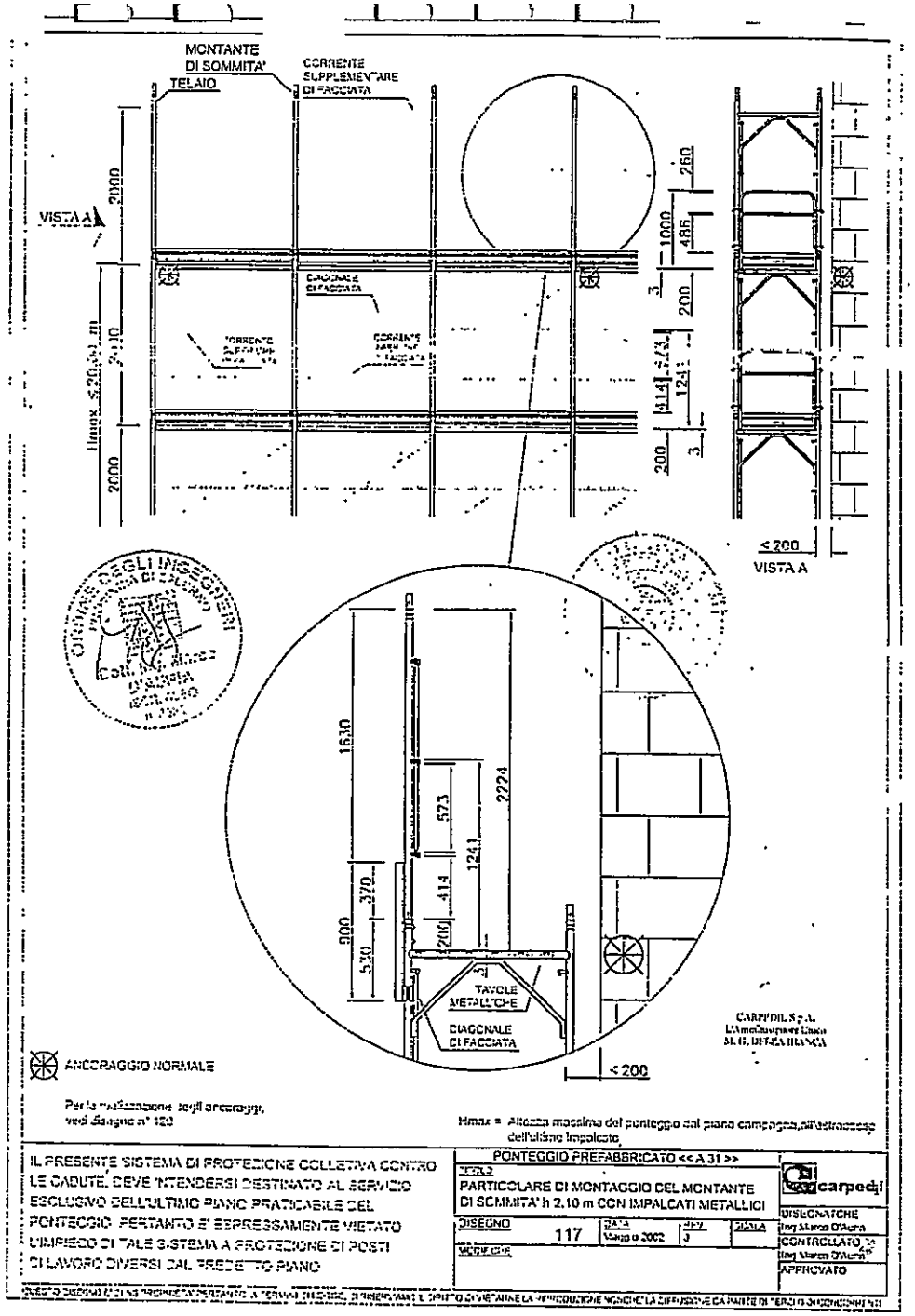
MODIFICHE

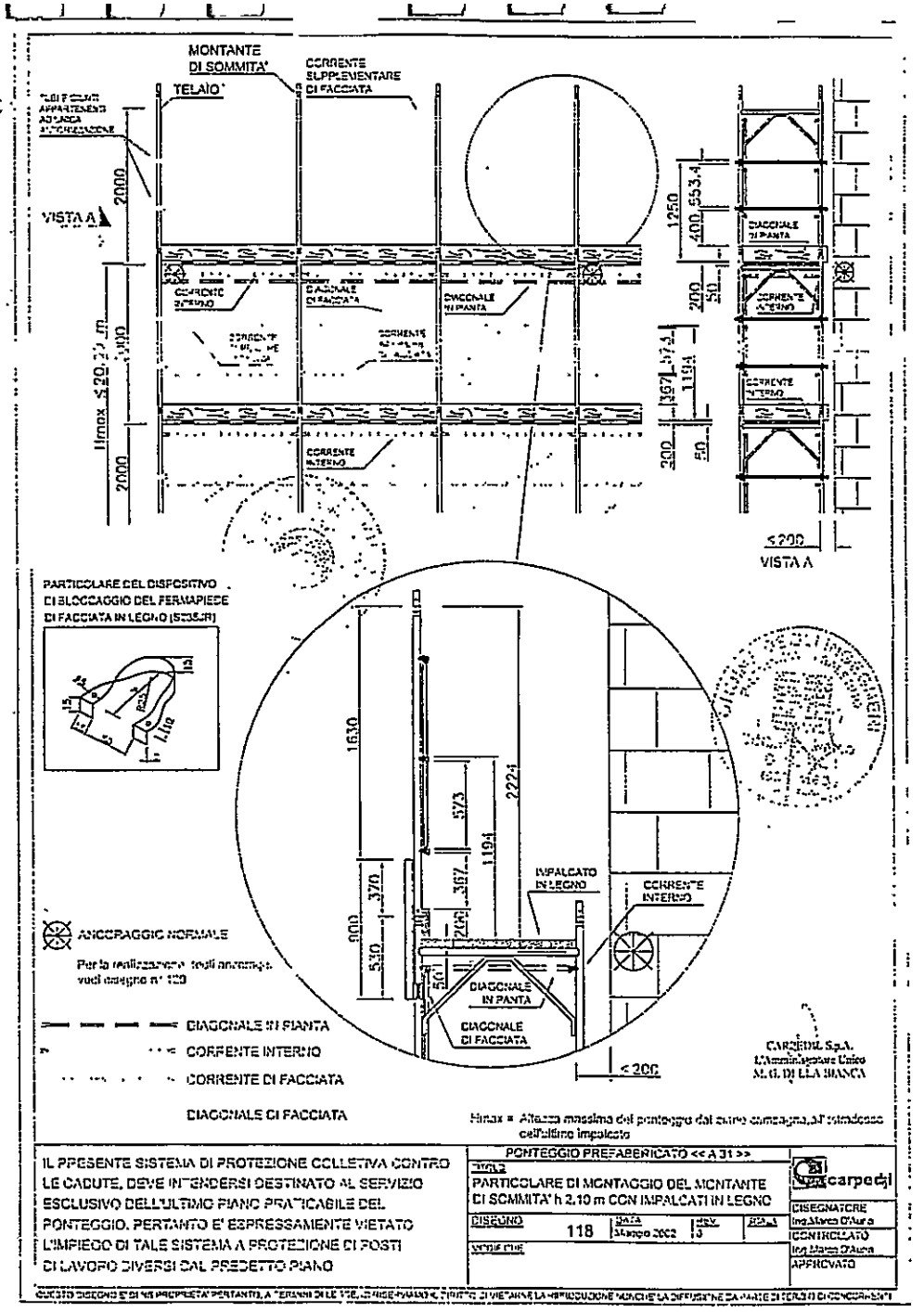
carpedil

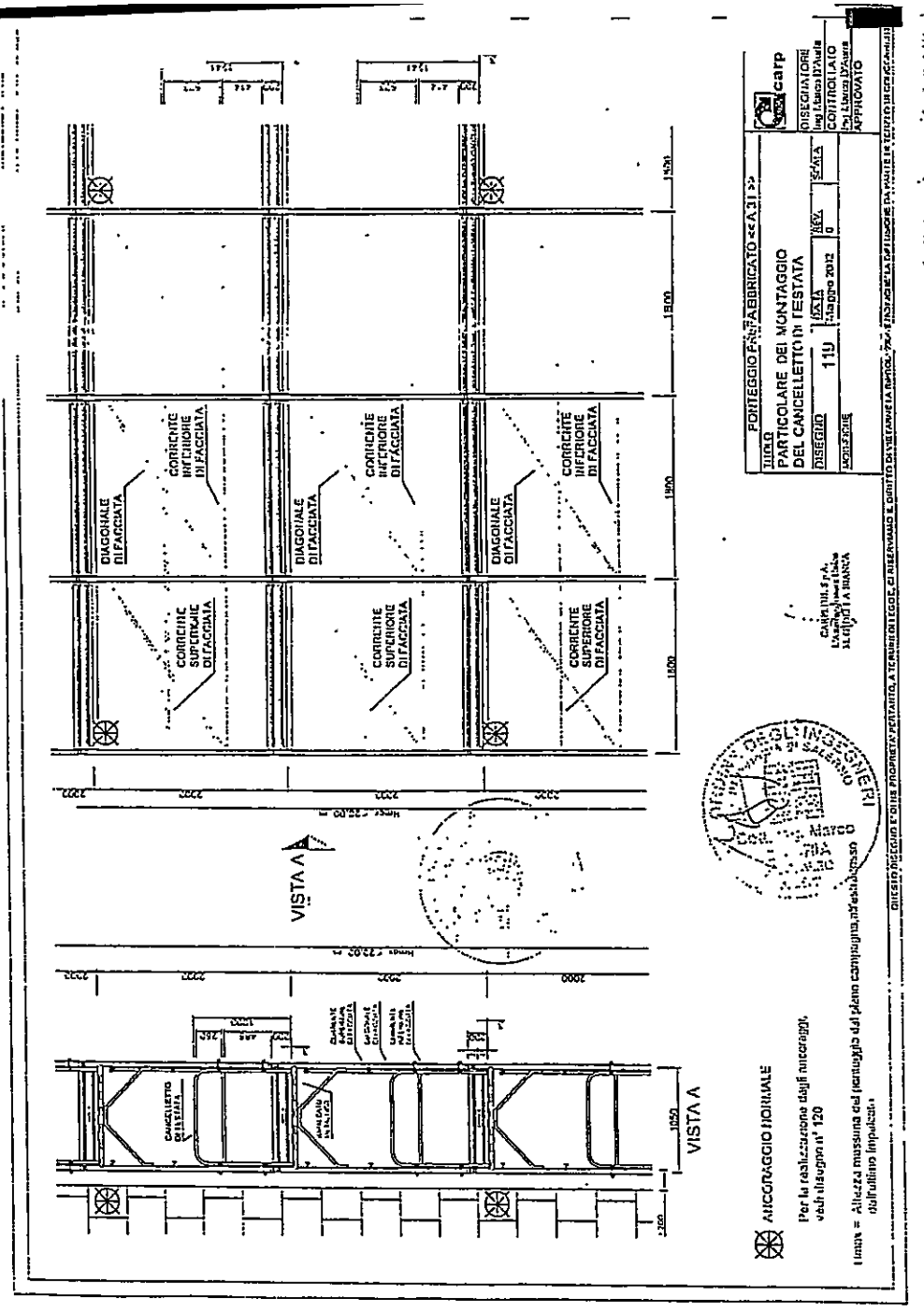
DISEGNATORE: Ing. Marco D'Aura
CONTROLLATO: Ing. Marco D'Aura
APPROVATO



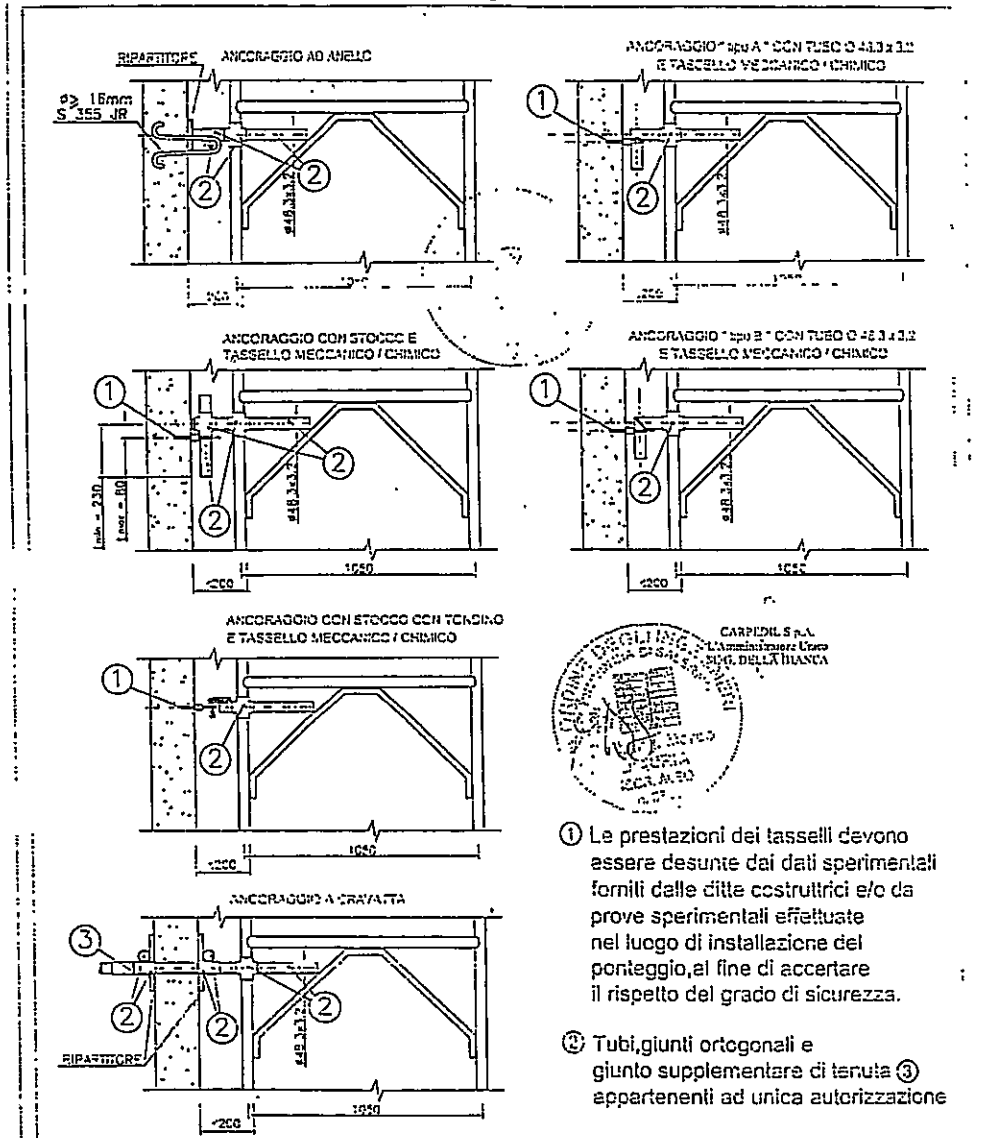



MONTANTE DI SOMMITA'
TELAIO
CORRENTE SUPPLEMENTARE DI FACCIATA
VISTA A
DIAGONALE DI FACCIATA
CORRENTE INTERNO
CORRENTE DI FACCIATA
Hmax ≤ 20,10 m
2000
2000
260
1000
486
200
573
1241
414
200
≤ 200
VISTA A
1630
2224
573
1241
370
900
530
200
414
TAVOLE METALLICHE
DIAGONALE DI FACCIATA
≤ 200
ANCORAGGIO NORMALE
Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi disegno n° 120
Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano campagna, all'estradosso dell'ultimo impalcato
CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M.G. DE LA BIANCA
IL PRESENTE SISTEMA DI PROTEZIONE COLLETTIVA CONTRO LE CADUTE, DEVE INTENDERSI DESTINATO AL SERVIZIO ESCLUSIVO DELL'ULTIMO PIANO PRATICABILE DEL PONTEGGIO. PERTANTO E' ESPRESSAMENTE VIETATO L'IMPIEGO DI TALE SISTEMA A PROTEZIONE DI POSTI DI LAVORO DIVERSI DAL PREDETTO PIANO
PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>
TITOLO
PARTICOLARE DI MONTAGGIO DEL MONTANTE DI SOMMITA' h 2,10 m CON IMPALCATI METALLICI
DISEGNO 117
DATA Maggio 2002
REV. 3
SCALA
MODIFICHE
carpedil
DISEGNATORE Ing Marco D'Aura
CONTROLLATO Ing Marco D'Aura
APPROVATO


MONTANTE DI SOMMITA'
TELAIO
CORRENTE SUPPLEMENTARE DI FACCIATA
VISTA A
CORRENTE INTERNO
DIAGONALE DI FACCIATA
DIAGONALE IN PIANTA
CORRENTE INTERNO
Hmax ≤ 20,10 m
2000
2000
1250
400
553,4
200
50
573
1194
367
200
50
≤ 200
VISTA A
PARTICOLARE DEL DISPOSITIVO DI BLOCCAGGIO DEL FERMAPIEDE DI FACCIATA IN LEGNO (S235JR)
1630
2224
573
1194
367
370
900
530
200
50
IMPALCATO IN LEGNO
CORRENTE INTERNO
DIAGONALE IN PIANTA
DIAGONALE DI FACCIATA
≤ 200
ANCORAGGIO NORMALE
Per la realizzazione degli ancoraggi, vedi disegno n° 120
DIAGONALE IN PIANTA
CORRENTE INTERNO
CORRENTE DI FACCIATA
DIAGONALE DI FACCIATA
Hmax = Altezza massima del ponteggio dal piano campagna, all'estradosso dell'ultimo impalcato
CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M.G. DE LA BIANCA
IL PRESENTE SISTEMA DI PROTEZIONE COLLETTIVA CONTRO LE CADUTE, DEVE INTENDERSI DESTINATO AL SERVIZIO ESCLUSIVO DELL'ULTIMO PIANO PRATICABILE DEL PONTEGGIO. PERTANTO E' ESPRESSAMENTE VIETATO L'IMPIEGO DI TALE SISTEMA A PROTEZIONE DI POSTI DI LAVORO DIVERSI DAL PREDETTO PIANO
PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>
TITOLO
PARTICOLARE DI MONTAGGIO DEL MONTANTE DI SOMMITA' h 2,10 m CON IMPALCATI IN LEGNO
DISEGNO 118
DATA Maggio 2002
REV. 3
SCALA
MODIFICHE
carpedil
DISEGNATORE Ing Marco D'Aura
CONTROLLATO Ing Marco D'Aura
APPROVATO



Il presente disegno n°120 insieme al disegno n°121 sostituisce ed annulla la pagina ANCORAGGI (TAV.18) dell'allegato A dell'Aut.Min.Prot. n° 21940/PR7-5106 del 03/06/1980 ed il disegno n°A44 dell'Est.Min.Prot. n°21037/CM-4 del 08/07/1995



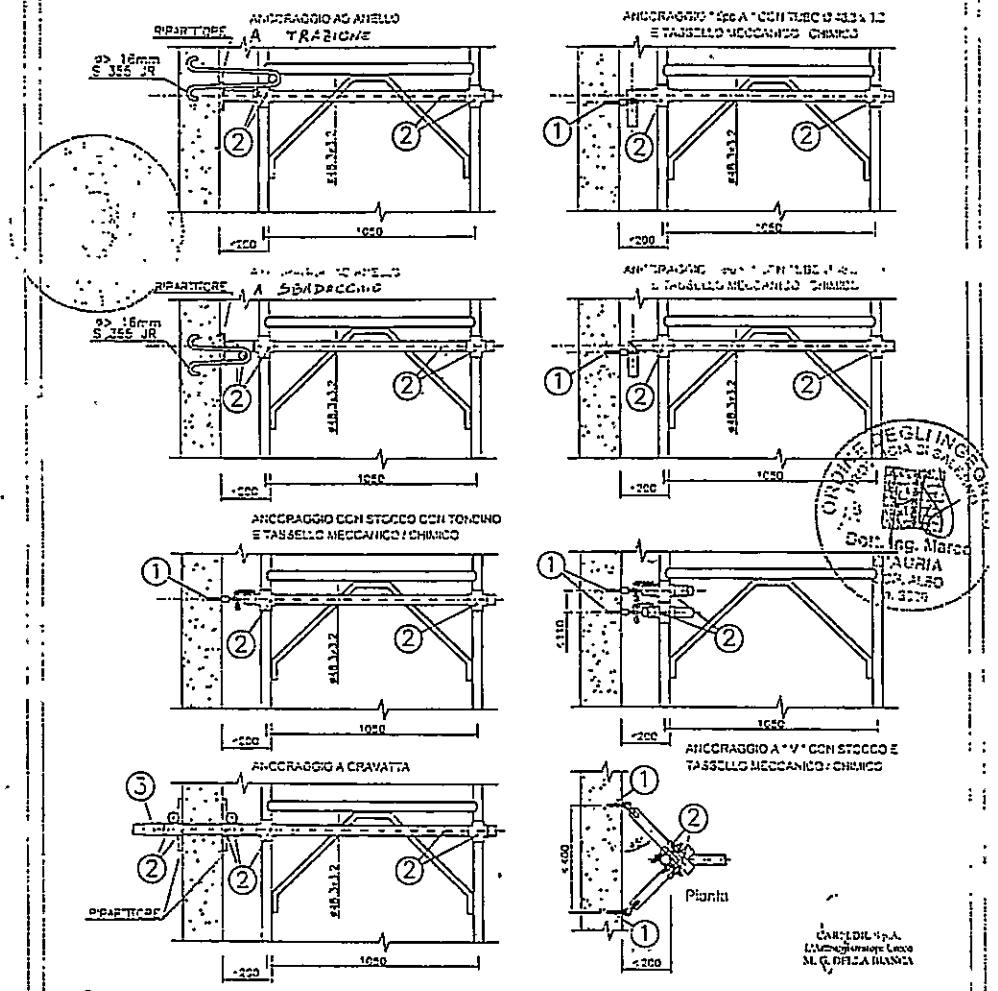
① Le prestazioni dei tasselli devono essere desunte dai dati sperimentali forniti dalle ditte costruttrici e/o da prove sperimentali effettuate nel luogo di installazione del ponteggio, al fine di accertare il rispetto del grado di sicurezza.

② Tubi, giunti ortogonali e giunto supplementare di tenuta ③ appartenenti ad unica autorizzazione

NOTA GENERALE	PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>	
Ancoraggi normali dimensionati per una forza diretta normalmente alla facciata di ≤ 650 daN Il sistema ancoraggio-parete deve essere dimensionato in modo da resistere ad una forza di 650 daN, con un grado di sicurezza non inferiore a 2,5	TITOLO ANCORAGGI NORMALI DA 650 daN DISEGNO 120 · DATA Maggio 2002 · REV. 0 · SCALA	carpedil DISEGNATORE Ing. Marco D'Auria CONTROLLATO Ing. Marco D'Auria APPROVATO

NOTA BENE :

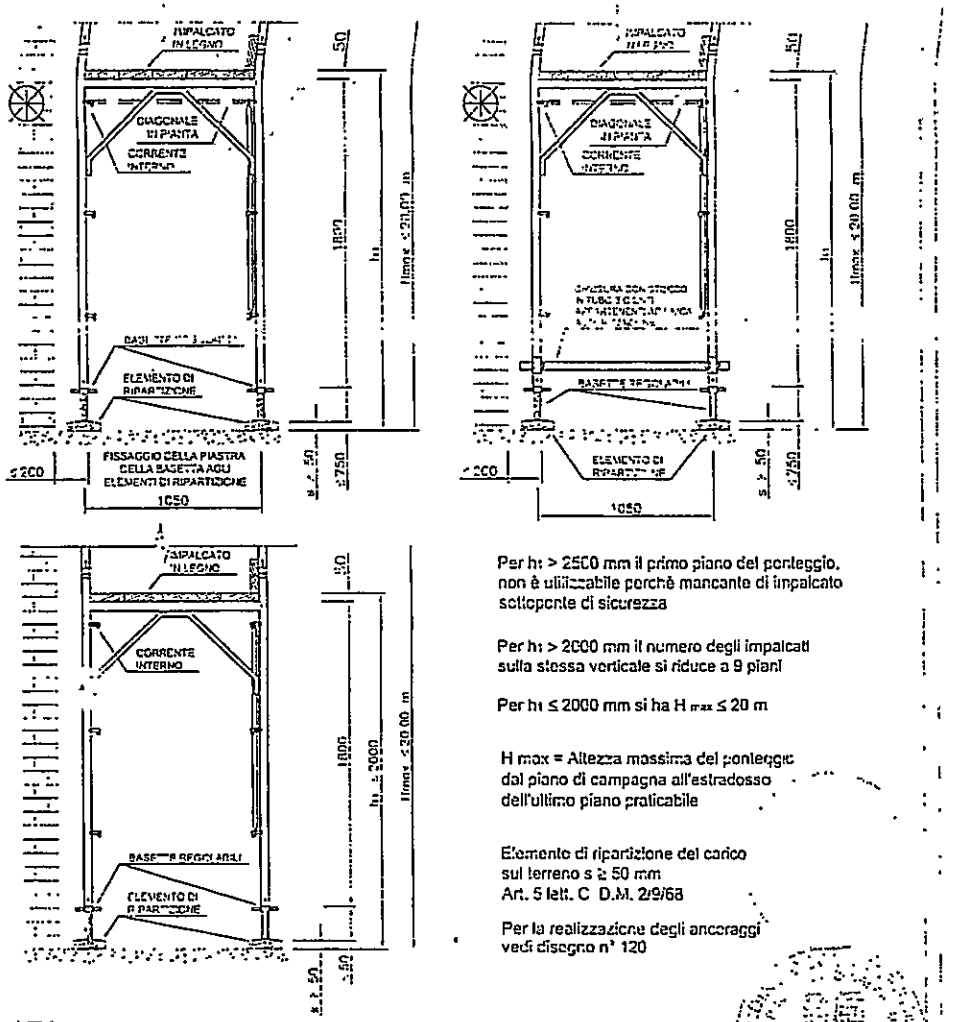
Il presente disegno n°121 insieme al disegno n°120 sostituisce ed annulla la pagina ANCORAGGI (TAV.13) dell'allegato A dell'Est.Min.Prot. n° 21940/FR7-S106 del 03/06/1980 ed il disegno n°A/44 dell'Est.Min.Prot. n°21037/OM-4 del 08/07/1985



① Le prestazioni dei tasselli devono essere desunte da: dati sperimentali forniti dalle ditte costruttrici e/o da prove sperimentali effettuate nel luogo di installazione del ponteggio, al fine di accertare il rispetto del grado di sicurezza.

② Tubi,giunti ortogonali e giunto supplementare di tenuta ③ appartenenti ad unica autorizzazione.

NOTA GENERALE	PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>	
Ancoraggi speciali dimensionati per una forza diretta normalmente alla facciata di ±900 daN Il sistema ancoraggio-parete deve essere dimensionato in modo da resistere ad uno sforzo di 900 daN, con un grado di sicurezza non inferiore a 2,5	TITOLO: ANCORAGGI SPECIALI DA 900 daN DISEGNO 121 · DATA Maggio 2002 · REV. 0 · SCALA VARIANTI	carpedi DISEGNATORE Ing Marco D'Aura CONTROLLATO Ing Marco D'Aura APPROVATO



Per h_1 > 2500 mm il primo piano del ponteggio, non è utilizzabile perchè mancante di impalcato sottoponte di sicurezza

Per h_1 > 2000 mm il numero degli impalcati sulla stessa verticale si riduce a 9 piani

Per $h_1 \leq 2000$ mm si ha $H_{max} \leq 20$ m

H max = Altezza massima del ponteggio dal piano di campagna all'estradosso dell'ultimo piano praticabile

Elemento di ripartizione del carico sul terreno s ≥ 50 mm
Art. 5 lett. C D.M. 2/9/68

Per la realizzazione degli ancoraggi vedi disegno n° 120

Ancoraggi normali

PER h_1 > 2000 mm LE PIASTRE VANNO FISSATE AGLI ELEMENTI DI RIPARTIZIONE CHE DEVONO INTERESSARE ALMENO DUE MONTANTI CONTIGUI, OVVERO IL TELAIO VA CHIUSO ALLA BASE CON STOCCO IN TUBO E GIUNTI APPARTENENTI AD UNICA AUTORIZZAZIONE ED INOLTRE DEVE ESSERE ANCORATO IL 1° PIANO

CARPEDI, S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

PONTEGGIO PREFABBRICATO << A 31 >>	
TITOLO: DISPOSIZIONE PER L'IMPIEGO DELLE BASETTE REGOLABILI DISEGNO 122 · DATA Maggio 2002 · REV. 0 · SCALA VARIANTI	carpedi DISEGNATORE Ing Marco D'Aura CONTROLLATO Ing Marco D'Aura APPROVATO

TABELLA LIMITI DI IMPIEGO — ALLEGATO A n. 123

1. Altezza massima dell'impalcato più alto dal piano d'appoggio: 20 m

2. Numero massimo di impalcati (metallici o in legname): 10 (*)

3. Condizioni massime di carico di servizio

Ponteggio per lavori di costruzione	Ponteggio per lavori di manutenzione
n. 1 piano di lavoro con un carico massimo di 300 daN/m²	
n. 1 piano di lavoro con un carico massimo di 150 daN/m²	n. 3 piani di lavoro con un carico massimo di 150 daN/m²

4 Altitudini massime nelle diverse zone geografiche ove è possibile il montaggio senza necessità di ulteriori verifiche

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

5. Azioni assiali massime da trasmettere al piano d'appoggio del ponteggio

Tipologia stilate	Montante interno daN	Montante esterno daN
A) Stilata generica	980	1310
B) Stilata con partenza stretta	1050	1200
C) Stilata con partenza larga	1310	790

6. Azioni massime sugli ancoraggi (**)

A) Stilata generica	Ai piani interessati dal parasassi – n. 1 ancoraggio (900 daN) ogni due stilate Ai rimanenti piani – n. 1 ancoraggio (650 daN) ogni tre stilate
B) Stilata con partenza stretta	Al piano I n. 1 ancoraggio normale (650 daN) a tutte le stilate; Al piano II e a quota 3 m: n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) a tutte le stilate; Al piano III del tirante parasassi: n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) ogni due stilate; Ai rimanenti piani: n. 1 ancoraggio normale (650 daN) ogni tre stilate;
C) Stilata con partenza larga	Al piani I – n. 1 ancoraggio normale (650 daN) a tutte le stilate; Ai piani interessati dal parasassi – n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) ogni due stilate; Ai rimanenti piani – n. 1 ancoraggio normale (650 daN) ogni tre stilate;

7. Accesso ai piani di ponteggio

L'accesso ai piani di ponteggio sarà realizzato mediante l'impiego di impalcati provvisti di botola e relative scale secondo gli schemi autorizzati, o direttamente dall'opera servita, oppure con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio autorizzato nel rispetto del comma 6 dell'art. 8 del D.P.R. 7 gennaio 1956 n. 164..

(*) = L'impiego delle tavole metalliche autorizzate come da disegno n. A3b di cui Estensione prot. n. 21037/OM-4 del 08/07/1995, su due piani consecutivi, consente di eliminare le diagonali in pianta ed i correnti interni ai piani interessati.

(**) = In corrispondenza dei piani ancorati, un ancoraggio ogni 4 (ovvero ogni 9 stilate), deve essere di tipo speciale (900 daN), perché quest'ultimo ancoraggio è in grado di resistere anche alle azioni orizzontali parallele alla facciata (vedi disegno Allegato A n. 121 della presente Estensione).

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Estensione A31

TABELLA MATERIALI — ALLEGATO A n. 124

Tabella M 1 - Dimensioni materiali

Riferimento	Tipo Profilato	Dimensioni e Tolleranze (mm)			
		Φ Esterno mm		Spessore mm	
		+ 0,5 *	- 0,5 *	+ 10% (*)	- 5% (*)
1	Φ tubo 48,3 x 2,9 mm	48,8	47,8	3,19	2,75
2	Φ tubo 26,9 x 2,3 mm	27,4	26,4	2,53	2,18
3	Φ tubo 40 x 2 mm	40,5	39,5	2,2	1,9
4	Φ tubo 63,5 x 3,2 mm	64,0	63,0	3,52	3,04
5	Φ tubo 48,3 x 3,2 mm	48,8	47,8	3,52	3,04

* = UNI EN 10219-2 (1) = CIRCOLARE M.L.P.S. 4/1990

Tabella M 2 - Dimensioni materiali

Riferimento	Materiale	Tolleranze (mm)	Dimensioni (mm)		Norma
			Max	Min	
6	Lamiera sp. 1 mm	+/- 0,08	1,08	0,92	UNI EN 10143
7	Tondo Φ 16	+/- 0,5	16,5	15,5	UNI EU 60
8	Tondo Φ 22	+/- 0,5	22,5	21,5	UNI EU 60

Tabella M 3 - Caratteristiche meccaniche dei materiali

Rif	Tipo profilato	Materiale	Tensioni minime		Allung. Minimo %	Norma di riferimento
			Snervamento R_{eH} N/mm²	Rottura R_m N/mm²		
1	Tubo Φ 48,3 x 2,9 mm	S 235 JRH	≥ 235	360-510	≥ 17	UNI EN 10219/1
2	Tubo Φ 26,9 x 2,3 mm	S 235 JRH	≥ 235	360-510	≥ 17	UNI EN 10219/1
3	Tubo Φ 40x 2 mm	S 235 JRH	≥ 235	360-510	≥ 17	UNI EN 10219/1
4	Tubo Φ 63,5 x 3,2 mm	S 235 JRH	≥ 235	340-470	≥ 17	UNI EN 10219/1
5	Tubo Φ 48,3 x 3,2 mm	S 235 JRH	≥ 235	340-470	≥ 17	UNI EN 10219/1
6	Lamiera sp. 1 mm	S 250 GD	≥ 250	≥ 330	≥ 19	UNI EN 10147
7	Tondo Φ 16	S 355 JR	≥ 355	490-630	≥ 22	CNR 10011/97
8	Tondo Φ 22	S 275 JR	≥ 275	410-560	≥ 22	CNR 10011/97

Tabella M 4- Distinta impieghi materiali

Riferimento impiego	Impiego
1) Tubo Φ 48,3 x 2,9 mm	Montanti e traversi del telaio rastremato; montanti e traversi del telaio di partenza stretta; montanti, traversi e montantino centrale del telaio per passaggio pedonale; montantini della trave di passo carraio L = 540 cm, traversi del collegamento per travi di passo carraio; montante di sommità.
2) Tubo Φ 26,9 x 2,3 mm	Saette del telaio per passaggio pedonale della trave di passo carraio e della trave di collegamento per travi di passo carraio; cancelletto di testata.
3) Tubo Φ 40 x 2 mm	Spinotti del telaio rastremato, telaio di partenza stretta, telaio di passaggio pedonale, travi di passo carraio L = 540 cm
4) Tubo Φ 63,5 x 3,2 mm	Attacchi laterali della trave di passo carraio
5) Tubo Φ 48,3 x 3,2 mm	Briglia superiore ed inferiore della trave di passo carraio L = 540 cm; Stocchi d'ancoraggio
6) Lamiera sp. 1 mm	Fermapiede del cancelletto di testata
7) Tondo Φ 16 mm	Anello di ancoraggio
8) Tondo Φ 22 mm	Gancio ancoraggio prefabbricato

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Estensione A31

Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali
Partenza - Roma, 14/10/2005
Prot. 157/VI/0017516/14.03.01.02

Roma,

MINISTERO DEL LAVORO E DELLE POLITICHE SOCIALI

DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI LAVORO
DIVISIONE VI

All. n. Vari

Alla Ditta CARPEDIL S.p.A.
Stada Statale 18 - Km 86
Loc. Piana del Sele
84025 EBOLI (SA)

e, p.c.: Alla Direzione Provinciale
del Lavoro di
84100 SALERNO

OGGETTO: Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 – Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "Portale 105/180 a perni" – Denominazione commerciale "A31" – Marchio "CARPEDIL".

VISTI gli artt. 30 e segg. del D.P.R. 07/01/56, n. 164, concernente norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;

VISTA l'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso rilasciata a codesta Ditta con nota n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980 da questo Ministero e successive estensioni;

VISTA l'istanza presentata da codesta Ditta, concernente l'estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo "Portale 105/180 a perni", avente denominazione commerciale "A31" e marchio "CARPEDIL", nonché i relativi allegati tecnici;

VISTA la conformità alla normativa vigente della documentazione tecnica allegata;

SI AUTORIZZA

l'estensione della predetta autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di elementi metallici prefabbricati aventi profili cavi conformi alla circolare n. 28/2004.

Gli elementi di cui sopra devono essere costruiti ed impiegati in conformità alla relazione tecnica ed alla tabella (Tavole dell'Allegato A nn. 125 e 126) allegati alla presente nota, di cui fanno parte integrante.

L'estensione è rilasciata a condizione che:
- copia della presente, della relazione tecnica e di detta tabella siano inseriti nel "libretto" di autorizzazione da consegnarsi agli acquirenti del ponteggio. Tale libretto deve essere depositato, in duplice copia ed entro sei mesi, presso lo scrivente e presso la Direzione Provinciale del Lavoro in indirizzo;
- siano integralmente rispettate le clausole riportate nella lettera di autorizzazione summenzionata.

IL DIRETTORE GENERALE
(Dott. Pacio ONELLI)

IL DIRIGENTE
(Dott.ssa M. FAVENTI)

carpedil

Industria ponteggi - attrezzature edili
prefabbricati - box - carpenterie metalliche

RICHIESTA D'ESTENSIONE

DELL'AUTORIZZAZIONE

Autorizzazione Ministeriale n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980

Estensione n. 21037/OM-4 del 08/07/1995,

Estensione n. 20814/OM-4 del 31/07/2002.

Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo portale a perni

Denominazione commerciale "A31" - Marchio "CARPEDIL"

ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI:

Elementi di ponteggio già autorizzati, realizzati in conformità alla circolare n. 28 del 08/07/2004 del M.L.P.S.

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Circolare 28/04
Estensione A31

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI SALERNO
Dott. Ing. Marco D'AURIA
ISCR. ALBO n. 3589

CAP. IV CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE CONDIZIONI D'IMPIEGO

Il capitolo IV della relazione tecnica autorizzata con Prot. n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980 ed Estensioni n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 e n. 20814/OM-4 del 31/07/2002- Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo a perni – Denominazione commerciale "A31" - Marchio "CARPEDIL", rimane invariato.

CAP. V ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEI PONTEGGI

Il capitolo V della relazione tecnica autorizzata con Prot. n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980 ed Estensioni n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 e n. 20814/OM-4 del 31/07/2002- Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo a perni – Denominazione commerciale "A31" - Marchio "CARPEDIL", rimane invariato.

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

Il capitolo VI della relazione tecnica autorizzata con Prot. n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980 ed Estensioni n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 e n. 20814/OM-4 del 31/07/2002- Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo a perni – Denominazione commerciale "A31" - Marchio "CARPEDIL", viene integrato:

- Circolare M.L.P.S. n. 20 del 23.05.2003 – "Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi"
- D. Lgs. n. 235 del 08.07.2003 – "Attuazione della direttiva 2001/45/CE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e di salute per l'uso delle attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori".
- Circolare M.L.P.S. n. 30 del 29.09.2003 - "Chiarimenti concernenti la definizione di *"fabbricante"* di ponteggi metallici fissi".
- Circolare M.L.P.S. n. 28 del 08.07.2004 - "Chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi".

CAP. VII SCHEMI TIPO

L'allegato A della relazione tecnica autorizzata con Prot. n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980 ed Estensioni n. 21037/OM-4 del 08/07/1995 e n. 20814/OM-4 del 31/07/2002- Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo a perni – Denominazione commerciale "A31" - Marchio "CARPEDIL", viene integrato con i dis. n. 125 e n. 126 relativi ai nuovi spessori dei profilati cavi in acciaio impiegati per la costruzione degli elementi di ponteggio già autorizzati.

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Circolare 28/04
Estensione A31

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI SALERNO
Dott. Ing. Marco D'AURIA
ISCR. ALBO n. 3587

CARPEDIL S.p.A.
S.S. 18 km 86
84025 EBOLI (SA)

ALLEGATI ALLA

RICHIESTA D'ESTENSIONE DELL'AUTORIZZAZIONE

Autorizzazione Ministeriale n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980

Estensione n. 21037/OM-4 del 08/07/1995,

Estensione n. 20814/OM-4 del 31/07/2002.

Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati tipo portale a perni.

Denominazione commerciale "A31" - Marchio "CARPEDIL"

ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO DI:

Elementi di ponteggio già autorizzati, realizzati in conformità alla circolare n. 28 del 08/07/2004 del M.L.P.S.

ELENCO DEI DISEGNI INTEGRATIVI ALLEGATO A

- n. 126 "Tabella materiali - Dimensioni e tolleranze"

Allegato A
Dis. n. 125

CARPEDIL S.p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Circolare 28/04
Estensione A31

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI SALERNO
Dott. Ing. Marco D'AURIA
ISCR. ALBO n. 3587

TABELLA MATERIALI — ALLEGATO A n. 126

(Conforme alla Circolare n. 28/04 del M.L.P.S)

Prog	(*)Tipo profilato (mm)	(**) Tolleranza sullo spessore ± 10% (mm)	(***) Provv	Disegni Alleg. A	Impiego
1	tubo Ø 48,3 x 2,9mm	2,61 ÷ 3,19	A0	TAV. 1	Traverso e montanti telaio.
			A1	A/1b	Traverso e montanti mezzo telaio.
			A1	A/11	Montante per parapetto di sommità 110 cm.
			A1	A/33	Traverso parasassi prefabbricato.
			A1	A/34	Traverso e montante mensola a sbalzo 105 cm.
			A1	A/35	Puntone mensola a sbalzo.
			A1	A/36bis	Montante centrale e relative n.2 boccole, briglie inf. e sup. trave per passo carraio da 360 cm.
			A1	A/36ter	Briglie sup. ed inf. e relativi 4 attacchi elemento di collegamento per travi per passo carraio 360 cm.
			A2	101	Montanti, traversi e puntone telaio rastremato.
			A2	102	Montanti e traversi telaio di partenza stretta.
			A2	103	Montanti e traversi telaio di partenza larga.
			A2	104	Montanti centrali e relative n.4 boccole trave per passo carraio da 540 cm.
			A2	105	Briglie sup. ed inf. e relativi 4 attacchi elemento di collegamento per passo carraio 540 cm.
			A2	106	Montante per parapetto di sommità 210 cm
2	tubo Ø 48,3 x 3,2mm	2,88 ÷ 3,52	A2	104	Briglie sup. e inf. trave per passo carraio da 540 cm
			A2	109	Stocchi di ancoraggio con tubo
			A2	110	Stocchi di ancoraggio con tondino
3	tubo Ø 26,9 x 2,3mm	2,07 ÷ 2,53	A0	TAV. 1	Archetto telaio
			A0	TAV. 6	Corrente, diagonale di facciata, diagonale in pianta.
			A0	TAV. 8	Boccola basetta regolabile 30 cm
			A1	A/1b	Archetto mezzo telaio.
			A1	A/3	Boccola basetta regolabile 50 – 75 – 100 cm
			A1	A/33	Tirante parasassi prefabbricato.
			A1	A/34	Puntone e serpentina mensola a sbalzo 105 cm.
			A1	A/36bis	Saette di irrigidimento travi per passo carraio da 360 cm
			A1	A/36ter	Saette elemento di collegamento per passo carraio da 360 cm.
			A2	103	Saette di irrigidimento per telaio di partenza larga.
			A2	104	Saette di irrigidimento travi per passo carraio da 540 cm
			A2	105	Saette elemento di collegamento per passo carraio da 540 cm.
			A2	108	Maniglione e corrente intermedio cancelletto di testata.
4	tubo Ø 40 x 2 mm	1,80 ÷ 2,20	A1	A/1b	Spinotti mezzo telaio
			A1	A/34	Spinotto mensola a sbalzo 105 cm
			A1	A/35	Spinotto puntone per mensola a sbalzo 105 cm
			A1	A36bis	Spinotti montante e n. 2 attacchi elemento di collegamento trave carraia da 360 cm
			A2	101	Spinotti telaio rastremato
			A2	102	Spinotti telaio di partenza stretta
			A2	103	Spinotti telaio di partenza larga
			A2	104	Spinotti montanti e n. 4 attacchi elementi di collegamento trave carraia da 540 cm
			A2	106	Spinotto montante di sommità da 210 cm

CARPEDIL S p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Estensione A31 — All. A n. 126 - Pagina 1 di 2

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI SALERNO — Dott. Ing. Marco D'AURIA ISCR. ALBO n. 3599

5	tubo Ø 40 x 3 mm	2,70 ÷ 3,30	A0	TAV. 1	Spinotti telaio
6	tubo Ø 62 x 3,25 mm	2,92 ÷ 3,58	A1	A/36bis	Attacchi laterali della trave di passo carraio 360 cm
7	tubo Ø 63,5 x 3,2 mm	2,88 ÷ 3,52	A2	104	Attacchi laterali della trave di passo carraio 540 cm
8	tubo Ø 48,3 x 5 mm	4,50 ÷ 5,50	A0 A1	TAV. 8 A/3	Chiocciola basetta regolabile 30 cm Chiocciola basetta regolabile 50 – 75 – 100 cm
9	tubo Ø 40 x 5 mm	4,50 ÷ 5,50	A0 A1	TAV. 8 A/3	Tubo filettato basetta regolabile 30 cm Tubo filettato basetta regol. 50 – 75 – 100 cm (§)
10	tubo Ø 35 x 2 mm	1,80 ÷ 2,20	A1	A/12	Montanti scala di accesso (*)
11	tubo Ø 26,9 x 2 mm	1,80 ÷ 2,20	A1	A/12	Pioli scala di accesso (*)

(*) Tolleranza sulle dimensioni esterne dei profilati:
tubo tondo (Φ), quadro (AxA), rettangolo (AxB): ± 0,5 mm
(**) = Norma UNI EN 10219/2
(***) = A.0 Autorizzazione Ministeriale n. 21940/PR7-B106 del 03/06/1980
A.1 Estensione n. 21037/OM-4 del 08/07/1995
A.2 Estensione n. 20814/OM-4 del 31/07/2002

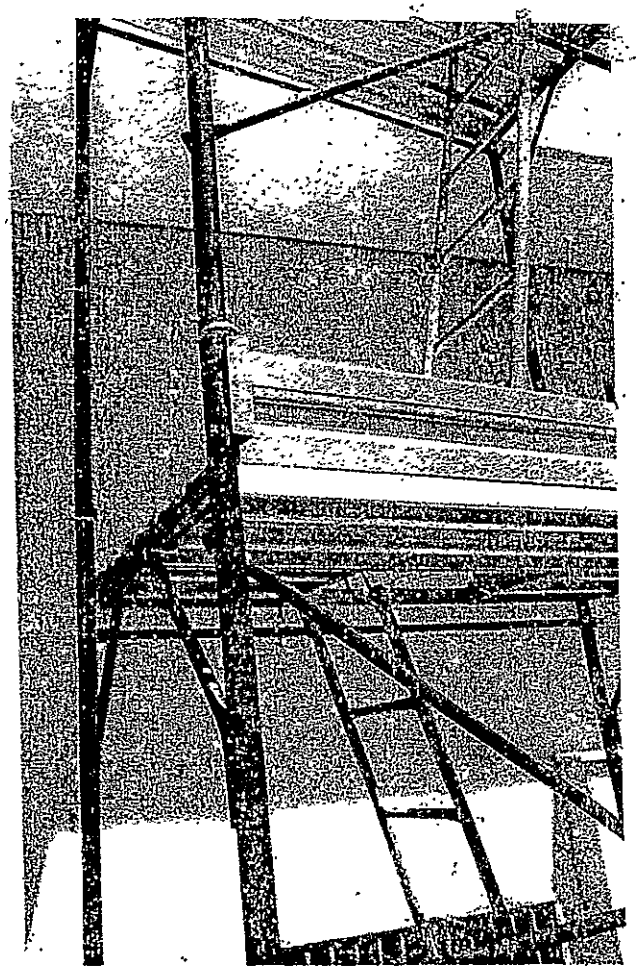
(*) I montanti ed i pioli della scaletta (contrariamente a quanto indicato nella tavola A/12) sono realizzati, in favore della sicurezza, con tubo spessore 2 anziché 1,5 mm.
(§) Il tubo filettato delle basette a vite è realizzato, in favore della sicurezza, con tubo diametro esterno 40 anziché 38 mm.

N.B La tabella sopra riportata, si applica (sostituendo ed annullando i precedenti riferimenti alle tolleranze dimensionali) ai soli elementi di ponteggio già autorizzati, i cui profilati cavi in acciaio sono qui richiamati. Le tolleranze dei rimanenti spessori, di ogni altro materiale impiegato, restano invariate.

CARPEDIL S p.A.
L'Amministratore Unico
M. G. DELLA BIANCA

Estensione A31 — All. A n. 126 - Pagina 2 di 2

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI SALERNO — Dott. Ing. Marco D'AURIA ISCR. ALBO n. 3599



Rivenditore di zona:

Copia N° 3690

PROMOSTAMPA
Via Ex S.S. 18 n° 21 - 84050 Lustra (SA)
tel. - Fax 0974/839330 - P. IVA 02072890656

Autorizzazione Ministeriale n. 22[illegible]
del 13/07[illegible]

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

TIPO A PORTALE 913 - ATTACCHI A PERNI
MARCHIO: SOCOME

PONTEGGIO SOCOME 913
AUTORIZZAZIONE MINISTERIALE n. 22[illegible] del 13/07/93

socome
84023 - CARILLI
di ALTAVILLA SILENTINA (
tel. 0828/987215 PBX
telefax 0828/987333
SOCOME s.r.l. SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE
componenti metallici - prefabbricati - carpenteria metallica in genere - serramenti in alluminio e acciaio - containers e case prefabbricate - strutture e serre metalliche

Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego dei ponteggi metallici fissi - art. 30 e segg. D.P.R. 7-1-1956 n. 164 - Capitolo 4, 5, 6, 7

PONTEGGIO SOCOME S18
AUTORIZZAZIONE MINISTERIALE n. 22436 del 13/07/93

MODULARIO Lav. e Prev. Soc. 17

MOD. 1 H

Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale

DIREZIONE GENERALE DEI RAPPORTI DI LAVORO

Div.VII

Prot. N. 22436 /OM.4

Allegati 2

Roma, 13 LUG. 1993 19

Alla Ditta SOCOME S.r.l.
Via ex Tabacchificio
84023 CARILLIA (SA)

OGGETTO: autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di ponteggi metallici fissi. Artt.30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956 n.164. Ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati-Tipo a "Portale S18" a perni - Marchio "SOCOME".

e, p.c.: All'Ispettorato Prov.le del Lavoro di

SALERNO

VISTI gli artt.30 e seguenti del DPR 7 gennaio 1956, n.164, contenente norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;

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

VISTA la domanda con la quale codesta Ditta ha chiesto di essere autorizzata all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati di cui codesta Ditta stessa è fabbricante;

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

VISTI i certificati di prova allegati alla predetta documentazione tecnica;

SENTITO il parere del Consiglio Nazionale delle Ricerche;

SENTITO il parere della Commissione Consultiva Permanente per la prevenzione degli infortuni e l'igiene del lavoro

S I A U T O R I Z Z A

l'impiego del ponteggio metallico fisso a telai -

prefabbricati, composto con gli elementi e realizzato secondo gli schemi risultanti dall'allegato n.1 e si approvano le istruzioni di cui all'allegato n.2, per il calcolo di ponteggi metallici di altezza superiore a 20 mt. 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 l'Ispettorato provinciale del lavoro cui la presente é diretta per conoscenza.

L'autorizzazione é 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. Detto prelievo, insieme alle analisi, alle prove e alle ricerche necessarie, sono a totale carico della ditta titolare dell'autorizzazione;

3) sia consegnata - all'atto della vendita, del noleggio o della concessione in uso a qualsiasi titolo - copia della presente autorizzazione e delle parti della relazione tecnica (capitolo 4,5,6 e 7) concernenti il calcolo del ponteggio, le istruzioni per le prove di carico, le istruzioni di montaggio, impiego e smontaggio, gli schemi tipo di ponteggio. La predetta documentazione, completata dalle integrazioni e modifiche citate nella premessa, deve essere riprodotta in un apposito libretto da depositare entro sei mesi presso lo scrivente e presso l'Ispettorato 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 é ammesso.

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

IL DIRETTORE GENERALE

SOCOME s.r.l.

SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE
SEDE: 84023- CARILLIA (SALERNO)-VIA EX TABACCHIFICIO

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

TIPO A PORTALE S18
ATTACCHI A PERNI
MARCHIO: SOCOME

VOLUME PRIMO

RELAZIONE
CALCOLI DI VERIFICA
SCHEMI TIPO

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

19 MAR. 1991

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

4.1 -PREMESSA

Sono stati elaborati i calcoli relativi a:
- verifiche di resistenza degli elementi di ponteggio descritti nel Cap.1;
- verifiche di stabilità degli schemi tipo allegati alla presente relazione e riportati nel Cap.7.

I calcoli sono stati eseguiti in osservanza delle seguenti Norme legislative:
- D.P.R. 27 aprile 1955 N.547
- D.P.R. 7 gennaio 1956 N.164
- D.M. 2 settembre 1968 (Riconoscimenti di efficacia)
- D.M. 23 marzo 1990 N. 115 (Riconoscimenti di efficacia)
- Circolare Ministero del Lavoro e Previdenza Sociale N. 44/90 del 15.5.1990, "Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per i ponteggi fissi a telai prefabbricati".

Ove non diversamente disciplinato dalle disposizioni di legge sono osservate nei calcoli le seguenti Norme tecniche del C.N.R.:

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

4.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

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

L'analisi strutturale è stata condotta adottando schemi ridotti nel piano. Le verifiche di stabilità delle aste presso-inflesse sono effettuate secondo un metodo di calcolo semplificato, adottabile nelle seguenti condizioni:
- è previsto un ancoraggio almeno ogni 22 m^2
- la snellezza λ non supera 200 nelle membrature principali e 250 in quelle secondarie.

4.3 -VALUTAZIONE DEI CARICHI

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

4.3.1. Carichi fissi

Per i ponteggi illustrati negli schemi del Cap. 7 i carichi fissi sono costituiti dal peso proprio della struttura e degli impalcati.
I pesi propri degli elementi strutturali considerati nelle verifiche sono i seguenti:
- telaio G_1 = 19.7 daN
- corrente G_2 = 2.4 daN

19 FEB 1993

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

... Srl. ... di COSTRUZIONI META...

- diagonale di facciata G_3 = 2.9 daN
- diagonale in pianta G_4 = 2.7 daN
- impalcato di servizio (30 daN/m^2, per modulo) G_5 = 54.0 daN
- spina a verme G_6 = 0.13 daN
- mantovana parasassi (per modulo) G_7 =140.0 daN
- fermapiede in legname (per modulo) G_8 = 8.0 daN

4.3.2. Carichi variabili

Sono costituiti da:

Carichi di servizio, assunti come segue:

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

Carichi della neve

I carichi della neve (q_s) sono valutati per altitudini sul livello del mare di h (m) mediante l'espressione :
$q_s = q_{s0}\,\alpha_r\,\mu$. essendo:

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

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

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

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

per h=500 m q_s = 1680 N/m^2. 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/m^2 per h=793 m.

Nella zona geografica III con η=1/3 si ottiene q_s=1680 N/m^2 per h=921 m.

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

Q_{n1} = 168 x 1.8 x 1.0 = 302.4 daN:

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

Q_{n2}= 0.10 x 302.4 = 30.24 daN

Il carico di neve su un modulo di mantovana (m 1.5 x 1.8) risulta:

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

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

19 FEB. 1993

... Srl. ... di COSTRUZIONI METALLICHE

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

Azioni del vento

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

$F_v = p_v G\, C\, S$ in cui:

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

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

α_t è il coefficiente topografico assunto = 1

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

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

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

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

G = coefficiente di raffica è dato dalla relazione:

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

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

TABELLA prodotti pressione cinetica x coefficienti di raffica daN/mq

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

Superfici investite dal vento in direzione normale alla facciata:
a) Modulo di facciata 1.8 x 2 m (con impalcato):

Elemento strutturale	Superficie investita m^2
Montanti	2.0x0.0483x N.2 = 0.193
Correnti di parapetto	1.752x0.0269xN.2 =0.094
Corrente posteriore	1.752x 0.0269 =0.047
Diagonale di facciata	2.136x 0.0269 =0.057
Diagonale in planta	1.752x 0.0269 =0.047
	S_{1n} =0.44
Tavola fermapiede	1.752x 0.200 =0.35
Impalcato	1.736x 0.050 =0.09
	S_{2n} =0.44
Superficie totale	S_n =0.88

b) Modulo con parasassi (1.8 x 2.12 m)

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

S_m = 1.80 x 2.12 x sen 45° = 2.70 m^2

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

Elemento strutturale			Superficie investita m^2
Telaio	2.0 x 0.0483 x N.2=		
	+ 1.0 x 0.0483		
	+ 1.53 x0.0269	=	0.282
Diagonale di facciata	1.24 x 0.0269	=	0.033
Diagonale in pianta	1.0 x 0.0269	=	0.027
Parapetto di testata	1.0 x 0.0483 x N.2=		0.097
Tavola fermapiede	1.0 x 0.20	=	0.200
Impalcato	1.0 x 0.05	=	0.050
	Superficie totale	S_p =	0.689

Calcolo delle azioni

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.3.3 Carichi per verifiche locali

a) Carichi sui parapetti

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

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

b) Carichi sugli impalcati

In alternativa ai carichi di servizio, per gli impalcati dei ponteggi da costruzione viene considerato un carico di 300 daN ripartito su una superficie 0.5 x 0.5 m, oppure un'azione di 100 daN su una superficie 0.2x0.2 m, 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 N.4 impalcati;
- il carico di servizio su di un impalcato di 300 daN/mq;
- il 50% del carico di servizio su un secondo impalcato (150 daN/mq);
- l'azione del vento prevista per la condizione di servizio.

II) Condizione di fuori servizio normale

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

III) Condizione di fuori servizio per neve

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

4.4 - TENSIONI AMMISSIBILI PER L'ACCIAIO Fe 360

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

σ_{adm} = 1600 daN/cm^2 per i profilati formati a caldo;
σ_{adm} = 1570 daN/cm^2 per i profilati formati a freddo.

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

σ_{adm} = 1800 daN/cm^2 per i profilati formati a caldo;
σ_{adm} = 1766 daN/cm^2 per i profilati formati a freddo.

4.5 - CALCOLO DELLE AZIONI SUL PONTEGGIO

4.5.1 Caratteristiche del ponteggio

Il ponteggio in oggetto è destinato a:

- lavori di costruzione con un carico di servizio di 300 daN/m^2 sull'impalcato di lavoro e 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 nello schema tipo presenta le seguenti caratteristiche strutturali:
- N.4 impalcati di servizio, compreso quello di raccordo con la mantovana parasassi;
- N.1 mantovana parasassi a quota 4 m circa (α = 45°, aggetto m 1.50)
- corrente posteriore a tutti i piani;
- corrente anteriore a tutti i piani;
- diagonale di controventatura anteriore su tutti i moduli;
- diagonale di controventatura in pianta ogni due piani di ponteggio e sul piano della mantovana parasassi;
- ancoraggio di una stilata sù tre a piani alterni al piano generico;
- ancoraggio di una stilata su due al piano della mantovana parasassi e a quello soprastante;
- altezza massima dell'ultimo impalcato: 19.85 m.

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

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

4.5.2 - Pesi propri

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

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

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

Il peso complessivo di una stilata di 11 piani risulta:

- telai	N. 11 x 19.7 =	216.7 daN	
- diagonali di facciata	N. 11 x 2.9 =	31.9 daN	
- correnti	N. 22 x 2.4 =	52.8 daN	
- diagonali in pianta	N. 7 x 2.7 =	18.9 daN	
- spine a verme	N. 20 x 0.13 =	2.6 daN	
- correnti parapetto	N. 4 x 2.4 =	9.6 daN	
	Sommano	332.5 daN	332.5 daN
- impalcati	N.4 x 1.8 x 1 x 30 =	216.0 daN	
- tavole fermapiede	N.4 x 8.0 =	32.0 daN	
		248.0 daN	248.0 daN
Risulta un peso della stilata (arrotondato) pari a:			580 daN

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

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

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

b) Peso proprio schermo parasassi

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

4.5.3 - Carico di esercizio

a) Condizione di carico I:

Viene considerato un carico unitario totale sulla verticale di 450 daN/m^2, corrispondente alla condizione di carico più sfavorevole che si verifica nel caso dei ponteggi da costruzione con un impalcato caricato con 300 daN/m^2 ed un impalcato caricato con 150 daN/m^2 per un carico totale sulla stessa verticale di 450 daN/m^2.
Il carico gravante sui traversi dei telai in corrispondenza degli impalcati caricati risulta:

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

Carico ripartito :	300 x 1.8 x 1.0 =	540 daN
Peso proprio impalcato:	30 x 1.8 x 1.0 =	54 "
Fermapiede:		8 "
Totale P_1 =		602 "

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

Carico ripartito :	150 x 1.8 x 1.0 =	270.0 daN
Peso proprio impalcato:	30 x 1.8 x 1.0 =	54.0 "
Fermapiede:		8.0 "
Totale P_2 =		332.0 "

c) Impalcato scarico :

Peso proprio impalcato:	30 x 1.8 x 1.0 =	54.0 "
Fermapiede:		8.0 "
Totale P_3 =		62.0 "

4.5.4 Carico neve

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

Carico ripartito :	168 x 1.8 x 1.0 =	302.4 daN
Peso proprio impalcato:	30 x 1.8 x 1.0 =	54.0 "
Fermapiede:		8.0 "
Totale P_4 =		364.4 "

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

Carico ripartito :	10% x 168 x 1.8 x 1.0 =	30.2 daN
Peso proprio impalcato:	30 x 1.8 x 1.0 =	54.0 "
Fermapiede:		8.0 "
Totale P_5 =		92.2 "

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

Carico ripartito :	10% x 168 x 1.8 x 1.0 =	30.2 daN
Carico neve da parasassi:	=	227.0 "
Peso proprio impalcato:	30 x 1.8 x 1.0 =	54.0 "
Fermapiede:		8.0 "
Totale P_6 =		319.2 "

d) Impalcato di raccordo al piano parasassi caricato con 10%x168 daN/m^2 + carico neve ridistribuita dal parasassi:

Carico ripartito neve:	168 x 1.8 x 1.0 =	302.4 daN
Carico neve da parasassi (ved.	=	227.0 "
Peso proprio impalcato:	30 x 1.8 x 1.0 =	54.0 "
Fermapiede:		8.0 "
Totale P_6 =		591.4 "

e) Carico neve sul parasassi :

P_7 = 227 daN

4.6 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO

4.6.1 Calcolo della tensione critica di Eulero

La verifica dei montanti viene eseguita su una struttura equivalente che differisce da quella reale per l'assenza di 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 minimo del carico critico rilevato nelle due prove di carico a collasso sul ponteggio montato secondo lo schema tipo, eseguite presso il laboratorio ISPELS di Monte Porzio Catone è stato:

P_{cr} = 3380 daN

La tensione critica sul montante 48.3 x 2.9 mm di area A = 414 mm^2 vale:

σ_{cr} = 3380 / 414 = 8.16 daN / mm^2

Risulta:

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

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

$\lambda/\lambda_y = 1.585$ (Prospetto 7-I, curva a)

$\lambda = 1.585 \times 93 = 148$

$\omega = 2.91$ (Prospetto 7-IIa)

$\sigma_{cre} = 930$ daN/cm²

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

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

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

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

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

$$M_{eq} \begin{cases} \geq 0.75\, M_{max} \\ \leq M_{max} \end{cases}$$

La tensione massima nei montanti è valutata mediante la relazione:

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

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

TABELLA 4.6.2 : VERIFICA DEI MONTANTI

MONTANTE PIU' SOLLECITATO	Condizioni di carico: I servizio		II f.servizio normale		III f.servizio neve	
	direzione vento (*) <------	------>	direzione vento <------	------>	direzione vento <------	------>
N. Asta	8	8	51	58	18	18
Nodo a/quota (cm)	8/131	8/131	32/980	36/980	7/180	7/180
Nodo b/quota (cm)	9/0	9/0	38/1133.4	44/1133.4	16/333.4	16/333.4
Sforzo assiale N_R (daN)	961	970	217	213	854	873
Momento flettente (daNxcm) :						
M_a	1795	1794	-2793	2670	1137	1131
M_b	0	0	3087	-2988	-1881	-1864
M_{eq}	1346	1346	2970	2861	1583	1571
σ_N	676	682	153	150	601	614
σ_M	456	458	726	698	508	509
σ_T	1132	1140	879	848	1109	1123

I valori calcolati della σ_T risultano sempre inferiori a:

σ_{adm} = 1800 daN /cmq

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

4.7 VERIFICHE DELLE CONTROVENTATURE

4.7.1 Verifiche della diagonale di facciata

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 26.9x2.3 mm
- Area resistente : 1.778 cm^2
- Raggio di inerzia : 0.87353 cm
- Modulo di resistenza: 1.0 cm^3
- Lunghezza a_3 : 2184 mm

Si ipotizza che le diagonali di facciata stabilizzino entrambi i montanti della stilata contro le azioni orizzontali dovute a:
- azione del vento N_{vp} in direzione parallela alla facciata del ponteggio;
- imperfezioni geometriche valutate in accordo alla C.N.R. 10027/85 punto 9.1 mediante l'applicazione di un'azione fittizia F_{gp} avente la seguente espressione:

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

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

n_s = 2, numero delle stilate servite da una diagonale

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

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

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

quota	N_{vp} (vento)	F_{gp} (imperfezioni geometriche)	$N_{vp}+F_{gp}$
2	50.0	15.4	65.4
4	50.0	15.1	65.1
6	58.2	11.5	69.7
8	58.2	7.6	65.8
10	58.2	7.3	65.5
12	75.2	7.0	82.2
14	75.2	6.8	82.0
16	75.2	6.5	81.7
18	75.2	5.2	80.4
20	75.2	4.0	79.2
22	75.2	-	75.2

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

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

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

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

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

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

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

la snellezza λ_{df} vale:

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

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

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

$\omega = 7.73$

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

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

dà:

$$\sigma_{df} = \frac{\omega \times F_{df}}{A_{df}} =$$

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

Il carico minimo ottenuto in laboratorio per la controventatura risulta:

$P_{cr} = 260$ daN

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

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

vale:

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

4.7.2. Verifiche della diagonale in pianta

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 26.9 x 2.3 mm
- Area resistente : 1.778 cm^2
- Raggio di inerzia : 0.87353 cm
- Modulo di resistenza: 1.0 cm^3
- Lunghezza a_4 : 2025 mm

La verifica viene eseguita per i seguenti casi:

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

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

La sollecitazione sulla diagonale risulta:

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

con:

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

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

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

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

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

$$F_{dp} = \frac{207.0}{\text{sen}30.2°} = 412\ daN$$

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

$l_0 = \beta \times a_4 = 2025$ mm

la snellezza λ_{dp} vale:

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

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

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

$\omega = 6.68$

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

19 FEB. 1993

e la tensione nella diagonale vale:

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

Il carico minimo ottenuto in laboratorio per la controventatura risulta:

P_{cr} = 500 daN

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

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

vale:

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

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

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

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

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

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

Il valore massimo dell'azione risulta:

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

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

$$F_{dp} = \frac{H_v}{2 \text{sen } 30.2°} = \frac{351}{2 \times 0.503} = 349 \text{ daN}$$

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

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

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

Indicando con:

- n=2 il numero di piani stabilizzati da un ordine continuo di diagonali in pianta;
- α_3 = arctg 105/180 = 30.2°;

tale azione risulta:

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

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

4.8 VERIFICA DEL TRAVERSO DEL TELAIO

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 48.3 x 2.9 mm
- Area resistente : 4.14 cm^2
- Modulo di resistenza: 4.43 cm^3
- Lunghezza : 100 cm

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

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

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

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

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

carico ripartito + peso impalcato (per modulo):	(300+30) x 1.8x 1 = 594 daN
peso fermapiedi	8 daN
Totale	602 daN

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

P_{cr}= 2550 daN

Il grado di sicurezza vale:

ν = 2550 / 602 = 4.2 > 2.2

4.9 VERIFICA DEL CORRENTE DI PARAPETTO

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 26.9 x 2.3 mm
- Area resistente : 1.778 cm^2
- Momento di inerzia : 1.356 cm^4
- Modulo di resistenza: 1.0 cm^3
- Lunghezza libera di inflessione : 180 cm

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

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

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

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

$$f = \frac{30 \times 180^3}{48 \times 2.06\times10^6 \times 1.356} = 1.3 \text{ cm} = 13 \text{ mm} < 35 \text{ mm}$$

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

$$f = \frac{125 \times 180^3}{48 \times 2.06\times10^6 \times 1.356} = 5.43 \text{ cm} = 54.3 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

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

Il carico di rottura minimo nelle prove è stato

P_{cr}= 240 daN

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

ν = 240 / 30 = 8 > 2.2

4.10 VERIFICA DEL CORRENTE INTERNO

Caratteristiche geometriche:

- Tubo a sezione circolare : diametro 26.9 x 2.3 mm
- Area resistente : 1.778 cm^2
- Raggio di inerzia : 0.87353 cm
- Modulo di resistenza: 1.0 cm^3
- Lunghezza libera di inflessione b = 180 cm

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

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

$2(N_v + F_g)$ = 207 daN

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

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

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

La tensione massima nel corrente vale:

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

4.11 VERIFICA DEGLI ATTACCHI ASSIALI

Tondo diametro 10 mm

Area della sezione : 0.78 cm^2

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

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

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

e la azione assiale sul collegamento dei montanti risulta:

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

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

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

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

Il coefficiente di sicurezza risulta:

$$\nu = 2300/386 = 5.95 > 2.2$$

4.12 VERIFICA DELLA SCALA

a) Montante:

- Tubo a sezione circolare : diametro 35 x 1.5 mm

- Area resistente : 1.58 cm^2
- Momento di inerzia : 2.22 cm^4
- Modulo di resistenza: 1.27 cm^3
- Raggio di inerzia: 1.19 cm
- Lunghezza : 200 cm

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

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

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

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

la snellezza vale :

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

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

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

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

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

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

risulta:

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

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

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

b) Piolo :

- Tubo a sezione circolare : diametro 20 x 1.5 mm
- Area resistente : 1.24 cm^2
- Momento di inerzia : 1.10 cm^4
- Modulo di resistenza: 0.79 cm^3
- Lunghezza : 33 cm

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

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

4.13 VERIFICA DEL MONTANTE DI SOMMITA'

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

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

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

$M = 30 \times 110 = 3300$ daN x cm

La tensione corrispondente vale:

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

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

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

4.14 VERIFICA DELL'IMPALCATO PREFABBRICATO

Caratteristiche della tavola assunte nel calcolo:

lunghezza utile : $l = 1800$ mm

larghezza utile : $b' = 500$ mm

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

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

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

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

2) carico concentrato Q =300 daN applicato su una superficie 0.5 x 0.5 m

3) carico concentrato Q'=100 daN applicato su una superficie 0.2 x 0.2 m

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

Ponendo:

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

carico di servizio applicato
nella 2° condizione di carico : q = 300x0.500 = 150 daN/m = 1.50 daN/cm

Si trova nei vari casi:

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

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

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

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

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

M_{max}= 11949 daNxcm

R_{max}= 158 daN

La freccia risulta nei vari casi:

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

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

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

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

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

La freccia massima risulta in tutti i casi:

f_{max} < 1800/100 = 18 mm

< 20 mm

Nella condizione più gravosa la tensione massima vale:

$\sigma = M_{max}/W$ =11949/ 7.82 = 1528 daN/cm^2 < σ_{adm}=1570 daN/cm^2

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

ν = 950/300 = 3.16 > 2.2

I ganci nelle prove di collasso hanno sopportato un carico minimo di 950/2x3 daN = 158 daN. Il carico di servizio vale Rmax/3= 158/3 =52.6 daN. Il grado di sicurezza risulta:

ν = 158/52.6 = 3 > 2.2

4.15 VERIFICA DELL'IMPALCATO CON BOTOLA

Dimensioni della tavola assunte nel calcolo:

lunghezza : l = 1800 mm

larghezza : b' = 500 mm

momento di inerzia in mezzeria: J = 50.18 cm^4

modulo di resistenza in mezzeria: W = 15.26 cm^3

momento di inerzia in corrispondenza della botola : J = 15.78 cm^4

modulo di resistenza in corrispondenza della botola : W = 6.31 cm^3

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

1) carico ripartito di servizio q = 300 daN/m^2

2) carico concentrato Q =300 daN applicato su una superficie 0.5 x 0.5 m

3) carico concentrato Q'=100 daN applicato su una superficie 0.2 x 0.2 m

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

Ponendo:

carico ripartito dovuto al peso proprio: q_p = 25.2/180 = 0.14 daN/cm

carico di servizio applicato nella 2' condizione di carico : q = 300x0.500 = 150 daN/m = 1.50 daN/cm

Si trova nei vari casi:

$$M_1 = \frac{q_p+q}{8}\ l^2 = \frac{0.14+1.50}{8}\ 180^2 = 6642\ daNxcm$$

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

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

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

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

M_{max}= 12192 daNxcm

R_{max}= 163 daN

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

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

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

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

$$= \frac{300}{384 x 2060000 x\ 15.78}\ (8x180^3 - 4x180x50^2 + 50^3) = 1.10\ cm = 11.0\ mm$$

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

$\nu = 600/300 = 2.0 > 1.5\ adm$

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

f_{max} < 1800/100 = 18 mm
< 20 mm

4.16 VERIFICA DELL'IMPALCATO IN LEGNAME

Tipo : tavole in legname 20 x 5 cm con modulo di resistenza $W=83.3\ cm^3$

oppure tavole in legname 30 x 4 cm con modulo di resistenza $W=80.0\ cm^3$

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

Impalcato	Carico totale daN	Momento massimo daNxcm	Tensione massima daN/cm^2
20 x 5 ($W=83.3\ cm^3$)	118.8	2673	32.1
30 x 4 ($W=80.0\ cm^3$)	178.2	4009	50.12
			$< \sigma_{adm} = 80$

4.17 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

4.17.1 Calcolo delle azioni sugli ancoraggi

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

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

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

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

S= 3 x 208 = 624 daN

b) Ancoraggi a quota 6 m

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

H_V = 345 daN

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

S= 2 x 345 = 690 daN

c) Ancoraggi a quota 4 m

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

H_V = 351 daN

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

S= 2 x 351 = 702 daN

d) Ancoraggi a quota 2 m

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

19 FEB. 1993

SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

Azione del vento per modulo di ponteggio: 64.1 daN

Azione per imperfezioni geometriche : 15.4 daN

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

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

4.17.2 Verifica dell'ancoraggio a cravatta

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

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

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

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

4.17.3 Verifica dell'ancoraggio ad anello

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

- Sezione resistente $A = 1.539$ cm^2
- Modulo di resistenza $W = 2.693$ cm^3

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

$$\sigma = \frac{702}{2 \times 1.539} + 0.25 \frac{702 \times 7.0}{2.693} = 226 + 457 = 685 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \quad \sigma_{adm}$$

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

4.18 VERIFICA DEL PARASASSI

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

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

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

$M_{max} = 4834$ daN x cm

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

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

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

- carico di compressione dovuto alle azioni del vento e del peso proprio del parasassi pari a N_{max}= 39 daN (in condizioni di fuori servizio normale con vento diretto verso l'interno);

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

Con l'impiego di un tubo 48.3x3.2 (A=4.53 cm^2, i= 1.6; lunghezza 141.4 cm, λ = 141.4/1.6 = 88.4; ω = 1.42) le relative tensioni sono modeste e si omette la relativa verifica.

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

4.19 VERIFICA DELLA BASETTA REGOLABILE

Caratteristiche geometriche:

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

- Modulo di resistenza: 1.82 cm^3

- Lunghezza minima dello spinotto: 180 mm

- Altezza massima di regolazione della basetta h_g: 350 mm .

Alla massima regolazione in altezza, il massimo gioco angolare consentito dall'accoppiamento spinotto-montante, quando il diametro interno del montante è 43.28 mm, è 3.78 mm.
L'angolo di accoppiamento spinotto-montante è:

$$\varnothing_1 = \frac{3.78}{180} = 0.021 \text{ rad}$$

Si assume inoltre $\varnothing_2$ = 0.010 rad l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale, corrispondente alle imperfezioni geometriche previste dalle CNR 10027/85.

La tensione risultante sulla basetta per l'altezza di regolazione massima di 350 mm vale:

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{N \times h_g(\varnothing_1 + \varnothing_2) + M_b}{W},$$

ove :

- N = il carico massimo trasmesso dalla basetta al terreno;
- M_b = momento nella sezione di accoppiamento fra basetta e montante, valutato, a favore della sicurezza, con la formula:

$$M_b = 0.25\ (N_v + F_g)\ h_g = 0.25\ (64.1 + 15.4)\ 35 = 696 \text{ daNxcm}$$

$$\sigma = \frac{968}{2.2} + \frac{968 \times 35\ (0.031) + 696}{1.82} = 1400 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

Nelle prove di laboratorio il carico minimo di collasso registrato è stato di 7200 daN.
Il grado di sicurezza risulta:

$$\nu = 7200/968 = 7.43 > 2.2$$

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

4.20.1 Calcolo delle azioni

L'interruzione di una stilata alla generica quota in elevazione, richiede la realizzazione di una coppia di travi (esterna ed interna) in grado di sostenere i montanti della stilata interrotta. Il carico gravante su tale stilata viene trasferito ai montanti che delimitano il varco.
Con riferimento al caso di interruzione della stilata al piano 2°, la struttura delle travi e dei rinforzi dei montanti è mostrata nella tav.N.17 e 18 dell'Allegato A. Il prospetto seguente riporta le azioni assiali massime, valutate con il calcolo all'elaboratore, che sollecitano gli elementi strutturali delle travi ed i montanti del ponteggio. A favore della sicurezza per i montanti sospesi si assumono i carichi massimi al piede di stilata.

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

Carichi	Facciata interna condizione di servizio normale	Facciata esterna condizione di servizio normale
Carichi assiali massimi alla base dei montanti:		
a) sospesi	837	970
b) adiacenti al varco (a quota 0 m)	N_i= 1.5 x 837 = 1256	N_e =1.5 x 970 = 1455
Carico assiale T di trazione sulle diagonali	T=0.5x837/cos46.6°= 610	T=0.5x970/cos46.6°= 706
Carico assiale H di compressione sulla briglia superiore	H=T cos (90-46.6°) = 444	H=T cos(90-46.6°) = 513

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

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

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

	Valore frattile 5% del carico convenzionale di scorrimento
Ortogonale	1000 daN
Ortogonale accoppiato ad un giunto supplementare di tenuta	1800 daN

I rinforzi ed irrigidimenti adottati sono:

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

Qui di seguito sono riportate le verifiche dei vari elementi.

4.20.2. Verifica dei montanti raddoppiati

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

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

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

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

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

a) Montante interno

$N = 1256$ daN; $M_{eq} = 1520$ daNxcm

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

b) Montante esterno

$N = 1455$ daN; $M_{eq} = 1520$ daNxcm;

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

4.20.3 Verifica delle diagonali e delle briglie

Le caratteristiche delle diagonali e delle briglie sono le seguenti:

Tubo a sezione circolare mm 48.3x3.2

Area della sezione: $4.53\ cm^2$

Modulo di resistenza: $4.80\ cm^3$

Verifica delle diagonali

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

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

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

4.20.4 Verifica delle briglie superiori

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

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

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

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

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

risulta

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

4.20.5 Verifiche allo scorrimento dei giunti

a) Montanti sospesi

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

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

b) Diagonali

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

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

c) Briglie superiori

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

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

Annullate le pagine da 62 a 73

4.14 VERIFICA DELL'IMPALCATO PREFABBRICATO

Caratteristiche della tavola assunte nel calcolo:

lunghezza utile : $l = 1800$ mm

larghezza utile : $b' = 500$ mm

momento di inerzia : $J = 25.6$ cm^4

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

1) carico ripartito di servizio $q = 300$ daN/m^2

2) carico concentrato $Q = 300$ daN applicato su una superficie 0.5 x 0.5 m

3) carico concentrato $Q' = 100$ daN applicato su una superficie 0.2 x 0.2 m

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

Ponendo:

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

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

Si trova nei vari casi:

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

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

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

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

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

$M_{max} = 11949$ daNxcm

$R_{max} = 158$ daN

19 MAR. 1992

La freccia risulta nei vari casi:

$$f_{1max} = \frac{5(q_p+q)\, l^4}{384\, E\, J} = \frac{5 \times 1.58 \times 180^4}{384 \times 2060000 \times 25.6} = 0.41 \text{ cm} = 4.1 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{300}{384 \times 2060000 \times 25.6}\,(8 \times 180^3 - 4 \times 180 \times 50^2 + 50^3) = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

$$f_{3max} = \frac{100}{384 \times 2060000 \times 25.6}\,(8 \times 180^3 - 4 \times 180 \times 20^2 + 20^3) = 0.22 \text{ cm} = 2.2 \text{ mm}$$

$$f_{4max} = \frac{180}{384 \times 2060000 \times 25.6}\,(8 \times 180^3 - 4 \times 180 \times 72^2 + 72^3) = 0.38 \text{ cm} = 3.8 \text{ mm}$$

La freccia massima risulta in tutti i casi:

$$f_{max} \begin{cases} < 1800/100 = 18 \text{ mm} \\ < 20 \text{ mm} \end{cases}$$

Il modulo di resistenza viene valutato facendo riferimento ai dati sperimentali delle prove di carico in laboratorio; ciò per tener conto dell'effetto irrigidente delle nervature di bordo. Le prove di carico nella condizione che può essere considerata rappresentativa della situazione teoricamente più gravosa (caso 2) hanno mostrato che la tavola di impalcato subisce l'inizio delle deformazioni permanenti per un carico totale applicato di 2x330 = 660 daN. Si assume pertanto tale valore come il carico critico di inizio della deformazione permanente.

Il momento flettente teorico corrispondente a tale carico è pari:

$$M_{cr} = \frac{q_p}{8}\, l^2 + \frac{660}{2}\left(\frac{180}{2} - \frac{50}{4}\right) = 324 + 25575 = 25899 \text{ daN x cm}$$

Con un grado di sicurezza $\nu = 1.5$ rispetto alle deformazioni permanenti il momento massimo ammissibile vale:

$M_{adm} = M_{cr}/1.5 = 17266$ daNxcm

Il modulo di resistenza efficace vale:

$W_{eff} = M_{adm} / \sigma_{adm} = 17266/1570 = 10.99 \text{ cm}^3$

la tensione massima effettiva vale:

$\sigma_{eff} = M_{max}/W_{eff} = 11949/10.99 = 1087 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1570 \text{ daN/cm}^2$

19 MAR. 1992

SOCOM S.r.l. SOCIETÀ COSTRUZIONI METALLICHE

SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI PAVIA N° 2765

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

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

I ganci nelle prove di collasso hanno sopportato un carico minimo di 950/2x3 daN = 158 daN. Il carico di servizio vale Rmax/3= 158/3 =52.6 daN. Il grado di sicurezza risulta:

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

4.15 VERIFICA DELL'IMPALCATO CON BOTOLA

Dimensioni della tavola assunte nel calcolo:

lunghezza : l = 1800 mm

larghezza : b' = 500 mm

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

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

2) carico concentrato Q =300 daN applicato su una superficie 0.5 x 0.5 m

3) carico concentrato Q'=100 daN applicato su una superficie 0.2 x 0.2 m

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

Ponendo:

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

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

Si trova nei vari casi:

$$M_1 = \frac{q_p+q}{8}\, l^2 = \frac{0.14+1.50}{8}\, 180^2 = 6642 \text{ daNxcm}$$

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

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

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

19 MAR. 1992

SOCOM S.r.l. SOCIETÀ COSTRUZIONI METALLICHE

SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI PAVIA N° 2765

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

M_{max}= 12192 daNxcm

R_{max}= 163 daN

Analogamente al caso dell'impalcato senza botola, si valuta il modulo di resistenza sulla base dei risultati delle prove di carico di laboratorio. Le prove di carico nella condizione che può essere considerata rappresentativa della situazione teoricamente più gravosa (caso 2) hanno mostrato che la tavola di impalcato subisce l'inizio delle deformazioni permanenti per un carico totale applicato non inferiore a 2x300 = 600 daN. Si assume tale carico come il carico di inizio della deformazione permanente.

Il momento flettente massimo teorico corrispondente a tale carico è:

$$M_{cr} = \frac{q_p}{8} l^2 + \frac{600}{2}\left(\frac{180}{2} - \frac{50}{4}\right) = 567 + 23250 = 23817 \text{ daN x cm}$$

Con un grado di sicurezza ν = 1.5 rispetto alle deformazioni permanenti il momento massimo ammissibile vale:

$M_{adm} = M_{cr}/1.5$ = 15878 daNxcm

Il modulo di resistenza efficace vale:

$W_{eff} = M_{adm}/\sigma_{adm}$= 15878/1570 =10.11 cm^3

la tensione massima effettiva vale:

$\sigma_{eff}=M_{max}/W_{eff}$=12192/10.11= 1206 daN/$cm^2$< σ_{adm}=1570 daN/cm^2

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

ν = 600/300 = 2.0 > 1.5 adm

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

f_{max} < 1800/100 = 18 mm
< 20 mm

4.16 VERIFICA DELL'IMPALCATO IN LEGNAME

Tipo : tavole in legname 20 x 5 cm con modulo di resistenza W=83.3 cm^3

oppure tavole in legname 30 x 4 cm con modulo di resistenza W=80.0 cm^3

SOCOSTRUZIONI S.r.l. SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

19 MAR. 1992

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

Impalcato	Carico totale daN	Momento massimo daNxcm	Tensione massima daN/m^2
20 x 5 (W=83.3 cm^3)	118.8	2673	32.1
30 x 4 (W=80.0 cm^3)	178.2	4009	50.12 < σ_{adm} = 80

4.17 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

4.17.1 Calcolo delle azioni sugli ancoraggi

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

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

Nelle aree di ponteggio non interessate alle azioni trasmesse dall'impalcato parasassi, la condizione più gravosa per il calcolo risulta quella riferita alle condizioni di fuori servizio per neve alla quota di 10 m, in cui si ha (punto 4.2.2 e 4.7.1):

Azione del vento per modulo di ponteggio: 96.5 daN

Azione per imperfezioni geometriche: 8.3 daN

L'azione agente sugli ancoraggi, essendo ogni ancoraggio a servizio di 6 moduli e 3 stilate di ponteggio, risulta:

S= 6 x 96.5 + 3 x 8.3 = 604 daN

b)Ancoraggi a quota 6 m

Tali ancoraggi sono interessati alle azioni trasmesse dall'impalcato parasassi; la condizione più gravosa per il calcolo risulta quella riferita alle condizioni di fuori servizio per neve. La risultante delle azioni del vento, delle imperfezioni geometriche e della neve risulta agente coassialmente a ciascun traverso ha il valore (punto 4.7.2b):

H_V = 338.5 daN

L'azione sugli ancoraggi risulta:

S= 2 x 338.5 = 677 daN

19 MAR. 1992

SOCOSTRUZIONI S.r.l. SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

c)Ancoraggi a quota 4 m

Anche tali ancoraggi sono interessati alle azioni trasmesse dall'impalcato parasassi; la condizione più gravosa per il calcolo risulta ancora quella riferita alle condizioni di fuori servizio per neve. La risultante delle azioni del vento, delle imperfezioni geometriche e della neve risulta agente coassialmente a ciascun traverso ha il valore (punto 4.7.2b):

H_V = 350.3 dall

L'azione sugli ancoraggi risulta:

S= 2 x 350.3 = 701 dall

d)Ancoraggi a quota 2 m

Tali ancoraggi non sono interessati alle azioni trasmesse dall'impalcato parasassi. La condizione più gravosa per il calcolo risulta quella riferita alle condizioni di fuori servizio per neve in cui si ha (punto 4.2.2 e 4.7.1):

Azione del vento per modulo di ponteggio: 64.1 dall

Azione per imperfezioni geometriche : 15.7 daN

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

S= 4.5 x 64.1 + 3 x 15.7 = 336 dall

4.17.2 Verifica dell'ancoraggio a cravatta

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

$$\nu = \frac{1000}{604} = 1.65 > 1.5$$

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

$$\nu = \frac{1800}{701} = 2.56 > 1.5$$

4.17.3 Verifica dell'ancoraggio ad anello

Assegnando al tondino un diametro minimo di 6 mm con sezione resistente di 28.27 mm^2, la tensione massima risulta, nel caso più sfavorevole:

SOCOMI S.r.l. SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

19 MAR. 1992

$$\sigma = \frac{701}{2x28.27} = 12.39 \text{ dall/mm}^2 = 1239 \text{ dall/cm}^2 < 1600 \quad \sigma_{adm}$$

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

4.18 VERIFICA DEL PARASASSI

Il parasassi viene verificato per le seguenti azioni:

- azione del peso proprio del parasassi p_1 =37 dall/m^2)
- azione della neve (p_n = 168 dall/m^2)
- azione del vento di fuori servizio (C p_vG =1.3x 60.7 dall/m^2)

L'azione normale al traverso p_p assume il valore:

$$p_p = (p_1 + 0.5\, p_n \times \cos 45°) \cos 45° + Cp_vG \times \text{sen}^2 45° =$$

$$(37 + 0.5 \times 168 \times 0.707)\, 0.707 + 1.3 \times 60.7 \times 0.707^2 = 107.6 \text{ dall/m}^2$$

Il momento massimo risulta all'attacco del traverso superiore e vale:

$$M_{max} = \frac{p_p \times 1.8 \times 0.71^2}{2} = 48.82 \text{ dallxm} = 4882 \text{ dall x cm}$$

avendo posto la luce libera di inflessione pari a 0.71 m e 1.8 l'interasse fra le stilate.

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

$$\sigma = M_{max}/W = 4882/4.8 = 1017 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm}\ 1800 \text{ dall/cm}^2$$

Il traverso superiore risulta sottoposto nella condizione più gravosa a (punto 4.5):

- carico di compressione dovuto alle azioni del vento e del peso proprio dei parasassi pari a N_{max} = 38 daN;

- carico di trazione dovuto alle azioni del vento e del peso proprio e della neve sul parasassi pari a N_{max} = 113 +75 + 121 = 309 daN.

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

I giunti di collegamento di tipo orientabile dovranno essere proporzionati per uno sforzo di trazione massimo di 309 dall, con grado di sicurezza 1.5 allo scorrimento e 2.2 alla rottura.

19 MAR. 1992

SOCOMI S.r.l. SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

4.19 VERIFICA DELLA BASETTA REGOLABILE

Caratteristiche geometriche:

- Diametro esterno spinotto filettato: 40 mm
- Diametro del nucleo : 37 mm
- Diametro interno spinotto filettato: 33 mm
- Area resistente del nucleo : 2.2 cm^2
- Momento di inerzia : 3.378 cm^4
- Modulo di resistenza: 1.82 cm^3
- Lunghezza minima dello spinotto: 180 mm
- Altezza massima di regolazione della basetta h_g: 514 mm

Alla massima regolazione in altezza, il massimo gioco angolare consentito dall'accoppiamento spinotto-montante, quando il diametro interno del montante è 43.28 mm, è 3.78 mm.
L'angolo di accoppiamento spinotto-montante è:

$$\varnothing_1 = \frac{3.78}{180} = 0.021 \text{ rad}$$

Si assume inoltre $\varnothing_2$ = 0.010 rad l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale, corrispondente alle imperfezioni geometriche previste dalle CNR 10027/85.

La tensione risultante sulla basetta per l'altezza di regolazione massima di 514 mm vale:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \times h_g(\varnothing_1+\varnothing_2)}{W} =$$

$$= \frac{968}{2.2} + \frac{968 \times 51.4\ (0.031)}{1.82} = 1288 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

Nelle prove di laboratorio il carico minimo di collasso registrato è stato di 7200 daN.
Il grado di sicurezza risulta:

ν = 7200/968 = 7.43 > 2.2

SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE 19 MAR. 1992

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

4.20.1 Calcolo delle azioni

L'interruzione di una stilata alla generica quota in elevazione, richiede la realizzazione di una coppia di travi (esterna ed interna) in grado di sostenere i montanti della stilata interrotta. Il carico gravante su tale stilata viene trasferito ai montanti che delimitano il varco.
Con riferimento al caso di interruzione della stilata al piano 2°, la struttura delle travi e dei rinforzi dei montanti è mostrata nella tav.N.17 e 18 dell'Allegato A. Il prospetto seguente riporta le azioni che sollecitano gli elementi strutturali delle travi ed i montanti del ponteggio.

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

Carichi	Facciata interna condizione di servizio normale	Facciata esterna condizione di fuori servizio per neve
Carichi assiali alla base dei montanti:		
a) sospesi (a quota 4 m)	665	675
b) generici (a quota 0 m)	695	968
c) adiacenti al varco (a quota 0 m)	N_i= 695+0.5x665=1028	N_e =968+0.5x675= 1306
Carico assiale T di trazione sulle diagonali	T=0.5x665/cos46.6°= 484	T=0.5x675/cos46.6°= 492
Carico assiale H di compressione sulla briglia superiore	H=T cos (90-46.6°) = 352	H=T cos(90-46.6°) = 358

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

tubo: diametro 48.3 x 3.2; area A = 4.53 cm^2; W = 4.80 cm^3; I=1.60 cm

19 MAR. 1992

SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

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

	Valore frattile 5% del carico convenzionale di scorrimento
Ortogonale	1000 daN
Ortogonale accoppiato ad un giunto supplementare di tenuta	1800 daN

I rinforzi ed irrigidimenti adottati sono:

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

Qui di seguito sono riportate le verifiche dei vari elementi.

4.20.2. Verifica dei montanti raddoppiati

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

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

Momento flettente max $\overline{M} = 1393$ daNxcm

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

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

a) Montante esterno

$N = 1306$ daN; $\nu N = 1.33\ N = 1737$ daN;

$\omega N = 2.20N = 2874$; $\sigma_{cre}A = 1300 \times 8.67 = 11271$ daN

$\nu N/\sigma_{cre}A = 0.16$; $1-\nu N/\sigma_{cre}A = 0.84$;

$0.84\ W = 7.75\ cm^3$;

$\sigma_N = \omega N/A = 2.20 \times 1306/8.67 = 332\ daN/cm^2$

$\sigma_M = M/0.84W = 1393/7.75 = 180\ daN/cm^2$

$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 332 + 180 = 512\ daN/cm^2 < 1800\ \sigma_{adm}$

SOCIETÀ COSTRUZIONI METALLICHE S.r.l. 19 MAR. 1992

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

b) Montante interno

$N = 1028$ daN; $\nu N = 1.33\ N = 1368$ daN;

$\omega N = 2.20N = 2262$; $\sigma_{cre}A = 1300 \times 8.67 = 11271$ daN

$\nu N/\sigma_{cre}A = 0.13$; $1-\nu N/\sigma_{cre}A = 0.87$;

$0.84\ W = 8.03\ cm^3$;

$\sigma_N = \omega N/A = 2.20 \times 1028/8.67 = 261\ daN/cm^2$

$\sigma_M = M/0.84W = 1393/8.03 = 174\ daN/cm^2$

$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 261 + 174 = 435\ daN/cm^2 < 1800\ \sigma_{adm}$

4.20.3 Verifica delle diagonali

Il massimo carico che sollecita a trazione le diagonali vale T= 492 daN;

la tensione risulta:

$\sigma = T/A = 492/4.53 = 109\ daN/cm^2 < 1600\ \sigma_{adm}$

4.20.4 Verifica delle briglie superiori

Il massimo carico che sollecita a compressione le briglie superiori della trave prefabbricata vale N= 358 daN;

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

$\lambda = 180/1.60 = 113$; $\omega = 1.89$;

la tensione risulta:

$\sigma = \omega N/A = 1.89 \times 358/4.53 = 150\ daN/cm^2 < 1600\ \sigma_{adm}$

4.20.5 Verifiche allo scorrimento dei giunti

a) Montanti sospesi

Il massimo sforzo di scorrimento vale 675 daN. Occorre migliorare la resistenza allo scorrimento del giunto ortogonale che vincola i montanti esterno ed interno allo stocco, applicando un giunto supplementare di tenuta. Il grado di sicurezza risulta:

$\nu = 1800/675 = 2.66 > 1.5$

SOCIETÀ COSTRUZIONI METALLICHE S.r.l. 19 MAR. 1992

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

b) Diagonali

Il massimo sforzo di scorrimento sulle diagonali vale 492 daN. Non occorre applicare alle due estremità un giunto supplementare di tenuta. Il grado di sicurezza, utilizzando un giunto ortogonale, risulta :

$\nu = 1000/492 = 2.03 > 1.5$

c) Briglie superiori

Il massimo sforzo di scorrimento sulle briglie superiori vale 358 daN. Non occorre applicare alle due estremità un giunto supplementare di tenuta. Il grado di sicurezza, utilizzando un giunto ortogonale, risulta:

$\nu = 1000/358 = 2.79 > 1.5$

CAPITOLO 5. ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

5.1 - PREMESSA

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

I ponteggi eretti con elementi approvati, ma in difformità dallo schema tipo - devono essere sottoposti - sotto la responsabilità del progettista - a prove di carico intese a verificare l'esistenza di un fattore di sicurezza non inferiore a 1,5.

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

a) difformità limitata al sistema geometrico di realizzazione degli ancoraggi, a condizione che la diversa distribuzione non ne riduca la densità né la omogeneità di distribuzione;

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

5.2 - MODALITA' DI CONDUZIONE DELLE PROVE

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

- Larghezza

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

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

- Altezza

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

In ogni caso l'altezza del saggio è comunque condizionata dal numero di impalcati necessari per realizzare le condizioni di carico previste dal punto 5. 4.

5.3 - MODALITA' DI REALIZZAZIONE DEL SAGGIO

5.3.1 - Ancoraggi

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

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

5.3. 2 - Irrigidimenti di facciata e in pianta

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

Socetal S.r.l. SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE 19 MAR. 1992

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

5.4. - CARICHI DI PROVA

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

Sul saggio dovranno quindi essere applicati, sia carichi di prova corrispondenti ai pesi propri della struttura progettata ed ai relativi carichi di lavoro o di fuori servizio, sia carichi aggiuntivi verticali da applicare agli impalcati per indurre sui montanti stati tensionali equivalenti a quelli relativi alle altre azioni - anche orizzontali (vento, ecc.) - previste nella relazione di calcolo.

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

5.5 MODALITA' DI CONDUZIONE DELLA PROVA

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

a) che i carichi di prova siano applicati a distanza senza esposizione diretta da parte di operatori, ma ricorrendo a sistemi appropriati (carichi idraulici, martinetti, ecc.), attivabili da posizione di sicurezza;

b) che la zona circostante il ponteggio potenzialmente interessata da eventuali crolli del saggio in prova, sia stata preventivamente recintata in modo da evitare la presenza di persone in condizioni di pericolo;

Socetal S.r.l. SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE 19 MAR. 1992

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

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

5.6. - RELAZIONE DI COLLAUDO

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

SOCG... S.r.l.
SOCIETÀ COSTRUZIONI METALLICHE

19 MAR. 1992

SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765 Ing.

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

PREMESSA

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

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

6.1. GENERALITA'

6.1.1-Il disegno esecutivo, unitamente alla copia della autorizzazione, deve essere tenuto in cantiere a disposizione degli Organi di vigilanza. Il disegno esecutivo deve essere conforme allo schema tipo fornito dal fabbricante del ponteggio; ogni modifica del ponteggio compatibile con la sua stabilità può avere luogo solo nell'ambito dello schema tipo e deve essere riportata sul disegno esecutivo.
Per ponteggi inferiori a 20 m il disegno esecutivo deve essere firmato dal responsabile del cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante, mentre per i ponteggi di altezza superiore a 20 m, per ponteggi non conformi agli schemi tipo e per opere speciali, deve essere redatto un progetto firmato da un ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto negli Albi professionali.

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

18 FEB. 1992

S.r.l.
SOCIETÀ COSTRUZIONI METALLICHE

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

Tale calcolo può tener conto della permeabilità delle strutture servite.

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

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

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

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

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

6.2. - MONTAGGIO

SOCOS S.r.l. SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

19 MAR. 1992

SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765

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

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

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

6.2.2. - Nel corso del montaggio del ponteggio si devono costantemente verificare:

- la distanza tra il ponteggio e l'edificio in modo da assicurare, seguendo il disegno esecutivo, la realizzazione di impalcati accostati all'opera in costruzione (v. anche 6.3.1.);
- la verticalità dei montanti ed il loro collegamento assiale;
- l'orizzontalità dei correnti e dei traversi;
- l'assetto operativo dei dispositivi di collegamento;
- il corretto inserimento e rotazione del dispositivo di collegamento assiale dei telai (spine a verme);
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali e telai di parapetto;

SOCOS S.r.l. SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

19 MAR. 1992

SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA N. 8765

- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;

- la messa in opera degli ancoraggi, delle diagonali di facciata seguendo il normale progredire del montaggio del ponteggio ed in conformità ai disegni esecutivi.

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

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

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

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

- viene eseguito il tracciamento della struttura;

- vengono posti in opera i telai di base;

- attuato il primo orizzontamento, si provvede a controllare la verticalità dei montanti ed i loro interassi;

- si prosegue il montaggio avendo cura di realizzare sistematicamente la messa in opera degli ancoraggi e di ottemperare alle istruzioni sotto riportate.

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

- i telai portanti verticali devono avere i montanti collegati assialmente in modo che gli stessi siano atti a resistere agli sforzi di trazione;

- i correnti, le diagonali, le mensole, le travi per varchi e passi carrai, i parasassi, ecc., devono essere collegati almeno in due punti;

19 MAR. 1992

SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE S.r.l.

SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA 8765

il dispositivo di collegamento deve realizzare l'unione degli elementi in maniera tale che la separazione degli stessi possa avvenire solo con intervento volontario e ne sia esclusa la disattivazione per causa accidentale;

- si devono realizzare sui riquadri orizzontali collegamenti di controventatura in pianta come previsto nello schema tipo;

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

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

- gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti inconformità agli schemi di cui all'allegato al capitolo 7. Gli ancoraggi devono essere disposti seguendo quanto indicato negli schemi tipo;

- l'interruzione di parte del ponteggio per la realizzazione di passi carrai o per altri motivi è consentita qualora sia realizzata conformemente a quanto indicato nello schema tipo;

- qualora non sia possibile realizzare l'accesso ai piani di ponteggio direttamente dall'opera servita, devono essere montati gli impalcati con botola del tipo approvato e devono essere utilizzate le scale apposite nel rispetto del VI comma dell'art. 8 del D.P.R. 7 Gennaio 1956, n° 164;

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

19 MAR. 1992

SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE S.r.l.

SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA 8765

b) che vengano scrupolosamente seguiti, per la parte realizzata con elementi a tubi e giunti, gli specifici schemi previsti nella autorizzazione ministeriale, sia per quanto riguarda il numero e la posizione degli elementi utilizzati, sia per quanto riguarda i sistemi di vincolo (ancoraggi);

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

d) che sia possibile la normale giunzione tra elementi a tubi e giunti ed elementi a telaio, senza ricorso a soluzioni di ripiego o all'impiego di elementi di raccordo non previsti nelle autorizzazioni;

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

6.3. - IMPIEGO

6.3.1. - I piani di ponteggio destinati al lavoro devono:

- avere impalcati realizzati come indicato nello schema tipo;
- essere costituiti da intavolati bene accostati tra loro ed all'opera in costruzione. Per l'esecuzione dei lavori di rifinitura è consentito un distacco della muratura non superiore a 20 cm;
- essere utilizzati solo quando non distino più di 2,00 m dall'ordine più alto di ancoraggi;
- essere provvisti di indicazione chiara e visibile delle condizioni massime ammissibili di carico;
- essere provvisti, sulle facciate esterne, di un parapetto composto da un corrente superiore, da un corrente intermedio e da una tavola fermapiede, rispondenti agli schemi tipo, nel rispetto comunque dei punti seguenti:

a) il bordo superiore del corrente più alto deve essere sistemato a non meno di 1 m dal piano dell'impalcato;

a) il bordo superiore del corrente più alto deve essere sistemato a non meno di 1 m dal piano dell'impalcato;

b) il fermapiede, sistemato con il bordo inferiore a contatto con il piano dell'impalcato, deve avere altezza non inferiore a 20 cm;

c) le distanze tra corrente intermedio e fermapiede e tra corrente superiore e corrente inferiore non devono essere superiori a 60 cm;

- essere provvisti, per tutta l'estensione dell'impalcato di lavoro, di un parasassi capace di intercettare la caduta dei materiali.

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

6.3.2 - Precipitazioni nevose

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

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

A tali altezze corrisponde nelle varie zone un carico della neve di progetto di 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'efficacia degli ancoraggi e delle diagonali curando la sostituzione degli elementi di ridotta efficienza.

6.3.4 - Controlli giornalieri

Si devono far controllare da persona competente :

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

6.3.5 - Impianti ed apparecchi elettrici

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

6.4. - SMONTAGGIO

Nelle operazioni di smontaggio si devono osservare le seguenti istruzioni:

[1 9 MAR. 1992]

SOCOSTRUZ. S.r.l. SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

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

- 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).

[1 9 MAR. 1992]

SOCOSTRUZ. S.r.l. SOCIETÀ DI COSTRUZIONI METALLICHE

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

CAPITOLO 7 - SCHEMI DEL PONTEGGIO

Schemi tipo del ponteggio con la indicazione dei massimi ammessi di sovraccarico, di altezza dei ponteggi, di larghezza degli impalcati, per i quali non sussiste l'obbligo di calcolo per ogni singola applicazione.

Gli schemi sono riportati nell'allegato A.

19 MAR. 1992

SOCIETÀ COSTRUZIONI METALLICHE

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

INDICE

19 FEB. 1993

SOCIETÀ COSTRUZIONI METALLICHE

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

SOCOME s.r.l.

SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE
SEDE: 84023- CARILLIA (SALERNO)-VIA EX TABACCHIFICIO

ALLEGATO "A" ALLA RELAZIONE TECNICA SUL PONTEGGIO A TELAI PREFABBRICATI

TIPO A PORTALE S18 ATTACCHI A PERNI MARCHIO: SOCOME

MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE

Direzione Generale dei Rapporti di Lavoro

Div. VII - Sicurezza e igiene del lavoro

ALLEGATO N. 1 all' autorizzazione di cui alla lettera N. 22436/OM - 4 in data 13/7/1993

INDICE ALLEGATO "A"

19 FEB. 1993

SEVERINO MISSORI Dott. Ing. 8765

SOCOME S.r.l. Soc. di Costruzioni Metalliche

Italiano

ISTRUZIONI D'USO

CINTURA DI POSIZIONAMENTO CON IMBRACATURA ANTICADUTA NEWTEC 4 ECO (EN358-EN361) realizzata con nastri di poliestere e parti metalliche zincate.

Per indossare l'imbracatura seguire le fasi descritte nei disegni.-

Fare attenzione a non attorcigliare i nastri e non mantenerli laschi. Utilizzando il cintino di regolazione delle bretelle adattarle al proprio corpo; la piastra dorsale deve stazionare al centro sopra le scapole.

Raccomandazioni

- Il dispositivo deve essere sempre ed obbligatoriamente utilizzato collegandolo ad un dispositivo anticaduta (EN353-EN355-EN360) attraverso i punti alti di aggancio dorsale e/o sternali. Detti punti servono anche per collegare il dispositivo ad un discensore (EN341) o ad un sistema di salvataggio (EN1496).
- Gli elementi di fissaggio sono posti sulla cintura al livello dei fianchi dell'operatore; un elemento è utilizzato per collegare il cordino di posizionamento con un connettore (EN362) alla cintura; l'altro elemento di fissaggio si utilizza per connettere alla cintura il connettore del cordino di posizionamento.
- Il cordino di posizionamento deve essere teso e utilizzato attorno all'ancoraggio risultando al livello o sopra il livello della vita dell'utilizzatore; la libertà di movimento deve essere limitata ad un massimo di m. 0,60.
- Un ancoraggio affidabile deve rispondere a quanto richiesto dalla EN 795 oppure deve essere un ancoraggio la cui resistenza minima sia superiore a 10 KN.
- Il collegamento ad un punto di ancoraggio deve essere effettuato con l'utilizzo di un connettore che risponda a EN362.
- La compatibilità dei componenti da utilizzare con il dispositivo deve essere garantita dall'osservanza delle norme di riferimento.
- Nel caso in cui si utilizzi un assorbitore di energia è necessario che lo spazio libero sotto ai piedi dell'utilizzatore sia di almeno 6 m. al fine di evitare, in caso di caduta, una collisione con il terreno; con un dispositivo anticaduta, lo spazio libero, deve essere di m.2.
- Durante l'uso è necessario prendere tutte le precauzioni per proteggere il dispositivo da eventuali pericoli collegati all'intervento (bruciature, tagli, spigoli vivi, abrasioni, contaminazioni chimiche, ecc...).
- Prima e durante l'utilizzo è necessario considerare l'eventualità di adottare un sistema di salvataggio.
- E' indispensabile che l'utilizzatore sia addestrato all'impiego del dispositivo o assistito da persona competente.
- Per la pulizia utilizzare una spazzola per panni.
- Il dispositivo deve essere esaminato almeno 1 volta all'anno dal fabbricante che deciderà sull'eventuale sua rimessa in servizio. L'utilizzatore deve controllare visivamente prima di ogni impiego lo stato di usura.
- In caso di caduta, è necessario sostituire il dispositivo ed inviarlo a verifica dal fabbricante.
- Nessuna modifica deve essere apportata al dispositivo.
- Conservare il dispositivo in luogo asciutto e lontano da fonti di calore.
- La durata di vita del DPI è in funzione dell'utilizzo; il controllo annuale obbligatorio stabilirà le condizioni
- del DPI e di conseguenza la durata di vita.

MARCATURA

Un'etichetta riporta i dati seguenti:

Marchio del fabbricante – Marchio CE e N° dell'Ente Certificatore

Marchio di identificazione del modello – Anno di fabbricazione - N° di serie

Norma di riferimento – Pittogramma per indicare all'utilizzatore di leggere le informazioni date dal fabbricante.

English

INSTRUCTION FOR USE

WORK POSITIONING BELT AND FULL BODY HARNESS NEWTEC 4 ECO (EN358-EN361) in polyester straps and zinced metal.

To wear the harness, follow the instructions in the illustrations.

Be careful not to twist the belts and do not let them become slack. Using the regulating belts on the straps, adapt the harness to your body. The back panel must be in the center above the shoulder blades.

Recommendations

- The device must always be used connected to an anti-fall device (EN353-EN355-EN360) at the upper part of the back and/or breastbone. These points are also used to connect the device to a descender (EN341) or to a rescue system (EN1496).
- The fixing elements on the belt are located at waist height of the operator; one of the elements is used to connect the positioning cord with a connector (EN362) on the belt; the other connecting element is used to connect the positioning cord connector to the belt.
- The positioning cord must be taut and used around the anchor at waist height of the user or higher; freedom of movement must be limited to a maximum of 0.60 m.
- A reliable anchor must conform to EN795 or must be an anchor whose minimum resistance is greater than 10 KN.
- Connection to an anchoring point must be made with a connector corresponding to EN362.
- Compatibility of the components used with the device must be guaranteed to observe the reference norms.
- When an energy absorber is used, the free space beneath the feet of the user must be at least 6 m in order to prevent, in case of fall, a collision with the ground; with an anti-fall device, the free space must be 2 m.
- During use, it is necessary to take all precautions to protect the device from eventual dangers connected with its operation (burns, cuts, sharp edges, abrasions, chemical contamination, etc.).
- Before and during use it is necessary to consider the eventuality of adopting a rescue system.
- It is essential that the user will be trained in the use of the device or assisted by a competent person.
- Use a clothes brush to clean the device.
- The device must be examined at least once a year by the manufacturer who will make a decision regarding an eventual service overhaul. Before every use, the user must visibly check the state of wear.
- If the device is dropped, it is necessary to replace the device and send it to the manufacturer to be checked.
- No changes should be made to the device.
- Store the device in a dry place that is far from heat sources.
- The life-span of the DPI depends on the use; the obligatory annual check will establish the conditions of the DPI and
- consequently the life-span.

LABELS

A label contains the following data:

Manufacturer's brand name – European Union mark and Certifying Agency No.

Model identification mark – the last two letters of the year of manufacture – Serial number.

Reference norms – a pictogram indicates that the user should read the information supplied by the manufacturer.

Français

MODE D'EMPLOI

CEINTURE DE MANTIEN AU TRAVAIL AVEC HARNAIS D'ANTICHUTES NEWTEC 4 ECO (EN358-EN361) constituée de bandes en polyester et de parties métalliques zinguées.

Pour attacher l'harnais, suivez les phases décrites dans les dessins.

Il faut faire attention à ne pas enrouler les bandes et à ne pas les tenir mous. En utilisant la sangle de réglage des bretelles, adaptez-les au corps; la plaque dorsale doit être située au milieu au-dessus des omoplates.

Recommandations

- Le dispositif doit être toujours employé obligatoirement en le liant à un dispositif antichute (EN353-EN355-EN360) par des points hauts d'accrochement dorsal et/ou sternal. Ces points servent aussi à lier le dispositif à un autobloqueur (EN341) ou à un système de sauvetage (EN1496).
- Les éléments de fixage sont situés sur la ceinture au niveau des hanches de l'opérateur; un élément est employé pour lier la cordelette de positionnement munie d'un connecteur (EN362) à la ceinture, l'autre élément de fixage est employé pour lier le connecteur de la cordelette de positionnement à la ceinture.
- La cordelette de positionnement doit être tendue et située autour de l'ancrage au niveau ou au-dessus de la taille de l'utilisateur; la liberté de mouvement doit être limitée à 0,60 m. au maximum.
- Un ancrage fiable doit satisfaire aux conditions requises par EN795 ou bien sa résistance minimum doit être au-dessus de 10 KN.
- Le raccordement à un point d'ancrage doit être effectué par un connecteur conforme à EN362.
- La compatibilité des composants, qui doivent être employés avec le dispositif, doit être assurée par le respect des normes de référence.
- En cas d'emploi d'un absorbeur d'énergie, il faut que l'espace libre sous les pieds de l'utilisateur soit au moins 6 m. afin d'éviter une collision avec le sol en cas de chute; en cas d'emploi d'un dispositif antichute, l'espace libre doit être 2 m..
- Pendant l'emploi, il faut prendre toutes les précautions nécessaires afin de protéger le dispositif contre d'éventuels dangers liés au travail (brûlures, coupures, arêtes vives, abrasions, contaminations chimiques, etc...).
- Avant et pendant l'emploi, il faut envisager l'éventualité d'adopter un système de sauvetage.
- Il faut que l'utilisateur soit formé à employer le dispositif ou bien assisté par une personne qualifiée.
- Il faut employer une brosse à habits pour nettoyer le dispositif.
- Le dispositif doit être testé au moins 1 fois par an par le fabricant, qui décidera éventuellement de le remettre en service. Avant tout emploi, l'utilisateur doit contrôler visuellement l'état d'usure.
- En cas de chute, il faut remplacer le dispositif et l'envoyer au fabricant pour le contrôle.
- Aucune modification ne doit être apportée au dispositif.
- Il faut conserver le dispositif dans un endroit sec et à l'écart des sources de chaleur.
- La durée de vie du dispositif de protection individuelle est fonction de son utilisation. Le contrôle annuel obligatoire établira l'état du DPI et donc sa durée de vie.

ÉTIQUETAGE

L'étiquette indique les données suivantes:

Marque du fabricant – Marque CE et n° de l'autorité de certification

Marque d'identification du modèle – Année de fabrication - n° de série

Norme de référence – Pictogramme indiquant à l'utilisateur de lire les instructions données par le fabricant.

Deutsch

GEBRAUCHSANLEITUNG

NEWTEC 4 ECO (EN358-EN361) ANTIFALL GURT + HEBESEILE bestehen aus Polyesterbänder und metallischen Teilchen aus Messing.

Um die Hebeseile zu tragen, müssen die Phasen beachtet werden, die in den Zeichnungen beschrieben werden.

Achten Sie darauf, dass die Bänder nicht gedreht und lose gehalten werden. Mittels kleine Reguliergurte, passen Sie die Hosenträger an den eigenen Körper; die Rückenplatte muss in der Mitte oberhalb der Schulterblätter positioniert werden.

Empfehlungen

- Die Vorrichtung muss immer und obligatorisch mit einer Antifallvorrichtung (EN353-EN355-EN360) gebraucht werden, die mittels den hohen Einrastpunkten, Rücken bzw. Brustbein angeschlossen wird. Diese Punkte dienen auch dazu, die Vorrichtung an einem Absteiger (EN341) oder an einem Rettungssystem (EN1496) anzuschließen.
- Die Fixierelemente befinden sich auf dem Gurt bei Seitenhöhe des Bedieners; das eine Element wird gebraucht um die Positionierungsschnur mit einem Verbinder (EN362) am Gurt zu verbinden, das andere Fixierelement wird gebraucht, um den Verbinder der Positionierungsschnur an den Gurt zu fixieren.
- Die Positionierungsschnur muss gespannt werden und um die Verankerung gebunden werden, indem sich diese auf dem Niveau oder oberhalb des Seitenniveaus des Anwenders ergibt; die Bewegungsfreiheit muss auf ein Maximum von 0.60 M begrenzt werden.
- Eine zuverlässige Verankerung muss den EN795 Erfordernissen entsprechen oder sie muss mit minimalem Widerstand, der 10 KN nicht übersteigt, ausgerüstet werden.
- Die Verbindung an einem Verankerungspunkt muss mit einem Verbinder verwendet werden, der mit der EN362 übereinstimmt.
- Die Kompatibilität der anzuwendenden Bestandteile mit der Vorrichtung muss durch die Beachtung der Referenznormen garantiert werden.
- Im Fälle einer Verwendung mit einem Energieabsorber, ist es vonnöten, dass der freie Platz unter den Füssen des Anwenders mindestens 6 M beträgt, damit eine Kollision, im Falle eines Falls auf den Boden, verhindert wird; mit einer Antifallvorrichtung muss der freie Platz 2 M betragen.
- Während des Gebrauchs müssen alle Vorsichtsmaßnahmen getroffen werden, um die Vorrichtung vor allfälligen Gefahren im Zusammenhang mit der Intervention zu schützen (Verbrennungen, Schnittwunden, scharfe Kanten, Hautabschürfungen, chemische Kontaminationen, usw. ...).
- Vor und nach Gebrauch, sollte die Möglichkeit einer Adoption eines Rettungssystems berücksichtigt werden.
- Unentbehrlich ist, dass der Anwender für die Verwendung der Vorrichtung geschult wird oder mit Hilfe einer kompetenten Person begleitet wird.
- Verwenden Sie eine Wäschebürste zur Reinigung.
- Die Vorrichtung muss einmal jährlich vom Hersteller überprüft werden, der auch über seine Überweisung in den Betrieb entscheidet. Der Anwender muss die Kontrolle über den Abnutzungszustand visuell vor jedem Gebrauch durchführen.

ISTRUZIONI D'USO

CINTURA DI POSIZIONAMENTO CON IMBRACATURA ANTICADUTA NEWTEC 4 ECO (EN358-EN361) realizzata con nastri di poliestere e parti metalliche zincate.

Per indossare l'imbracatura seguire le fasi descritte nei disegni.

Fare attenzione a non attorcigliare i nastri e non mantenerli lasch. Utilizzando il cintino di regolazione delle bretelle adattarle al proprio corpo; la piastra dorsale deve stazionare al centro sopra le scapole.

Raccomandazioni

- Il dispositivo deve essere sempre ed obbligatoriamente utilizzato collegandolo ad un dispositivo anticaduta (EN353-EN355-EN360) attraverso i punti alti di aggancio dorsale e/o sternali. Detti punti servono anche per collegare il dispositivo ad un discensore (EN341) o ad un sistema di salvataggio (EN1496).
- Gli elementi di fissaggio sono posti sulla cintura al livello dei fianchi dell'operatore; un elemento è utilizzato per collegare il cordino di posizionamento con un connettore (EN362) alla cintura; l'altro elemento di fissaggio si utilizza per connettere alla cintura il connettore del cordino di posizionamento.
- Il cordino di posizionamento deve essere teso e utilizzato attorno all'ancoraggio risultando al livello o sopra il livello della vita dell'utilizzatore; la libertà di movimento deve essere limitata ad un massimo di m. 0,60.
- Un ancoraggio affidabile deve rispondere a quanto richiesto dalla EN 795 oppure deve essere un ancoraggio la cui resistenza minima sia superiore a 10 KN.
- Il collegamento ad un punto di ancoraggio deve essere effettuato con l'utilizzo di un connettore che risponda a EN362.
- La compatibilità dei componenti da utilizzare con il dispositivo deve essere garantita dall'osservanza delle norme di riferimento.
- Nel caso in cui si utilizzi un assorbitore di energia è necessario che lo spazio libero sotto ai piedi dell'utilizzatore sia di almeno 6 m. al fine di evitare, in caso di caduta, una collisione con il terreno; con un dispositivo anticaduta, lo spazio libero, deve essere di m.2.
- Durante l'uso è necessario prendere tutte le precauzioni per proteggere il dispositivo da eventuali pericoli collegati all'intervento (bruciature, tagli, spigoli vivi, abrasioni, contaminazioni chimiche, ecc...).
- Prima e durante l'utilizzo è necessario considerare l'eventualità di adottare un sistema di salvataggio.
- E' indispensabile che l'utilizzatore sia addestrato all'impiego del dispositivo o assistito da persona competente.
- Per la pulizia utilizzare una spazzola per panni.
- Il dispositivo deve essere esaminato almeno 1 volta all'anno dal fabbricante che deciderà sull'eventuale sua rimessa in servizio. L'utilizzatore deve controllare visivamente prima di ogni impiego lo stato di usura.
- In caso di caduta, è necessario sostituire il dispositivo ed inviarlo a verifica dal fabbricante.
- Nessuna modifica deve essere apportata al dispositivo.
- Conservare il dispositivo in luogo asciutto e lontano da fonti di calore.
- La durata di vita del DPI è in funzione dell'utilizzo; il controllo annuale obbligatorio stabilirà le condizioni
- del DPI e di conseguenza la durata di vita.

MARCATURA

Un'etichetta riporta i dati seguenti:
Marchio del fabbricante – Marchio CE e N° dell'Ente Certificatore
Marchio di identificazione del modello – Anno di fabbricazione - N° di serie
Norma di riferimento – Pittogramma per indicare all'utilizzatore di leggere le informazioni date dal fabbricante.

English

INSTRUCTION FOR USE

WORK POSITIONING BELT AND FULL BODY HARNESS NEWTEC 4 ECO (EN358-EN361) in polyester straps and zinced metal.

To wear the harness, follow the instructions in the illustrations.

Be careful not to twist the belts and do not let them become slack. Using the regulating belts on the straps, adapt the harness to your body. The back panel must be in the center above the shoulder blades.

Recommendations

- The device must always be used connected to an anti-fall device (EN353-EN355-EN360) at the upper part of the back and/or breastbone. These points are also used to connect the device to a descender (EN341) or to a rescue system (EN1496).
- The fixing elements on the belt are located at waist height of the operator; one of the elements is used to connect the positioning cord with a connector (EN362) on the belt; the other connecting element is used to connect the positioning cord connector to the belt.
- The positioning cord must be taut and used around the anchor at waist height of the user or higher; freedom of movement must be limited to a maximum of 0.60 m.
- A reliable anchor must conform to EN795 or must be an anchor whose minimum resistance is greater than 10 KN.
- Connection to an anchoring point must be made with a connector corresponding to EN362.
- Compatibility of the components used with the device must be guaranteed to observe the reference norms.
- When an energy absorber is used, the free space beneath the feet of the user must be at least 6 m in order to prevent, in case of fall, a collision with the ground; with an anti-fall device, the free space must be 2 m.
- During use, it is necessary to take all precautions to protect the device from eventual dangers connected with its operation (burns, cuts, sharp edges, abrasions, chemical contamination, etc.).
- Before and during use it is necessary to consider the eventuality of adopting a rescue system.
- It is essential that the user will be trained in the use of the device or assisted by a competent person.
- Use a clothes brush to clean the device.
- The device must be examined at least once a year by the manufacturer who will make a decision regarding an eventual service overhaul. Before every use, the user must visibly check the state of wear.
- If the device is dropped, it is necessary to replace the device and send it to the manufacturer to be checked.
- No changes should be made to the device.
- Store the device in a dry place that is far from heat sources.
- The life-span of the DPI depends on the use; the obligatory annual check will establish the conditions of the DPI and
- consequently the life-span.

LABELS

A label contains the following data:
Manufacturer's brand name – European Union mark and Certifying Agency No.
Model identification mark – the last two letters of the year of manufacture – Serial number
Reference norms – a pictogram indicates that the user should read the information supplied by the manufacturer.

Français

MODE D'EMPLOI

CEINTURE DE MANTIEN AU TRAVAIL AVEC HARNAIS D'ANTICHUTES NEWTEC 4 ECO (EN358-EN361) constituée de bandes en polyester et de parties métalliques zinguées.

Pour attacher l'harnais, suivez les phases décrites dans les dessins.

Il faut faire attention à ne pas enrouler les bandes et à ne pas les tenir mous. En utilisant la sangle de réglage des bretelles, adaptez-les au corps; la plaque dorsale doit être située au milieu au-dessus des omoplates.

Recommandations

- Le dispositif doit être toujours employé obligatoirement en le liant à un dispositif antichute (EN353-EN355-EN360) par des points hauts d'accrochement dorsal et/ou sternal. Ces points servent aussi à lier le dispositif à un autobloqueur (EN341) ou à un système de sauvetage (EN1496).
- Les éléments de fixage sont situés sur la ceinture au niveau des hanches de l'opérateur; un élément est employé pour lier la cordelette de positionnement munie d'un connecteur (EN362) à la ceinture, l'autre élément de fixage est employé pour lier le connecteur de la cordelette de positionnement à la ceinture.
- La cordelette de positionnement doit être tendue et située autour de l'ancrage au niveau ou au-dessus de la taille de l'utilisateur; la liberté de mouvement doit être limitée à 0,60 m. au maximum.
- Un ancrage fiable doit satisfaire aux conditions requises par EN795 ou bien sa résistance minimum doit être au-dessus de 10 KN.
- Le raccordement à un point d'ancrage doit être effectué par un connecteur conforme à EN362.
- La compatibilité des composants, qui doivent être employés avec le dispositif, doit être assurée par le respect des normes de référence.
- En cas d'emploi d'un absorbeur d'énergie, il faut que l'espace libre sous les pieds de l'utilisateur soit au moins 6 m. afin d'éviter une collision avec le sol en cas de chute; en cas d'emploi d'un dispositif antichute, l'espace libre doit être 2 m..
- Pendant l'emploi, il faut prendre toutes les précautions nécessaires afin de protéger le dispositif contre d'éventuels dangers liés au travail (brûlures, coupures, arêtes vives, abrasions, contaminations chimiques, etc...).
- Avant et pendant l'emploi, il faut envisager l'éventualité d'adopter un système de sauvetage.
- Il faut que l'utilisateur soit formé à employer le dispositif ou bien assisté par une personne qualifiée.
- Il faut employer une brosse à habits pour nettoyer le dispositif.
- Le dispositif doit être testé au moins 1 fois par an par le fabricant, qui décidera éventuellement de le remettre en service. Avant tout emploi, l'utilisateur doit contrôler visuellement l'état d'usure.
- En cas de chute, il faut remplacer le dispositif et l'envoyer au fabricant pour le contrôle.
- Aucune modification ne doit être apportée au dispositif.
- Il faut conserver le dispositif dans un endroit sec et à l'écart des sources de chaleur.
- La durée de vie du dispositif de protection individuelle est fonction de son utilisation. Le contrôle annuel obligatoire établira l'état du DPI et donc sa durée de vie.

ÉTIQUETAGE

L'étiquette indique les données suivantes:
Marque du fabricant – Marque CE et n° de l'autorité de certification
Marque d'identification du modèle – Année de fabrication - n° de série
Norme de référence – Pictogramme indiquant à l'utilisateur de lire les instructions données par le fabricant.

Deutsch

GEBRAUCHSANLEITUNG

NEWTEC 4 ECO (EN358-EN361)ANTIFALL GURT + HEBESEILE bestehen aus Polyesterbänder und metallischen Teilchen aus Messing.

Um die Hebeseile zu tragen, müssen die Phasen beachtet werden, die in den Zeichnungen beschrieben werden.

Achten Sie darauf, dass die Bänder nicht gedreht und lose gehalten werden; Mittels kleine Reguliergurte, passen Sie die Hosenträger an den eigenen Körper; die Rückenplatte muss in der Mitte oberhalb der Schulterblätter positioniert werden.

Empfehlungen

- Die Vorrichtung muss immer und obligatorisch mit einer Antifallvorrichtung (EN353-EN355-EN360) gebraucht werden, die mittels den hohen Einrastpunkten, Rücken bzw. Brustbein angeschlossen wird. Diese Punkte dienen auch dazu, die Vorrichtung an einem Absteiger (EN341) oder an einem Rettungssystem (EN1496) anzuschließen.
- Die Fixierelemente befinden sich auf dem Gurt bei Seitenhöhe des Bedieners; das eine Element wird gebraucht um die Positionierungsschnur mit einem Verbinder (EN362) am Gurt zu verbinden, das andere Fixierelement wird gebraucht, um den Verbinder der Positionierungsschnur an den Gurt zu fixieren.
- Die Positionierungsschnur muss gespannt werden und um die Verankerung gebunden werden, indem sich diese auf dem Niveau oder oberhalb des Seitenniveaus des Anwenders ergibt; die Bewegungsfreiheit muss auf ein Maximum von 0.60 M begrenzt werden.
- Eine zuverlässige Verankerung muss den EN795 Erforderniissen entsprechen oder sie muss mit minimalem Widerstand, der 10 KN nicht übersteigt, ausgerüstet werden.
- Die Verbindung zu einem Verankerungspunkt muss mit einem Verbinder verwendet werden, der mit der EN362 übereinstimmt.
- Die Kompatibilität der anzuwendenden Bestandteile mit der Vorrichtung muss durch die Beachtung der Referenznormen garantiert werden.
- Im Falle einer Verwendung mit einem Energieabsorber, ist es vonnöten, dass der freie Platz unter den Füssen des Anwenders mindestens 6 M beträgt, damit eine Kollision, im Falle eines Falls auf den Boden, verhindert wird; mit einer Antifallvorrichtung muss der freie Platz 2 M betragen.
- Während des Gebrauchs müssen alle Vorsichtsmaßnahmen getroffen werden, um die Vorrichtung vor allfälligen Gefahren im Zusammenhang mit der Intervention zu schützen (Verbrennungen, Schnittwunden, scharfe Kanten, Hautabschürfungen, chemische Kontaminationen, usw. ...).
- Vor und nach Gebrauch, sollte die Möglichkeit einer Adoption eines Rettungssystems berücksichtigt werden.
- Unentbehrlich ist, dass der Anwender für die Verwendung der Vorrichtung geschult wird oder mit Hilfe einer kompetenten Person begleitet wird.
- Verwenden Sie eine Wäschebürste zur Reinigung.
- Die Vorrichtung muss einmal jährlich vom Hersteller überprüft werden, der auch über seine Überweisung in den Betrieb entscheidet. Der Anwender muss die Kontrolle über den Abnutzungszustand visuell vor jedem Gebrauch durchführen.

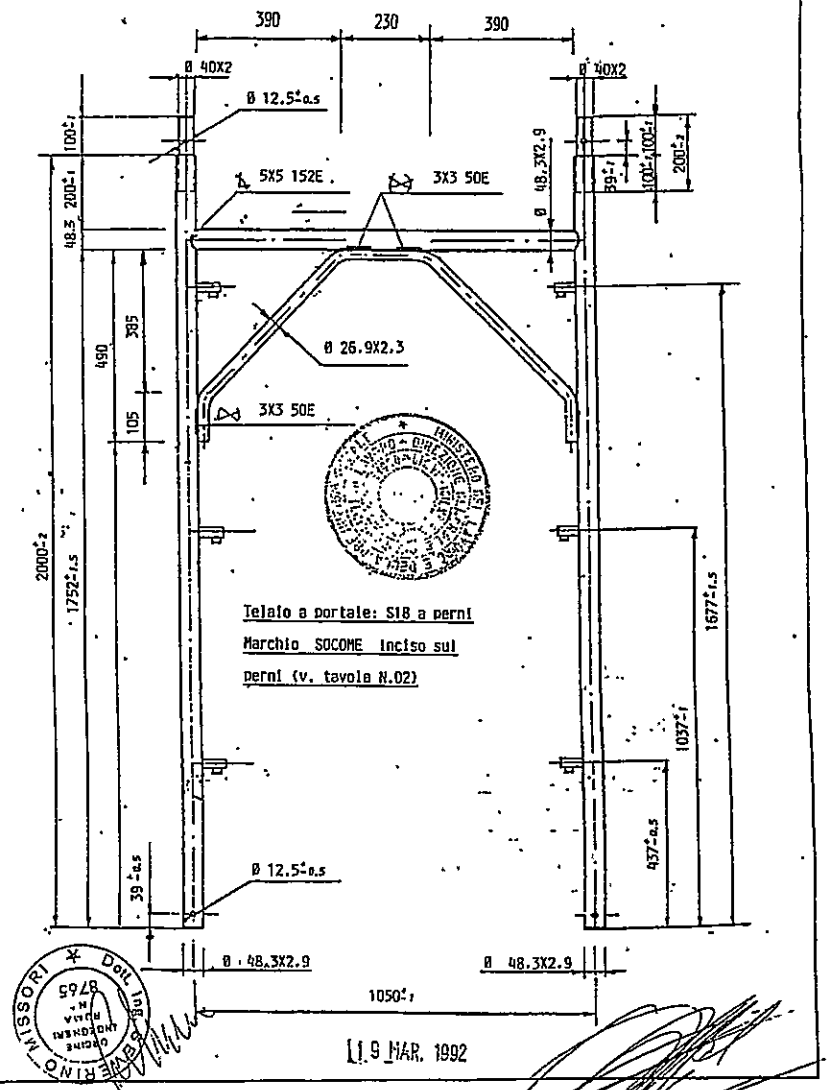
SOCOME SRL
VIA EX TABACCHIFICIO - 84023 CARILLIA (SA)
TEL. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333

ALLEGATO "A"
tavola n.01

TELAIO A PORTALE S18
ATTACCHI A PERNI

MARCHIO SOCOME SUI PERNI

Peso telaio= 19.7 daN



19 MAR. 1992

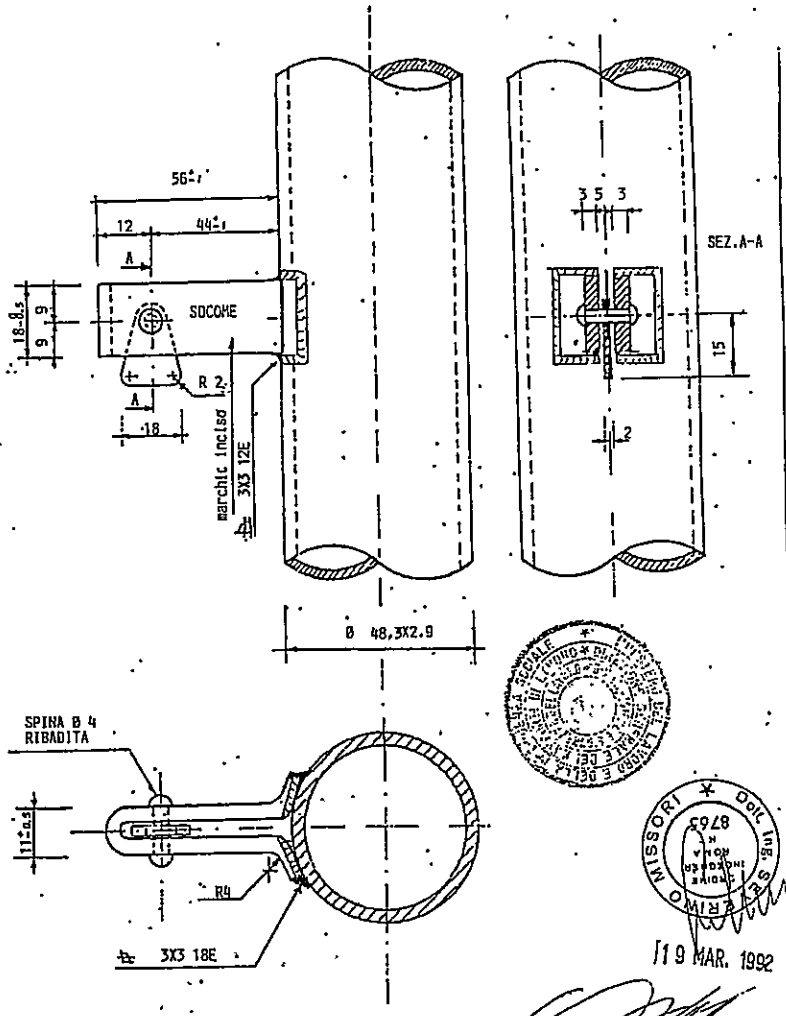
NB. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

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

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

Allegato "A"
tavola n.02

ATTACCO A PERNI
PARTICOLARI



19 MAR. 1992

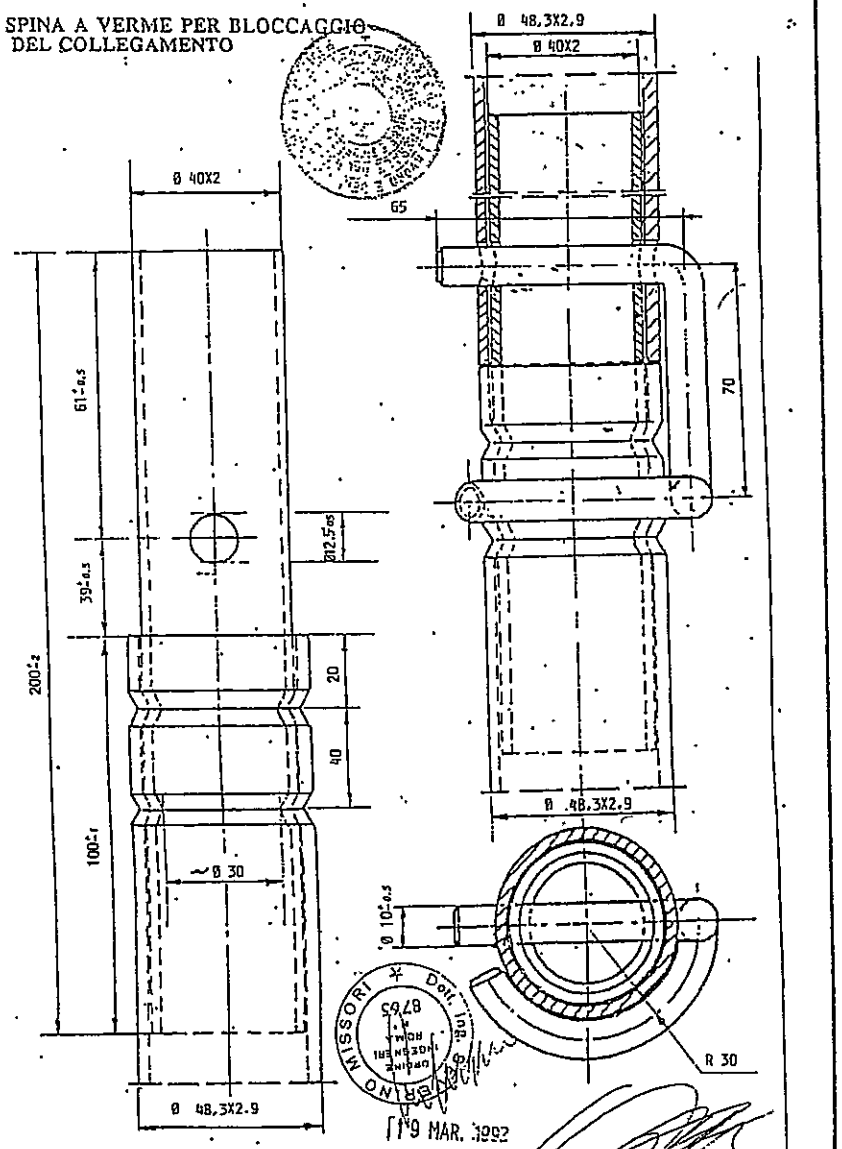
NB. PER TOLLERANZA SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

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

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

Allegato "A"
tavola n.03

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



19 MAR. 1992

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

Srl.
SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

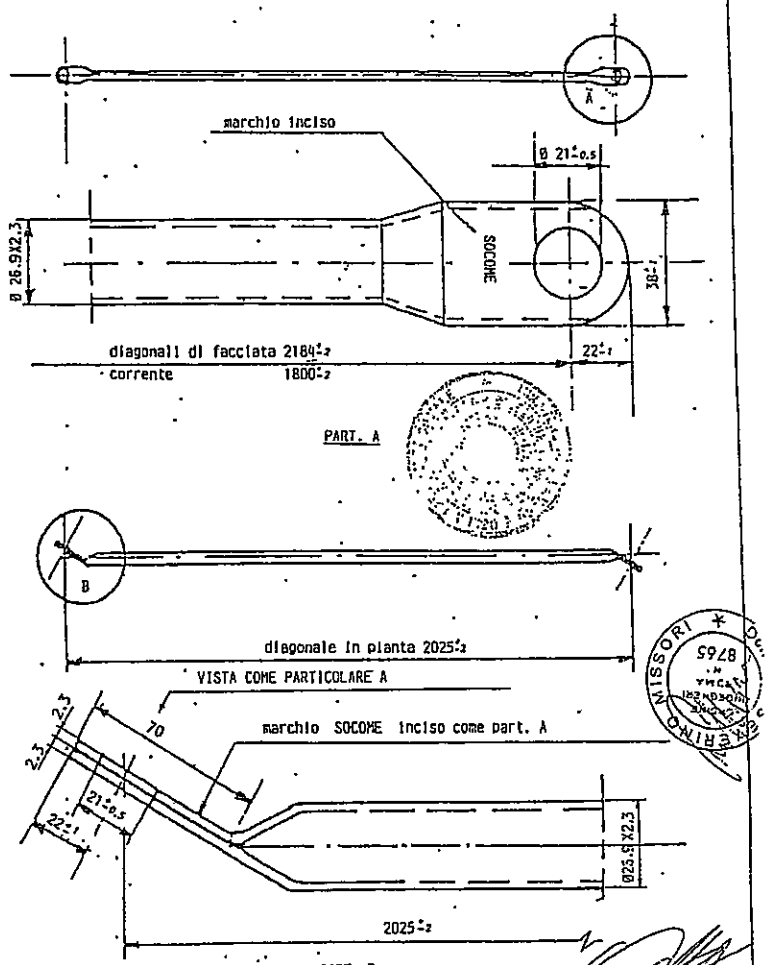
SOCOME SRL
VIA EX TABACCHIFICIO - 84023 CARILLIA (SA)
TEL. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333

ALLEGATO "A"
tavola n.04

PONTEGGIO A TELAI CON ATTACCHI A PERNI

ELEMENTI DI COLLEGAMENTO E DI CONTROVENTATURA

Peso corrente	2.4 daN
Peso diagonale in pianta	2.7 daN
Peso diagonale di facciata	2.9 daN



19 MAR. 1992

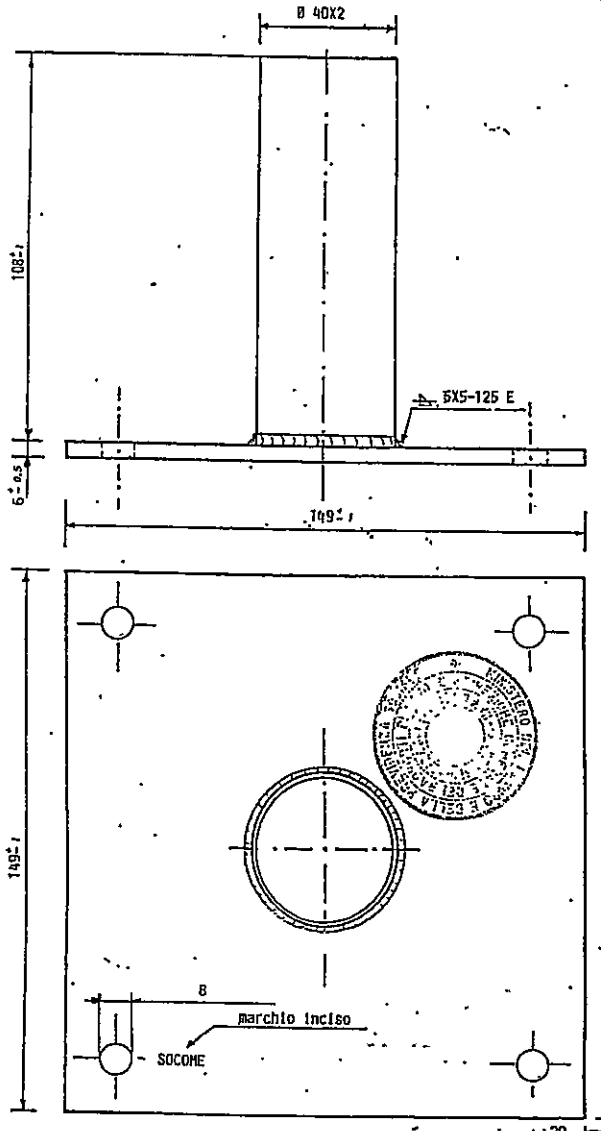
NB. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

Srl.
SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

BASETTE SEMPLICI

ALLEGATO "A"
tavola n.05

· Peso basetta= 1 daN



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

19 MAR. 1992

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

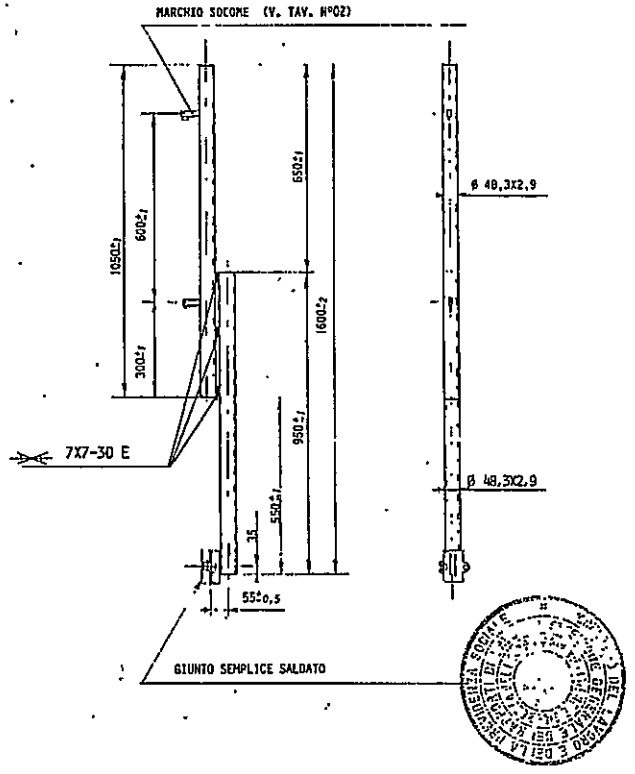
S.r.l.
SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

MONTANTE PER PARAPETTO DI SOMMITA'

ALLEGATO "A"
tavola n.06

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

Peso elemento= 8 daN



19 MAR. 1992

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

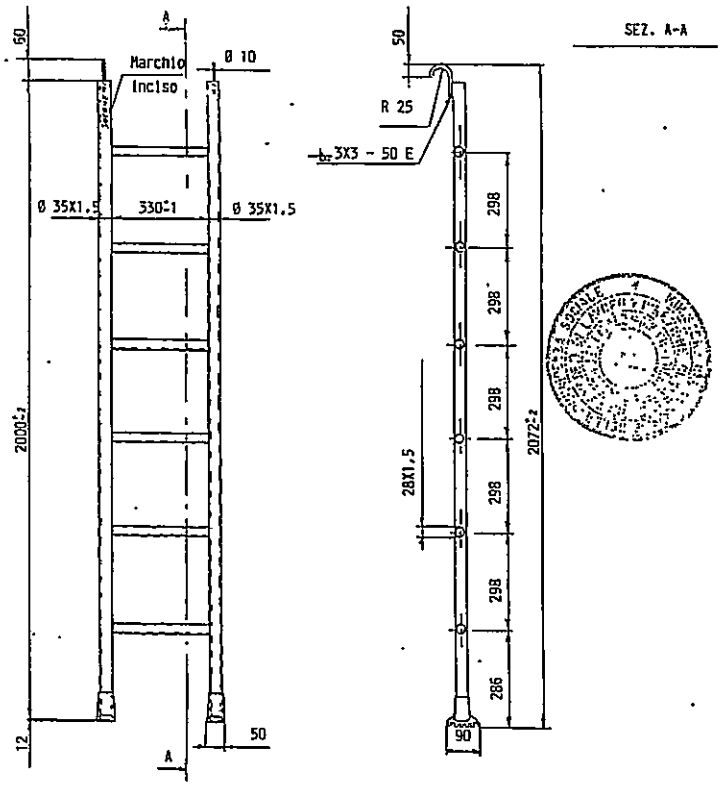
S.r.l.
SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

SCALA A PIOLI

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

ALLEGATO "A"
Tavola n.07

Peso= 7.4 daN



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

19 MAR. 1992

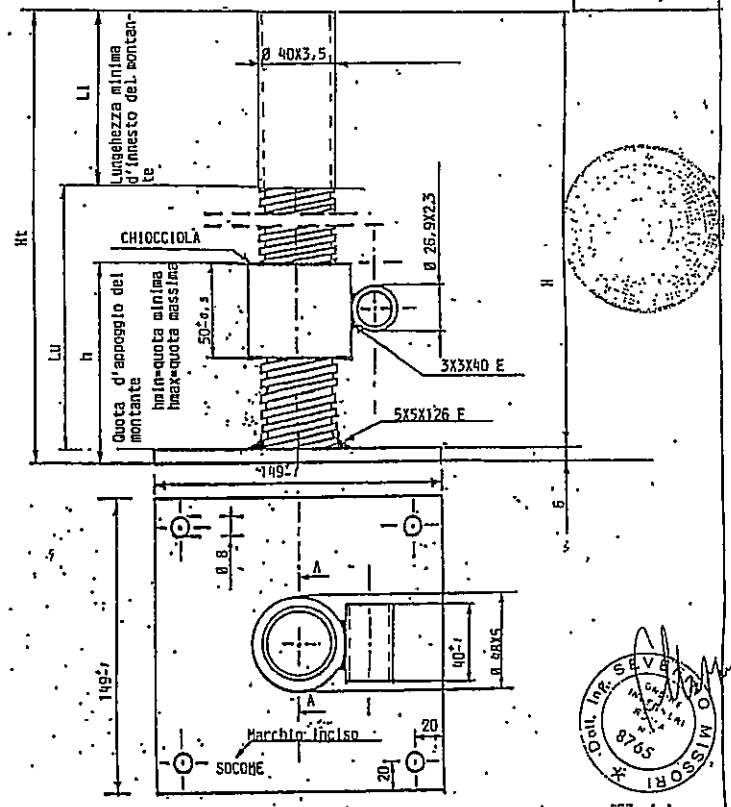
NB. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

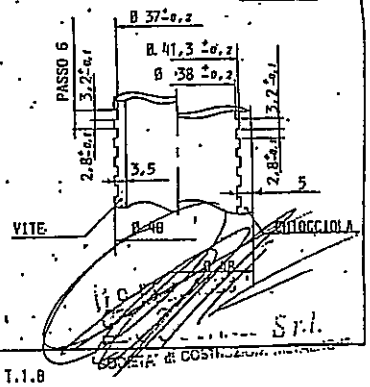
SOCOME Srl.
SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

BASETTE REGOLABILI

SOCOME SRL
VIA EX TABACCHIFICIO - 84023 CARILLIA (SA)
TE. 0828/987215 PBX - FAX 0828/987333

ALLEGATO "A"
tavola n.08





BASETTE TIPO	CORTA	LUNGA
1) Ht ± 1	300	500
2) H ± 1	294	494
3) Li	100	144
4) Lu= H-Li	194	350
5) Lr= Lu-55	139	299
6) hmin	61	61
7) hmax= Lu+6	200	360

NB. Le istruzioni di montaggio relativi all'uso delle basette regolabili sono riportate alla tavola n. 19

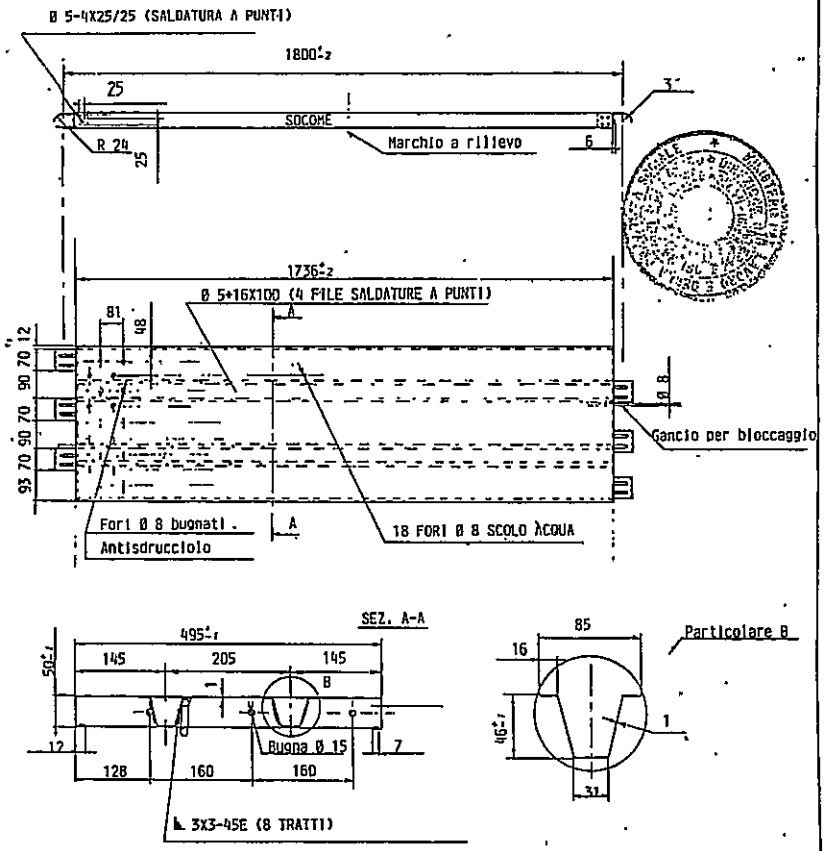
NB. PER TOLLERANZE SPESSORI VEDI TABELLE ALLEGATE T.1.A E T.1.B

Srl.
SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

TAVOLA METALLICA PER PONTEGGIO

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

ALLEGATO "A"
Tavola n.09



Peso tavola= 14.5 daN

19 MAR. 1992

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

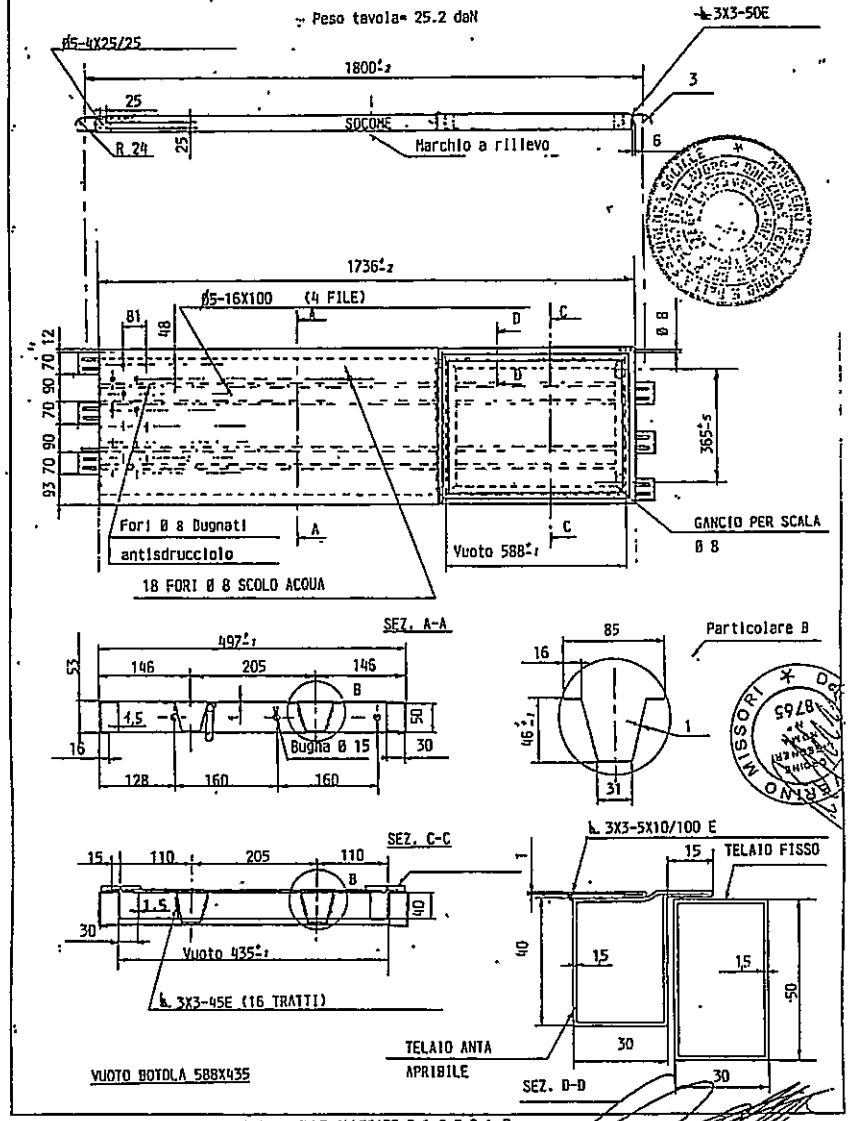
SOCOME S.r.l.
SOCIETA' DI COSTRUZIONI METALLICHE

TAVOLA METALLICA PER PONTEGGIO CON BOTOLA

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

ALLEGATO "A"
Tavola n.10

Peso tavola= 25.2 daN



VUOTO BOTOLA 588X435

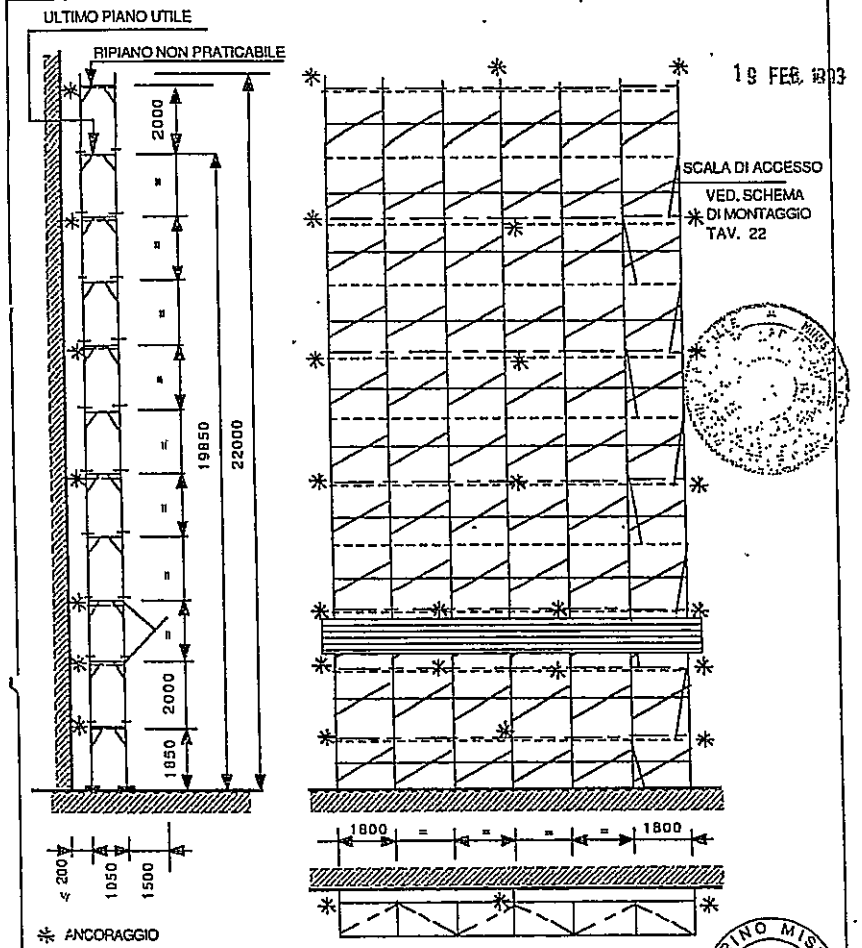
19 MAR. 1992

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

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

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

ALLEGATO A
TAVOLA N°11



19 FEB. 1993

* ANCORAGGIO

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

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

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

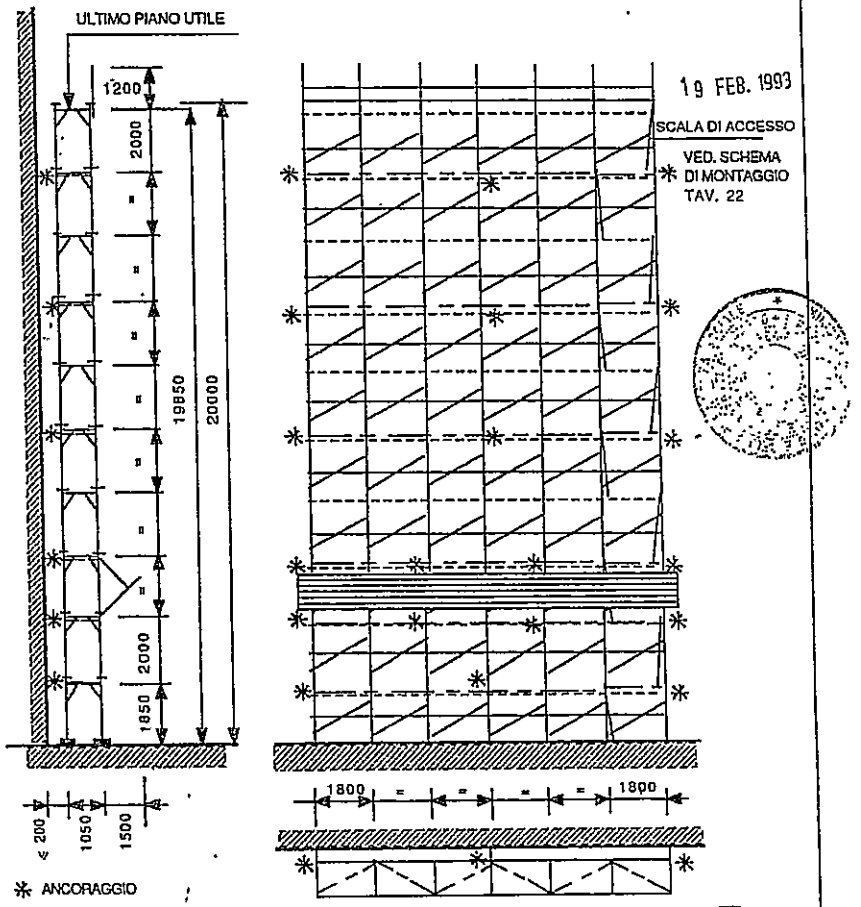
- LO SFORZO A CARICO DEGLI ANCORAGGI E' RIPORTATO AL CAP. IV (PUNTO 4.17) NELLA TAVOLA N°20
- PER I LIMITI DI IMPIEGO VED. TAV.15

SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765 ING. TIPO

Srl. COSTRUZIONI METALLICHE

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

ALLEGATO A
TAVOLA N°12



19 FEB. 1993

* ANCORAGGIO

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

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

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

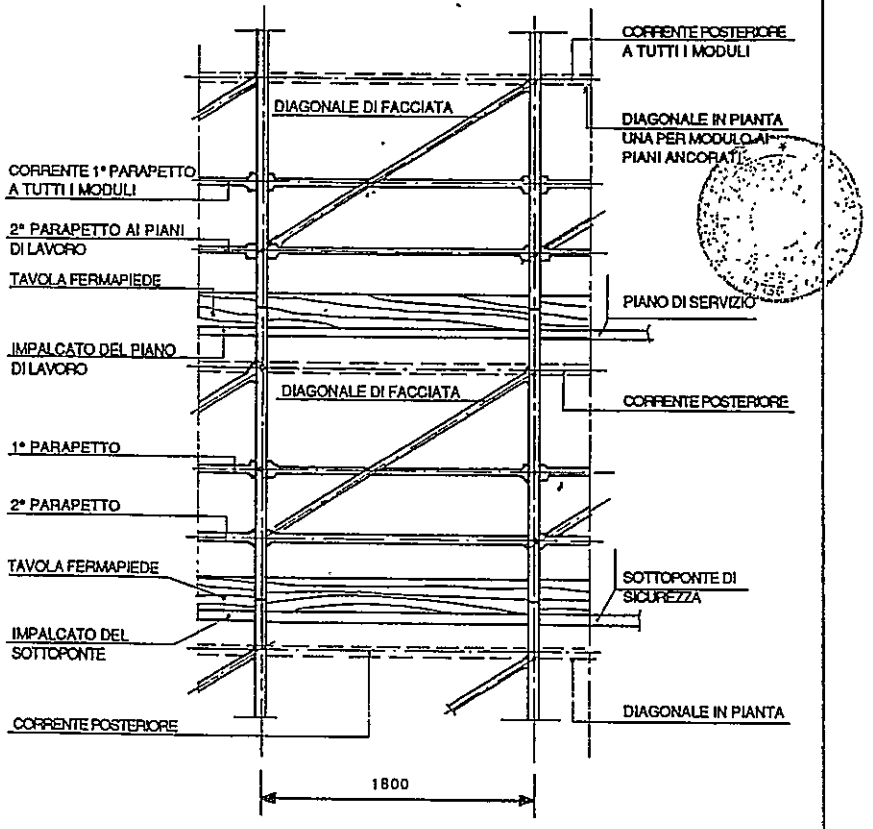
- LO SFORZO A CARICO DEGLI ANCORAGGI E' RIPORTATO AL CAP. IV (PUNTO 4.17) NELLA TAVOLA N° 20
- PER I LIMITI DI IMPIEGO VEDERE TAV.15

SEVERINO MISSORI ORDINE INGEGNERI ROMA N° 8765 ING. TIPO

Srl.

PONTEGGIO A TELAI PREFABBRICATI CON ATTACCHI A PERNI PROSPETTO DI UN CAMPO DI FACCIATA ESTERNA CON PIANO DI SERVIZIO E SOTTOPONTE DI SICUREZZA	ALLEGATO A TAVOLA N° 13

SCHEMA DI MONTAGGIO



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

19 MAR. 1992

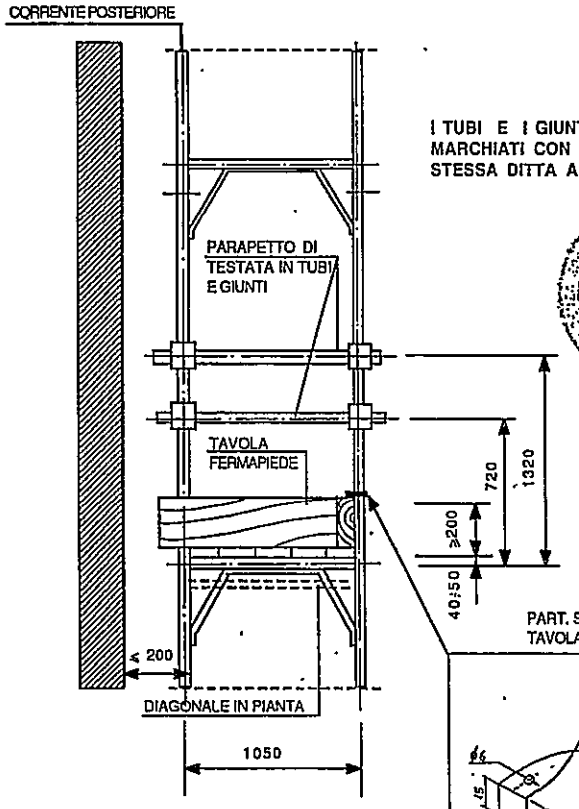
Srl. SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

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

PONTEGGIO A TELAI PREFABBRICATI CON ATTACCHI A PERNI PARTICOLARE DEL PARAPETTO LATERALE DI TESTATA IN TUBI E GIUNTI	ALLEGATO A TAVOLA N°14

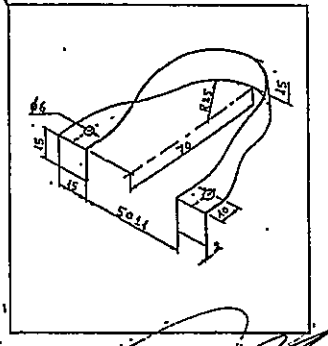
SCHEMA DI MONTAGGIO

19 FEB. 1993



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

PART. SISTEMA DI FISSAGGIO TAVOLA FERMAPIEDE



VISTA DEL PIANO DI STILATA

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

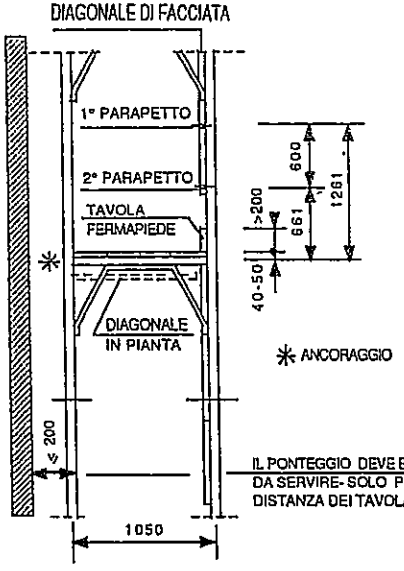
Srl. SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

PONTEGGIO A TELAI PREFABBRICATI CON ATTACCHI A PERNI - PARTICOLARE	ALLEGATO A TAVOLA N°15

19 FEB. 1993

VISTA LATERALE DEL PONTEGGIO - CON IMPALCATO DI SERVIZIO

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



SCHEMA DI MONTAGGIO

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

LE TAVOLE DEI RIPIANI SONO PREVISTE IN:
1) LEGNO DI DIMENSIONI TRASVERSALI 20 x 5 OPPURE 30 x 4 CM
2) METALLICHE VEDI TAV. N° 9,10

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

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

LIMITI DI IMPIEGO

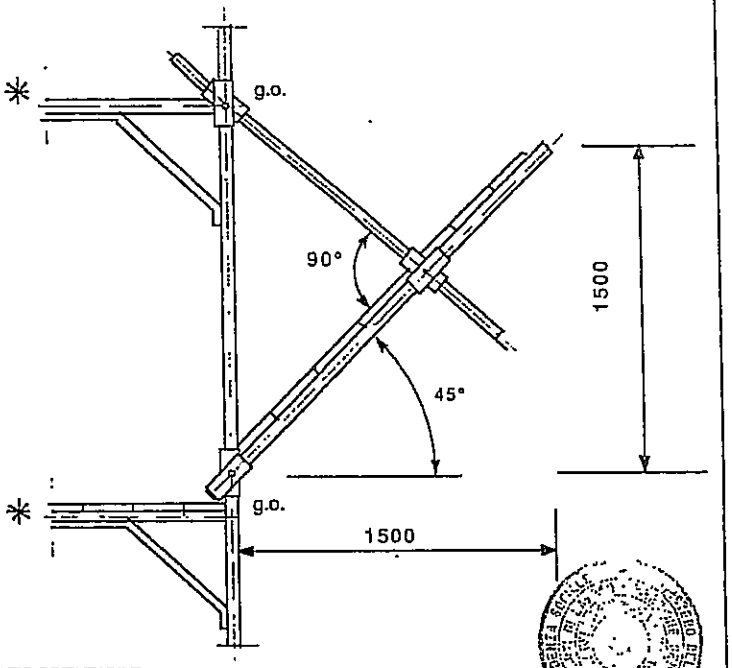
SOVRACCARICHI IN CONDIZIONE DI SERVIZIO DEGLI IMPALCATI
A) PONTEGGIO DA COSTRUZIONE: 300 daN/MQ B) PONTEGGIO DI MANUTENZIONE: 150 daN/MQ
NUMERO MASSIMO DEGLI IMPALCATI
A) PONTEGGIO DA COSTRUZIONE: N° 4 IMPALCATI DI CUI 1 CON 300 daN/mq, 1 CON 150 daN/mq, 2 SCARICHI B) PONTEGGIO DA MANUTENZIONE: N° 4 IMPALCATI DI CUI 3 CON 150 daN/mq, 1 SCARICO

CARICO DI PROGETTO DELLA NEVE :168 daN/mq
ALTITUDINE s.l.m. CORRISPONDENTE A TALE CARICO:

ZONA GEOGRAFICA (CNR 10012/85)	I	II	III
ALTITUDINE	500	793	921

PER ALTITUDINI MINORI O UGUALI A QUELLE INDICATE NON E' NECESSARIO PROCEDERE AD ULTERIORI VERIFICHE

IMPALCATO PARASASSI A SBALZO (MANTOVANA) CON STRUTTURA PORTANTE A TUBI E GIUNTI SCHEMA DI MONTAGGIO	ALLEGATO A TAVOLA N° 16



g.o. :GIUNTO ORIENTABILE
* = ANCORAGGIO DI STILATA

NOTE

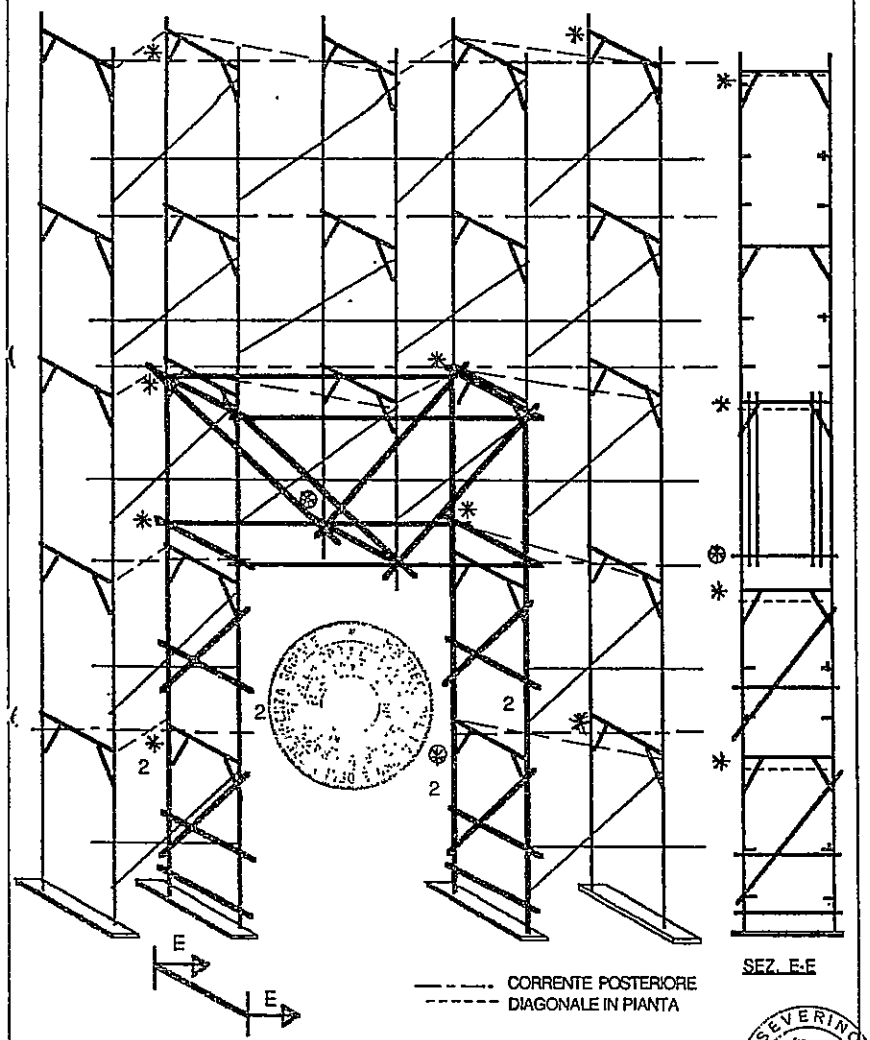
1) L'IMPALCATO, SE IN LEGNAME, DEVE ESSERE REALIZZATO CON TAVOLE DI SPESSORE NON INFERIORE A cm 4;
2) L'IMPALCATO PARASASSI DEVE ESSERE SEMPRE RACCORDATO CON UN IMPALCATO REGOLAMENTARE;
3) I TUBI ED I GIUNTI DEVONO ESSERE MARCHIATI, CON IL MARCHIO DI UNA STESSA DITTA AUTORIZZATA;
4) LE CARATTERISTICHE MINIME RICHIESTE PER I GIUNTI ORIENTABILI SONO INDICATE NELLA RELAZIONE TECNICA AL CAP.IV, PUNTO 4.16;
5) GLI SFORZI MASSIMI DI TRAZIONE A CARICO DEGLI ANCORAGGI DI STILATA ED IL DIMENSIONAMENTO DI ALCUNI TIPI COMUNI DI ESSI SONO RIPORTATI NEL PROGETTO INSERITO NELLA TAVOLA N° 20 ;
6) ANCHE SUL PIANO DI PONTEGGIO INTERESSATO DALLA MANTOVANA SONO DA PREVEDERE LA DIAGONALE DI FACCIATA E IL PARAPETTO REGOLAMENTARE.

19 MAR. 1992

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

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

ALLEGATO A
TAVOLA N° 17



2 RADDOPPIO DEL MONTANTE
✻ ANCORAGGI PREVISTI NELLO SCHEMA TIPO CON PARASASSI
⊛ ANCORAGGI SUPPLEMENTARI PREVISTI PER L'INTERRUZIONE DI UNA STILATA

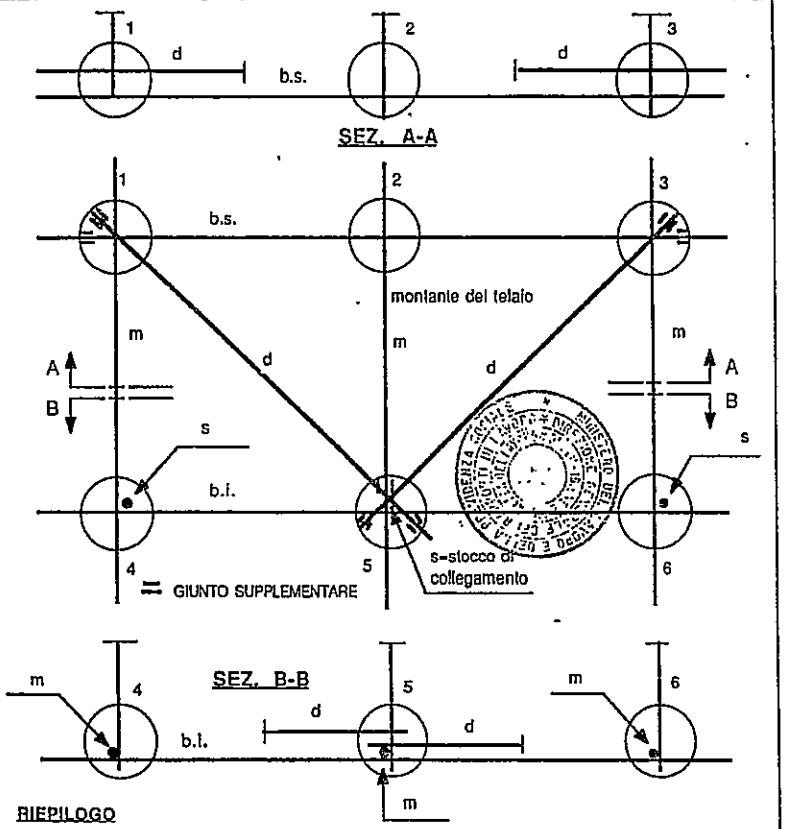
[illegible] 9 MAR. 1992

SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

Dott. Ing. SEVERINO MISSOR — ORDINE INGEGNERI ROMA 8765

SCHEMA COSTRUTTIVO DI UNA TRAVE CARRAIA IN TUBI E GIUNTI

ALLEGATO A
TAVOLA N°18



RIEPILOGO

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

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

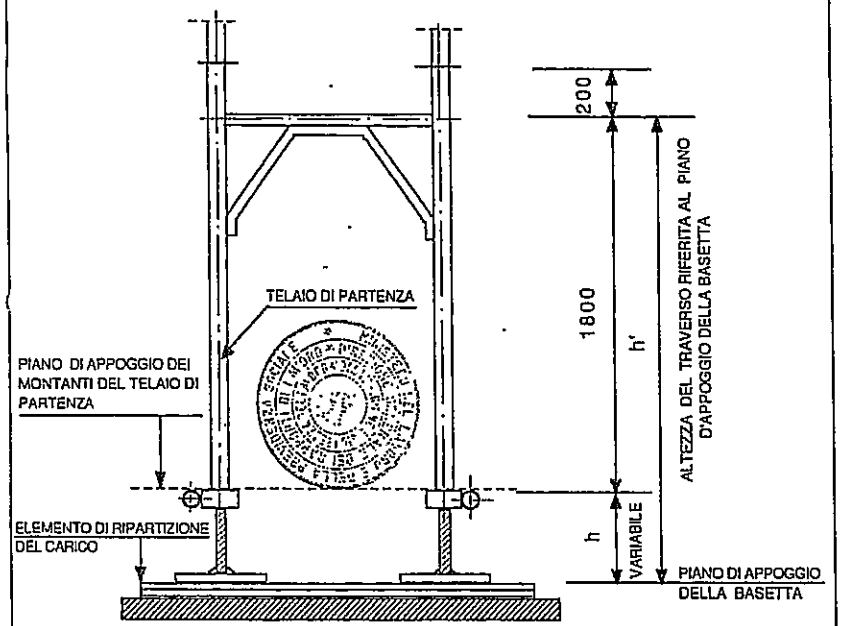
SOCIETA' di COSTRUZIONI METALLICHE

Dott. Ing. SEVERINO MISSOR — ORDINE INGEGNERI ROMA 8765

IMPIEGO DELLE BASETTE REGOLABILI- ISTRUZIONI DI MONTAGGIO

ALLEGATO A

TAVOLA N°19



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

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

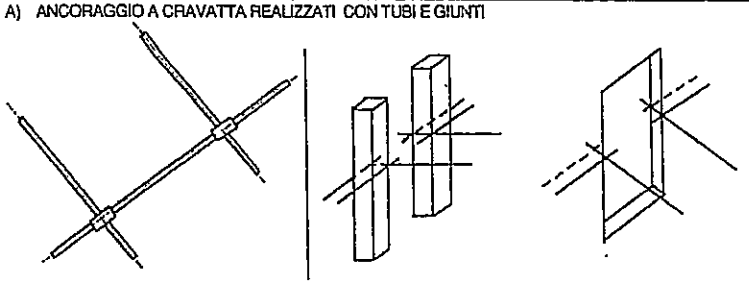
SCHEMI CORRENTI DI ANCORAGGIO DEI PONTEGGI

ALLEGATO A

TAVOLA N° 20

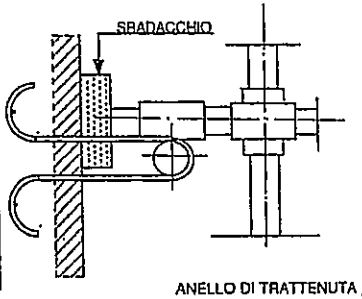
I) ESEMPI DI ANCORAGGIO

A) ANCORAGGIO A CRAVATTA REALIZZATI CON TUBI E GIUNTI



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

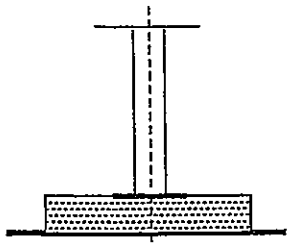
B) ANCORAGGIO AD ANELLO CON SBADACCHIO



ANELLO DI TRATTENUTA Ø 14mm

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

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



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

NOTA: L' ELEMENTO DI RIPARTIZIONE DEVE AVERE DIMENSIONI E CARATTERISTICHE ADEGUATE AI CARICHI DA TRASMETTERE ED ALLA CONSISTENZA DEI PIANI DI POSA (D.M. 2.9.1968 ART. 5 LETTERA C)

SOCOME SRL-Società di Costruzioni Metalliche

* Via Ex Tabacchificio - 84023 Carillia di Altavilla Silentina (SA) - Telefono 0828/987215 PBX - Telefax 0828/987333 *

TAB.1 - A - DIMENSIONE DEI TUBI A SEZIONE CIRCOLARE (T1A)

NO ORD.	PROFILATO	DIAMETRO EST.d(mm)					SPESSORE s(mm)					POSIZIONE	NORMAT. RIFERIM.
		ø NOM.	* TOLL mm		DIAMETRO		SPESS. NOM.	** TOLL mm		SPESSORE			
			+	-	MAX.	MIN.		+12,5%	-5%	MAX.	MIN.		
01	TUBO	48,3	0,5	0,5	48,8	47,8	2,9	0,36	0,14	3,26	2,76	Montante e traversa telaio,montante parapetto di sommità.	
02	TUBO	40	0,5	0,5	40,5	39,5	2	0,25	0,1	2,25	1,9	Spinotto basetta e telaio .	
03	TUBO	26,9	0,5	0,5	27,4	26,4	2,3	0,29	0,11	2,59	2,19	Corr.,diag. in pianta e fac.ta,parap.archet x telaio.	
04	TUBO	35	0,5	0,5	35,5	34,5	1,5	0,19	0,07	1,69	1,43	Montante scaletta	
05	TUBO	28	0,5	0,5	28,5	27,5	1,5	0,19	0,07	1,69	1,43	Piolo scaletta	
06	TUBO	40	0,5	0,5	40,5	39,5	3,5	0,44	0,16	3,94	3,32	Basetta registrabile	

* UNI 7091 ** UNI ISO 5252

SOCOME SRL-Società di Costruzioni Metalliche

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

TAB.1 - B - DIMENSIONI DEI TONDI E DEI PIATTI (16D)

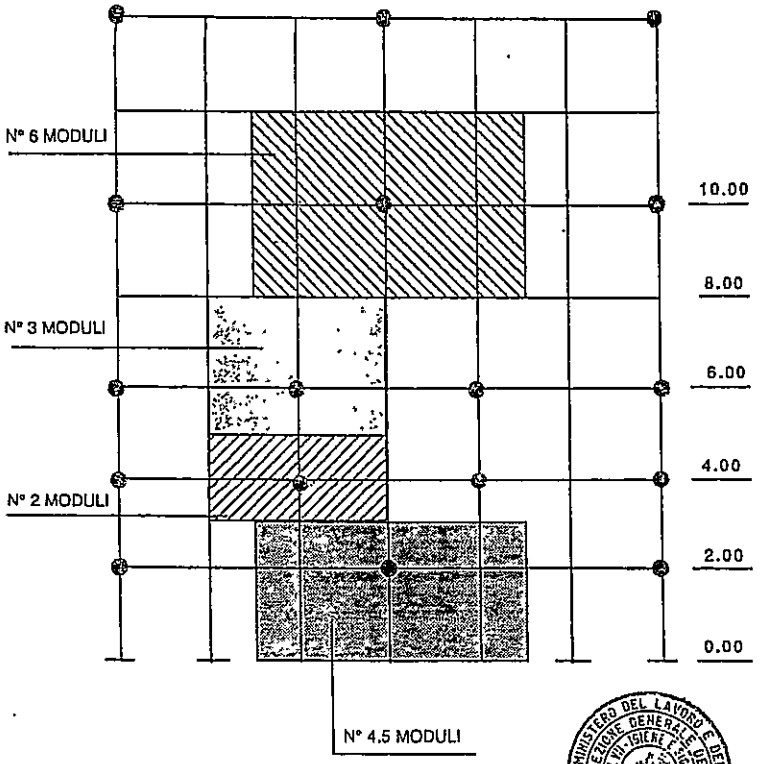
NO ORD.	PROFILATO	DIAMETRO EST.d(mm)					SPESSORE s(mm)					POSIZIONE	NORMAT. RIFERIM.
		ø NOM.	TOLL mm		DIAMETRO		SPESS. NOM.	TOLL mm		SPESSORE			
			+ 5%	- 5%	MAX.	MIN.		+12,5%	- 5%	MAX.	MIN.		
10	TONDO	4	0,2	0,2	4,2	3,8						Spinotto per linguetta perno telaio	
11	TONDO	8	0,4	0,4	8,4	7,6						Spinotto di sicurezza	
12	TONDO	10	0,5	0,5	10,5	9,5						Spina collegamento telaio, gancio scaletta	
13	LAMIERA						1	0,12	0,05	1,12	0,95	Pianale e prof. Omega per tavola	
14	LAMIERA						2	0,25	0,1	2,25	1,9	Linguetta per perno telaio Fascetta fissaggio fermapiede	
15	LAMIERA						3	0,37	0,15	3,37	2,85	Perno telaio, staffa per aggancio per tavola	
16	LAMIERA						6	0,75	0,3	6,75	5.7	Basetta fissa e registrabile	

* UNI 7091 ** UNI ISO 5252

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

ALLEGATO A

TAVOLA N°21



1 MODULO= mt 1.8 X 2.00= 3.60 MQ

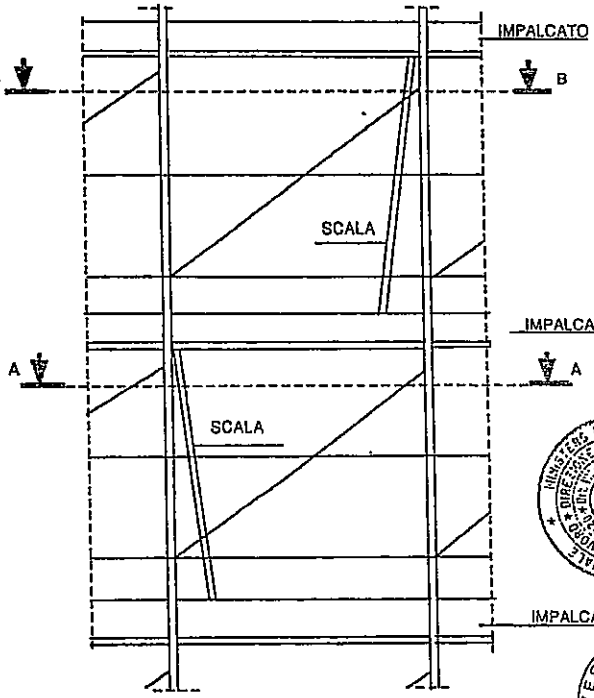
19 MAR. 1992.

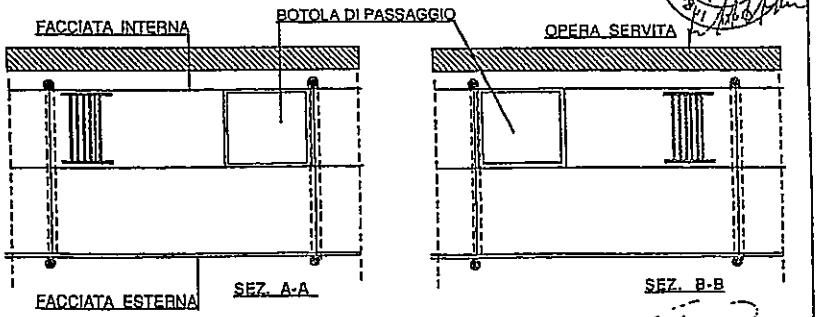
S.r.l.
SOCIETÀ di COSTRUZIONI METALLICHE

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

ALLEGATO A

TAVOLA N°22





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

19 FEB.

S.r.l.
SOCIETÀ di COSTRUZIONI METALLICHE

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 dagli apparecchi di sollevamento portati vengono maggiorate attraverso un coefficiente dinamico ψ fornito dall'espressione $\psi = 1 + 0,6\ V$ ove V è la velocità del carico movimentato, espressa in m/s.

3.4 Azioni del vento

Vengono valutate con i criteri indicati nelle istruzioni 10012/85 assumendo come velocità di riferimento:
Vrif = 15 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 (pinzzuole di carico)	4,50
6	Lavori di muratura pesante, vie di transito per veicoli leggeri	6,00

SOCOME SRL-Società di Costruzioni Metalliche
Via Ex Tabacchificio - 84023 Carillia di Altavilla Silentina (SA) - Telefono 0828/987215 PBX - Telefax 0828/987333

TAB.1 - C - DIMENSIONE DEI TUBI A SEZIONE RETTANGOLARE (TIC)

NO ORD.	PROFILATO	DIMENSIONI ESTERNE LxH (mm)												SPESSORE s(mm)						POSIZIONE	NORM. RIFER.
		LxH	* TOLL mm *					DIMENSIONI						SPESS. NOM.	** TOLL mm		SPESSORE				
			+L	-L	+H	-H	LMAX.	LMIN.	HMAX.	HMIN.					+12,5%	-5%	MAX.	MIN.			
31	TUBO R	30X50	0,5	0,5	0,5	0,5	30,5	29,5	50,5	49,5				1,5	0,19	0,07	1,69	1,43	Telaio botola per tavola	
32	TUBO L	20X40	0,5	0,5	0,5	0,5	30,5	29,5	40,5	39,5				1,5	0,19	0,07	1,69	1,43	telaio botola par tavola	

* UNI 7091 ** UNI ISO 5252

All. 2

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
Direz.Gen.Rapp.lavoro - Div.VII - Igiene e sicurezza del lavoro
ALLEGATO N.2 all'autorizzazione di cui alla lettera prot.n. 22436/OM-4 IN DATA 13/7/93

1) SCOPO

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 o parassassi) in numero N dato dalla seguente espressione:

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

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

Quando sia previsto il ricorso ad un minor numero di impalcati, il 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.

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:

ν = 1.0, per le verifiche agli stati limite

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

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

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

c) $N_{crit} = \sigma_{crit} \cdot A$ è il carico critico calcolato con 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 , piazzuole di carico, schermi parasassi, travi per passi carrai, ancoraggi, elementi di ripartizione delle basette sul terreno) le condizioni di carico.
Le verifiche degli elementi sopra indicati potranno essere omesse solo quando la stabilità o la resistenza risulti già accertata, nell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico, per più gravose condizioni di carico.

5. Collaudo e prove di carico

Per i ponteggi e le altre prove 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.

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 x 500 mm kN	Carico concentrato su una superficie di 200 mm x 200 mm kN	Carico su una superficie parziale kN/m²	Superficie parziale A_c m²
1*	0,75	1,50	1,00	non applicabile	
2	1,50	1,50	1,00	non applicabile	
3	2,00	1,50	1,00	non applicabile	
4	3,00	3,00	1,00	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.

3.5 Carichi per verifiche locali

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 3 del prospetto 3 B. La posizione di tale carico deve essere scelta in modo da realizzare le condizioni più sfavorevoli.
Quando l'elemento di impalcato ha larghezza inferiore a 500 mm, il carico concentrato deve essere ridotto, in proporzione alla larghezza, fino ad un minimo di 1,5 KN.

Carico su una superficie 200 mm x 200 mm

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

Carico su una superficie parziale

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

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

3.6 Parapetti

Fermo restando i valori delle spinte sui parapetti previste dalle norme CNR 10027/85, i parapetti destinati alla protezione contro la caduta di

Comune di Brindisi
Provincia di Brindisi

PiMUS
PIANO DI MONTAGGIO, USO E SMONTAGGIO DEI PONTEGGI METALLICI FISSI
Aggiornamento del 20/02/2012
(Art. 136 del D.Lgs. 9 aprile 2008, n.81 e D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106)

OGGETTO: LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA E RISANAMENTO ALLOGGI E.R.P. NEGLI EDIFICI IACP- LOTTI C1-C2-C3-C4 -C5-C6 PIAZZA RAFFAELLO - RIONE S.ELIA

COMMITTENTE: ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI di BRINDISI

CANTIERE: PIAZZA RAFFAELLO civ.19-20-21-22-23 e 24 comparto c/1-2-3-4-5 e 6 Brindisi (BR)
Copertino (LE), li 20/02/2012

IL DATORE DI LAVORO
(Sig. Greco Giuseppe)
GRECO s.n.c.
di Greco Giuseppe e Greco Giovanni
Part. IVA 04099890750

IL REDATTORE DEL PiMUS
(GIUSEPPE GRECO)

Greco snc di Greco Giuseppe & Greco Giovanni
Via Scarpo
73043 COPERTINO (LE)
339/8432975

In sostituzione alla pag. 5 del PIMUS

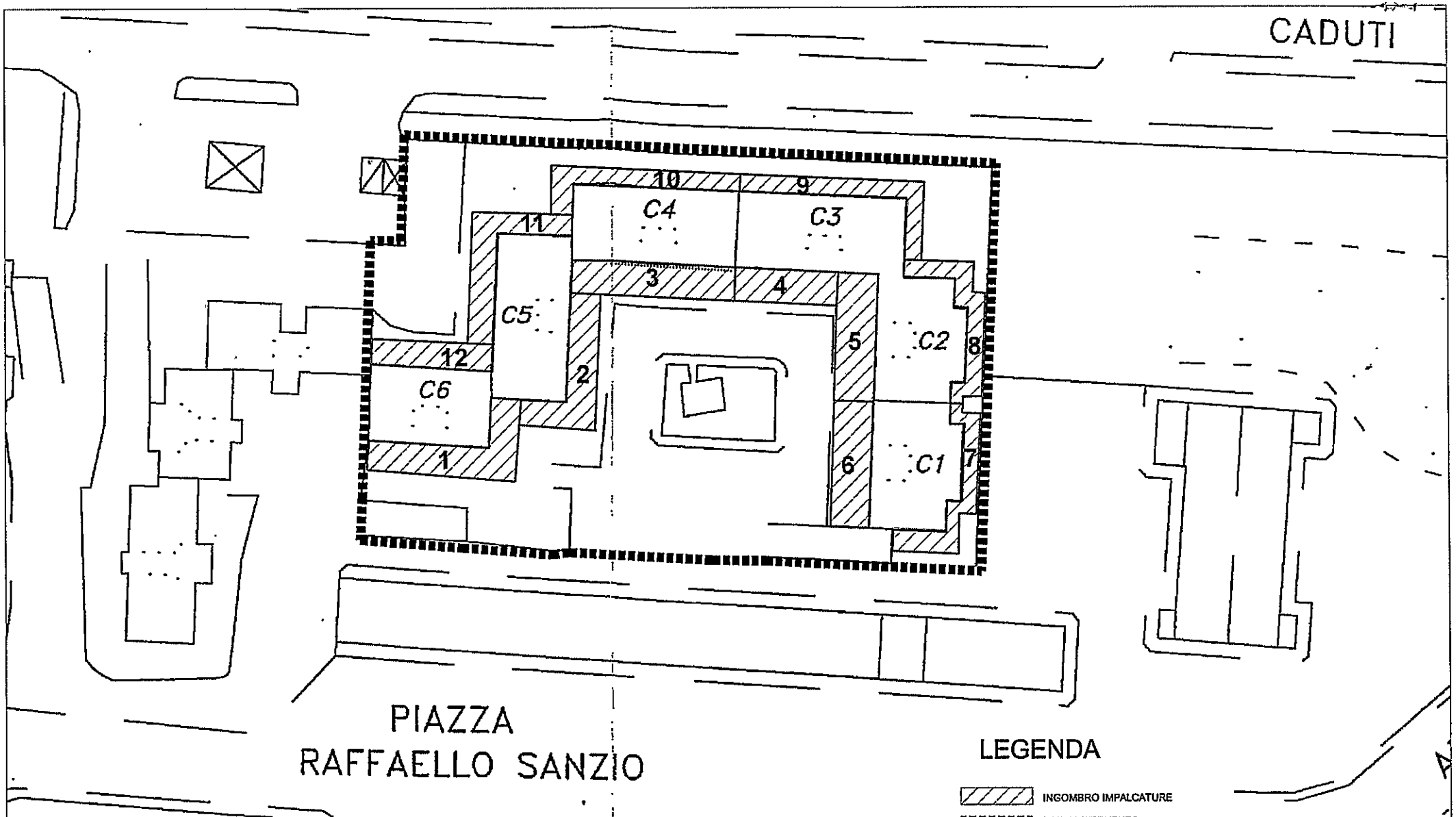
IDENTIFICAZIONE DELLA SQUADRA DI LAVORATORI ADDETTI ALLE OPERAZIONI DI MONTAGGIO, TRASFORMAZIONE E SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

(punto 3, Allegato XXII del D.Lgs. 81/2008)

PREPOSTO

LAVORATORI

Lavoratore n. 1	**GRECO GIOVANNI**
Qualifica	**SOCIO LAVORATORE**
Ruolo	**Lavoratore in quota**
Lavoratore n. 2	**MORELLI SALVATORE**
Qualifica	**INTONACATORE**
Ruolo	**Lavoratore in quota**
Lavoratore n. 3	**NUZZACI ANTONIO**
Qualifica	**INTONACATORE**
Ruolo	**Lavoratore a terra**
Lavoratore n. 4	**PELLEGRINO MASSIMO**
Qualifica	**INTONACATORE**
Ruolo	**Lavoratore a terra**



LEGENDA

INGOMBRO IMPALCATURE

LIMITI INTERVENTO

INDIVIDUAZIONE FASI LAVORATIVE

Fase 1-12-3-10 H_1= 19,90 mt
Fase 2-11 H_2= 21,90 mt
Fase 4-5-6-7-8-9 H_3= 25,90 mt

LAYOUT indicante ingombro ponteggi in pianta e indicazioni delle altezze degli edifici per sviluppo ponteggio in alzata.