

AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE
ED ALL'IMPIEGO
DEI PONTEGGI METALLICI
A TELAIO PREFABBRICATO
CTS A NOTTOLINI



VERCELLI
Corso Salamano, 121-Tel. 0161/212285

AUTORIZZAZIONE MINISTERIALE
N. 22018/PR7 - B101 DEL 9/5/79



20088 ROSATE (MI)



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

Roma - 9 MAG 1978

MOD. 1 - 1

DR. VII

Post. No. 22018/P.R. - 13.101
Sfidegato N. 100

Dispositivo di P.R.

OCCETTO AUTORIZZAZIONE alla costruzione ed all'impiego di ponteggi metallici fissi - Att. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164.
Ponteggi metallici a telaio prefabbricato
Ponteggio a Nottolini - Marchio G.T.S.

S.D.C.

ISPettorato PROV. LE LAVORO DI

MIANO

Visti gli artt. 30 e seguenti del D.P.R. 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 l'edesta ditta ha chiesto di essere autorizzata all'impiego del ponteggio metallico fisso a telaio prefabbricato di cui l'edesta ditta stessa è fabbricante;

Vista la relazione tecnica, a corredo della predetta domanda di autorizzazione presentata il 15/12/1976;

e le integrazioni e modifiche della stessa relazione tecnica;

Visti i certificati di prova allegati alla predetta documentazione tecnica;

./.

Si prega trattare per ogni lettera un solo argomento e indicare nella risposta il N. di Protocollo e la Data a cui si risponde.

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;

SI AUTORIZZA

l'impiego del ponteggio metallico fisso a telaio prefabbricato composto con gli elementi e realizzato secondo gli schemi risultanti dallo allegato n. 1 e si approvano le istruzioni di cui all'allegato n. 2, per il calcolo di ponteggi metallici di altezza superiore a 20 m. e/o altre opere provvisorie di notevole importanza e complessità, le 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.

Questa si intende rilasciata per il ponteggio metallico fisso 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 è diretta per conoscenza.

La validità della presente autorizzazione, oltre all'osservanza delle vigenti disposizioni legislative, regolamentari e di buona tecnica, è subordinata alle seguenti specifiche condizioni:

- 1) - Sia consentito il controllo, anche presso eventuali fornitori, della produzione, mediante consegna o prelievo da parte di questo Ministero o dell'Ispettorato del lavoro, che ne rilasciano apposita dichiarazione - di campioni degli elementi costituenti il ponteggio in numero sufficiente ad effettuare le analisi, le prove e le ricerche necessarie;

./.

ponteggio in numero sufficiente ad effettuare le analisi, le prove e le ricerche necessarie;

- 2) Sia consegnata - all'atto della vendita, del noleggio o della concessione in uso a qualsiasi titolo - copia della presente autorizzazione e delle parti della relazione tecnica (capitoli 4, 5, 6 e 7) concernenti il calcolo del ponteggio, le istruzioni per le prove di carico, le istruzioni di montaggio, impiego e smontaggio, gli schemi tipo di ponteggio.

La copia di questi ultimi capitoli della relazione tecnica - da depositare presso lo scrivente e il predetto Ispettorato provinciale del lavoro - deve essere redatta in un unico testo, tenendo conto delle integrazioni e modifiche alla relazione, citate nella premessa.

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

La presente autorizzazione può essere sospesa o revocata in caso di accertate inosservanze alle vigenti disposizioni ed alle predette condizioni, previa constatazione degli addebiti.

IL MINISTRO

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, sostituite 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.

DM/np

./..

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, si è 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) rispettassee 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 caratte-ristiche 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 - Indicazione 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 almeno per i seguenti numeri di osservazioni:

<u>Tubi e profilati</u>	<u>n. minimo osservazioni</u>
- 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

<u>Correnti o telai di collegamento</u>	<u>n. minimo osservazioni</u>
- prova di flessione con carico al centro	5
- prov. di rottura a trazione	5

<u>Diagonali di fasciata ed in pianta (*)</u>	
- prova di collasso (di compressione assiale	5
- prova di rottura a trazione	5
<u>Attacchi tra i telai e tra telai e correnti o diagonali</u>	
- 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 fasciata o in pianta, realizzato mediante accoppiamento dei correnti e della diagonale agli elementi di telaio.

./..

Basette (fisse e regolabili)
- prova di portanza su anello 5

<u>Elementi speciali</u>	
- travi per passi carrati - prova di flessione a rottura	5
- mensole - prove di rottura sotto carico	5
- parasassi - prova di rottura sotto carico.	

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

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

IV - Calcolo del patteggio nelle diverse condizioni di impiego è stato verificato che CUSU 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 confronti tra valutazioni di calcolo e risultati sperimentali, controllando che fossero comunque rispettati coefficienti di sicurezza (in rapporto al minimo dei risultati di prove):
- non inferiori a 2,2 nelle prove di collasso;
- non inferiori 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.

Uò 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 verificata la rispondenza delle istruzioni alle disposizioni legislative ed alle norme di buona tecnica e prudenza.

VII - Schema tipo di ponteggio con l'indicazione dei massimi carichi di sovraccarico, di altezza del ponteggio e di larghezza degli impalcati.

E' stato verificato che gli schemi presentati riguardassero - ro - 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, nonché 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 provvisorie di notevole importanza e/o complessità -

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

ALL/4

./..

IPOTESI DI CARICO E DI SCARICO

ALL.B

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 succedersi 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 ponteggi 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 1ª condizione di carico;

./..

- 1) Verifica di stabilità locale del montante compresso;
- 2) Verifica di stabilità della fasciata esterna nel 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 lo schema tipo, portando a rottura almeno due prototipi aventi:

- larghezza non inferiore alla massima distanza tra gli ancoraggi contenuti 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.

Nel certificato, rilasciato 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 fasciata 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 esercizio e per una serie di carichi concentrati di 120 Kg. a distanza di 90 cm, non contemporanei al carico di esercizio.

./..

- b) 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 purché siano soddisfatti i seguenti requisiti:

- a) Ancoraggi : almeno 1 ogni 22 mq. di fasciata;
- 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 fasciata) ed orizzontali (in pianta);
- d) Verifica della struttura nel piano di sfilata;
- e) Verifica degli ancoraggi;
- f) Verifica del corrente interno.

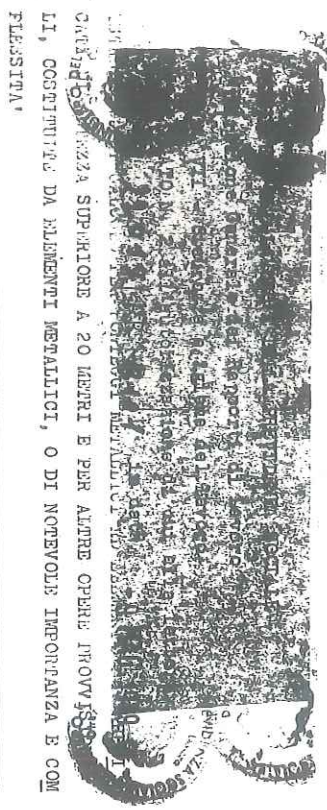


Fig. 1. Schema di un elemento metallico, o di notevole importanza e con flessibilità.

1) SCOPO

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

2) CARICHI PERMANENTI

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

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

NO/ST.

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

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

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 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 miglioramento 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 e 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. - 10012/57.

3.1.2. Nel caso di ponteggi o altre opere provvisorie sottoposti 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

*/.

ficiente dinamico.

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

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:

- a pieno carico un impalcato nella posizione più sfavorevole:

revoles:

- 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

3.1.4 deve effettuarsi quella per un treno di carichi

concentrati (comprensivi degli effetti dinamici) di almeno

no 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	600
	Inoltre dovrà considerarsi la azione di carichi concentrati.	

3.2 - Neve

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

./.

3.3. Vento

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 10012/67 - Le superfici investite sono quelle effettive (quindi compresi tabelloni pubblicitari, graticciati, vetri, ecc.) previste nel ponteggio o nell'opera provvisoria.

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

ci

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 legno e comunque non deve superare 80 Kg/cm².

4.2.2 Impalcati in lamiera di acciaio profilata a freddo

Per la lamiera avente carico di rottura non inferiore a

./.

37 Kg/mm², la tensione ammissibile è di 16 Kg/mm².

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% o frattile 5%)* riferito a giunti ed aste normalmente protetti pari ad almeno 1,5.

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.

*) Il percentile 5% (o frattile 5%) $P_5\%$ relativo ad un numero n di osservazioni P_i è dato dalla relazione

$$\begin{aligned} P_5\% &= \bar{P} - K_s \\ &= \frac{1}{n} \quad n \\ \bar{P} &= \frac{1}{n} \quad P_i \\ K &= 1,65 \text{ per } n = 24 \\ S^2 &= \frac{1}{n-1} \quad n \quad (\bar{P} - P_i)^2 \end{aligned} \quad \text{°/°}$$

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

Giunti di altro tipo

Ove si impiegano 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. MODALITÀ DI PROVA DI SCORRIMENTO DEI GIUNTI

Le prove di scorrimento devono essere condotte:

- su tubi e giunti protetti contro la corrosione con il normale sistema di protezione previsto dal fabbricante;
- 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 serraggio 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 $\delta_j = 0,5$ 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 provvisorie 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 vento nella zona di ponteggio o di opera provvisoria servita dall'ancoraggio; in particolare per i ponteggi di facciata si deve considerare la depressione dovuta al vento considerando le superficie effettive investite, tenendo conto della presenza di tabelloni, graticciati, velli, ecc.
- lo sforzo T^* necessario per la stabilizzazione delle strutture nella zona del ponteggio o dell'opera provvisoria 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 o dell'opera provvisoria - va calcolato per ogni ancoraggio secondo l'espressione:

$$T^* = \frac{w}{100} \cdot P \quad ./. \quad$$

ove:

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

w è il coefficiente di amplificazione dei carichi indicato nella CNR UNI 10011/73 in funzione del tipo di acciaio impiegato nei montanti e della 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 assolvono 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 ed ai 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. STABILITÀ AL RIBALTAMENTO

Quando la stabilità del ponteggio e dell'opera provvisoria 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.

CAP. IV - CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE CONDIZIONI DI IMPIEGO

4.1. - Calcolo del ponteggio da costruzione4.1.1. - Generalità

Per il calcolo si assume lo schema di ponteggio riportato nell'allegato A che prevede n° 10 ripiani aventi tra loro distanza di 2,00 m. per un'altezza totale (misurata dal piano di appoggio delle basette all'estremità del piano del tavolato più alto) di m. 19,85

Ogni piano è provvisto anteriormente di un corrente parafetto e, posteriormente, a tutti i piani, di un corrente posto sotto il traverso.

Sono previste le seguenti diagonali:

- nel piano longitudinale, le diagonali sono realizzate in ogni piano e in ogni campo
- nel piano trasversale orizzontale, le diagonali sono realizzate mediante diagonale semplice in ogni campo di tutti i piani ancorati
- nel piano trasversale verticale, la funzione di controventamento è esercitata dagli stessi telai di ponteggio.

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

- un ancoraggio ogni 21,60 m² (≥ 1 ancoraggio ogni 22 m²)
- snellezza delle aste non superiore a:
- 200 per le membrature principali;
- 250 per quelle secondarie.

4.1.2. - Valutazione dei carichi1) Peso proprio del ponteggio

Considerato che il peso proprio della parte metallica di ponteggio per m² di facciata è $p = 8,4 \text{ Kg/m}^2$ peso proprio afferente ad una stilata alta 20 m, è:

$$P_p = 8,4 \cdot 20 \cdot 1,80 = 302 \text{ Kg.}$$

2) Carichi di esercizio

Vengono assunte le seguenti ipotesi di carico:

- N° 1 impalcato con carico di esercizio di 300 Kg/m²;
- n° 2 impalcati con carico di esercizio di 150 Kg/m²;
- n° 4 piani di tavolato, con peso proprio, per ripiano, di 30 Kg/m²

Il carico complessivo trasmesso al ponteggio è

$$q_{\text{tot}} = 720 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$P_{\text{es}} = q_{\text{tot}} \cdot 1,1,8 = 720 \cdot 1,1,80 = 1296 \text{ Kg.}$$

3) Carico totale al piede della stilata

$$P = P_p + P_{\text{es}} = 302 + 1296 \approx 1600 \text{ Kg.}$$

4) Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in conformità alle istruzioni CNR-UNI 10012-67, zona 2 ($q_{20} = 80 \text{ Kg/m}^2$).

L'azione del vento su un modulo (1) (v.tav. fig. 1) viene calcolata valutando le superfici investite dal vento (considerando sia quella interna che quella esterna).

a) Superfici della parte metallica (per un modulo)

- 1 telaio (diametro x lunghezza) = $(0,048 \cdot 2,00) \cdot 2 = 0,192 \text{ m}^2$
- 3 correnti (diametro x lunghezza) = $(0,0269 \cdot 1,8) \cdot 3 = 0,145 \text{ m}^2$
- 1 diagonale in vista (diametro x lunghezza) = $0,0269 \times 2,25 = 0,060 \text{ m}^2$
- 1 diagonale in pianta (diametro x lunghezza) = $(0,0269 \times 1,967) \cdot 1 = 0,053 \text{ m}^2$

Totale superfici investite S_m

$$= 0,450 \text{ m}^2$$

b) Superfici della parte in legname

$$\begin{aligned} - \text{Tavola fermapiède} & 0,20 \times 1,80 = 0,360 \text{ m}^2 \\ - \text{Impalcato} & 0,05 \times 1,80 = \frac{0,090 \text{ m}^2}{0,090 \text{ m}^2} \\ \text{Totale superfici investite } S_1 & = 0,450 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

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:

$$N_v = 1,04 (S_m + S_1) \cdot 80 = 1,04 (0,450 + 0,450) \cdot 80 = 74,88 \text{ Kg.}$$

- (1) Il modulo ha larghezza pari alla distanza tra le stilate ed altezza pari alla distanza tra due piani consecutivi di ponteggio.

4.1.3. - Momenti sui montanti del telaio

a) - Momento dovuto all'azione del vento

Si ammette che la pressione del vento applicata all'innestito 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:

$$\frac{N_v}{2} = \frac{74,88}{2} = 37,44 \text{ Kg.}$$

Assumendo lo schema di trave continua appoggiata in corrispondenza degli ancoraggi (ogni 4 m.), il momento sul montante allo spico del puntone vale:

$$\begin{aligned} M_v &= \frac{h_1}{h} \cdot \text{Max} = \frac{1,71 \cdot 0,85 \cdot 37,44}{2} \\ &= 27,2 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

dove $p = N_v/2 = 37,44 \text{ Kg/ml}$

h = lunghezza montante = 2 m.

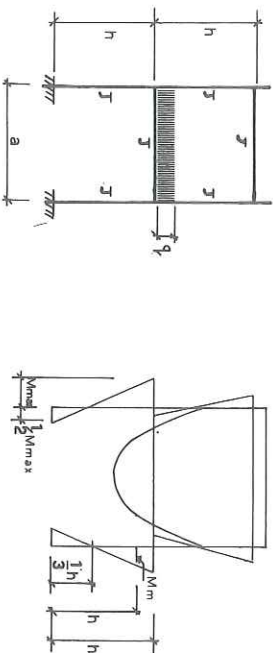
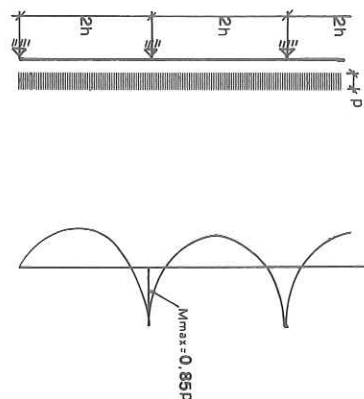
h_1 = lunghezza allo spico del puntone = 1,71 m.

M_{max} = momento max sul singolo montante = $0,1053 \cdot p \cdot l^2 = 0,843$

$p = 0,85 \text{ p}$ (trave continua su 6 appoggi)

b) Momento dovuto al carico di esercizio

Per un carico complessivo sul traverso $q = 330 \cdot 1,8 \cdot 1 = 594 \text{ Kg/ml}$ ed assumendo lo schema sottoindicato il momento allo spico del puntone vale:



$$M_m = \frac{(h_1 - \frac{1}{3}h)}{3} \cdot M_{max} = 0,78 \cdot \frac{ga^2}{34,5} = 0,78 \cdot \frac{594 \cdot 1,05^2}{34,5} = 0,78 \cdot 18,98 = 14,8 \text{ Kgm.}$$

dove a = interasse fra i montanti = 1,05 m.

h = lunghezza del montante = 2 m.

h₁ = lunghezza allo spicco del puntone = 1,71 m.

$M_{max} = \frac{ga^2}{34,5}$ momento all'incastro traverso-montante ottenuto mediante il metodo delle deformazioni in cui si è assunto h/a = 2 (tenendo conto che la lunghezza del traverso di carico è 1,00 m.) e tenendo conto dell'uguaglianza di tutti i momenti di inerzia J; $k = \frac{J}{J} \cdot \frac{h}{a} = 2$

c) Il momento totale sul montante dovuto al vento ed al carico di esercizio vale:

$$M_T = M_v + M_m = 27,2 + 14,8 = 42 \text{ Kgm.}$$

4.1.4 - Verifica del montante del ponteggio

Il carico minimo di collasso per montante risultante d'insieme dalle prove (v. certificato n° 228641 del 16.9.76)

$$P_c = 3100 \text{ Kg.}$$

La tensione critica risulta:

$$\sigma_c = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{3100}{413,15} = 7,5 \text{ Kg/mm}^2$$

dove A è l'area della sezione del montante

Dal prospetto 4 - I delle istruzioni CNR-UNI 10011/73) è possibile definire la snellezza attraverso il rapporto $\frac{\sigma_c}{\sigma_s}$ fra tensione critica e di snervamento e il rapporto $\frac{\lambda}{\lambda_p}$ fra snellezza effettiva e snellezza corrispondente al limite di validità del comportamento in fase elastica.

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{7,5}{24} = 0,31 \text{ della curva "c" si ottiene}$$

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = 1,68 \text{ dove } \lambda_p = 3,14 \sqrt{\frac{2 \cdot 100.000}{2.400}}$$

da cui

$$\lambda = 1,68 \cdot 92,93 = 156 \Rightarrow \omega = 3,19$$

Dalla relazione $\lambda = \frac{l}{i} = \frac{\beta_s \cdot l_0}{i}$ si ottiene il coefficiente sperimentale di vincolo:

$$\beta_s = \frac{\lambda_i}{l_0} = \frac{156 \cdot 1,6066}{400} = 0,63$$

- l_0 è la distanza verticale tra gli ancoraggi $l_0=400$ cm.

- i , è il raggio d'inerzia della sezione trasversale del montante $i = 1,6066$ cm.

La verifica di stabilità del ponteggio può essere limitata a quella di stabilità locale del montante presso-inflesso (vedere istruzioni CNR-UNI 10011/73, punto 4.4.1.)

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{P_m}{A} + \frac{M \cdot 0,75}{\frac{(1-1,5P_m) \cdot W}{\text{per}}}$$

$$= 3,19 \cdot \frac{800}{413,15} + \frac{42000 \cdot 0,75}{(1-1,5 \cdot \frac{800}{3100}) \cdot 4420,6} =$$

$$= 6,17 + 11,62 = 17,79 < \sigma_{amm} = 18 \text{ Kg/mm}^2$$

ove:

- P_m
è il carico al piede del montante dovuto al peso proprio ed al carico di esercizio = 800 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 $\omega = 3,19$

- A
è l'area della sezione del montante $413,15 \text{ mm}^2$

- MT
è il momento totale sul montante (vedi punto 4.1.3) ridotto di 1/4 (vedi punto 4.1.4) $MT = 42000 \text{ Kgmm}$

- P_{cr}
è il carico minimo sperimentale di collasso del montante = 3100 Kg.

- W
è il modulo di resistenza della sezione = $4420,6 \text{ mm}^3$

- σ_{amm}
è la tensione ammissibile per il materiale, per la condizione di carico II.

4.1.5. - Verifica del collegamento assiale dei montanti

La pressione del vento su due moduli liberi (vedi tav. 1 fig. 2), quando non si tiene conto della riduzione dovuta all'azione di schermo esercitata dall'edificio (Vs. punto 4.1.2.), è:

$$N'_V = 1,2 (S_m + S_1) 80,2 = 1,2 \cdot 0,9 \cdot 80,2 = 173 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo sul collegamento assiale è:

$$X = N'_V \frac{h}{a} = 173 \cdot \frac{2,00}{1,05} = 330 \text{ Kg.}$$

Poiché il carico minimo di rottura del collegamento assiale (v. punto 3.2.6.), è di $Y = 4500 \text{ Kg.}$ il coefficiente di sicurezza risulta:

$$\frac{Y}{X} = \frac{4500}{330} = 13,6 > 2,2$$

4.1.6. - Verifica delle diagonali

4.1.6.1. - Verifica delle diagonali longitudinali (in vista)

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:

$$T^* = \frac{P}{100} = 3,19 \quad \frac{1600}{100} = 51 \text{ Kg.}$$

per $\lambda = 156$ (v. punto 4.1.4.)

si ha $\omega = 3,19$ (v. prospetti 4 - II C della Istruzione CNR - UNI 10011/73)

Poiché la diagonale forma un angolo $= 37^\circ 0'$ con il piano orizzontale, lo sforzo sulla diagonale stesso è:

$$N_d = \frac{T^*}{\cos \alpha} = \frac{51}{0,798} = 64 \text{ Kg.}$$

Chiamati:

- l_d la lunghezza della diagonale $= 225 \text{ cm.}$

$$- \lambda_d = \frac{l_d}{1} \quad , \quad \text{la snellezza della diagonale} = \frac{225}{0,8832} = 255$$

taile snellezza risulta > 250 , tuttavia considerando che prove di compressione sottolincate forniscono un grado di sicurezza $= 6,7$ e che lo sforzo massimo di compressione vale $3,2 \text{ Kg/mm}^2$ si ritiene di accettare tale maggiorazione.

- W_d , il coefficiente di amplificazione dei carichi, corrispondente alla snellezza λ_d (v. prospetti - 4 - II C) della istruzione CNR 10011 - 73) $= 7,74$

- S_d , l'area della sezione della diagonale $= 156,45 \text{ mm}^2$ si deve verificare:

$$\sigma = \frac{N_d \cdot W_d}{S_d} = \frac{64 \cdot 7,74}{156,45} = 3,2 < 16 \text{ Kg/mm}^2$$

Dalle prove di trazione condotte sui collegamenti di facciata (v. certificato n° 291663+291667 PTP/3 del 2.11.78) risulta un carico minimo di rottura $A_d = 1500 \text{ Kg.}$ Il grado di sicurezza degli attacchi risulta quindi:

$$V = \frac{A_d}{T^*} \frac{1500}{51} = 29 > 2,2$$

Dalle prove di compressione condotte sui collegamenti di facciata (v. certificato n° 291668+291672 PTP/4 del 2.11.78) risulta un carico minimo di collasso $A_{crit} = 340 \text{ Kg.}$

$$\text{Il grado di sicurezza risulta quindi } \frac{A_{crit}}{T^*} = \frac{340}{51} = 6,7 > 2,2$$

4.1.6.2. - Verifica della diagonale nel piano orizzontale (in pianta) alla 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 mi un piano contravento in pianta ogni due piani di ponteggio, una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a 2 moduli (2 Nv) Se $\alpha=2300'$ è l'angolo che la diagonale forma con il corrente, lo sforzo nella diagonale è:

$$N = \frac{2 N_v}{\sin \alpha} = \frac{2.74,88}{0,39} = 384 \text{ Kg.}$$

Chiamati: l_p , la lunghezza della diagonale in pianta, i_p il raggio d'inerzia della sezione trasversale,

$$\lambda = \frac{l_p}{i_p} = \frac{196,7}{0,883} = 222 < 250$$

la snellezza, S_p l'area della sezione della diagonale, dalle tabelle 4 - II C delle istruzioni CNR-UNI 10011-73 si ricava il coefficiente $w = 6,12$

peranto si ha:

$$\sigma = N w = \frac{384.6.12}{156,4} = 15,1 < 16 \text{ Kg/mm}^2$$

Atteso che dalle prove di trazione condotte sui collegamenti in pianta (v. certificato n° 291673 + 291677 PTP/5 del 2.11.78) risulta un carico minimo di rottura di $A_p = 1850 \text{ Kg.}$ il grado di sicurezza risulta:

$$\frac{A_p}{2 N_v} = \frac{1850}{149,8} = 12 > 2,2$$

Atteso che dalle prove di compressione condotte sui collegamenti in pianta (v. certificato n° 291678+291682 PTP/6 del 2.11.78) risulta un carico minimo di collasso $A_{crit} = 330 \text{ Kg.}$ il grado di sicurezza risulta:

$$\frac{A_{crit}}{2 N_v} = \frac{330}{149,8} = 2,2 = 2,2$$

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:

$$T^* = \frac{w P}{100} = 3,19 \cdot \frac{1600}{100} = 51 \text{ Kg.}$$

uguale a quello indicato al punto 4.1.6.1.

Atteso che dalle prove di rigidità condotte sul collegamento trasversale offerta dal telaio è risultato (v. certificato n° 291658 + 291662 PTP/2 del 2.11.78) un carico minimo di collasso $T = 500 \text{ Kg.}$ il coefficiente di sicurezza del collegamento diagonale assicurato dalla stilata risulta:

$$\frac{T}{T^*} = \frac{500}{51} = 9,8 > 2,2$$

4.1.7. - Verifica degli ancoraggi

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

- Vento

Con la schematizzazione prevista, su ogni ancoraggio gravano 6 moduli (v. tavolo 1 - fig. 3)

Lo sforzo sull'ancoraggio dovuto al vento (v. punto 4.1.2)

$$S_v = 6 N_v = 6.74,88 = 450 \text{ Kg.}$$

- Stabilizzazione delle stilate

Con la schematizzazione prevista ogni ancoraggio deve stabilizzare tre stilate: lo sforzo trasmesso sull'ancoraggio e (tenuto conto del valore T^* indicato al punto 4.1.6.1.):

$$S_s = 3 \quad T^* = 3,51 \quad = 153 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo totale sull'ancoraggio é:

$$S_s + S_v = 153 + 49 \approx 600 \text{ Kg.}$$

Verifica dell'ancoraggio a cravatta realizzato mediante tubi e giunti ortogonali

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante cravatta costituita da giunti e tubi (vedere figura dell'allegato A) occorre che questi elementi siano di tipo autorizzato e che il frattile $\frac{5}{8}$ Mg risultante dalle prove di scorrimento su giunti protetti sia:

$$N_g \geq 2 (S_s + S_v) = 2.600 = 1200 \text{ Kg.}$$

Verifica dell'ancoraggio e sbadacchio con anello

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante sbadacchio con anello (v. figura dell'allegato A) quest'ultimo deve essere costituito da un tondo in acciaio avente diametro non inferiore a 6 mm.

In tale condizione si ha:

$$= \frac{S_s + S_v}{2 \pi r^2} = \frac{600}{2,3,14,3^2} = 10,6 \text{ Kg/mm}^2 < 12$$

L'anello deve essere adeguatamente annesso in parti stabilili della struttura.

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 $\alpha = 230^\circ$

$$N_c = \frac{2 N_v}{\text{tg } \alpha} = \frac{2,74,88}{0,424} = 353 \text{ Kg.}$$

ove N_v é la pressione del vento su un modulo (vedere punto 4.1.2.)

Chiamati: l_c , la lunghezza del corrente = 180 cm.

i , il raggio d'inerzia della sezione trasversale del corrente = 0,874 cm.

$$l_c = \frac{l_c}{i}, \text{ la snellezza del corrente} = 206$$

$u_c = 5,34$ coefficiente di amplificazione dei carichi, corrispondente alla snellezza l_c (v. prospetti 4.11.C. dell'istruzioni CNR-UNI 10011 - 73)

S_c , l'area della sezione del corrente = 178 mm^2 si deve verificare:

$$\frac{N_c}{S_c} = \frac{353 \times 5,34}{178} = 10,6 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{amm} = 16$$

4.1.9. - Verifica traverso del telaio ai carichi di esercizio

Il momento massimo sul traverso nell'ipotesi di telaio semplice incastrato al piede si ha in mezzaria del traverso e vale:

$$M_c = \frac{q \cdot a^2}{24} \cdot \frac{2+3k}{k+2} = \frac{594,1,05^2}{24} \cdot \frac{2+(3 \cdot 1,905)}{1,905+2} = 53,94 \text{ Kg.m}$$

Per la verifica occorre che:

$$\frac{M_c}{W} = \frac{5394}{4,42} = 1221 \text{ Kg/cm}^2 < 1600$$

dove: per q, a, h (vedi 4.3.1)

$$k = \frac{j \text{ traverso}}{j \text{ montante}} \cdot \frac{h}{a} = 1,905$$

4.1.10 - Verifica dell'impalcato

Gli impalcati possono essere realizzati con le seguenti caratteristiche minime:

- a) tavole semplici in legno 5 x 20 cm.
- b) tavole semplici in legno 4 x 30 cm.

Per questi tipi d'impalcato é 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 adottato prevede la verifica per un carico di 330 Kg/m^2 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 questa ultima condizione di carico coincide con la precedente.

Gli appoggi della tavola sono a interesse di 180 cm .

I risultati delle verifiche sono stati raccolti nella seguente tabella:

	Impalcato tipo "a"	Impalcato tipo "b"
Carico uniformemente distribuito	$Q = 32,2 \text{ Kg/cm}^2$	$Q = 33,5 \text{ Kg/cm}^2$
Carico concentrato	$Q = 65 \text{ Kg/cm}^2$	$Q = 68 \text{ Kg/cm}^2$

4.1.11. - Verifica delle strutture e degli elementi speciali

4.1.11.1. Realizzazione di passi carrai con interruzione di una stilata (v. allegato A)

Fermo restando tutto quanto esposto al 4.1.1. e 4.1.2; l'interruzione di una stilata in posizione altimetrica generica del ponteggio, deve prevedere l'attuazione di una trave nel corpo del ponteggio stesso mediante tubo e giunto autorizzato.

a) Verifica a sfilamento del telaio sospeso

$P = 800 \text{ Kg}$. per montante.

Si deve assumere un grado di sicurezza $\approx 1,5$ rispetto al frattile 5% delle prove condotte su giunti ortogonali protetti e non invecchiati.

$$\frac{\text{Fratt. } 5\%}{800} \approx 1,5$$

Nel caso in cui il grado di sicurezza sia $< 1,5$ il montante in esame deve essere provvisto di giunto supplementare per resistere alla sollecitazione di scorrimento.

b) Verifica di stabilità locale e a sfilamento della diagonale della trave.

Essendo ogni montante sostenuto da due diagonali, dovrà risultare:

$$N = 8002 = 400 \text{ Kg.}$$

$$T = N \times 1,42 = 565 \text{ Kg.}$$

$$Q = \frac{T}{A} = \frac{565}{4,59} = 123 \text{ Kg/cm}^2 < 1600$$

Per la verifica a sfilamento, si deve assumere un grado di sicurezza $\approx 1,5$ rispetto al frattile 5% delle prove condotte su giunti ortogonali protetti e non invecchiati.

$$\frac{\text{Frat. 5\%}}{565} = 1,5$$

c) Verifica della stabilità locale della briglia superiore
(briglia inferiore e scarica)

$$P = 800 \text{ Kg.}$$

$$S = P/2 = 400 \text{ Kg.}$$

$$w(l_0 = 180; \lambda = \frac{180}{1,59} = 113) = 2,36$$

$$\zeta = \frac{wS}{A} = \frac{2,36 \times 400}{4,59} = 205 < 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Per la verifica a sfilamento, si deve assumere un grado di sicurezza $\geq 1,5$ rispetto al frattile 5% delle prove condotte su giunti ortogonali protetti e non invecchiati.

$$\frac{\text{Frat. 5\%}}{400} \geq 1,5$$

d) Verifica di stabilità locale della stilate laterale

$$N = P \times 1,5 = 800 \times 1,5 = 1200 \text{ Kg. per montante}$$

La verifica del montante tiene conto degli ancoraggi supplementari posti in corrispondenza delle stilate laterali (vedi allegato A).

Per la verifica del montante compreso fra due traversi ancorati si assume:

$$l_0 = 200 \text{ cm. da cui } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{200}{1,6} = 125 \text{ da cui } w = 2,76$$

Non considerando il momento dovuto al vento inquanto la stilate è ancorata ad ogni modulo e considerando l'intero momento dovuto al carico di esercizio (vedi punto 4.1.3 b) di valore $M_m = 1900 \text{ Kgcm}$. si deve verificare:

$$\zeta = \zeta_N + \zeta_M = \frac{wN}{A} + \frac{M_m}{(1-1,5 \frac{N}{N})W} \leq \zeta_{am} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

dove: $w = 2,76$ = coefficiente relativo alla snellezza massima dell'asta $\lambda = 125$ e deducibile dal prospetto 4-II-C del CNR-UNI 10011/73

$$A = 4,13 \text{ cm}^2 = \text{area della sezione del montante}$$

$$\zeta_E = 1326 \text{ Kg/cm}^2 = \text{tensione critica Euleriana in funzione di } \lambda \text{ tabulata nel prospetto 4-VI del CNR-UNI 10011/73}$$

$$W = 4,42 \text{ cm}^3 = \text{modulo di resistenza della sezione del montante}$$

$$\zeta = \frac{1200 \cdot 2,76}{4,13} + \frac{1900}{(1-1,5 \cdot \frac{1200}{1326})4,42} = 802 + 642 = 1440 < 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Poiché inoltre dalle prove di collasso del ponteggio (v. certificato n° 228641 del 16.9.76) il minimo carico di collasso al piede del montante è di $P_c = 3100 \text{ Kg}$. il coefficiente di sicurezza risulta di $\frac{3100}{1200} = 2,58 > 2,2$

4.1.11.2.-Realizzazione di passi carrai con interruzione di due stilate (v.allegato A)

Fermo restando tutto quanto esposto al 4.1.1, e 4.1.2, l'interruzione di due stilate in posizione altimetrica generica del ponteggio, deve prevedere l'attuazione di una trave nel corpo del ponteggio stesso mediante tubo e giunto autorizzato.

a) Verifica a sfilamento dei telai sospesi

p = 800 Kg. per montante.

Si deve assumere un grado di sicurezza $\geq 1,5$ rispetto al frattile 5% delle prove condotte su giunti ortogonali protetti e non invecchiati.

$$\frac{\text{Fratt. 5\%}}{800} \geq 1,5$$

Nel caso in cui il grado di sicurezza sia $< 1,5$ il montante in esame deve essere provvisto di giunte supplementari per resistere alla sollecitazione di scorrimento.

b) Verifica di stabilità locale e a filamento della diagonale della trave.

$$P = 800 = 800 \text{ Kg.}$$

$$T = P \times 1,42 = 1136 \text{ Kg.}$$

$$\dot{C} = T/A = 1136/4,59 = 247 \text{ Kg/cm}^2 < 1600$$

Stante il valore di T la diagonale in esame deve essere provvista di giunti esterni supplementari per resistere alla sollecitazione di scorrimento.

Per la verifica allo scorrimento si deve comunque assumere un grado di sicurezza $\geq 1,5$ rispetto al frattile 5% delle prove condotte su giunti ortogonali protetti e invecchiati in unione con giunto supplementare.

$$\frac{\text{Fratt. 5\%}}{1136} \geq 1,5$$

c) Verifica della stabilità locale della briglia inferiore e superiore

$$P = 800 = 800 \text{ Kg.}$$

$$S = \frac{800 \times 1,80}{1,80} = 800 \text{ Kg.}$$

$$W (I_o = 180, \frac{1,80}{1,59} = \frac{180}{1,59} = 113) = 2,36$$

$$\dot{C}_n = \frac{WS}{A} = \frac{2,36 \times 800}{4,59} = 410 < 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Per la verifica a sfilamento, si deve assumere un grado di sicurezza $\geq 1,5$ rispetto al frattile 5% delle prove condotte sui giunti ortogonali protetti e non invecchiati.

$$\text{Fratt. 5\%} \geq 1,5$$

Nel caso in cui il grado di sicurezza sia $< 1,5$ la briglia inferiore e superiore deve essere munita di giunti supplementari per resistere alla sollecitazione di scorrimento.

d) Verifica di stabilità locale della stilata laterale

$$P = 800 \times 2 = 1600 \text{ Kg. per montante}$$

Come rappresentato sull'allegato A, le stilate laterali alla sospensione di due stilate, devono essere ancorate mediante ancoraggi supplementari ed inoltre i montanti della stilata devono essere raddoppiati mediante "tubo e giunto" di tipo autorizzato, ottenendo così un carico assiale per montante di 800 Kg.

Si rimanda pertanto la verifica al punto 4.1.11.1 d.

4.1.11.3 - Verifica della basetta regolabile a vite (v. allegato n°3)

Il carico massimo che grava sulla basetta lo si ha in presenza di passo carraio con sospensione di una stilata (la sospensione di due stilate, prevede il raddoppio dei montanti) ed è pari a P = 1200 Kg.

Dalle prove di collasso condotte sulle basette (vedi certificato n° 291708+291712 PTP/11 2.11.78) risulta un carico minimo di collasso $P_c = 6000 \text{ Kg.}$ Il grado di sicurezza della basetta regolabile risulta quindi:

$$\frac{P_c}{P} = \frac{6000}{1200} = 5 > 2,2$$

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 (vedi schema B)

a) Sul piano di facciata esterna:

- da un corrente con funzione di parapetto per ogni riquadro di facciata, impiegando complessivamente n°15 elementi
- da una diagonale semplice per ogni riquadro di facciata, impiegando complessivamente n° 15 elementi

b) Sul piano di facciata interna:

- da un corrente per ogni riquadro e a tutti i piani, al disotto del traverso, impiegando complessivamente n° 15 elementi

c) Sui piani trasversali orizzontali

- da una 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 provato in corrispondenza dei piani 1°,3°,5° impiegando un totale di 6 ancoraggi.

Il dispositivo di applicazione dei carichi prevedeva:

- un piano di lavoro caricato con 330 Kg/m^2
- forze orizzontali di 50 Kg, normali al piano di facciata applicate ai nodi delle stilate centrali per un totale di $8 \times 50 = 400 \text{ Kg}$.
- una forza orizzontale di 200 Kg parallela al piano di facciata, applicata in corrispondenza del 4° piano di ponteggio

- carichi verticali crescenti, applicati alla sommità degli otto montanti.

I carichi al piede del montante che hanno determinato il collasso sono risultati

$$P_{c1} = 3100 \text{ Kg.}$$

$$P_{c2} = 3630 \text{ Kg.}$$

Il carico al piede di un montante per ponteggio di altezza pari a 20 m. in presenza di impalcati a tutti i piani e di due piani caricati con il carico di esercizio risulta:

$$\text{Peso proprio struttura} = 302/2 = 151 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso proprio impalcati} = 540/2 = 270 \text{ Kg.} \\ (30 \times 300 \text{ Kg/m}^2)$$

$$\text{Carico di esercizio} = 810/2 = 405 \text{ Kg.} \\ (300 + 150 = 450 \text{ Kg/m}^2)$$

$$\underline{\underline{826 \text{ Kg.}}}$$

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

$$V = \frac{P_{c \text{ min.}}}{P_m} = \frac{3100}{826} = 3,75 > 2,5$$

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 D.P.R. 7/1/1956 e n° 164 e 27.4.55 n° 547

6.1 GENERALITÀ

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 modifica del ponteggio compatibile con la sua stabilità può avere luogo solamente nell'ambito dello schema tipo e deve essere riportata sul disegno esecutivo. Per ponteggi di altezza inferiore a 20 m. di altezza, il disegno esecutivo deve essere firmato dal responsabile del cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante; mentre per ponteggi di altezza superiore a 20 m. per ponteggi non conformi agli schemi tipo e per opere speciali deve essere redatto un progetto firmato da un ingegnere o Architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto negli albi professionali. E' vietato montare sul ponteggio tabelloni pubblicitari, teli o altre schermature a meno che non sia provveduto all'aumento, rispetto allo schema tipo, del numero di ancoraggi e di diagonali sulla base di un calcolo, eseguito da ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione, in relazione all'azione del vento presumibile per la zona ove il ponteggio è montato (v. di punto 3.4 delle istruzioni CNR-UNI 10012-67).

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. 7/1/56 n° 164 e le 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
- Calzature con suola flessibile, antiscivolo/evole
- cinture di sicurezza a bretella, provvista di un mezzo per l'aggancio alle strutture del ponteggio.

6.2 MONTAGGIO

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

- il piano d'appoggio deve offrire garanzie sufficienti di resistenza durevole, da verificare preliminarmente.
- La ripartizione del carico sul piano d'appoggio deve essere realizzato a mezzo di basette con l'interposizione di elementi atti a ripartire il carico sul piano

di appoggio in modo da non superarne la resistenza unitaria; detti elementi devono offrire resistenza sufficienti all'azione delle basette.

Qualora il primo traverso dei telai sia posto ad un'altezza dal piano d'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 assicurarne, seguendo il disegno esecutivo, la costruzione (vedi 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)
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali, e telai di parapetto
- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo.
- la messa in opera degli ancoraggi, delle diagonali in vista ed in pianta seguendo il normale progredire del montaggio del ponteggio ed in conformità ai disegni esecutivi
- Il traverso più alto del ponteggio in corso di costruzione non deve superare di m.4 l'ultimo ordine di ancoraggi.

Ove per esigenze specifiche fosse necessaria un'altezza libera di ponteggio oltre l'ultimo ancoraggio superiore a m. 4, dovranno essere previsti 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 d'appoggio e la resistenza degli elementi di ripartizione del carico
- viene seguito 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 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, 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 causa accidentale.

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 (in conformità allo schema v. allegato A)

- Si devono realizzare collegamenti longitudinali (di facciata) mediante correnti e diagonali curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale (in conformità allo schema v. allegato A).

- I montanti del telaio di sommità devono superare di almeno 1.20 m. l'ultimo impalcato o il piano di gronda.

- Gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti in conformità agli schemi di cui all'allegato A).

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 realizzazione di passi carrai o per altri motivi è consentita qualora realizzata conformemente a quanto indicato nell'allegato A).

- Il numero di giunti (normali più supplementari) necessari nel caso di realizzazione di travi per passi carrai utilizzando elementi (tubi e giunti) prodotti da società autorizzate.

Alle estremità delle briglie, diagonali e montanti delle travi per passi carrai (vedi allegato A) debbono essere

montanti i seguenti giunti (normali + supplementari):

A) Interruzione di una stilata

- Utilizzando elementi (tubi e giunti) prodotti da altre società autorizzate:

- briglie superiori	n° 1 giunto
- briglie inferiori	n° 1 giunto
- diagonali	n° 1 giunto
- montanti	n° 2 giunti

B) Interruzione di due stilate:

- Utilizzando elementi (tubi e giunti) prodotti da altre società autorizzate:

- briglie superiori	2 + 2 giunti
- briglie inferiori	2 + 2 giunti
- diagonali	2 + 2 giunti
- montanti	2 + 2 giunti

Nel caso in cui venissero impiegati tubi e giunti caratterizzati da un valore frattile 5% del carico di scorrimento maggiore di 1.000 Kg. e non si volesse adottare una delle soluzioni sopra indicate, per ogni singola realizzazione di passi carrai deve esistere in cantiere un apposito calcolo basato sul valore affettivo dei frattili 5% relativo agli elementi utilizzati, firmato da ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione.

Quando sia necessario utilizzare elementi di ponteggio a tubi e giunti per realizzare il livellamento dei piani di partenza per ponteggi a telaio o particolari partenze del ponteggio o per ottenere aperture per passi carrai o per la realizzazione di parasassi, di parapetti di testata ecc, è necessario:

a) che gli elementi di ponteggio a tubi e giunto appartengano ad un 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 raccordo 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 sbarraccio non superiore a 100 mm. alle seguenti condizioni:
- raddoppio del montante interessato (realizzato con giunzioni resistenti a trazione) e realizzazione di un adeguato sistema di ancoraggio. Il raddoppio viene effettuato affiancando al montante interessato, per tutta la sua altezza, un tubo collegato - mediante giunti - in corrispondenza del piede di ciascun telaio. Tubo e giunti devono appartenere ad un ponteggio autorizzato.

6.3 IMPIEGO

6.3.1. I piani di ponteggio destinati al lavoro devono:

- avere elementi di tavolato con sezioni, se in legno, non inferiore 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 l'esecuzione dei lavori di finitura e consentito un distacco dalla muratura non superiore a 20 cm.
 - Essere utilizzati solo allorché non distino più di mt. 2 dall'ordine più alto di ancoraggi.
 - Essere provvisti di un impalcato di sicurezza (sottoponte avente resistenza non inferiore a quella prevista nello schema del ponteggio con tavole assicurato in maniera adeguata contro gli spostamenti).
 - Essere provvisti su ciascun lato libero di un parapetto composto di un corrente superiore, da un corrente intermedio e da una tavola fermapiede, rispondenti ai seguenti requisiti:
 - il bordo superiore del corrente più alto deve essere sistemato a non meno di m. 1 dal piano dell'impalcato.
 - Il fermapiede sistemato con il bordo inferiore a contatto con il piano dell'impalcato deve avere altezza non inferiore a 20 cm. La distanza tra corrente e fermapiede non deve essere superiore a 60 cm. (confrontare all. A)
 - Essere provvisti, per tutta l'estensione dell'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 di intercettare la caduta di materiali.
- La distanza massima tra i parasassi ed un qualsiasi impalcato utile non deve superare 12 m.

t parasassi devono intendersi in proiezione orizzontale e verticale fuori dell'impalcato per almeno 110 cm. e raccordarsi con un impalcato regolamentare.

- Essere provvisti di indicazioni chiare e visibile delle condizioni massime ammissibili di carico.

6.3.2. 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 montaggio.

6.3.3. Devono essere effettuati i seguenti controlli:

- il responsabile del cantiere ad intervalli periodici (e comunque ogni tre mesi) o dopo violente perturbazioni atmosferiche o prolungate interruzioni del lavoro deve assicurarsi:
 - dello stato degli appoggi;
 - della verticalità dei montanti;
 - dell'efficienza dei collegamenti;
 - dell'efficacia degli ancoraggi e delle diagonali;
- curando l'eventuale sostituzione ed il rinforzo degli elementi inefficienti;

6.3.4. 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.

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

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.

Capitolo VII SCHEMI TIPO

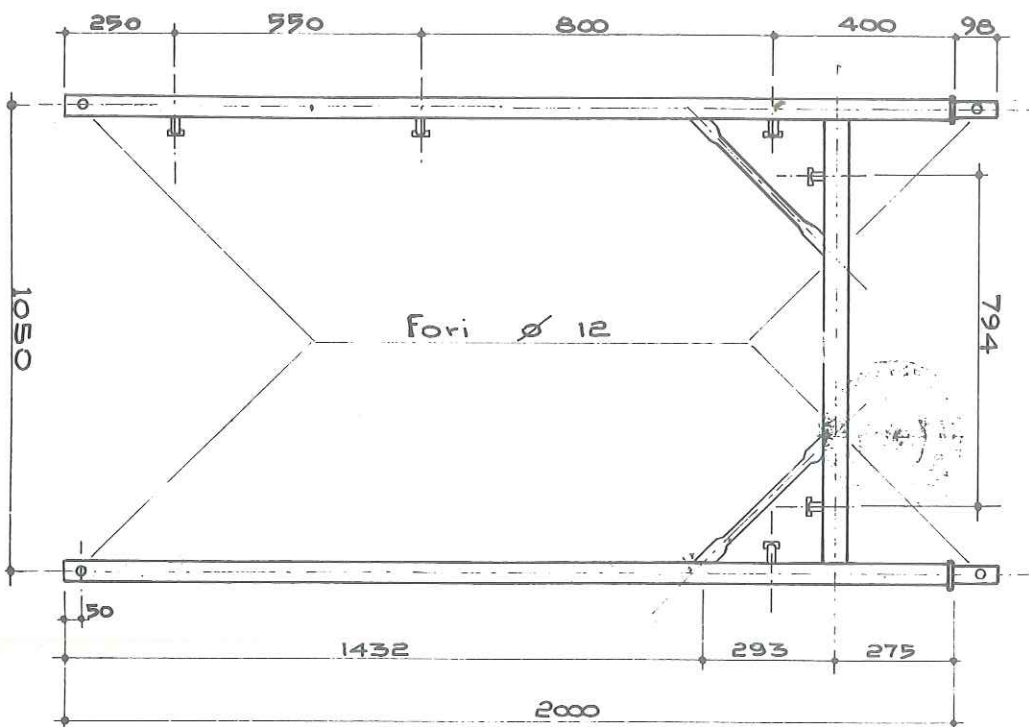
7 - 1 Gli schemi tipo sono riportati sull'allegato A e sono costituiti da:

- a) disegni schematici di tutti gli elementi compresi gli elementi speciali, con indicazione del tipo e della posizione di marchiatura.
- b) schema d'insieme del ponteggio, con indicazione dei correnti, diagonali di fasciata, diagonali in pianta, ancoraggi, e dei parasassi.
- c) schema della disposizione dei tavolati, dei parapetti della tavola fermapiede
- d) indicazione dei sovraccarichi massimi ammissibili.
- e) schemi della realizzazione dei parasassi e dei passi carrai.
- f) schemi dei tipi di ancoraggio possibili.

ELEMENTI COSTITUENTI IL PONTEGGIO

Telaio $\varnothing$ 48.25/2.9

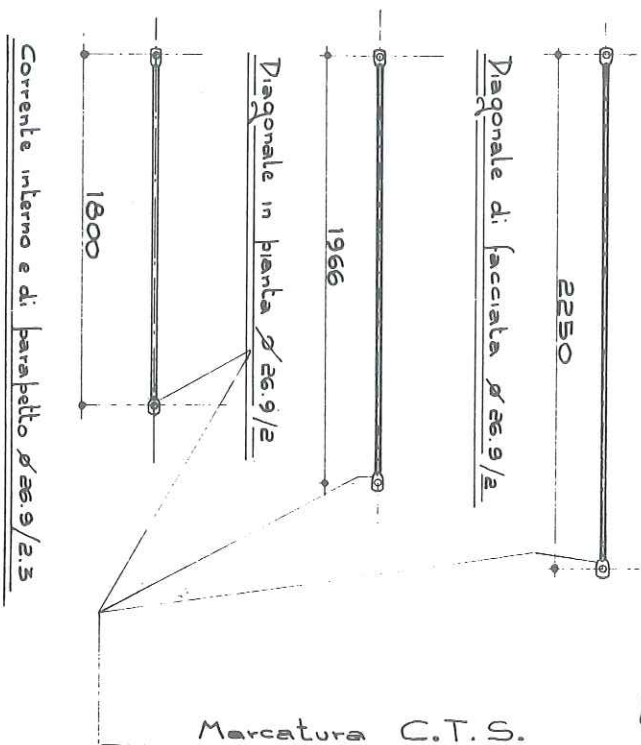
Puntoni $\varnothing$ 26.9/2



Marcatura C.T.S. incisa
sui nottolini degli attacchi
a perno -



Marcatura C.T.S.

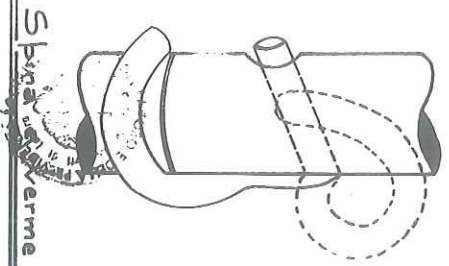
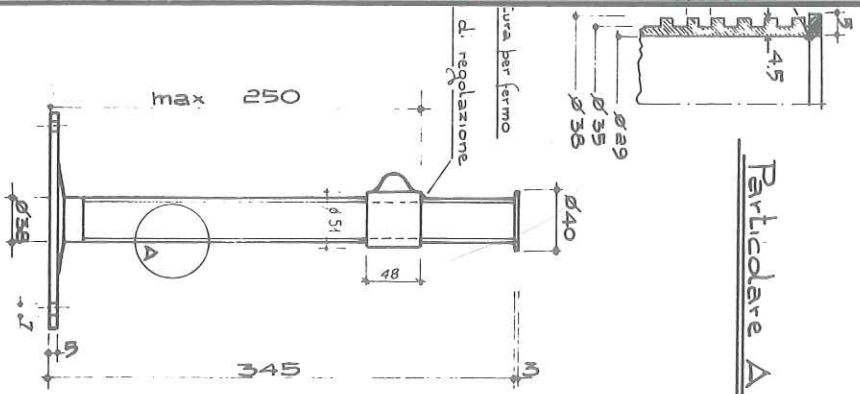


93-946

93-946

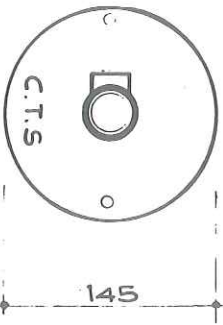
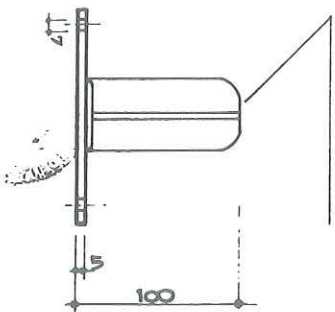
Solita
ancora

Particolare A

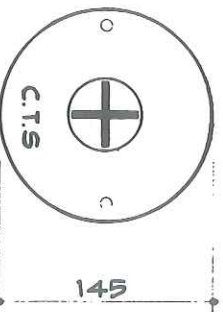


Spina d'asse Ø 39

+ 39 x 39 x 4

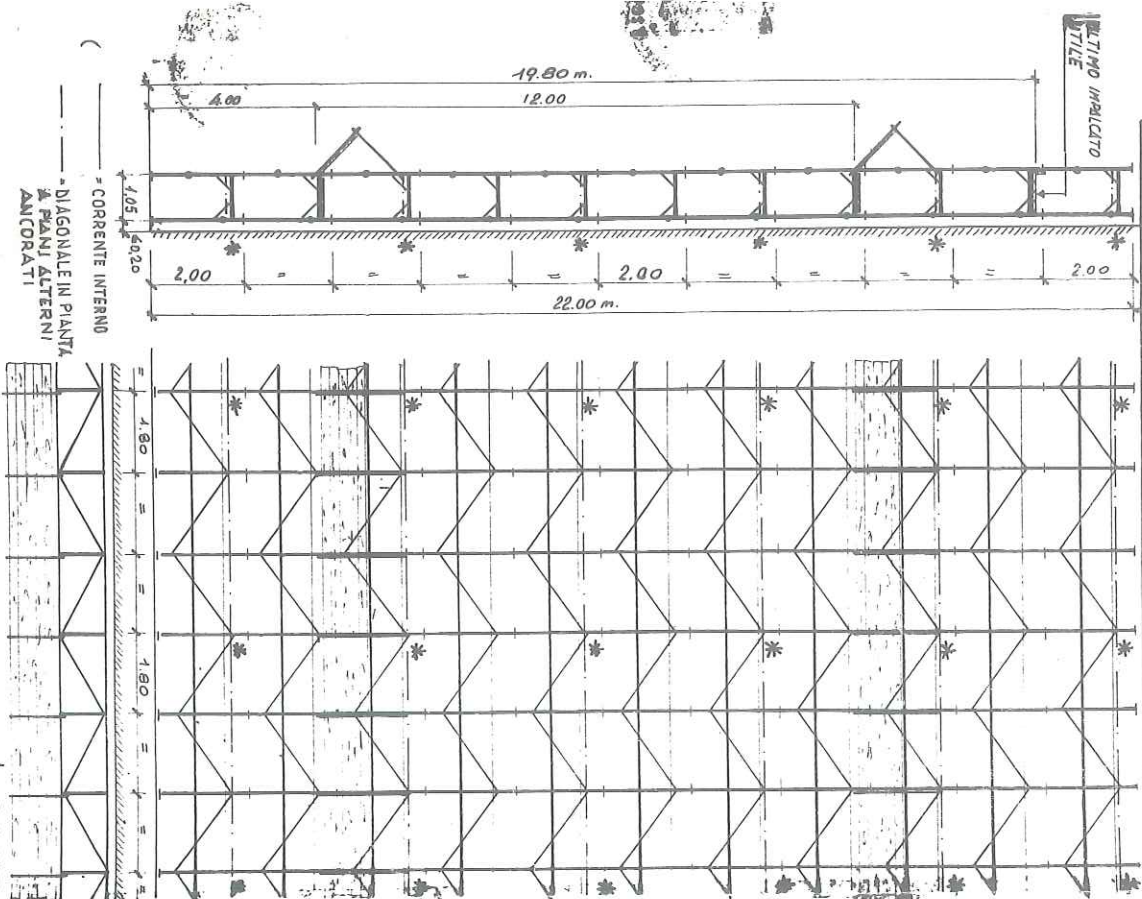


Basella regolabile



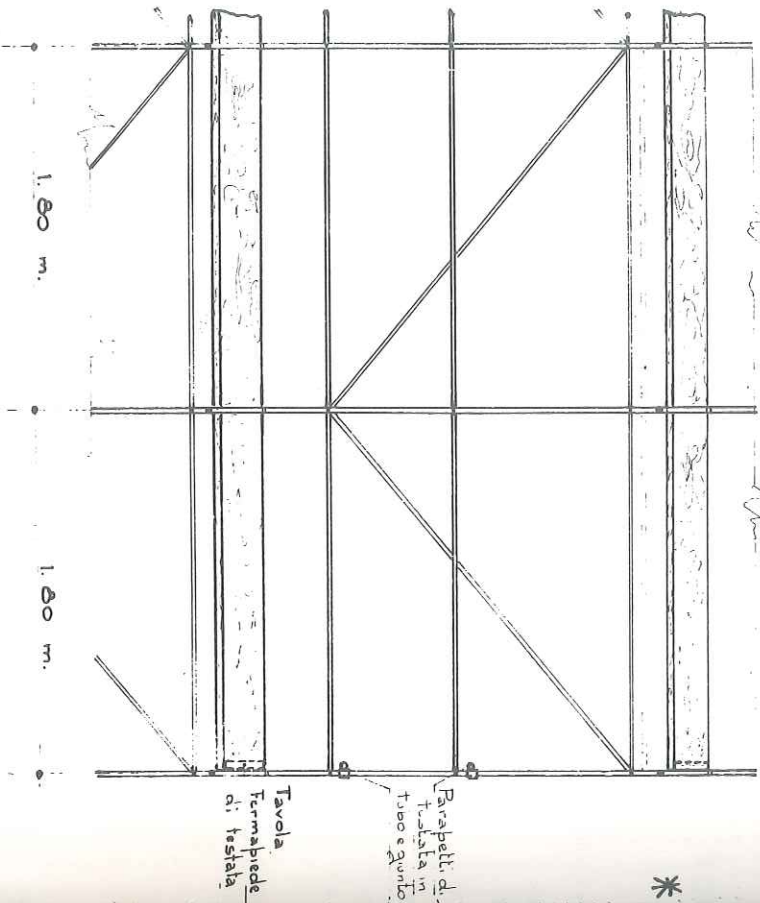
Basella fissa

SCHEMA TIPO DI PONTEGGIO H. ≤ 20 m.



* = DISPOSIZIONE INDICATIVA DEGLI ANCORAGGI DEVE ESSERE PREVISTO 1 ANCORAGGIO ALMENO OGNI 22 m² DI PONTEGGIO E CIASCUNO DOVRÀ ESSERE DIMENSIONATO PER UNA FORZA PARI A ~~600~~ 600 KG. DIRETTA NORMALMENTE ALLA FACCIATA.

Disposizione dei tavolati



APPOGGIO AL SUOLO CON ELEMENTO DI RIPARTIZIONE del carico aventi dimensioni e caratteristiche adeguate ai carichi da trasmettere e alla consistenza dei piani di base (D.M. 2.9.68 art. 5 lettera C)

CARICO MASSIMO AL PIEDE

Montante normale

kg 820

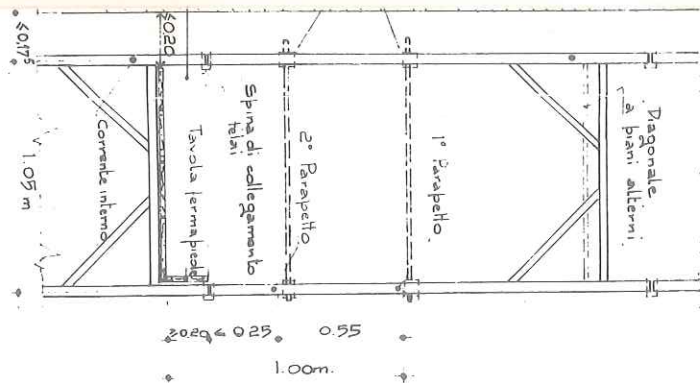
Montante a lato di una sola sfilata sospesa

kg 1230

Montante a lato di due sfilate sospese (da ripartire su due montanti)

kg 1640

Parapetti - fermapiedi



Sovraccarico

n° 1 ripiano con 300 $\frac{\text{kg}}{\text{mq}}$ Unif. distr.
n° 2 ripiani con 150 $\frac{\text{kg}}{\text{mq}}$ " " "
n° 4 ripiani di tavole per 30 $\frac{\text{kg}}{\text{mq}}$ cad.

I ripiani di tavole carichi e scarichi possono essere comunque disposti in altezza entro i massimi di

Sovraccarico -

È ammessa una distanza del tavolato del ponteggio dalla facciata fino a 20 cm. per lavori di finitura -

Le tavole dei ripiani devono essere previste di dimensioni trasversali: $\geq 20 \times 5$ cm oppure $\geq 20 \times 4$ cm

L secondo parapetto con la tavola fermapiede
anno previsti in presenza di tutti i tavolati
archi o scarichi

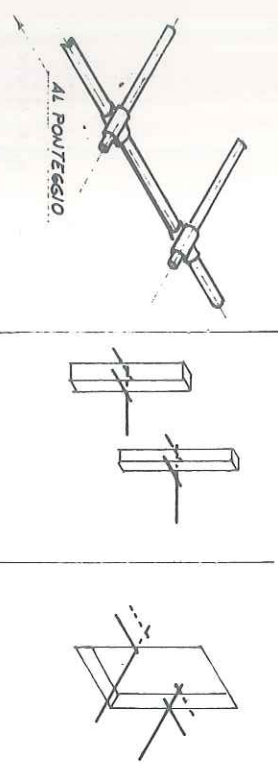
pa

NUMERO DI GIUNTI (NORMALI+SUPPLEMENTARI) NECESSARI
NEL CASO DI REALIZZAZIONE DI TRAVI PER PASSI CARRAI
UTILIZZANDO ELEMENTI (TUBI E GIUNTI) PRODOTTI DA ALTRE
SOCIETÀ AUTORIZZATE

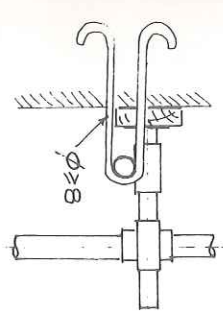
		ALTRE SOCIETÀ
FRATTILE 5% DELLE PROVE DI SCORRIMENTO		1000 kg.
	SFORZO (KG)	N° GIUNTI
INTERRUZIONE DI UNA STILATA		
BRIGLIE SUPERIORI (35)	400	1
BRIGLIE INFERIORI (31)		1
DIAGONALI (2)	565	1
MONTANTI (1)	800	2
INTERRUZIONE DI DUE STILATE		
BRIGLIE SUPERIORI (35)	800	2 + 2
BRIGLIE INFERIORI (31)	800	2 + 2
DIAGONALI (2)	1136	2 + 2
MONTANTI (1)	800	2 + 2

ANCORAGGI

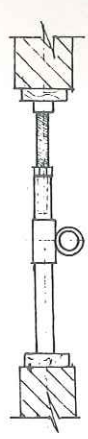
a) ANCORAGGIO A CRAVATTA



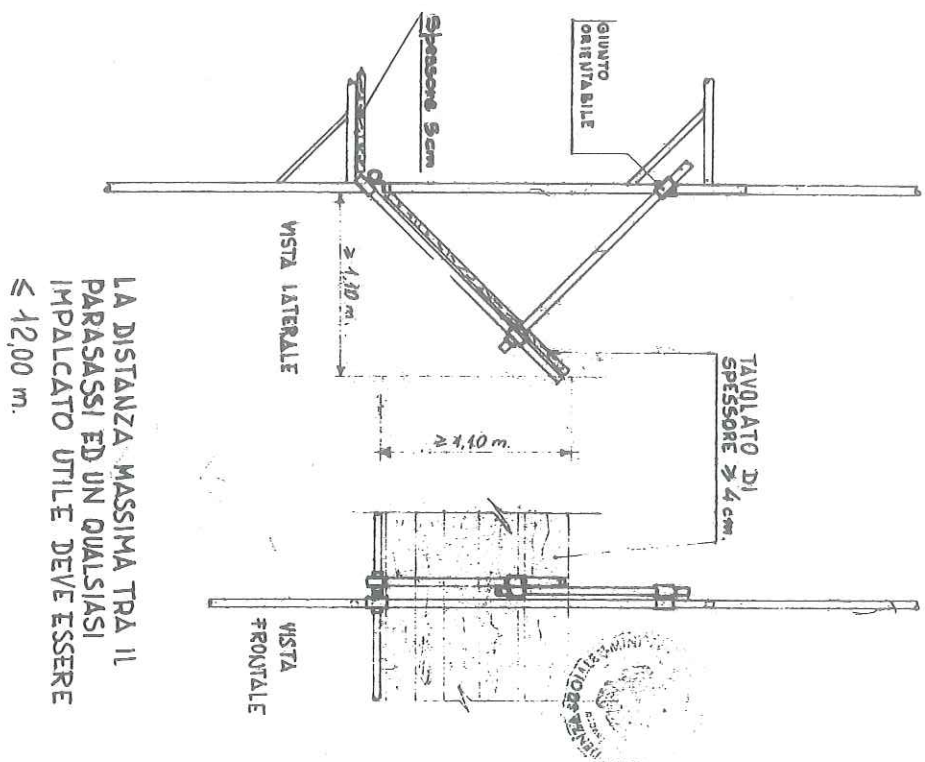
b) ANCORAGGIO AD ANELLO



c) ANCORAGGIO A VITONE



SCHEMA PARASASSI IN TUBO E GIUNTO



INTERRUZIONE DI 1 e 2 STILATE MEDIANTE TUBO E GIUNTO

