

ASA SERVIZI DI INGEGNERIA

Roma, 13 gennaio 1997

**SOVRACCARICHI PER IL CALCOLO DEI PONTI
FERROVIARI**

**ISTRUZIONI PER LA PROGETTAZIONE,
L'ESECUZIONE E IL COLLAUDO**

**TESTO AGGIORNATO DELLA ISTRUZIONE
N° I/SC/PS-OM/2298 DEL 2 GIUGNO 1995 COMPLETO
DELLE RELATIVE INTEGRAZIONI**

PREMESSA

Il 2 giugno 1995 è stata emessa dall'allora Area Ingegneria e Costruzioni l'Istruzione I/SC/PS-OM/2298 "*Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo*". Tale documento è stato emanato nell'intento di riunire ed armonizzare la normativa tecnica emessa nel corso degli anni per i ponti ferroviari e di recepire i contenuti della norma europea ENV 1991-3.

L'impiego di questo nuovo strumento normativo nell'ambito della progettazione delle nuove opere ferroviarie ha evidenziato, a distanza di oltre un anno dalla sua adozione, la necessità di alcuni chiarimenti e integrazioni, al fine di conseguire una più chiara ed agevole applicazione.

Pertanto, è stato predisposto l'aggiornamento della presente Istruzione, completo delle necessarie integrazioni.

Per rendere più agevole la consultazione del testo del documento ed evidenziare le variazioni apportate rispetto alla stesura originaria, le modifiche e le integrazioni effettuate sono state introdotte adottando un carattere ***grassetto corsivo***.

INDICE

INDICE	5
SIMBOLOGIA	11
CAPITOLO 1 - AZIONI E CRITERI DI VERIFICA	19
1.1 INTRODUZIONE	19
1.1.1 <i>Ambito di applicazione</i>	20
1.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI	21
1.2.1 <i>Generalità e terminologia</i>	21
1.2.2 <i>Definizione</i>	22
1.3 AZIONI PERMANENTI.....	24
1.3.1 <i>Pesi propri</i>	24
1.3.2 <i>Carichi permanenti portati</i>	24
1.3.3 <i>Altre azioni permanenti</i>	24
1.3.3.1 <i>Spinta delle terre</i>	24
1.3.3.2 <i>Spinte idrauliche</i>	25
1.4 AZIONI VARIABILI.....	26
1.4.1 <i>Carichi verticali</i>	26
1.4.1.1 <i>Generalità</i>	26
1.4.1.2 <i>Modelli di carico principali()</i>	27
1.4.1.3 <i>Ripartizione locale dei carichi</i>	29
1.4.1.4 <i>Carichi sui marciapiedi</i>	31
1.4.2 <i>Effetti dinamici</i>	32
1.4.2.1 <i>Generalità</i>	32
1.4.2.2 <i>Fattori influenzanti gli effetti dinamici</i>	32
1.4.2.3 <i>Coefficienti dinamici Φ_2 - Φ_3- Φ_{reale}</i>	32
1.4.2.4 <i>Effetti dinamici quando siano possibili rischi di risonanza o di vibrazioni eccessive</i>	39
1.4.3 <i>Forze orizzontali</i>	41
1.4.3.1 <i>Generalità</i>	41
1.4.3.1.1 <i>Forza centrifuga</i>	41
1.4.3.1.2 <i>Azione laterale (Serpeggio)</i>	44
1.4.3.1.3 <i>Azioni di avviamento e frenatura</i>	44
1.4.4 <i>Azioni climatiche</i>	46
1.4.4.1 <i>Temperatura</i>	46
1.4.4.1.1 <i>Variazioni termiche della struttura</i>	46

1.4.4.1.2	Variazioni termiche del binario.....	47
1.4.4.2	Vento	47
1.4.4.3	Neve.....	48
1.4.5	<i>Effetti di interazione statica Treno-Binario-Struttura</i>	49
1.4.5.1	Generalità.....	49
1.4.5.2	Verifiche di sicurezza sul binario.....	50
1.4.5.3	Metodologia di valutazione degli effetti di interazione.....	51
1.4.6	<i>Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari</i>	58
1.4.6.1	Generalità.....	58
1.4.6.2	Superfici verticali parallele al binario	59
1.4.6.3	Superfici orizzontali al di sopra del binario	60
1.4.6.4	Superfici orizzontali adiacenti il binario	61
1.4.6.5	Strutture con superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate.....	62
1.4.6.6	Superfici che circondano integralmente il binario per lunghezze superiori a 15-20 m	62
1.5	AZIONI ECCEZIONALI	63
1.5.1	<i>Azioni sismiche</i>	63
1.5.2	<i>Azioni derivanti dall'esercizio ferroviario</i>	63
1.5.2.1	Deragliamenti al di sopra o al di sotto di un ponte (effetto sull'impalcato e urti su elementi verticali).....	63
1.5.2.1.1	Deragliamenti al di sopra del ponte: requisiti strutturali e carichi equivalenti	63
1.5.2.1.2	Deragliamenti al di sotto del ponte.....	64
1.5.2.2	<i>Rottura della catenaria</i>	66
1.5.3	<i>Azioni derivanti da altri vettori</i>	66
1.6	AZIONI INDIRETTE.....	67
1.6.1	<i>Distorsioni</i>	67
1.6.2	<i>Ritiro e viscosità</i>	68
1.6.3	<i>Resistenze parassite nei vincoli</i>	68
1.7	CRITERI DI VERIFICA	70
1.7.1	<i>Generalità</i>	70
1.7.1.1	Metodi di verifica correnti	70
1.7.1.2	Altri metodi di verifica.....	70
1.7.2	<i>Criteri di combinazione dei treni di carico e delle azioni da essi derivate nel caso di più binari</i>	71
1.7.2.1	Numero di binari	71
1.7.2.2	Numero di treni contemporanei	71
1.7.2.3	Simultaneità delle azioni da traffico - valori caratteristici delle azioni combinate in gruppi di carichi	73
1.7.2.4	Ulteriori valori rappresentativi delle azioni da traffico ferroviario	75
1.7.2.5	Azioni da traffico ferroviario in situazioni transitorie.....	75
1.7.3	<i>Metodo delle tensioni ammissibili (T.A.)</i>	75
1.7.3.1	Premessa	75

1.7.3.2 Combinazioni di carico.....	76
1.7.3.3 Valori limite delle tensioni	77
1.7.3.3.1 Strutture in c.a.	77
1.7.3.3.2 Strutture in c.a.p.	77
1.7.3.3.3 Strutture in acciaio.....	79
1.7.4 Metodo agli stati limite.....	80
1.7.4.1 Generalità	80
1.7.4.2 Stati limite ultimi.....	81
1.7.4.3 Stati limite di servizio.....	83
1.7.4.3.1. Generalità	83
1.7.4.3.2 Coefficienti di combinazione ψ per le azioni variabili.	84
1.7.4.3.3 Requisiti concernenti lo stato tensionale	85
1.7.4.3.3.1 Metodo di calcolo delle tensioni.....	85
1.7.4.3.3.2 Valori limite delle tensioni	86
1.7.4.3.4 Requisiti concernenti le deformazioni e le vibrazioni.....	89
1.7.4.3.5 Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a, c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo	93
1.7.4.3.5.1 Finalità.	93
1.7.4.3.5.2 Definizione degli stati limite di fessurazione.	94
1.7.4.3.5.3 Condizioni ambientali.....	94
1.7.4.3.5.4 Sensibilità delle armature alla corrosione.	95
1.7.4.3.5.5 Scelta degli stati limite di fessurazione.	95
1.7.4.3.6 Requisiti concernenti lo scorrimento dei giunti (strutture in acciaio).....	97
1.7.4.4 Coefficienti parziali per i materiali	97
1.7.4.4.1 Materiali per le strutture in cemento armato normale e precompresso	97
1.7.4.4.2 Materiali per le strutture in acciaio.....	98
1.7.5 Verifiche a fatica	99
1.7.6 Apparecchi d'appoggio e ritegni.....	99
1.7.7 Fondazioni.....	99
CAPITOLO 2 - CRITERI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI	100
2.1 CRITERI GENERALI.....	100
2.1.1 Schema statico.....	101
2.1.2 Ispezionabilità e manutenzione	102
2.2 STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.	104
2.2.1 Criteri generali.....	104
2.2.2 Requisiti di durabilità.....	106
2.2.2.1 Qualità e caratteristiche dei materiali	107
2.2.2.2 Limiti dimensionali	108
2.2.2.3 Prescrizioni particolari per le solette di impalcato.....	109

2.2.2.4	Disposizione e quantitativi minimi delle armature.....	110
2.2.3	<i>Requisiti di ispezionabilità e manutenzione</i>	112
2.2.4	<i>Prescrizioni particolari per opere ricadenti in zone sismiche</i>	113
2.2.4.1	Pila.....	113
2.2.4.2	Fondazioni	116
2.3	STRUTTURE IN ACCIAIO E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO.....	117
2.3.1	<i>Tipologie strutturali</i>	117
2.3.1.1	Tipologie con posa diretta del binario.....	117
2.3.1.2	Tipologie con posa del binario con ballast.....	119
2.3.1.3	Altre tipologie.....	121
2.3.2	<i>Accessibilità ed ispezionabilità</i>	121
2.3.3	<i>Durabilità</i>	121
2.3.4	<i>Schema statico</i>	122
2.3.5	<i>Materiali</i>	123
2.3.5.1	Generalità.....	123
2.3.5.2	Strutture principali	124
2.3.5.2.1	Materiali soggetti a trattamento superficiale protettivo	124
2.3.5.2.2	Materiali autoprotetti.....	126
2.3.5.2.3	Prove sui materiali	126
2.3.5.3	Chiodi	127
2.3.5.4	Bulloni	127
2.3.5.5	Strutture secondarie	128
2.3.5.6	Strutture miste.....	129
2.3.5.6.1	Travi metalliche	129
2.3.5.6.2	Soletta in calcestruzzo.....	129
2.3.5.6.3	Connettori acciaio - cls	129
2.3.5.7	Apparecchi di appoggio	130
2.3.6	<i>Giunzioni saldate</i>	130
2.3.7	<i>Giunzioni bullonate</i>	130
2.3.7.1	Generalità.....	130
2.3.7.2	Giunzioni con bulloni a taglio.....	131
2.3.7.3	Giunzioni con bulloni ad attrito	132
2.3.8	<i>Giunzioni chiodate</i>	133
2.3.9	<i>Prescrizioni particolari di progettazione</i>	134
2.3.9.1	Generalità.....	134
2.3.9.2	Impalcato metallici.....	136
2.3.9.2.1	Traverse di armamento.....	136
2.3.9.2.2	Longherine e travi trasversali	136

2.3.9.2.3 Travate a travi gemelle.....	137
2.3.9.2.4 Travate a parete piena.....	137
2.3.9.2.5 Travate reticolari.....	137
2.3.9.2.6 Impalcati con cassone per il contenimento del ballast.....	138
2.3.9.3 Impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo	139
CAPITOLO 3 - ESECUZIONE, COLLAUDO E GESTIONE.....	143
3.1 ESECUZIONE ED ACCETTAZIONE	143
3.2 COLLAUDO	143
3.3 GESTIONE.....	145
3.4 MANUTENZIONE	146
3.4.1 <i>Manutenzione ordinaria</i>	146
3.4.2 <i>Manutenzione straordinaria</i>	146
3.5. RESTAURO STATICO, ADEGUAMENTO E RISTRUTTURAZIONE	147
3.5.1 <i>Definizioni</i>	147
3.5.2 <i>Progettazione degli interventi</i>	147
ELENCO ISTRUZIONI.....	149
ALLEGATO “A” - VERIFICA SEMPLIFICATA CONDIZIONI DI RISONANZA	153
ALLEGATO “B” - VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DELLE REAZIONI DOVUTE AGLI EFFETTI DI INTERAZIONE	164
B.1 VARIAZIONI TERMICHE DELL'IMPALCATO	167
B.2 AZIONI DI FRENATURA E AVVIAMENTO.....	169
B.3 INFLESSIONE DELL'IMPALCATO PER CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO FERROVIARIO ...	172
ALLEGATO “C” - PARTICOLARE ARMATURA PILA IN ZONA SISMICA.....	177
ALLEGATO “D” - IPOTESI DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DEI FENOMENI TERMICI E DI RITIRO DIFFERENZIALI SULLE PILE	179

SIMBOLOGIA**1 - SIMBOLI PRESENTI NEL DOCUMENTO**

α	Coefficiente correttivo per i limiti di deformabilità forniti per il comfort dei passeggeri. Coefficiente di adattamento dei modelli di carico verticale. Coefficiente per il calcolo di φ'' .
β	Coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico Φ .
γ_E	Coefficiente parziale per azioni eccezionali.
γ_F	Coefficiente parziale di sicurezza.
γ_G	Coefficienti parziali per azioni permanenti.
γ_{GB}	Coefficienti parziali per azione permanente BALLAST.
γ_i	Coefficienti parziali per le azioni generiche da introdurre in combinazione.
γ_m	Coefficiente parziale di sicurezza per i materiali.
γ_p	Coefficienti parziali per le azioni di precompressione.
γ_Q	Coefficienti parziali per le azioni da traffico.
δ	Cedimenti differenziali.
δ_φ	Spostamento determinato dalla deformabilità alla rotazione della fondazione.
δ_0	Freccia verticale.
δ_a	Spostamento determinato dalla deformabilità dell'apparecchio d'appoggio, tenuto conto degli eventuali giochi e tolleranze negli apparecchi di appoggio fissi.
δ_f	Apertura delle fessure.
δ_h	Spostamento determinato dalla deformabilità alla traslazione orizzontale della fondazione. Freccia orizzontale.
δ_i	Generico spostamento della sommità della pila causato dalla forza orizzontale H.
δ_p	Spostamento determinato dalla deformabilità elastica della pila.
$\delta_{din}(v)$	Freccia verticale massima alla velocità v.
δ_{stat}	Freccia verticale massima in condizioni quasi statiche.
$\Delta\sigma_{c,max}$	Incremento massimo di tensione per la compressione causata nella rotaia dall'interazione binario-struttura.
$\Delta\sigma_{t,max}$	Incremento massimo di tensione per la trazione causata nella rotaia dall'interazione binario-struttura.
ΔT	Variazione termica.
ε_{sm}	Deformazione media.
θ	Rotazione dell'impalcato sul piano verticale.
λ	Snellezza.
ρ_w	Percentuale di armatura di confinamento.
σ_c	Tensione di compressione.
σ_s	Tensione dell'acciaio.
$\sigma_{c,adm}$	Tensione ammissibile nella rotaia (compressione).

$\sigma_{t,adm}$	Tensione ammissibile nella rotaia (trazione).
σ_{cj}	Tensione iniziale nel calcestruzzo a "j" giorni di maturazione.
σ_{sp}	Tensione di trazione a regime nelle armature di precompressione.
σ_{spi}	Tensione iniziale di trazione nelle armature di precompressione.
ϕ	Diametro esterno filo o trefolo. Diametro bulloni.
ϕ_G	Diametro esterno guaina.
ϕ', ϕ''	Coefficienti per il calcolo del coefficiente ϕ_{reale} .
ϕ_{reale}	Coefficiente dinamico da applicare ai convogli reali.
$\phi_{reale,f}$	Coefficiente di incremento dinamico da valutare ove ci sia il rischio di risonanza o di vibrazioni eccessive (effetti flessionali).
$\phi_{reale,t}$	Coefficiente di incremento dinamico da valutare ove ci sia il rischio di risonanza o di vibrazioni eccessive (effetti torsionali).
Φ_2, Φ_3	Coefficiente dinamico da applicare ai modelli di carico principale.
ψ	Rapporto tra la massa complessiva della pila e quella dell'impalcato.
ψ_0	Coefficiente di combinazione per le verifiche allo stato limite ultimo e per le combinazioni rare allo s.l.s.
ψ_1	Coefficiente di combinazione per le combinazioni frequenti delle verifiche allo s.l.s.
ψ_2	Coefficiente di combinazione per le combinazioni quasi-permanenti delle verifiche allo s.l.s.
ψ_{oi}	Coefficiente atto a definire i valori delle azioni da assumersi per le combinazioni rare e per le verifiche allo stato limite ultimo.
ψ_{2i}	Coefficiente atto a definire i valori quasi-permanenti delle azioni assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.
ψ_{1i}	Coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei.
ξ	Coefficiente per la definizione delle armature trasversali di confinamento nelle pile da realizzarsi in zona sismica.
a	Distanza di elementi strutturali rispetto all'asse del binario più vicino.
a_g	Distanza dal centro del binario.
A_k	Valore caratteristico delle azioni eccezionali.
A_{sp}	Area della staffa circolare.
A_{sw}	Area totale delle staffe e/o delle spille in una direzione di confinamento.
A_{vmax}	Accelerazione verticale massima.
b	Dimensione del nucleo di calcestruzzo confinato perpendicolare alla direzione del confinamento, misurata fra i bracci delle armature più esterne.
b_v	Accelerazione verticale all'interno del veicolo (cassa).
c	Copriferro.
C_{eq}	Carbonio equivalente.
C_f	Somma dei contributi deformazionali.
D	Diametro nominale del palo.

D_{sp}	Diametro della staffa circolare.
e	Massima distanza fra l'asse della rotaia più esterna e l'asse dell'anima più esterna della struttura principale longitudinale.
E_k	Azioni eccezionali.
f	Fattore di riduzione per il calcolo della forza centrifuga. Coefficiente di attrito dell'appoggio.
f_s	Coefficienti d'attrito degli apparecchi di appoggio mobili.
F_a	Azione associata alle resistenze parassite nei vincoli.
f_{cd}	Resistenza di progetto del calcestruzzo.
f_{ctk}	Resistenza caratteristica a trazione per flessione del calcestruzzo.
f_{ctm}	Resistenza media a flessione del calcestruzzo.
f_{ctm}	Resistenza media a trazione del calcestruzzo.
f_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo (su provino cilindrico).
f_{ckj}	Resistenza caratteristica a compressione del conglomerato dopo "j" giorni di stagionatura.
f_{ctk}	Resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale del calcestruzzo.
f_d	Coefficienti d'attrito degli apparecchi di appoggio mobili. Resistenza di calcolo.
f_f	Deformazione elastica dovuta al peso delle opere di finitura.
f_p	Deformazione elastica dovuta al peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato.
f_r	Deformazione elastica dovuta agli effetti del ritiro della soletta ed agli effetti viscosi.
f_s	Indice di deformabilità della struttura mista sotto l'effetto dei sovraccarichi accidentali.
f_u	Resistenza a rottura.
f_{yd}	Resistenza di progetto dell'acciaio.
f_y	Resistenza allo snervamento dell'acciaio.
f_{yk}	Valore caratteristico della resistenza allo snervamento delle armature metalliche.
F_d	Valore di progetto della generica azione. Azione di progetto.
F	Resistenze parassite dei vincoli nel caso di travi continue.
F_K	Valore caratteristico della generica azione.
F_{wk}	Pressione caratteristica del vento.
g	Accelerazione di gravità.
G_k	Valore caratteristico delle azioni permanenti.
H	Forza orizzontale applicata sull'apparecchio di appoggio. Distanza del centro di rotazione dell'apparecchio d'appoggio da un elemento caratteristico della via.
h	Distanza del centro di rotazione dell'apparecchio d'appoggio dal piano del ferro. Altezza pile.
I_k	Valore caratteristico delle azioni indirette.
K	Rigidità complessiva.

K_{\max}/K_{\min}	Valori estremi della rigidezza degli elementi della sottostruttura.
L_{ϕ}	Lunghezza caratteristica ai fini del calcolo dei coefficienti Φ_2, Φ_3 .
L_f	Lunghezza di influenza della parte curva di binario carico sul ponte ai fini del calcolo della forza centrifuga.
L_{med}	Luce media tra le campate poggianti sulla generica fondazione.
M_e	Momento massimo di esercizio.
M_f	Momento di fessurazione.
M_u	Momento ultimo nella generica sezione posta alla distanza h dalla sommità delle pile.
n_0	Frequenza propria del ponte.
N_s	Forza di trazione nel gambo delle viti conseguente al serraggio.
P_k	Valore caratteristico della forza di precompressione e degli effetti dei cedimenti. impressi.
P_f, P_t	Carichi flettenti e taglianti relativi ai treni di carico SW/0 e SW/2
q	Resistenza allo scorrimento.
$Q_{1k} - q_{1k}$	Valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione.
Q_{ik}	Valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti.
$q_{ik} \ (i = 1 \div 4)$	Valori caratteristici delle azioni aerodinamiche associate al transito dei convogli in superfici poste in prossimità del binario.
Q_k	Azioni variabili.
Q_k	Valore caratteristico delle azioni legate al transito dei treni.
$Q_{la,k}$	Valore caratteristico dell'azione di avviamento.
$Q_{lb,k}$	Valore caratteristico dell'azione di frenatura.
Q_{sk}	Valore caratteristico della forza laterale.
$Q_{tk} - q_{tk}$	Valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m].
Q_{vi}	Carichi verticali delle ruote di un medesimo asse.
Q_{vk}	Carico verticale concentrato dei modelli di carico principale.
q_{vk}	Carico verticale distribuito dei modelli di carico principale.
$Q_{vk} - q_{vk}$	Valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m].
r	Raggio di curvatura [m].
R	Raggio di curvatura.
R_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo (su provino cubico).
R_d	Resistenza di progetto.
R_s	Resistenza massima nel caso di appoggi scorrevoli.
s	Interasse verticale tra le staffe (passo). Spessore dell'elemento di acciaio. Scartamento.
s_{rm}	Distanza media tra le fessure.
S	Grado di sismicità.
t	Spessore lamiera. Sghembo di binario.

T	Temperatura a cui eseguire la prova Charpy V (°C).
T_k	Valore caratteristico delle azioni dovute alle variazioni termiche uniformi e differenziali.
T_m	Temperatura minima di servizio (°C) da stabilire in base ad accordi con le F.S. s.p.a..
T_u	Taglio ultimo nella generica sezione posta alla distanza "h" dalla sommità.
v	Velocità di progetto in [m/s].
V	Velocità di progetto in [Km/h]. Reazione verticale dell'appoggio. Forza trasmissibile per attrito da ciascun bullone per ogni piano di contatto tra gli elementi da collegare.
V_0	Massima velocità di progetto della linea.
V_{cc}	Volume del calcestruzzo confinato di un tratto di pila di altezza pari all'interasse "s" fra le staffe.
V_g	Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti.
$V_{gh} - V_{gd}$	Reazioni degli appoggi mobili relativi alle sole azioni permanenti.
V_{max}	Velocità massima prevedibile per il ponte.
V_q	Reazione verticale massima associata ai carichi mobili verticali dinamizzati.
V_{sct}	Volume complessivo delle armature di confinamento (staffe, spille, etc).
W_k	Valore caratteristico delle azioni del vento.
w_k	Valore caratteristico di apertura delle fessure nella zona di efficacia delle armature.
w_m	Valore medio di apertura delle fessure nella zona di efficacia delle armature.

2 - SIMBOLI PRESENTI NEGLI ALLEGATI

α_{vp1}	Coefficiente funzione della rigidezza del vincolo fornito dal sistema fondazione-pila-appoggio fisso.
α_{vs1}	Coefficiente funzione della rigidezza del vincolo fornito dal sistema fondazione, spalla, appoggio fisso.
α_{hp1}	Coefficiente funzione del numero di campate dell'opera.
α_{hp2}	Coefficiente funzione del rapporto tra la rigidezza delle pile più rigide (k_{vp}) e quella delle pile intermedie (k_{vp}) ad esse adiacenti.
α_{hp3}	Coefficiente funzione del rapporto tra la rigidezza della pila più rigida (k_{vp}) e il valore medio della rigidezza delle due pile ad essa immediatamente adiacenti (k_{vp}).
α_{hp4}	Coefficiente funzione della luce delle campate dell'opera.
α_{hp5}	Coefficiente funzione del numero di campate dell'opera.
α_{hs1}	Coefficiente funzione della luce del ponte.
α_{hs2}	Coeff. funzione della rigidezza vincolo fisso rappresentativo del sistema fondazione-spalla-appoggio fisso per unità di lunghezza della campata.
α_{hs3}	Coeff. funzione della rigidezza media del vincolo fornito dalle due pile immediatamente adiacenti.
α_{hs4}	Coefficiente funzione del numero di campate dell'opera.
α_{hs5}	Coefficiente funzione del tipo di posa.

α_{tpi}	Come α_{tsi} ma riferiti alle caratteristiche della campata anomala.
α_{ts1}	Coefficiente funzione della variazione della temperatura dell'impalcato.
α_{ts2}	Coeff. funzione della rigidezza vincolo fisso rappresentativo del sistema fondazione-spalla-appoggio fisso.
α_{ts3}	Coefficiente funzione del numero di campate dell'opera.
β	$\sqrt{A_b E_b}$
δ_{yf}	Spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso.
δ_{yfo}	Spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso.
δ_{ym}	Spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile.
δ_{ymo}	Spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile.
$\phi^{(1)}(\underline{x})$	Vettore che indica il primo modo di vibrare del sistema
Θ	Rotazione di estremità dell'impalcato sotto l'azione del treno di calcolo, tenuto conto dell'incremento dinamico.
ω_1	Pulsazione corrispondente alla prima frequenza del sistema
A_b	Area della sezione del binario (2 rotaie).
a_g	Distanza del generico elemento dell'asse del binario ai fini del calcolo dell'azione aerodinamica.
E	Modulo di elasticità longitudinale.
E_b	Modulo elastico dell'acciaio delle rotaie.
f_1	Frequenza propria del ponte.
F_{hpi}	Reazione vincolo fisso sulla pila i-esima dovuta alle azioni longitudinali di frenatura e avvio.
F_{hpo}, F_{hp1}	Reazione vincoli fissi sulle pile per azioni di frenatura e avviamento.
F_{hs}	Reazione vincolo fisso sulla spalla.
F_{pi}	Reazione vincolo fisso sulla pila i-esima.
F_s	Reazione vincolo fisso sulla spalla per azioni di frenatura ed avviamento.
F_{tpi}	Reazione vincolo fisso sulla pila i-esima dovuta alle variazioni termiche.
F_{tp0}	Reazione vincoli fissi sulle pile intermedie.
$F_{tp0'}$	Reazione vincoli fissi sulle pile intermedie sulla campata anomala.
F_{tp1}	Reazione vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile.
F_{tp2}	Reazioni vincoli fissi sulla prima e sulla penultima pila.
F_{ts}	Reazione vincolo fisso sulla spalla dovuta alle variazioni termiche.
F_{vpi}	Reazione vincolo fisso sulla pila i-esima dovuta alle azioni da traffico.
F_{vp1}, F_{vp0}	Reazione vincolo fisso su pile dovute ai carichi verticali da traffico.
F_{vs}	Reazione vincolo fisso sulla spalla dovuta ai carichi verticali da traffico.
h_1	Smorzamento adimensionale rapportato al valore critico

H	Distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dal centro di rotazione dell'appoggio fisso.
k_1	Rigidezza modale
$k_1 k_2 k_3 k_4 k_5$	Coefficienti riduttivi delle azioni q_{ik} .
k_{vf}	Rigidezza longitudinale per unità di lunghezza della struttura al di sotto del binario limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso.
k_{vm}	Rigidezza longitudinale per unità di lunghezza della struttura al di sotto del binario limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile.
k_{vp}	Rigidezza per unità di lunghezza del vincolo fornito dal sistema fondazione-pila-appoggio fisso.
k_{vp}'	Rigidezza per unità di lunghezza del vincolo fornito dal sistema fondazione-pila-appoggio fisso della pila più rigida delle campate anomale.
k_{vp}''	Rigidezza per unità di lunghezza del vincolo fornito dal sistema fondazione-pila-appoggio fisso, valore medio delle due pile adiacenti la pila più rigida.
k_{vs}	Rigidezza per unità di lunghezza (Rigidezza dei vincoli fissi rappresentativi dei sistemi fondazione-spalla-appoggio divisa per la luce delle campate).
L	Lunghezza della campata.
L_Q	Lunghezza nella quale agiscono le forze di avviamento.
m_1	Massa modale relativa al primo modo di vibrare.
q_{A1d}, q_{A2d}	Azioni associate al deragliamento del convoglio.
q	Resistenza del binario allo scorrimento longitudinale per unità di lunghezza.
q_f	Resistenza del ballast per unità di lunghezza nella condizione di carico in cui si trova il binario nella tratta adiacente alla campata in esame dalla parte dell'appoggio fisso.
q_{ik}	Azioni aerodinamiche associate al transito dei convogli.
q_m	Resistenza del ballast per unità di lunghezza nella condizione di carico in cui si trova il binario nella tratta adiacente alla campata in esame dalla parte dell'appoggio mobile.
Q_j	Generica componente lagrangiana.
$Q_{la,k}$	Forza di avviamento per unità di lunghezza.
$Q_{lb,k}$	Forza di frenatura per unità di lunghezza.
r_1	Smorzamento modale.
r_{c1}	Smorzamento critico del sistema.
x	Distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dall'asse neutro della sezione dell'impalcato (positiva se l'asse neutro è al di sotto del piano di regolamento del ballast e di posa della rotaia).

CAPITOLO 1 - AZIONI E CRITERI DI VERIFICA

1.1 INTRODUZIONE

Le norme che le Ferrovie dello Stato hanno emesso nel tempo, in merito ai sovraccarichi o a particolari prescrizioni relative ai ponti ferroviari, sono state formalizzate nei seguenti documenti principali:

D.M. del 6.5.1916	NORME TECNICHE RIGUARDANTI LE OPERE METALLICHE CHE INTERESSANO LE FERROVIE PUBBLICHE
Circolare L.C.6/60107/2711 del 30.6.1925	NUOVI SOVRACCARICHI PER IL CALCOLO DEI PONTI IN FERRO
Circolare L.C.6/2715 del 15.7.1945	NUOVI SOVRACCARICHI PER IL CALCOLO DEI PONTI METALLICI
Circolare L.C.6/C.S./158772 del 30.10.1946	PONTI FERROVIARI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO. AZIONI DINAMICHE
Circolare L.C.6/D.S./ (9) /03822 del 10.2.1960	NORME RIGUARDANTI LA COSTRUZIONE DEI PONTI FERROVIARI AD ARCO IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO
Circolare N ° 168 L.9.1/103068 del 15.1.69	IMPALCATURE A TRAVI IN FERRO A DOPPIO T INCORPORATE NEL CALCESTRUZZO
Istruzione n. 44 b NL.8.1.2/129203 del 5.10.82	ISTRUZIONI TECNICHE PER MANUFATTI SOTTOBINARIO DA COSTRUIRE IN ZONA SISMICA
Istruzione n. 44 s S.SE./B.STAFF/NA/1023 del 05.04.89	SPECIFICA TECNICA PER LA SALDATURA AD ARCO DI STRUTTURE DESTINATE A PONTI FERROVIARI
Istruzione n. 44 f TC.C/P/011089 del 30.1.92	VERIFICA A FATICA DEI PONTI FERROVIARI METALLICI
Lettera Circolare N° S.OC/P 21.07.1990	CALCOLO DELLA ESCURSIONE DEI GIUNTI E DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO PER VIADOTTI FERROVIARI IN ZONE CLASSIFICATE SISMICHE. VINCOLI IN ZONA SISMICA
Lettera Circolare I/IN/SC.PS/1708 del 3.1.95	CRITERI PER LA VERIFICA DI INTERAZIONE BINARIO STRUTTURA CON BINARIO SU BALLAST E PER LA VALUTAZIONE APPROSSIMATA DELLE FORZE CHE SOLLECITANO GLI APPARECCHI D'APPOGGIO FISSI DI CAMPATE SINGOLE E DI VIADOTTI A TRAVI SEMPLICEMENTE APPOGGIATE DI LUCI SIMILI E CON DEFORMABILITÀ DELLE PILE PARAGONABILI
Tariffa 0 - Edizione 5.5.1981	PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE E DI CALCOLO CONTENUTE NEL TESTO DELLA TARIFFA BASE

Nell'ambito delle norme relative ai ponti ferroviari va ricordata anche la seguente, emanata dalla ITALFERR SIS. T.A.V.:

Manuale di Progettazione Esecutiva del 30.1.1992	OPERE D'ARTE PRINCIPALI.
--	--------------------------

Ulteriori prescrizioni tecniche sono state inserite, di volta in volta, nei vari contratti di costruzione, così da adeguare il corpo normativo alla evoluzione delle normative tecniche nazionali che nel nostro paese hanno valore cogente.

Nel dicembre 1994 è stata emanata la parte 3^a della norma europea ENV 1991 "EUROCODICE n° 1" che, oltre ad adottare i carichi UIC come modelli di carico verticale per i ponti ferroviari, individua in maniera sistematica tutte le altre azioni da portare in conto nell'ambito della progettazione e/o verifica dei ponti ferroviari.

Tale documento, praticamente elaborato in ambito UIC (UNION INTERNATIONALE DES CHEMINS DE FER), ha potuto recepire le risultanze delle ricerche e delle sperimentazioni più recenti, come ad esempio: gli effetti dinamici dei ponti per Alta Velocità, gli effetti di interazione treno-binario-struttura, gli effetti aerodinamici, etc..

A fronte di questo quadro normativo esistente, in ambito FS, era da tempo avvertita l'esigenza di raccogliere in un unico documento base tutte le diverse esperienze progettuali e realizzative conseguenti all'esercizio delle nuove linee, recependo, per quanto possibile, anche le esperienze più significative relative alla progettazione, alla costruzione e all'esercizio delle linee ad Alta Velocità nei principali paesi europei.

Pertanto, alla necessità di riunire in un unico documento la molteplicità di norme e prescrizioni contrattuali emanate nel corso degli anni dalle Ferrovie dello Stato, si è aggiunta l'opportunità di recepire, per quanto possibile, l'ENV 1991-3, apportandovi i necessari correttivi e le indispensabili integrazioni allo scopo di convogliare all'interno di questo documento tutta l'esperienza derivante dalla tradizione ferroviaria italiana, caratterizzata da oltre un secolo di esercizio.

1.1.1 AMBITO DI APPLICAZIONE

Le presenti istruzioni sono applicabili per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei nuovi ponti ferroviari delle Ferrovie dello Stato, nonché per tutte le opere d'arte esistenti interessate da operazioni di restauro statico, di adeguamento e di ristrutturazione.

Si ritengono, altresì, sostituite dalle presenti istruzioni tutte le precedenti disposizioni tecnico-regolamentari delle Ferrovie dello Stato vigenti in materia ed in contrasto con il presente documento.

1.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI

1.2.1 GENERALITÀ E TERMINOLOGIA

GENERALITÀ

Nell'ambito della presente norma sono indicate tutte le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti ferroviari, secondo le combinazioni indicate nei successivi paragrafi.

Le azioni definite in questo documento si applicano alle linee ferroviarie a scartamento normale e non sono applicabili nei seguenti casi:

- ferrovie a scartamento ridotto;
- tramvie o ferrovie leggere;
- ferrovie con cremagliera;
- funicolari.

I carichi e i valori caratteristici delle azioni per queste tipologie di ferrovie saranno forniti in documenti separati dalle Autorità competenti.

I modelli di carico definiti in questo capitolo non schematizzano treni reali. Essi sono stati individuati in modo che i loro effetti, moltiplicati per gli incrementi dinamici, anch'essi teorici, definiti separatamente, siano rappresentativi degli effetti dei convogli reali. Ove dovessero essere considerati convogli reali, tali da non poter essere schematizzati dai modelli teorici di carico specificati in questo documento (come, ad esempio, per i progetti relativi a restauro statico, adeguamento e ristrutturazione e per i ponti provvisori), dovranno essere adottati i carichi reali espressamente forniti dalle FS e gli incrementi dinamici reali definiti nel seguito. Alcuni esempi di carichi schematizzanti convogli reali sono riportati nell'allegato A.

Nel testo del documento sono specificate le limitazioni alle deformazioni delle strutture indotte dai carichi ferroviari per garantire la sicurezza d'esercizio ed assicurare il comfort dei passeggeri; per quanto riguarda i ponti provvisori, le relative limitazioni verranno fornite dalle FS.

Non sono trattate nel presente documento le azioni da considerare durante le fasi costruttive del ponte (fasi transitorie) che andranno, di volta in volta, concordate preventivamente con le FS.

TERMINOLOGIA

- **Azione:**

Forza (carico) applicata direttamente o indirettamente alla struttura.

- **Valore caratteristico dell'azione (F_k):**

E' il principale valore rappresentativo dell'azione; tale valore, fissato su basi statistiche, è quello cui corrisponde una prestabilita probabilità di non essere superato nel verso sfavorevole in un determinato periodo di riferimento, stabilito portando in conto la vita economica della struttura. In generale, questo valore è stabilito indicando i frattili, superiore (95%) ed inferiore (5%), cui far riferimento.

- **Valore di progetto di una azione (F_d):**

Valore ottenuto moltiplicando il valore caratteristico dell'azione per il coefficiente di sicurezza parziale γ_F .

- **Combinazione delle azioni:**

Combinazione dei valori di progetto delle azioni impiegata per la verifica dell'affidabilità strutturale di una struttura o di un elemento strutturale sottoposti agli effetti di diverse azioni simultanee. In tali combinazioni occorre considerare opportuni valori di combinazione delle diverse azioni, per considerare la ridotta probabilità di occorrenza simultanea dei più sfavorevoli valori di diverse azioni indipendenti.

1.2.2 DEFINIZIONE

Le azioni possono classificarsi:

In funzione delle modalità di applicazione:

- **Azioni Dirette:**

Forze o carichi applicati alla struttura.

- **Azioni Indirette:**

Deformazioni imposte o impedito; per esempio causate dalle variazioni termiche, cedimenti differenziali, ritiro etc.

In funzione della variabilità nel tempo:

- **Azioni Permanenti**

Azioni che agiscono costantemente in una determinata situazione di progetto, per le quali o non si hanno, nel tempo, significative variazioni di intensità rispetto al proprio

valore medio, ovvero, eventuali variazioni avvengono sempre nella stessa direzione (monotona) sino ad attestarsi su un determinato valore limite.

- Azioni Variabili

Azioni che non agiscono costantemente in una determinata situazione di progetto, e per le quali le variazioni di valore nel tempo non risultano né trascurabili, né monotone.

- Azioni Eccezionali

Azioni, usualmente di breve durata, caratterizzate da una scarsa probabilità di occorrenza con forte intensità nel corso della vita utile della struttura.

In funzione della loro natura e/o della risposta strutturale:

- Azioni Statiche

Azioni che non causano significative accelerazioni sulla struttura o su parti strutturali.

- Azioni Dinamiche

Azioni che causano significative accelerazioni sulla struttura o su parti di essa.

- Azioni quasi-Statiche

Azioni dinamiche che possono essere descritte da azioni statiche comprensive degli effetti dinamici.

Per quanto non specificato in questo documento si rinvia al vigente D.M. LL.PP. "Aggiornamento delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" ed alle relative Circolari esplicative.

1.3 AZIONI PERMANENTI

1.3.1 PESI PROPRI

Il peso proprio della struttura deve valutarsi sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi costituenti la medesima e dei pesi specifici previsti sul vigente D.M. LL.PP. per le azioni e/o sulle relative circolari esplicative.

1.3.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI

Il peso proprio degli elementi non strutturali che porta in conto l'armamento, il ballast, etc., deve essere comprensivo anche del peso di elementi del tipo barriere antirumore, dispositivi di segnalamento, canalette porta cavi con il relativo riempimento (ad eccezione dei carichi associati alla linee di contatto, ai supporti della catenaria, etc.).

Ove non si eseguano valutazioni più dettagliate, la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell'armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione) potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a 18.0 kN/m^3 applicato su tutta la larghezza media compresa fra i muretti paraballast, per una altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a 0.80 m. Per ponti su linee in curva, oltre al peso convenzionale sopraindicato va aggiunto il peso di tutte le parti di massicciata necessarie per realizzare il sovrizzo, valutato con la sua reale distribuzione geometrica e con un peso di volume pari a 20 kN/m^3 .

Nel caso di armamento senza massicciata andranno valutati i pesi dei singoli componenti e le relative distribuzioni.

Nella progettazione di nuovi ponti ferroviari dovranno essere sempre considerati i pesi e gli ingombri associati all'introduzione delle barriere antirumore, anche nei casi in cui non sia originariamente prevista la realizzazione di questo genere di elementi. Salvo più accurate determinazioni, si potranno considerare pannelli fonoassorbenti del peso a metro quadro **pari a** 2 kN/m^2 e dell'altezza **pari a** 4.0 m dal **piano della soletta**.

1.3.3 ALTRE AZIONI PERMANENTI

1.3.3.1 SPINTA DELLE TERRE

La determinazione della spinta del terreno sulla struttura deve essere effettuata sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno stesso, con particolare riferimento all'eventuale presenza ed alla ubicazione, anche variabile, della falda acquifera. Nelle

operazioni di verifica dovranno essere considerati i valori che danno luogo alle condizioni più sfavorevoli.

La determinazione di tale azione andrà fatta per tutte le diverse fasi costruttive delle opere d'arte.

1.3.3.2 SPINTE IDRAULICHE

La determinazione di tale azione dovrà effettuarsi in funzione delle caratteristiche del corso idrico interagente con la struttura in esame, con particolare riferimento alle variazioni di livello dell'acqua, alle variazioni dei regimi idraulici etc..

1.4 AZIONI VARIABILI

1.4.1 CARICHI VERTICALI

1.4.1.1 GENERALITÀ

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (Treno di carico **LM 71**), il secondo rappresentativo del traffico pesante (Treno di carico **SW**)

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per un coefficiente di adattamento " α ", variabile in ragione della categoria del ponte in esame (Tab. 1.4.1.1) definita dalle FS.

Per i soli ponti di categoria B dovranno essere moltiplicate, per lo stesso fattore α , anche le seguenti azioni:

- l'azione centrifuga,
- le azioni di frenatura e avviamento;
- le azioni eccezionali associate al traffico ferroviario.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

Tab. 1.4.1.1 - Coefficiente di adattamento " α " in funzione del modello e della categoria del ponte

1.4.1.2 MODELLI DI CARICO PRINCIPALI(1)

Sono considerate tre tipologie di carico i cui valori caratteristici sono definiti nel seguito:

Treno di carico LM 71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale così come descritto nelle fiches UIC 702 e 776-1 e, come mostrato nella Fig. 1.4.1.2-1, risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

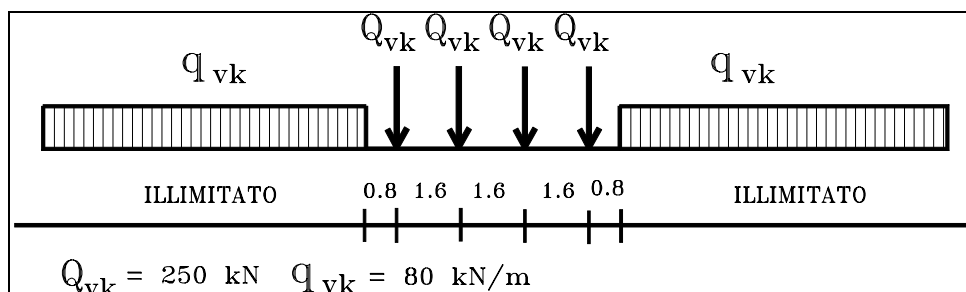


Fig. 1.4.1.2-1 - Treno di carico LM 71

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità, calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse, viene assunta pari a:

$$Q_{V2}/Q_{V1}=1.25$$

essendo Q_{V1} e Q_{V2} i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse.

La eccentricità trasversale risultante è, quindi, pari a $s/18$ con $s=1435$ mm; questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito presente alle estremità del treno tipo LM 71 deve segmentarsi al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato.

⁽¹⁾ Nel seguito, i riferimenti ai modelli di carico LM 71, SW/0 e SW/2 ed alle loro componenti si intendono, in effetti, pari al prodotto dei coefficienti α di cui alla tabella 1.4.1.1 per i carichi indicati nelle figure 1.4.1.2-1 e 1.4.1.2-2.

Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

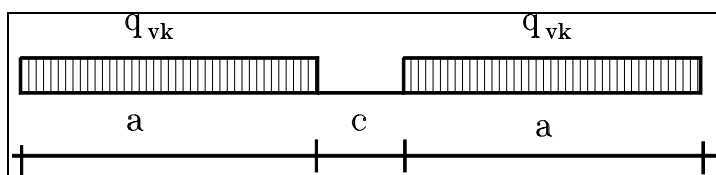


Fig. 1.4.1.2-2 - Treno di carico SW

L'articolazione del carico è mostrata in Fig. 1.4.1.2-2 e, per

tale modello di carico, sono considerati due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2; le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tabella 1.4.1.2.

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Tab.1.4.1.2 Caratteristiche Treni di Carico SW

Per casi particolari e, comunque, limitatamente a travi semplicemente appoggiate, possono adottarsi i carichi equivalenti flettenti (P_f) e taglianti (P_t), relativi ai treni di carico di cui in precedenza, assumendo:

- come diagramma dei momenti flettenti, dovuti al sovraccarico P_f direttamente applicato, la figura formata da due semiparabole ad asse verticale, simmetricamente disposte rispetto alla mezzeria, di ordinata massima pari a $M = 1/8 P_f L^2$ e riunite da una orizzontale tangente ad entrambi i vertici e di lunghezza $Z = (1 - \frac{P_f}{P_t})L$;*
- come diagramma dei massimi sforzi di taglio, quello prodotto dal sovraccarico uniformemente ripartito P_f corrispondente ad una luce uguale alla lunghezza del binario da sovraccaricarsi per avere il massimo sforzo nella sezione considerata.*

Si precisa, inoltre, che per le travi trasversali non potranno utilizzarsi gli equivalenti flettenti e taglianti di cui in precedenza, ma dovranno valutarsi le massime azioni sulle travi trasversali associate al transito dei treni.

Treno scarico

Per alcune particolari verifiche è utilizzato un particolare treno di carico chiamato "Treno Scarico" rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 12.5 kN/m.

1.4.1.3 RIPARTIZIONE LOCALE DEI CARICHI

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo del binario

Un carico assiale Q_{vi} può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni 25%, 50%, 25% (Fig. 1.4.1.3-1)

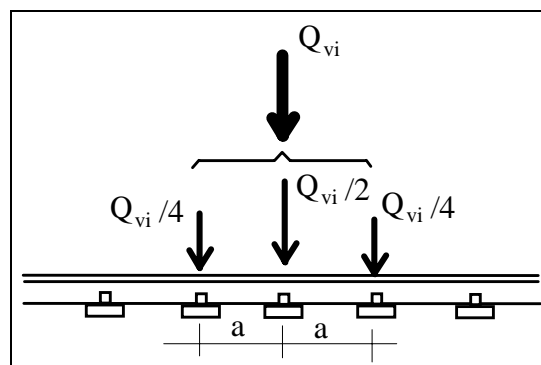


Fig. 1.4.1.3-1 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast.

In generale, i carichi assiali del modello di carico LM 71 possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale.

Tuttavia, per il progetto di particolari elementi strutturali quali le solette degli impalcati da ponte, la distribuzione longitudinale del carico assiale al di sotto delle traverse è indicata in Figura 1.4.1.3-2 ove, per superficie di riferimento è da intendersi la superficie superiore dell'impalcato.

Per la ripartizione nella struttura sottostante valgono gli usuali criteri progettuali.

In particolare, per le solette, salvo diverse e più accurate determinazioni, potrà considerarsi una ripartizione a 45° dalla superficie di estradosso fino al piano medio delle stesse.

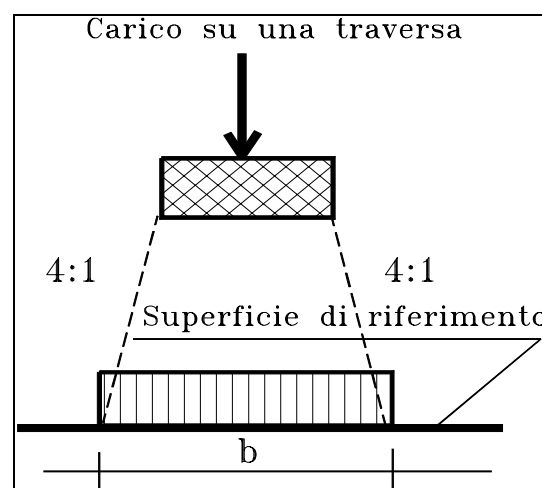


Fig.1.4.1.3-2 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast.

Distribuzione trasversale delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Salvo più accurate determinazioni, per ponti con armamento su ballast in rettilineo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di figura 1.4.1.3-3.

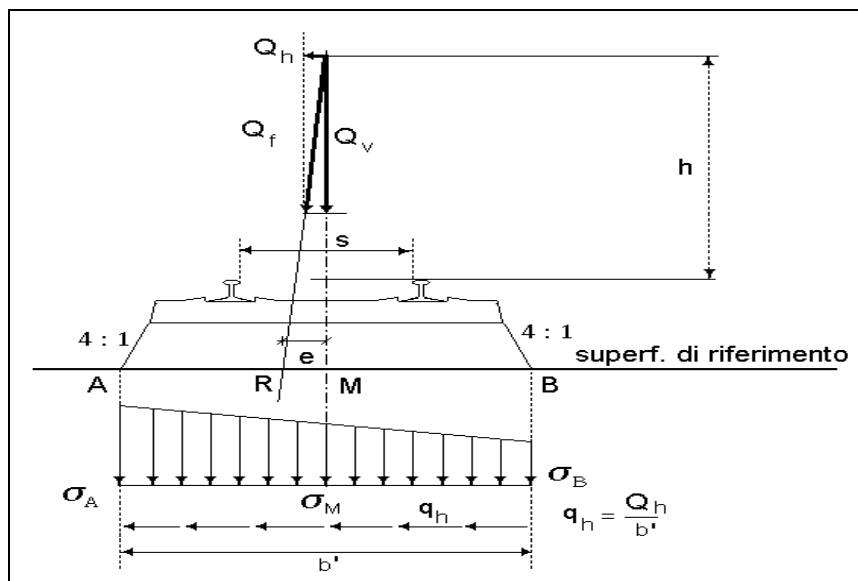


Fig. 1.4.1.3-3 - Distribuzione trasversale in rettilineo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Per ponti con armamento su ballast in curva, con sovralzato, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di figura 1.4.1.3-4.

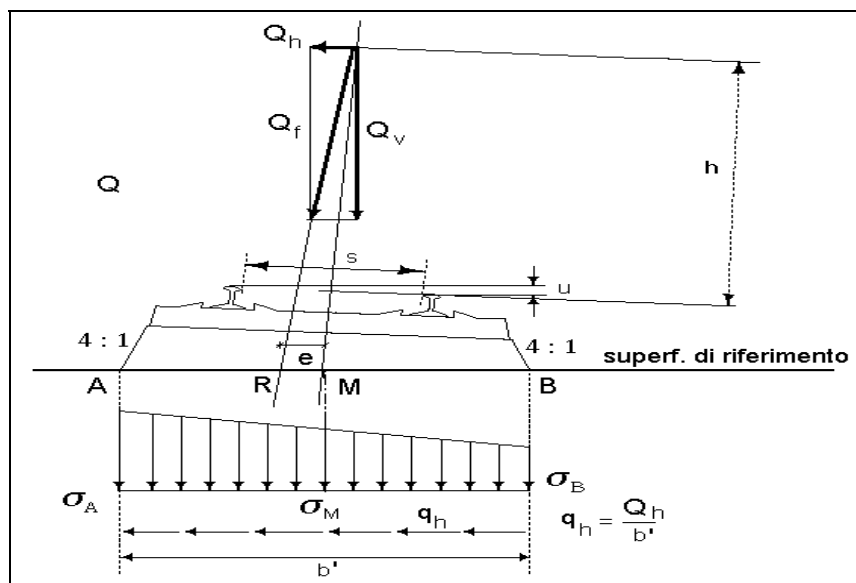


Fig. 1.4.1.3-4. - Distribuzione trasversale in curva delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Carichi verticali equivalenti per i rilevati a tergo delle spalle

In assenza di calcoli più accurati, il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0.70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3.0 m.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

1.4.1.4 CARICHI SUI MARCIAPIEDI

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo dal personale autorizzato.

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m². Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dare luogo agli effetti locali più sfavorevoli.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

1.4.2 EFFETTI DINAMICI

1.4.2.1 GENERALITÀ

Le tensioni e le deformazioni determinate sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. In particolare, occorre considerare i seguenti aspetti:

- Le rapide variazioni di carico determinate dalla velocità di transito dei convogli e gli effetti inerziali indotti sulla struttura;
- Le variazioni dei carichi assiali risultanti dalle irregolarità della via e delle ruote.

Il passaggio ripetuto di carichi spazati ad interassi approssimativamente costanti possono eccitare la struttura e, in circostanze particolari, creare fenomeni di risonanza. (Ove la frequenza dell'azione eccitante è prossima alla frequenza propria della struttura, c'è la possibilità che le vibrazioni causate dal transito di assi successivi sulla struttura possono essere eccessive).

Nei calcoli strutturali (valutazione di deformazioni, tensioni, etc) tali aspetti debbono essere portati in conto, secondo le modalità specificate nel seguito.

1.4.2.2 FATTORI INFLUENZANTI GLI EFFETTI DINAMICI

I principali fattori che influenzano il comportamento dinamico sono i seguenti:

- la frequenza propria della struttura;
- l'interasse fra gli assi dei convogli;
- la velocità di transito dei convogli;
- lo smorzamento della struttura;
- la spaziatura regolare dei supporti dell'impalcato e degli elementi costruttivi (travi trasversali, traverse, etc.);
- le imperfezioni delle ruote (ruote piatte, etc);
- i difetti del binario.

1.4.2.3 COEFFICIENTI DINAMICI $\Phi_2 - \Phi_3 - \Phi_{reale}$

Campo di applicazione

I coefficienti dinamici Φ tengono conto (solo per le usuali tipologie di ponti ferroviari le cui caratteristiche principali sono riportate nei successivi punti 2.2 e 2.3) delle amplificazioni dinamiche delle sollecitazioni, delle deformazioni e degli effetti delle vibrazioni della struttura,

ma non considerano la presenza di condizioni di risonanza, con le conseguenti vibrazioni eccessive degli impalcati.

Pertanto, nella progettazione dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione dinamica dovranno valutarsi nel modo seguente:

- Per le usuali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza inferiori a 220 Km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in figura 1.4.2.3, è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici Φ definiti nel presente paragrafo;
- Per le usuali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore ai 220 Km/h e/o quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in figura 1.4.2.3, dovranno considerarsi le prescrizioni aggiuntive di cui al punto 1.4.2.4;
- Per tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito FS, etc..) dovrà effettuarsi una analisi completa di "runnability" secondo le prescrizioni contenute nella istruzione FS 44 y, previo accordo con le FS.

In figura 1.4.2.3 il "fuso" è caratterizzato da:

un limite superiore pari a:

$$n_o = 94.76 \cdot L^{-0.748}$$

un limite inferiore pari a:

$$n_o = 80/L \quad \text{per } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$$

$$n_o = 23.58 \cdot L^{-0.592} \quad \text{per } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$$

Per travi continue, salvo più precise determinazioni, L è da assumersi pari alla $L\phi$ definita al punto 5.2 della tabella 1.4.2.3.

Per una trave semplicemente appoggiata, sottoposta a flessione, la prima frequenza flessionale può valutarsi con la formula:

$$n_o = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_o}} \quad [\text{Hz}]$$

dove: $\delta_o^{(2)}$ rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezzzeria e dovuta alle azioni permanenti.

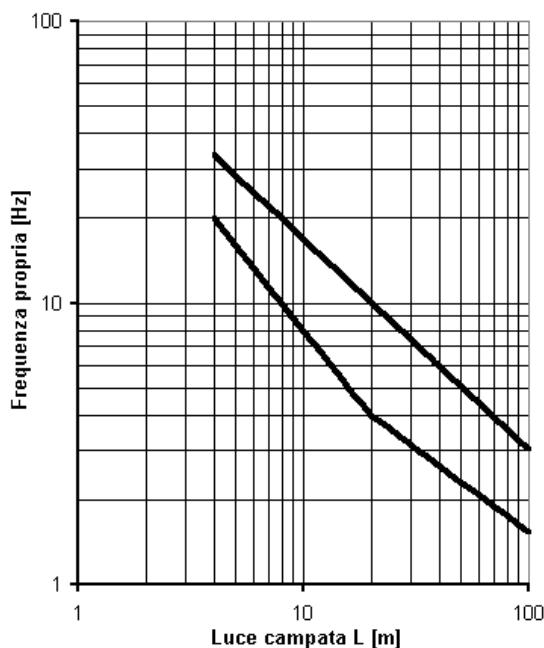


Fig.1.4.2.3 - Limiti delle frequenze proprie n_o in Hz in funzione della luce della campata

⁽²⁾ Per ponti in calcestruzzo δ_o deve calcolarsi impiegando il modulo elastico secante, in accordo con la breve durata del passaggio del treno.

Coefficienti dinamici Φ

I coefficienti dinamici Φ che incrementano le tensioni e le deformazioni indotte da tutti i modelli di carico si assumono pari a Φ_2 o Φ_3 , in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

dove:

L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri⁽³⁾, così come definita in Tab. 1.4.2.3.

Il coefficiente dinamico da impiegarsi nella progettazione deve essere specificato di volta in volta; in mancanza di diverse indicazioni specifiche da parte FS, si applicherà il coefficiente Φ_3 .

Ove le tensioni agenti in un elemento strutturale dipendessero da diversi termini ciascuno dei quali afferente a componenti strutturali distinti, ognuno di questi termini dovrà calcolarsi utilizzando la lunghezza caratteristica L_ϕ appropriata.

Per i ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico $\beta^{(4)}$, variabile esclusivamente in ragione della luce del ponte, tale da assumere i seguenti valori:

$$\beta = 1.0 \text{ per } L \leq 8 \text{ m ed } L > 90.0 \text{ m}$$

$$\beta = 1.1 \text{ per } 8 \text{ m} < L \leq 90 \text{ m}$$

⁽³⁾ I coefficienti dinamici sono stati stabiliti con riferimento a travi semplicemente appoggiate. La lunghezza L_ϕ permette di estendere l'uso di questi coefficienti anche ad altre tipologie strutturali.

⁽⁴⁾ Il coefficiente β viene inserito per tener conto anche del maggiore incremento dinamico dovuto al particolare tipo di armamento.

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L\phi$
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO CON BALLAST (LASTRA ORTOTROPA O STRUTTURA EQUIVALENTE)		
1	Piastra con nervature longitudinali e trasversali, o solo longitudinali:	
	1.1 Piastra (in entrambe le direzioni)	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.2 Nervature longitudinali (comprese le mensole fino a 0.50 m) ⁽⁵⁾ ;	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.3 Travi trasversali: intermedie e di estremità.	2 volte la lunghezza delle travi trasversali.
2	Piastre con sole nervature trasversali	
	2.1 Piastra (per entrambe le direzioni)	2 volte l'interasse delle travi trasversali + 3 m
	2.2 Travi trasversali intermedie	2 volte la lunghezza delle travi trasversali
	2.3 Travi trasversali d'estremità	lunghezza della trave trasversale
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO SENZA BALLAST (PER TENSIONI LOCALI)		
3	3.1 Sostegni per rotaie (Longherine)	
	- come elemento di un grigliato	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	- come elemento semplicemente appoggiato	distanza fra le travi trasversali + 3 m
	3.2 Sostegni per rotaie a mensola (longherine a mensola) per travi trasversali di estremità	$\Phi_3 = 2.0$, ove non meglio specificato
	3.3 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	3.4 Travi trasversali d'estremità	lunghezza della trave trasversale

Tab. 1.4.2.3 Lunghezza caratteristica $L\phi$

(continua)

⁽⁵⁾ In generale, tutte le mensole di aggetto superiore a 0.50 m sottoposte a carichi ferroviari richiedono uno studio particolare

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_{ϕ}
IMPALCATO DI PONTE IN CLS CON BALLAST (PER IL CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI E TRASVERSALI)		
4	4.1 Solette superiori e traversi di impalcati a sezione scatolare o a graticcio di travi. - nella direzione trasversale alle travi principali - nella direzione longitudinale - mensole trasversali supportanti carichi ferroviari, consentite solo se "e" ≤ 0.50 m, essendo "e" la massima distanza fra l'asse della rotaia più esterna e l'asse dell'anima più esterna della struttura principale longitudinale	3 volte la luce della soletta 3 volte la luce della soletta d'impalcato o, se minore, la lunghezza caratteristica della trave principale 3 volte la distanza fra le anime della struttura principale longitudinale
	4.2 Soletta continua su travi trasversali (nella direzione delle travi principali)	2 volte l'interasse delle travi trasversali
	4.3 Solette per ponti a via inferiore: - ordite perpendicolarmente alle travi principali - ordite parallelamente alle travi principali	2 volte la luce della soletta 2 volte la luce della soletta o, se minore, la lunghezza caratteristica delle travi principali;
	4.4 Impalcati a travi incorporate tessute ortogonalmente all'asse del binario	2 volte la lunghezza caratteristica in direzione longitudinale
	4.5 Mensole longitudinali supportanti carichi ferroviari (per le azioni in direzione longitudinale)	per $e \leq 0.5$ m: $\Phi_2 = 1.67$ per $e > 0.5$ m: vedere (4.1)

Tab. 1.4.2.3 Lunghezza caratteristica L_{ϕ}

(continua)

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_{ϕ}
TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\phi} = k \cdot L_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1.2 - 1.3 - 1.4 - 1.5$
	5.3 Portali: - a luce singola	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera ≤ 5.0 m e luce libera ≤ 8.0 m); Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo pari a 0.9	$\Phi_2 = 1.20$; $\Phi_3 = 1.35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	mezza luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera
5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.	
SUPPORTI STRUTTURALI		
6	6.1 Pile con snellezza $\lambda > 30$	Somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila
	6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione	Lunghezza degli elementi sostenuti

Tab. 1.4.2.3 Lunghezza caratteristica L_{ϕ}

Coefficienti dinamici ridotti $\Phi_{2,rid}$, $\Phi_{3,rid}$

Nei casi di ponti ad arco o scatolari, con o senza solettone di fondo, aventi copertura "h" maggiore di 1.0 m, i coefficienti dinamici possono essere ridotti nella seguente maniera:

$$\Phi_{(2,3),rid} = \Phi_{(2,3)} - \frac{h-1.00}{10} \geq 1.0$$

dove h, in metri, è l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2.50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Pile con snellezza $\lambda \leq 30$, spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari.

Coefficienti dinamici reali

Qualora, per problemi specifici, si debba prendere in considerazione l'amplificazione dinamica delle sollecitazioni per un dato treno reale, transitante sul ponte a velocità V (in m/sec), i carichi dovuti al convoglio verranno moltiplicati per uno dei due seguenti coefficienti dinamici "reali":

$$\varphi_{reale} = 1 + \varphi' + 0.5 \varphi'' \quad \text{per linee con elevato standard manutentivo}$$

$$\varphi_{reale} = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad \text{per linee con ridotto standard manutentivo}$$

ove:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad \text{con} \quad K = \frac{v}{2L \cdot n_o}$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{n_o L_\phi}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right]$$

$$\text{se } v \leq 22 \text{ m/s} \Rightarrow \alpha = \frac{v}{22} ; \quad \text{se } v > 22 \text{ m/s} \Rightarrow \alpha = 1$$

dove:

v = Velocità [m/s];

n_o = prima frequenza flessionale del ponte in [Hz];

L_ϕ = lunghezza caratteristica specificata in tabella 1.4.2.3 [m];

α = coefficiente funzione della velocità del convoglio.

Di regola, il calcolo del φ_{reale} viene fatto per un ponte con frequenza nota; in mancanza di tale informazione il calcolo del φ_{reale} andrà condotto sia per il limite superiore che per quello inferiore di n_o e andrà assunto il valore più sfavorevole.

I limiti superiori ed inferiori per le frequenze proprie sono indicati nella figura 1.4.2.3.

1.4.2.4 EFFETTI DINAMICI QUANDO SIANO POSSIBILI RISCHI DI RISONANZA O DI VIBRAZIONI ECCESSIVE.

Quando le caratteristiche delle strutture sono tali da non rientrare all'interno dei limiti specificati nella precedente Fig. 1.4.2.3 o quando la velocità della linea è maggiore di 220 Km/h, c'è rischio di risonanza ovvero si possono verificare eccessive vibrazioni con superamento dei limiti previsti per le rotazioni di estremità, per le frecce, per lo sghembo, etc. Questo tipo di effetto dinamico non è portato in conto nei coefficienti dinamici definiti nel punto 1.4.2.3. e, pertanto, debbono essere effettuati calcoli specifici.

Ove non sia effettuata una accurata analisi degli effetti dinamici dovuti al traffico ferroviario secondo le modalità previste nella istruzione FS 44 y, (impiegando programmi di calcolo specifici in grado di effettuare analisi di percorribilità ferroviaria "Runnability"), potrà ricorrersi, salvo più accurate determinazioni, all'analisi semplificata descritta nell'allegato "A" della presente norma.

Tale analisi semplificata, valida esclusivamente per evitare rischi di risonanza, può essere effettuata di norma nei seguenti casi:

- Impalcato a travi appoggiate a semplice o a doppio binario aventi luce ≤ 80 m;
- Impalcato a travi continue soddisfacenti contemporaneamente le seguenti due limitazioni:
 - 1) lunghezza del singolo impalcato continuo < 130 m;
 - 2) luce massima della generica campata ≤ 60 m.

Dapprima, secondo il metodo indicato nell'allegato A, si effettueranno delle analisi dinamiche considerando velocità variabili dalla minima $V \leq 20$ Km/h (velocità quasi statica) alla massima prevedibile per il ponte che, per questi aspetti, può assumersi pari a $V_{max}=1,2*V_o$ (ove V_o è la massima velocità di progetto della linea); tali analisi dovranno effettuarsi considerando incrementi di velocità non superiori a 10 Km/h.

Effettuate dette analisi, in funzione delle diverse velocità di transito V , dovranno riportarsi in grafico le seguenti grandezze:

- 1) Il rapporto $\varphi'_{Reale,f}$ così definito:

$$\varphi'_{Reale,f}(V) = \left| \frac{\delta_{din}(V)}{\delta_{stat}} \right|$$

ove: $\delta_{\text{din}}(V)$ e δ_{stat} rappresentano rispettivamente la freccia massima del ponte alla generica velocità V di transito e la freccia massima in condizioni quasi statiche.

2) L'accelerazione verticale massima $A_{V_{\text{max}}}$ dell'impalcato alla generica velocità V .

I valori massimi di tali parametri dovranno rispettare i seguenti limiti:

$$\varphi'_{\text{Reale},f} \leq 2,5$$

$$A_{V_{\text{max}}} \leq 3,5 \text{ m/sec}^2 \quad \text{nel campo di frequenze tra 0 e 20 Hz}$$

Il valore massimo dell'incremento dinamico $\varphi'_{\text{Reale},f}$ andrà confrontato con quello ricavato nel paragrafo 1.4.2.3,

$$\varphi_{\text{Reale}} = 1 + \varphi' + \varphi''$$

determinato per la massima velocità di progetto del ponte.

Il massimo valore tra φ_{Reale} e $\varphi'_{\text{Reale},f}$ verrà assunto come incremento dinamico per il treno reale e con tale valore andranno effettuate le verifiche che le presenti istruzioni prevedono da effettuarsi con tale treno.

1.4.3 FORZE ORIZZONTALI

1.4.3.1 GENERALITÀ

1.4.3.1.1 FORZA CENTRIFUGA

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva.

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80 m al di sopra del P.F..

I calcoli si basano sulla massima velocità compatibile con il tracciato della linea. Ove siano considerati gli effetti dei modelli di carico SW, si assumerà una velocità di 100 Km/h.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk})$$

ove :

Q_{tk} - q_{tk} = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

Q_{vk} - q_{vk} = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in Km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = è il raggio di curvatura in m.

Nel caso di curva policentrica come valore del raggio r dovrà essere assunto un valore pari al più piccolo raggio di curvatura reale che interessa la campata in esame.

La forza centrifuga sarà sempre combinata con i carichi verticali supposti agenti nella generica configurazione di carico, e non sarà incrementata dai coefficienti dinamici.

f è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità V e della lunghezza L_f di binario carico.

$$f = \left[1 - \frac{V - 160}{1000} \cdot \left(\frac{814}{V} + 1.75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right) \right]$$

dove:

L_f = lunghezza di influenza, in metri, della parte curva di binario carico sul ponte, che è la più sfavorevole per il progetto del generico elemento strutturale;

$f = 1$ per $V \leq 160$ Km/h o $L_f \leq 2.88$ m;

$f < 1$ per $160 \leq V \leq 300$ Km/h e $L_f > 2.88$ m (vedere la tabella 1.4.3.1.1);

$f(V) = f(300)$ per $V > 300$ Km/h.

Per il modello di carico LM 71 e per velocità di progetto superiori ai 160 Km/h, saranno considerati due casi:

- (a) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga per $V = 160$ Km/h in accordo con le formule precedenti dove $f = 1$;
- (b) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto.

Inoltre, per ponti situati in curva, dovrà essere considerato anche il caso di assenza di forza centrifuga (convogli fermi).

Ove si abbia un coefficiente α moltiplicatore dei modelli di carico verticale maggiore di 1, per la determinazione della forza centrifuga, tale coefficiente dovrà essere ridotto all'unità.

Coeff. riduttivo " f " per la forza centrifuga								
L_f [m]	V=160km/h	V=180km/h	V=200km/h	V=220km/h	V=240km/h	V=260km/h	V=280km/h	V>=300km/h
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3,0	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
4,0	1,00	0,98	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92	0,91
5,0	1,00	0,97	0,94	0,92	0,90	0,88	0,87	0,85
6,0	1,00	0,96	0,93	0,90	0,87	0,85	0,83	0,81
7,0	1,00	0,96	0,92	0,88	0,85	0,83	0,80	0,78
8,0	1,00	0,95	0,91	0,87	0,84	0,80	0,78	0,75
9,0	1,00	0,95	0,90	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73
10,0	1,00	0,94	0,89	0,85	0,81	0,77	0,74	0,71
15,0	1,00	0,93	0,87	0,82	0,77	0,73	0,69	0,65
20,0	1,00	0,92	0,86	0,80	0,74	0,70	0,65	0,61
25,0	1,00	0,92	0,85	0,78	0,73	0,68	0,63	0,59
30,0	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,66	0,61	0,57
40,0	1,00	0,91	0,83	0,76	0,70	0,64	0,59	0,54
50,0	1,00	0,90	0,82	0,75	0,69	0,63	0,58	0,53
60,0	1,00	0,90	0,82	0,74	0,68	0,62	0,56	0,51
70,0	1,00	0,90	0,81	0,74	0,67	0,61	0,55	0,50
80,0	1,00	0,90	0,81	0,74	0,67	0,60	0,55	0,49
90,0	1,00	0,90	0,81	0,73	0,66	0,60	0,54	0,49
100,0	1,00	0,90	0,81	0,73	0,66	0,59	0,54	0,48
110,0	1,00	0,89	0,80	0,73	0,66	0,59	0,53	0,48
120,0	1,00	0,89	0,80	0,72	0,65	0,59	0,53	0,47
130,0	1,00	0,89	0,80	0,72	0,65	0,58	0,52	0,47
140,0	1,00	0,89	0,80	0,72	0,65	0,58	0,52	0,46
150,0	1,00	0,89	0,80	0,72	0,65	0,58	0,52	0,46

Tab. 1.4.3.1.1 - Coefficiente " f " riduttivo per la forza centrifuga.

1.4.3.1.2 AZIONE LATERALE (SERPEGGIO)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore non deve essere moltiplicato per α e per il coefficiente Φ .

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

1.4.3.1.3 AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento: $Q_{la,k} = 33$ [kN/m] \cdot L [m] \leq 1000 kN per modelli di carico LM 71 e SW/0 e SW/2

frenatura: $Q_{lb,k} = 20$ [kN/m] \cdot L [m] \leq 6000 kN per modelli di carico LM 71 e SW/0

$Q_{lb,k} = 35$ [kN/m] \cdot L [m]⁽⁶⁾ per modelli di carico SW/2

Questi valori caratteristici sono applicabili a tutti i tipi di binario, sia con rotaie saldate che con rotaie giuntate, con o senza dispositivi di espansione.

Le azioni di frenatura ed avviamento saranno combinate con i relativi carichi verticali.

Quando la rotaia è continua ad una o ad entrambe le estremità del ponte solo una parte delle forze di frenatura ed avviamento è trasferita, attraverso l'impalcato, agli apparecchi di appoggio, la parte rimanente di queste forze è trasmessa, attraverso le rotaie, ai rilevati a tergo delle spalle. La percentuale di forze trasferite attraverso l'impalcato agli apparecchi di appoggio è valutabile con le modalità riportate nel paragrafo relativo agli effetti di interazione statica.

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

Nel caso di ponti a più di due binari, si deve considerare:

- un primo binario con la massima forza di frenatura;

⁽⁶⁾ Per modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le parti di struttura che sono caricate in accordo con la Fig 1.4.1.2-2 e con la Tab 1.4.1.2.

- un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;
- un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;
- altri eventuali binari privi di forze orizzontali.

1.4.4 AZIONI CLIMATICHE

1.4.4.1 TEMPERATURA

1.4.4.1.1 VARIAZIONI TERMICHE DELLA STRUTTURA

Le variazioni termiche uniformi da considerare per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, rispetto alla temperatura media dal sito, sono espresse in funzione dei materiali costituenti l'opera e della tipologia di armamento. In particolare:

Ponti con impalcato in c.a o c.a.p. con qualunque armamento	$\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$
Ponti con impalcato in struttura mista acciaio - calcestruzzo con qualunque armamento	$\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$
Ponti con impalcato metallico ed armamento su ballast	$\Delta T = \pm 25^{\circ}\text{C}$
Ponti con impalcato metallico ed attacco diretto	$\Delta T = \pm 30^{\circ}\text{C}$

Esclusivamente per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio la variazione di temperatura di cui al precedente capoverso dovrà essere incrementata del 50 % per tutte le tipologie di impalcato. In aggiunta alla variazione termica uniforme, andrà considerata anche una differenza di temperatura di 5°C fra estradosso ed intradosso di impalcato, con andamento lineare tra detti estremi e nei due casi di estradosso più caldo dell'intradosso e viceversa.

Nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, andrà considerata anche una differenza di temperatura di 5°C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Nel caso di impalcati a cassone in c.a. o c.a.p., in aggiunta a quanto sopra, andrà considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento lineare nello spessore delle pareti e nei due casi di temperatura interna maggiore/minore dell'esterna.

Nel caso di pile scatolari la differenza di temperatura tra interno ed esterno va assunta pari a 10°C e considerando i due casi di temperatura interna maggiore/minore dell'esterna.

Per quanto riguarda la valutazione degli effetti associati alle variazioni termiche sulle usuali tipologie di pile, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi di calcolo semplificate riportate nell'allegato D.

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali degli impalcati, con l'esclusione delle analisi di comfort, dovranno considerarsi delle differenze di temperatura fra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10°C . Per tali differenze di temperatura potrà assumersi un andamento lineare fra i detti estremi, considerando gli stessi gradienti termici diretti sia in un verso che nel verso opposto.

Ai fini delle verifiche di interazione di cui al paragrafo 1.4.5, le massime variazioni termiche dell'impalcato rispetto alla temperatura dello stesso, all'atto della regolazione del binario, possono essere assunte pari a quelle indicate in precedenza, in funzione dei

materiali costituenti l'opera e della tipologia di armamento. Beninteso, quanto innanzi esplicitato trova applicazione quando la regolazione del binario viene eseguita nei periodi stagionali nei quali il ponte viene a trovarsi approssimativamente in condizioni di temperatura media.

In generale si possono ritenere trascurabili, e comunque in favore di sicurezza, gli effetti del gradiente termico lungo l'altezza dell'impalcato.

1.4.4.1.2 VARIAZIONI TERMICHE DEL BINARIO

Per il calcolo degli effetti di interazione statica binario-struttura, si potranno considerare i seguenti effetti termici sul binario:

- In assenza di apparecchi di dilatazione del binario, si potrà considerare nulla la variazione termica nel binario, essendo essa ininfluyente ai fini della valutazione delle reazioni nei vincoli fissi, delle tensioni aggiuntive nelle rotaie dovute all'interazione e non generando scorrimenti relativi binario-impalcato;
- In presenza di apparecchi di dilatazione del binario, si assumeranno variazioni termiche del binario pari a $+30^{\circ}\text{C}$ e -40°C rispetto alla temperatura di regolazione del binario stesso. Nel caso di impalcato in acciaio esse dovranno essere applicate contemporaneamente alle variazioni termiche dell'impalcato e con lo stesso segno. Nel caso di impalcati in c.a.p. o misti in acciaio-calcestruzzo, occorrerà considerare, tra le due seguenti, la condizione più sfavorevole nella combinazione con le altre azioni: nella prima è nulla la variazione termica nell'impalcato e massima (positiva o negativa) quella nella rotaia, nella seconda è nulla la variazione termica nella rotaia e massima (positiva o negativa) quella nell'impalcato.

1.4.4.2 VENTO

Nei casi ordinari, l'azione del vento verrà assunta convenzionalmente come una pressione statica con valore caratteristico F_{wk} pari a 2.5 kN/m^2 .

Tale pressione agirà sulla superficie esposta della struttura e, in caso di presenza del treno, si considererà agente su una ***sola*** fascia, ***convenzionalmente*** alta 4 m dal P.F., ***indipendentemente dal numero dei convogli presenti sul ponte. Nel caso in cui si consideri il ponte scarico, l'azione del vento dovrà considerarsi agente sulla prima e/o sulla seconda barriera antirumore presenti, così da individuare la situazione più gravosa.***

Le verifiche, sui vari elementi strutturali, andranno eseguite sia in presenza che in assenza delle barriere antirumore, indipendentemente dalla reale situazione progettuale.

1.4.4.3 NEVE

Limitatamente alle fasi di costruzioni del ponte, dovrà considerarsi un carico da neve il cui valore caratteristico sarà assunto concordemente con il vigente DM. LL. PP. relativo alle azioni sulle costruzioni.

1.4.5 EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

1.4.5.1 GENERALITÀ

Nei casi in cui si abbia continuità delle rotaie tra il ponte ed il rilevato a tergo delle spalle ad una o ad entrambe le estremità del ponte (ipotesi di assenza, ad uno o ad entrambi gli estremi del ponte, di apparecchi di dilatazione del binario) si produrranno effetti di interazione tra binario e struttura tali da indurre forze longitudinali nella rotaia e nella sottostruttura del ponte (sistemi fondazione - pila - apparecchio di appoggio, fondazione - spalla - apparecchio di appoggio), e scorrimenti longitudinali tra binario e impalcato che interessano il mezzo di collegamento (ballast e/o attacco). In particolare, le azioni longitudinali dovute alla frenatura o all'avviamento andranno a scaricarsi per una parte sul rilevato posto a tergo della spalla ove la rotaia risulta essere continua e, per la parte restante, sulla sottostruttura del ponte. Inoltre, per effetto dell'inflexione sotto l'azione dei carichi verticali e delle variazioni termiche fra impalcato e rotaia, nonché della viscosità e del ritiro nelle strutture in c.a. e c.a.p., si produrranno delle azioni longitudinali sulla rotaia e sulla sottostruttura del ponte (appoggi, pile, etc.) a risultante complessivamente nulla.

Le suddette azioni longitudinali dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della **struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, etc.)**, e dovranno essere tali da non compromettere le condizioni di servizio del binario (tensioni nella rotaia, scorrimenti binario-impalcato). ***Per la valutazione delle sollecitazioni determinate su ciascun impalcato dalle azioni di interazione dovrà considerarsi agente sull'estradosso dell'impalcato stesso una distribuzione uniforme di forze aventi come risultante, in intensità e verso, la generica reazione sul vincolo fisso indotta dagli effetti di interazione, tenendo ovviamente conto del verso delle varie forze, come precisato nel seguito. Nella valutazione di dette sollecitazioni dovranno considerarsi le differenze di quota fra estradosso impalcato, asse baricentrico e centro di rotazione dell'appoggio fisso.***

Nel calcolo delle azioni longitudinali dovranno essere considerati, di norma, gli effetti di interazione binario-struttura prodotti da:

- frenatura ed avviamento dei treni;
- variazioni termiche della struttura e del binario;
- deformazioni dovute ai carichi verticali.

Gli effetti di interazione prodotti da viscosità e ritiro delle strutture in c.a. e c.a.p. potranno, normalmente, essere trascurati.

Si precisa però che, mentre le azioni conseguenti ai primi due effetti possono agire sugli apparecchi di appoggio fissi indifferentemente nei due versi

longitudinali della campata (ad uscire e ad entrare), le azioni conseguenti al terzo effetto hanno sempre e solo lo stesso verso, ad uscire. Pertanto, nelle verifiche ove vengano prese in considerazione forze ad uscire, i tre effetti si sommano, mentre, per quanto riguarda la direzione opposta (interno campata), l'azione orizzontale corrispondente alle deformazioni dovute ai carichi verticali verrà considerata, in favore di sicurezza, nulla⁽⁷⁾.

Nei casi in cui il binario sia dotato di apparecchi di dilatazione ad entrambi gli estremi del ponte, le azioni longitudinali di frenatura ed avviamento dei treni andranno a scaricarsi integralmente sulla sottostruttura, mentre gli effetti dell'interazione risultano generalmente ridotti. Tuttavia, tali effetti di interazione non saranno trascurabili quando il ponte, alle cui estremità sono disposti apparecchi di dilatazione del binario, è costituito da più impalcati, continui o semplicemente appoggiati. In tal caso la presenza del binario influenzerà la distribuzione delle forze tra i differenti elementi della sottostruttura e sorgeranno forze di interazione non trascurabili, anche per effetto delle variazioni termiche e delle deformazioni dovute ai carichi verticali.

1.4.5.2 VERIFICHE DI SICUREZZA SUL BINARIO

Al fine di garantire la sicurezza del binario rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, nonché rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causa di un suo rapido deterioramento, occorre che vengano rispettati i seguenti limiti sull'incremento delle tensioni nel binario e sugli spostamenti relativi tra binario e estradosso dell'impalcato o del rilevato.

L'incremento massimo di tensione nella rotaia causato dall'interazione binario-struttura prodotta dai carichi indicati in 1.4.5.1. sarà assunta pari a:

$$\Delta\sigma_{c,max} = 60 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per la compressione})$$

$$\Delta\sigma_{t,max} = 70 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per la trazione})$$

⁽⁷⁾ ***A titolo puramente esemplificativo, si precisa che:***

- ***sulla spalla si considererà la somma dei tre effetti nelle verifiche contro il terrapieno, mentre, nelle verifiche in direzione opposta, si considereranno i soli effetti corrispondenti alla frenatura e/o avviamento ed alle variazioni termiche;***
- ***nella verifica delle pile, quando si considera una sola campata carica, la forza di interazione sarà la somma dei tre effetti nel verso opposto alla campata carica, mentre si considereranno i soli primi due effetti nel verso contrario.***

Lo spostamento massimo consentito tra estradosso dell'impalcato o del rilevato e la faccia inferiore della traversa dovuto alle sole forze di avviamento e/o di frenatura sarà assunto pari a 5 mm.

Tali limiti sono validi per le seguenti condizioni di posa e di tracciato:

Posa su ballast:

- traverse in c.a.p.;
- rotaie UIC 60;
- raggio di curvatura planimetrico superiore a 1500 m sia sul ponte che per un tratto di linea della lunghezza di 100 m a tergo di entrambe le spalle;
- ballast consolidato, così come definito nella istruzione sulla Lunga Rotaia Saldata (LRS) indicata nel seguito;
- assenza di apparecchi di dilatazione del binario;
- buone condizioni di stabilità del rilevato nella zona di transizione.

Attacco diretto per travate metalliche

Ferma restando l'ipotesi di assenza di apparecchi di dilatazione del binario devono essere rispettate le prescrizioni contenute nella "Istruzione sulla costituzione ed il controllo delle lunghe rotaie saldate", N° S.OC/S/5754 del 19/11/1990 che, tra l'altro, prescrive che la disposizione degli attacchi e le relative forze di serraggio, su ciascuna campata del ponte, siano così distribuite:

- a partire dall'appoggio fisso e per $0.15 L$, sono disposti attacchi indiretti di tipo "K", con resistenza media di attrito corrispondente ad un serraggio pari a 15 kN per attacco;
- nella parte restante dell'impalcato, e dunque per $0.85L$, sono disposti attacchi elastici con resistenza media di attrito corrispondente ad un serraggio pari a 4 kN per attacco.

Qualora le caratteristiche dell'armamento e del tracciato sopra riportate non fossero rispettate, dovranno essere richiesti alla stessa autorità che ha emanato le presenti istruzioni i valori ammissibili dell'incremento delle tensioni nelle rotaie e dello spostamento.

Ove si operi nell'ambito del metodo di verifica agli Stati Limite la verifica di sicurezza del binario andrà condotta considerando la combinazione rara del metodo S.L.S., adottando per le azioni di cui al precedente punto 1.4.5.1 coefficienti $\psi_{0i}=1.0$ fermo restando i suesposti limiti di incremento di tensione nella rotaia.

1.4.5.3 METODOLOGIA DI VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI INTERAZIONE

Gli effetti dell'interazione binario-struttura in termini di azioni longitudinali trasmesse alla sottostruttura (reazioni vincolari negli appoggi fissi), tensioni supplementari nel binario e scorrimenti relativi binario-impalcato, saranno valutati mediante una serie di analisi di

simulazione del comportamento del ponte soggetto alle azioni termiche ed ai carichi orizzontali e verticali dei convogli in transito, portando in conto la resistenza ai movimenti longitudinali del binario e la rigidezza della struttura, attraverso un modello di calcolo del tipo riportato in Fig. 1.4.5.3-1. In alternativa, è possibile effettuare una valutazione semplificata delle reazioni vincolari con il metodo riportato nell'allegato B, qualora siano rispettate le condizioni ivi elencate. In tal caso i limiti sulle altre grandezze di interesse (tensioni nelle rotaie e spostamenti relativi binario-impalcato) possono ritenersi adeguatamente soddisfatte senza specifiche verifiche.

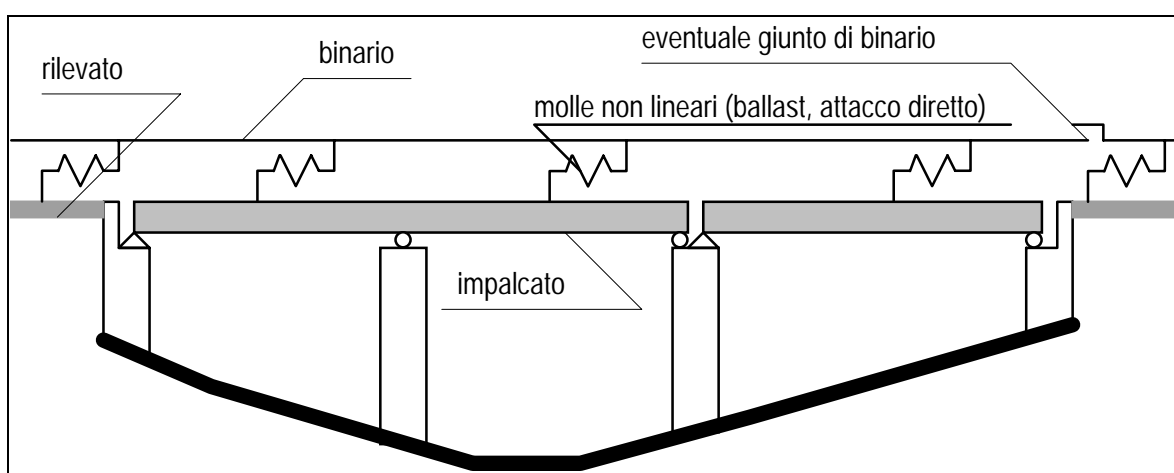


Fig. 1.4.5.3-1. Schema di modello strutturale per valutare l'interazione.

Nel modello le linee d'asse del binario e dell'impalcato dovranno essere posizionate rispettivamente in corrispondenza degli assi baricentrici delle rotaie e dell'impalcato stesso; i vincoli dovranno essere, altresì, ubicati tenendo conto della effettiva posizione degli apparecchi d'appoggio (centro di rotazione nel caso di appoggi fissi). Il collegamento tra apparecchi di appoggio e elementi di impalcato deve essere modellato mediante bracci rigidi. Analogamente il collegamento tra elementi di rotaia e elementi di impalcato deve essere modellato mediante bracci rigidi, posizionando l'elemento che modella la deformabilità del sistema di collegamento (ballast, attacco) in corrispondenza dell'intradosso delle traverse o della rotaia, a seconda che la posa sia su ballast, come mostrato in fig. 1.4.5.3.2, oppure diretta.

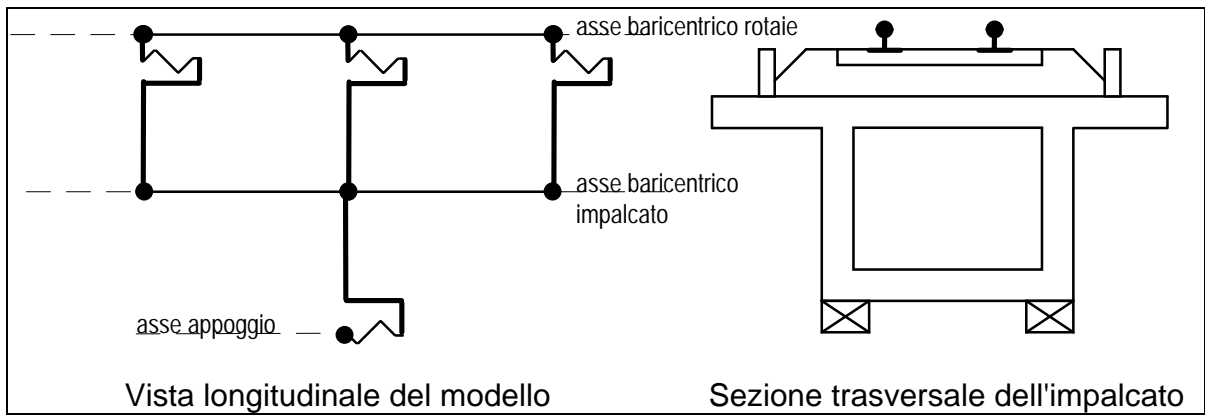


Fig. 1.4.5.3-2. Modellazione del collegamento binario-impalcato-vincolo.

Per la sottostruttura, per l'impalcato e per le rotaie si assumerà un comportamento di tipo elastico, mentre per gli elementi di connessione tra le rotaie e l'impalcato (sistema ballast-attacco rotaia o attacco diretto) si dovrà assumere una legge di tipo elasto-plastico dipendente dall'entità del carico applicato, come specificato nel seguito. Nel caso in cui per i vincoli mobili si utilizzino appoggi scorrevoli, dovrà valutarsi l'opportunità di considerare l'attrito presente nella realtà (punto 1.6.3) attraverso un elemento la cui resistenza sia ancora funzione del carico verticale applicato.

Nella modellazione della sottostruttura si dovrà considerare il contributo alla deformabilità fornito da tutti i suoi componenti e precisamente dalla fondazione, dalla struttura della pila o della spalla, dall'apparecchio di appoggio.

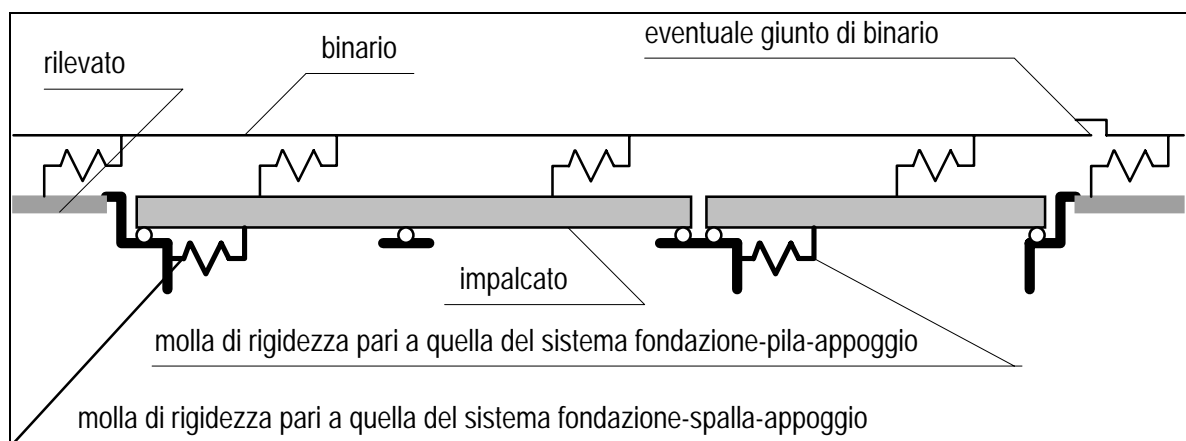


Fig. 1.4.5.3-3. Schema di modello strutturale semplificato per valutare l'interazione.

Ai fini della semplificazione del modello, la rigidezza e la resistenza globale di ciascun sistema di sottostruttura, fondazione-pila-appoggio o fondazione-spalla-appoggio, alle azioni orizzontali in direzione longitudinale, possono essere rappresentati (v. fig. 1.4.5.3-3) con un unico elemento elastico (o elasto-plastico, per tener conto dell'attrito nel caso di appoggio scorrevole) le cui caratteristiche sono ricavate sulla base della rigidezza e della resistenza dell'insieme. In particolare, nel caso di un sistema fondazione-pila-appoggio,

denominata con H la forza orizzontale applicata sull'apparecchio di appoggio, la rigidezza complessiva K dovrà valutarsi come:

$$K = H / \Sigma \delta_i$$

in cui (v. fig. 1.4.5.3-4):

$\Sigma \delta_i = \delta_p + \delta_\varphi + \delta_h + \delta_a =$ spostamento totale prodotto dalla forza H ;

$\delta_p =$ spostamento determinato dalla deformabilità elastica della pila;

$\delta_\varphi =$ spostamento determinato dalla deformabilità alla rotazione della fondazione;

$\delta_h =$ spostamento determinato dalla deformabilità alla traslazione orizzontale della fondazione;

$\delta_a =$ spostamento determinato dalla deformabilità dell'apparecchio d'appoggio, tenuto conto degli eventuali giochi e tolleranze negli apparecchi di appoggio fissi.

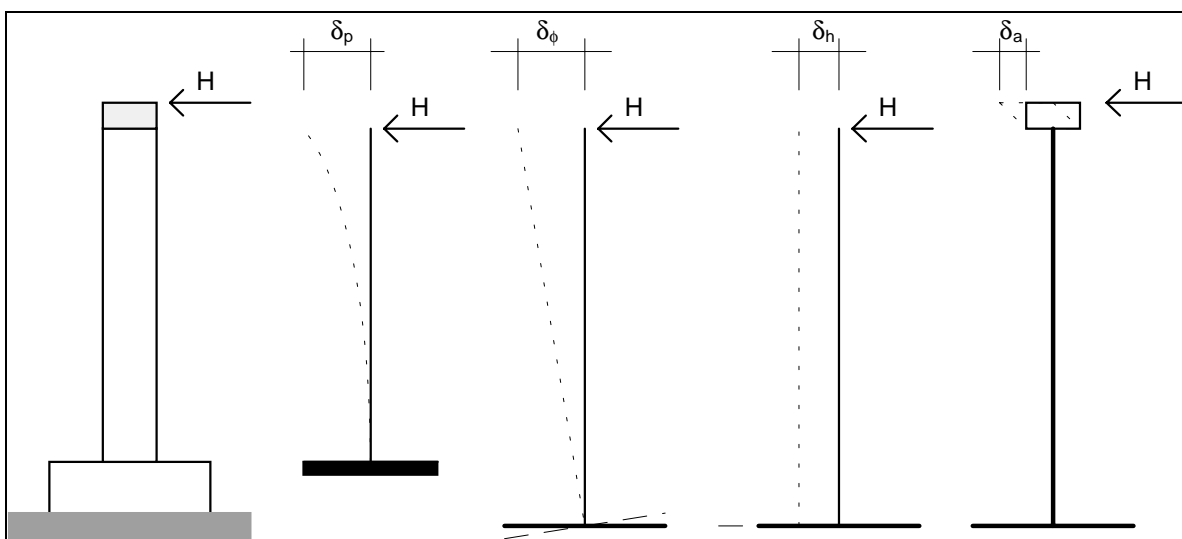


Fig. 1.4.5.3-4. Individuazione dei contributi alla deformabilità complessiva del sistema fondazione-pila-appoggio

In relazione alla durata dell'azione applicata (lunga durata per variazioni termiche, breve durata per i carichi dei convogli ferroviari), si dovrà valutare l'opportunità di differenziare la deformabilità della fondazione, assumendo comunque la condizione che va in favore della sicurezza.

Nei casi in cui si abbiano incertezze nella definizione delle rigidezze degli elementi della sottostruttura, sarà necessario considerare due valori estremi della rigidezza, all'interno dei quali si colloca il valore più probabile. In particolare, per ottenere una valutazione conservativa delle reazioni sugli apparecchi di appoggio e dello sforzo nella rotaia, si considereranno rispettivamente i valori massimi (K_{max}) e i valori minimi (K_{min}). La stima superiore della rigidezza si ottiene assumendo nulli i giochi nell'apparecchio d'appoggio e la deformabilità della fondazione, ossia ponendo, nel caso di appoggio fisso, $K_{max} = H / \delta_p$.

Nel caso di appoggi scorrevoli, definito con f il coefficiente di attrito dell'appoggio, si potrà assumere una massima resistenza pari a:

$$R_S = f \cdot V$$

in cui V è la reazione verticale dell'appoggio.

In una modellazione semplificata l'elemento in cui si concentra la deformabilità del sistema fondazione-pila-appoggio mobile, con l'appoggio mobile a scorrimento, dovrà avere comportamento elasto-plastico con soglia di plasticizzazione pari a R_S , e dunque dipendente dalla reazione verticale V secondo la relazione sopra definita.

La resistenza opposta dal binario agli scorrimenti longitudinali, in mancanza di appositi accertamenti sperimentali e di una modellazione ad essi più aderente, deve essere schematizzata con un legame elasto-plastico con caratteristiche di rigidità e resistenza dipendenti dal carico verticale applicato.

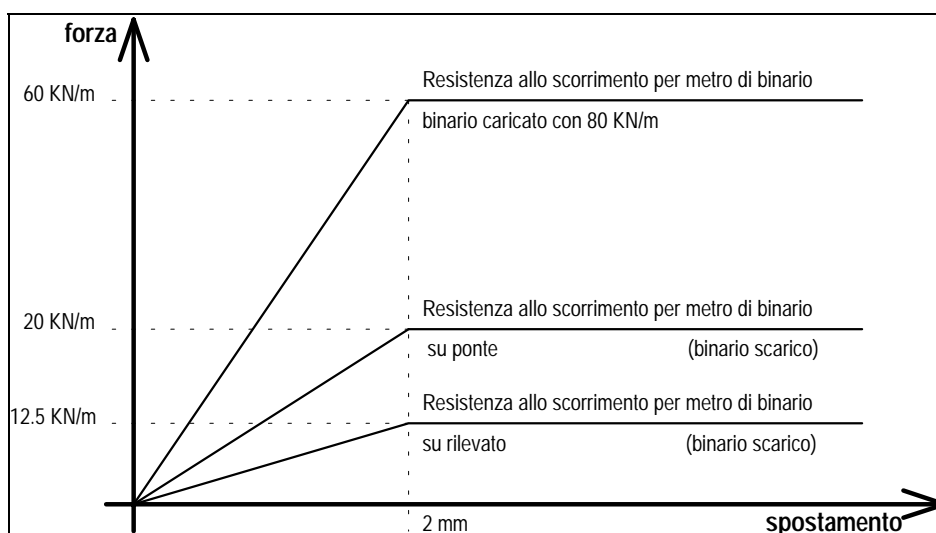


Fig. 1.4.5.3-5. Legame forza-spostamento del ballast in direzione longitudinale.

Nel caso di posa su ballast, se sono rispettate le condizioni fornite nel par. 1.4.5.2, il legame forza-spostamento sarà quello riportato in fig. 1.4.5.3-5, in cui la forza di scorrimento longitudinale q , in assenza di carico verticale da traffico, è assunta pari a 12.5 kN/m su rilevato e a 20 kN/m su ponte, mentre in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m, è assunta pari a 60 kN/m. Per carichi diversi i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 2 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidità iniziale.

Nel caso di binario con posa diretta, la resistenza allo scorrimento q dipende dal tipo di attacco e dalla forza di serraggio, oltre che dal carico verticale applicato. Dette norme non si applicano alle opere d'arte con armamento di tipo innovativo.

Per l'attacco indiretto di tipo K tradizionale, il legame forza-spostamento sarà quello riportato in fig. 1.4.5.3-6a, in cui la forza di scorrimento longitudinale q è assunta, per interesse fra le traverse di 0.6 m, pari a 50 kN/m in assenza di carico verticale accidentale e a 80 kN/m in presenza di un carico verticale accidentale di 80 kN/m.

Per l'attacco elastico, il legame forza-spostamento sarà quello riportato in fig. 1.4.5.3-6b, in cui la forza di scorrimento longitudinale q è assunta pari a 13 kN/m in assenza di carico verticale accidentale e a 35 kN/m in presenza di un carico verticale accidentale di 80 kN/m.

Per carichi verticali da traffico diversi, i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 0.5 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidità iniziale.

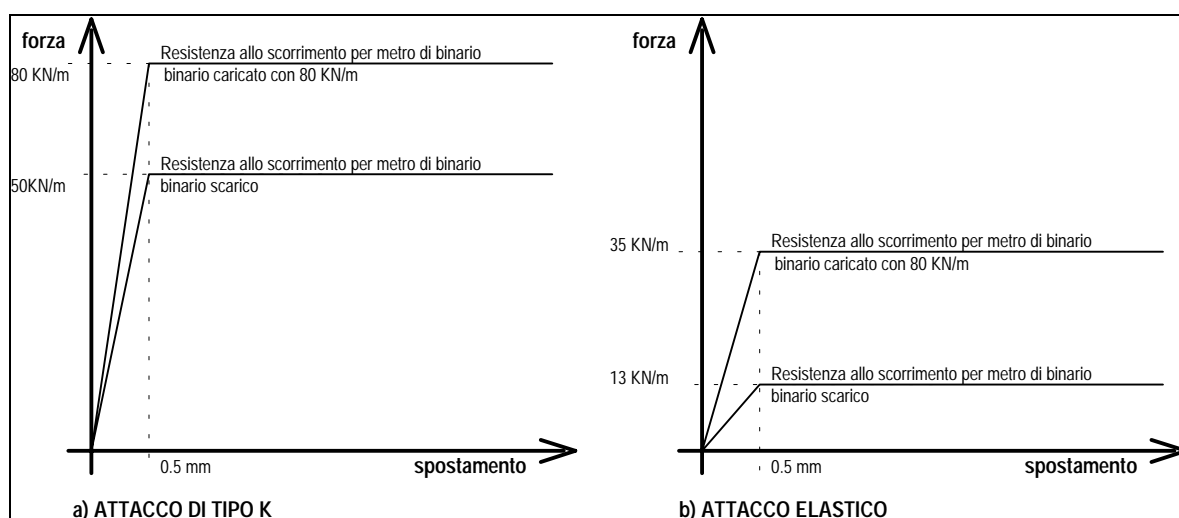


Fig. 1.4.5.3-6. Resistenza allo scorrimento nel caso di posa diretta con attacco indiretto di tipo tradizionale e con attacco elastico con interasse nominale delle traverse di 0,60 m.

La discretizzazione del binario e dell'impalcato deve essere tale da garantire una corretta valutazione delle grandezze di maggior interesse (reazioni agli appoggi, spostamenti assoluti e relativi rispetto al binario dell'impalcato, tensioni nella rotaia), utilizzando un modello ad elementi finiti, in cui il collegamento binario-impalcato è concentrato in appositi elementi molla posizionati in corrispondenza dei nodi, la lunghezza **massima** degli elementi trave simulanti il binario e di quelli simulanti l'impalcato è di 2 m. Inoltre, il modello deve comprendere una porzione di binario sul rilevato per almeno 100 m a monte e a valle del ponte.

Le analisi dovranno essere svolte in campo non lineare, in maniera che lo stato di sollecitazione negli elementi del modello tenga conto dell'applicazione successiva delle varie azioni e delle interazioni degli effetti da esse prodotti. Sarà pertanto necessario

applicare le variazioni termiche e i carichi accidentali, verticali e longitudinali, successivamente nella stessa analisi.

Al fine dell'esame di interazione è consentito impiegare il modello di carico LM 71, **non segmentabile in questo caso**, ripartendo l'entità dei quattro carichi concentrati Q_{vk} su una lunghezza di 6.40 m. L'accoppiamento tra carichi verticali ed azioni longitudinali di frenatura e/o avviamento dovrà essere valutato in modo da individuare i massimi effetti sull'elemento in esame. Le azioni dovute ai carichi verticali e di frenatura e/o avviamento del convoglio potranno essere applicate staticamente, **non portando in** conto l'incremento dinamico per i carichi verticali. Nell'analisi di simulazione il treno di carichi verticali e orizzontali, simulanti il passaggio del convoglio in frenatura o avviamento, dovrà viaggiare lungo tutto il ponte cominciando da una posizione esterna al ponte stesso. Lo stato di sollecitazione degli elementi fondamentali dovrà essere registrato almeno nelle posizioni del convoglio che forniscono i valori massimi delle grandezze di interesse.

Per la valutazione dei massimi valori delle grandezze di interesse occorrerà, in generale, prendere in esame le condizioni di carico più gravose che scaturiscono dal considerare le variazioni termiche con segno positivo o negativo e le diverse posizioni del convoglio viaggiante sul ponte. In particolare nel caso di ponte a semplice binario si dovrà selezionare, tra le varie condizioni di carico che scaturiscono dalla considerazione dei due versi di percorrenza e dell'azione di frenatura o di avviamento, la condizione che determina gli effetti più gravosi per le grandezze di interesse. Analogamente per i ponti a più di un binario occorrerà esaminare, tra le posizioni relative dei diversi treni transitanti contemporaneamente, quelle che determinano gli effetti più gravosi per le grandezze di interesse.

1.4.6 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI

1.4.6.1 GENERALITÀ

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

L'ampiezza delle azioni dipende principalmente dai seguenti fattori:

- (a) dal quadrato della velocità del treno;
- (b) dalla forma aerodinamica del convoglio;
- (c) dalla forma della struttura;
- (d) dalla posizione della struttura e dalla distanza della stessa dal binario.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

In ogni caso, i valori delle azioni aerodinamiche dovranno essere cumulati con l'azione del vento, secondo le regole riportate nei successivi capitoli relativi alle combinazioni delle azioni e, precisamente, al punto 1.7.3.2 per il metodo delle T.A. e al punto 1.7.4.2 per il metodo agli S.L.U.

1.4.6.2 SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Fig. 1.4.6.2.

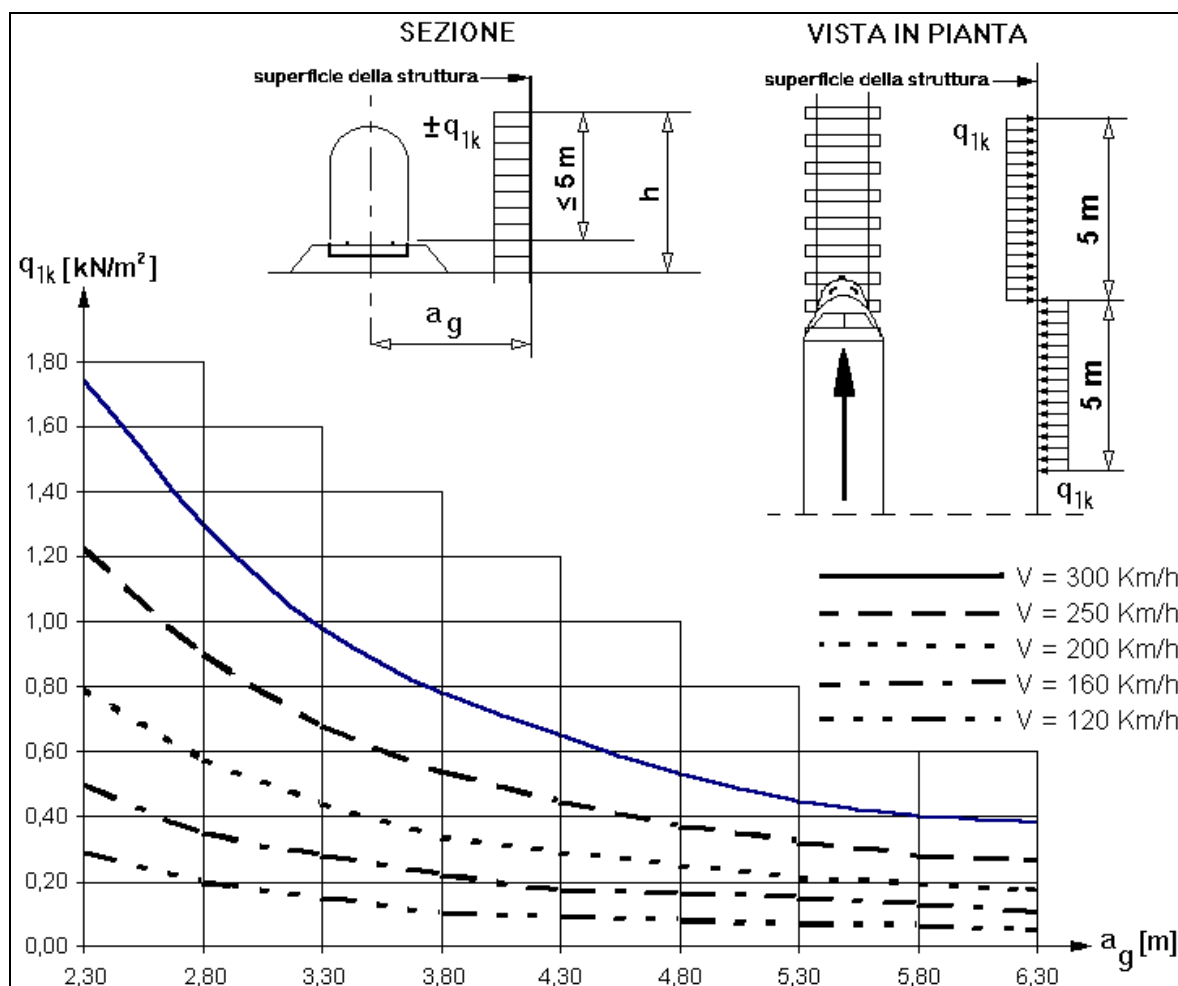


Fig. 1.4.6.2 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore k_1 , ove:

$k_1 = 0.85$ per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0.60$ per treni aerodinamici (ETR).

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è minore o eguale ad 1.0 m o se la larghezza è minore o eguale a 2.50 m, l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore $k_2 = 1.3$.

1.4.6.3 SUPERFICI ORIZZONTALI AL DI SOPRA DEL BINARIO

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{2k}$ relative a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 1.4.6.3.

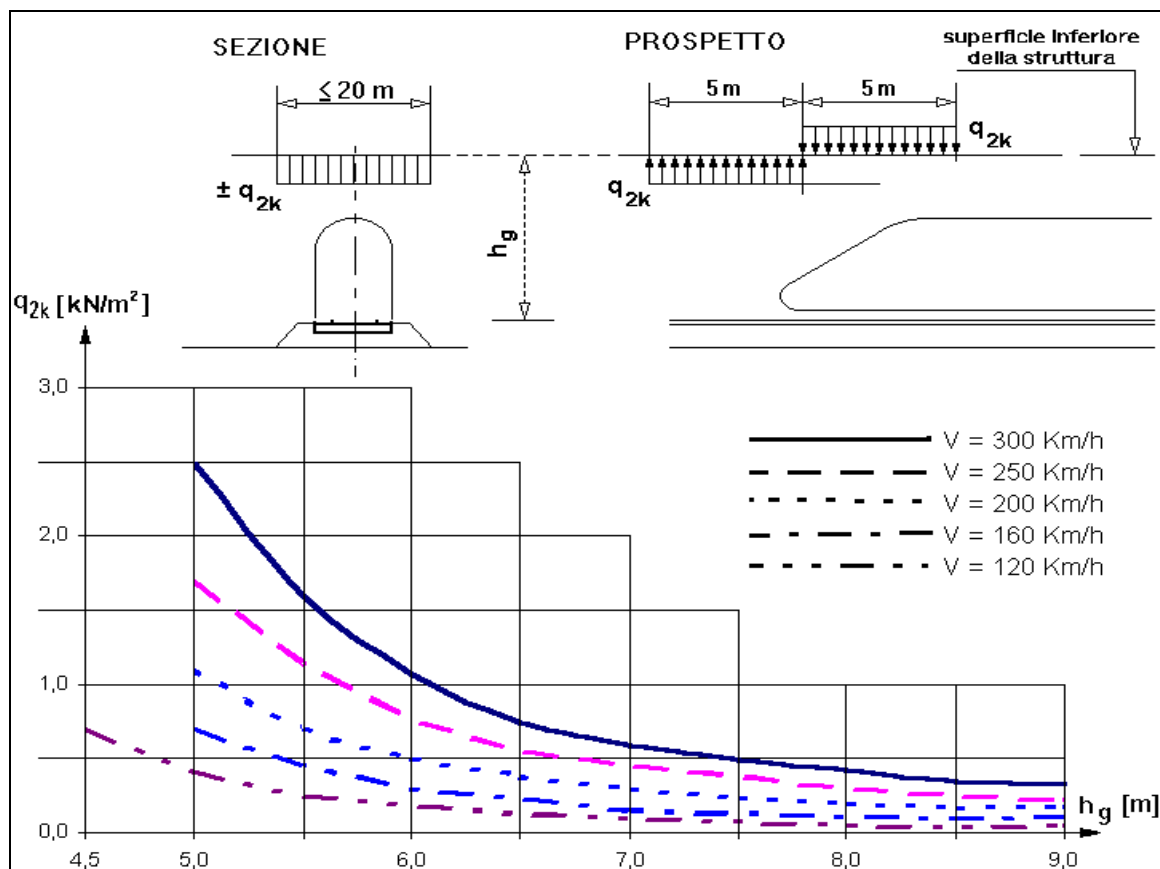


Fig. 1.4.6.3 - Valori caratteristici delle azioni q_{2k} per superfici orizzontali al di sopra del binario

La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzeria del binario.

Per convogli transitanti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari.

Anche l'azione q_{2k} andrà ridotta del fattore k_1 , in accordo a quanto previsto nel precedente punto 1.4.6.2.

Le azioni agenti sul bordo di elementi nastriformi che attraversano i binari, come ad esempio le passerelle, possono essere ridotte con un fattore pari a 0.75 per una larghezza fino a 1.50 m.

1.4.6.4 SUPERFICI ORIZZONTALI ADIACENTI IL BINARIO

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{3k}$, relativi a superfici orizzontali adiacenti il binario, sono forniti in fig. 1.4.6.4. e si applicano indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno.

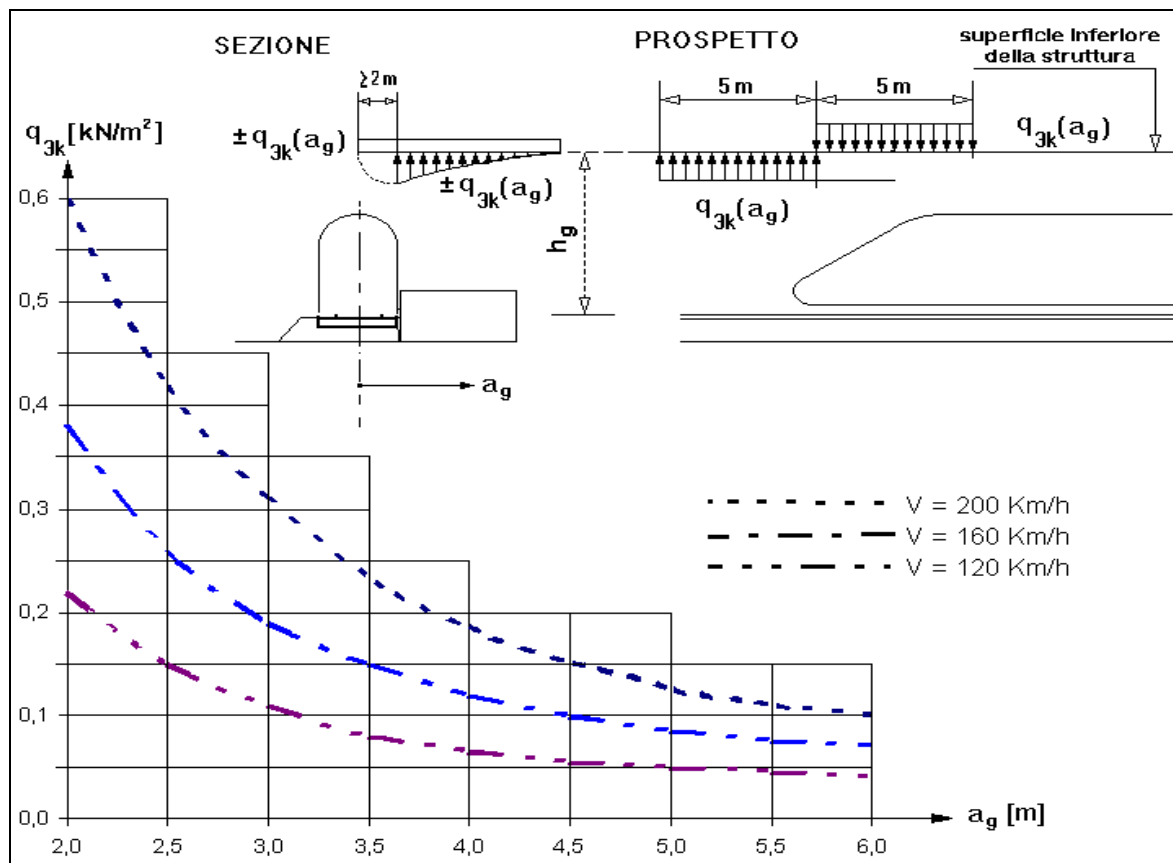


Fig. 1.4.6.4 - Valori caratteristici delle azioni q_{3k} per superfici orizzontali adiacenti il binario

Per tutte le posizioni lungo le superfici da progettare, q_{3k} si determinerà come una funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Le azioni saranno sommate, se ci sono binari su entrambi i lati dell'elemento strutturale da calcolare.

Se la distanza h_g supera i 3.80 m l'azione q_{3k} può essere ridotta del fattore k_3 :

$$k_3 = \frac{(7.5 - h_g)}{3.7} \quad \text{per } 3.8 \text{ m} < h_g < 7.5 \text{ m};$$

$$k_3 = 0 \quad \text{per } h_g \geq 7.5 \text{ m},$$

dove h_g rappresenta la distanza dal P.F. alla superficie inferiore della struttura.

1.4.6.5 STRUTTURE CON SUPERFICI MULTIPLE A FIANCO DEL BINARIO SIA VERTICALI CHE ORIZZONTALI O INCLINATE

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{4k}$, sono forniti in Fig. 1.4.6.5 e si applicano ortogonalmente alla superficie considerata. Le azioni sono determinate secondo quanto detto nel precedente punto 1.4.6.2 adottando una distanza fittizia dal binario pari a:

$$a'_g = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g$$

Le distanze $\min a_g$, $\max a_g$ sono indicate in Fig. 1.4.6.5.

Nei casi in cui $\max a_g > 6$ m si adatterà $\max a_g = 6.0$ m

I coefficienti k_1 e k_2 sono gli stessi definiti in 1.4.6.2

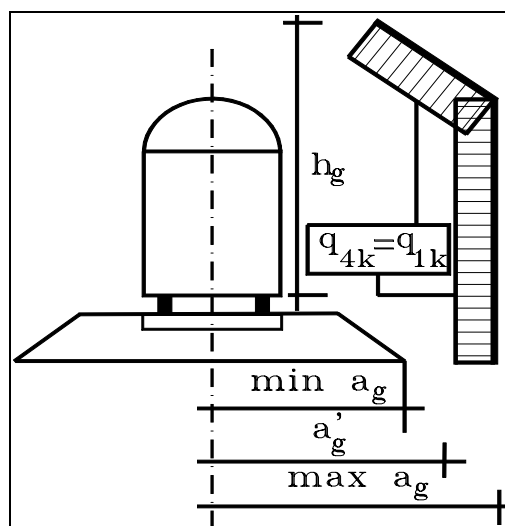


Fig. 1.4.6.5 Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dal centro del binario

1.4.6.6 SUPERFICI CHE CIRCONDANO INTEGRALMENTE IL BINARIO PER LUNGHEZZE SUPERIORI A 15-20 m

In questo caso, tutte le azioni si applicheranno indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno nella seguente maniera:

- sulle superfici verticali $\pm k_4 \cdot q_{1k}$, per tutta l'altezza dell'elemento, con:

q_{1k} determinato in accordo con il punto 1.4.6.2 e $k_4 = 2$;

- sulla superficie orizzontale $\pm k_5 \cdot q_{2k}$, con:

q_{2k} determinato in accordo con il punto 1.4.6.3;

$k_5 = 2.5$ se la struttura racchiude un solo binario;

$k_5 = 3.5$ se la struttura racchiude due binari.

1.5 AZIONI ECCEZIONALI

1.5.1 AZIONI SISMICHE

Valgono in merito tutte le prescrizioni contenute nella istruzione FS 44 b, con integrazione delle prescrizioni di carattere costruttivo in merito alle pile ed alle fondazioni, per le quali si rimanda al paragrafo 2.2.4.

1.5.2 AZIONI DERIVANTI DALL'ESERCIZIO FERROVIARIO

1.5.2.1 DERAGLIAMENTO AL DI SOPRA O AL DI SOTTO DI UN PONTE (EFFETTO SULL'IMPALCATO E URTI SU ELEMENTI VERTICALI)

Le strutture ferroviarie debbono essere progettate in modo che in caso di deragliamento il danneggiamento indotto sulla struttura sia limitato. In particolare, dovrà essere evitato il ribaltamento o il collasso della struttura nel suo insieme.

1.5.2.1.1 DERAGLIAMENTO AL DI SOPRA DEL PONTE: REQUISITI STRUTTURALI E CARICHI EQUIVALENTI.

In alternativa ai modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

Caso 1: Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d}=50$ kN/m (comprensivi dell'effetto dinamico) ciascuno agente longitudinalmente su una lunghezza di 6.40 m.

Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 1.5.2.1.1-1.

Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.

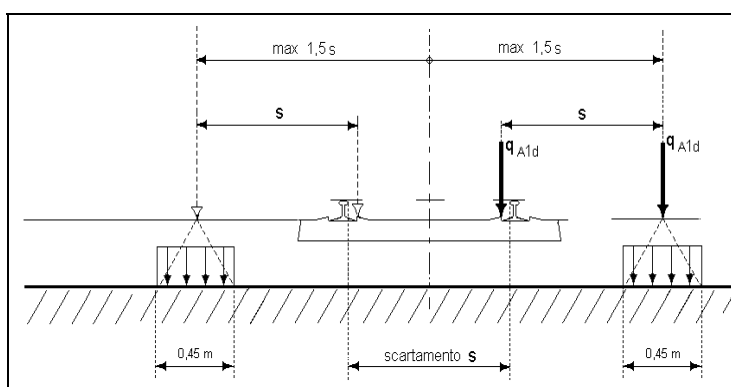


Fig. 1.5.2.1.1-1 - Caso 1

Caso 2: Si considera un unico carico lineare $q_{A2d}=80$ kN/m esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di $1.5 s$ rispetto all'asse del binario (Fig. 1.5.2.1.1-2). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, etc.

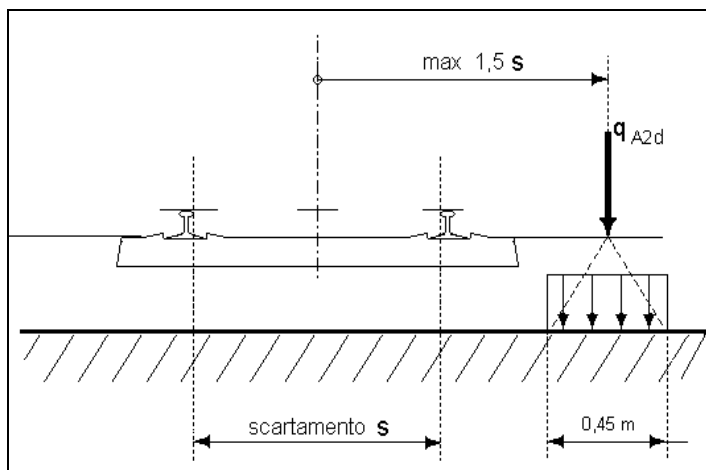


Fig. 1.5.2.1.1-2 - Caso 2

Per impalcati metallici con armamento diretto, il caso 2 dovrà essere considerato solo per le verifiche globali.

1.5.2.1.2 DERAGLIAMENTO AL DI SOTTO DEL PONTE

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Pertanto, nel posizionamento degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia, **ad eccezione delle gallerie artificiali a parete continua**, occorre prevedere delle distanze minime rispetto al binario in modo da ridurre gli effetti conseguenti ad una simile evenienza. A tal fine, in figura 1.5.2.1.2 sono individuate delle zone di rispetto la cui ampiezza è fornita dalla distanza "a" dall'asse del binario più vicino, misurata perpendicolarmente all'asse del binario medesimo; per tali zone sono previste differenti caratteristiche costruttive. In particolare, **per linee alimentate in corrente continua**, si individuano:

ZONA F - avente $a \leq 3.5$ m, caratterizzata da inedificabilità assoluta;

ZONA G₁ - avente $3.5 < a \leq 4.0$ m in tale zona sono da prevedersi setti continui con spessore minimo $S=100$ cm e larghezza L almeno uguale al 60% della larghezza dell'impalcato sovrappassante la ferrovia con un minimo di $L=4.0$ m;

ZONA G₂ - avente $4.0 < a \leq 4.50$ m; in tale zona sono consentite, le tipologie ammesse nella fascia precedente con spessore minimo pari a $S=80$ cm, e la realizzazione di pilastri massicci di dimensione minima pari a 150 cm nella direzione parallela e 100 cm nella direzione ortogonale ai binari;

ZONA G₃ - avente $a > 4.50$ m; in tale zona sono consentite, in aggiunta alle tipologie ammesse nelle fasce precedenti, le realizzazioni di pilastri isolati.

Per le linee alimentate in corrente alternata, oltre a quanto sopra specificato, occorrerà effettuare le verifiche di franco elettrico orizzontale del circuito di ritorno della T.E. per quanto riguarda l'ubicazione degli elementi strutturali.

In nessun caso sono ammesse pile incernierate alla base.

Ove un sostegno interessi più zone, lo stesso andrà dimensionato sulla base delle prescrizioni più restrittive (parte "A" dell'esempio in figura 1.5.2.1.2).

Qualora le opere siano ubicate in zone interessate da piani regolatori di stazione o da tratti di linea in base ai quali sia previsto l'aumento del numero dei binari, l'ampiezza delle luci e la loro disposizione dovranno essere valutate in modo da consentire l'attuazione delle future sistemazioni, senza restrizioni.

In ogni caso, gli elementi verticali di sostegno dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle seguenti forze statiche:

- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze dovranno essere applicate a 1.80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

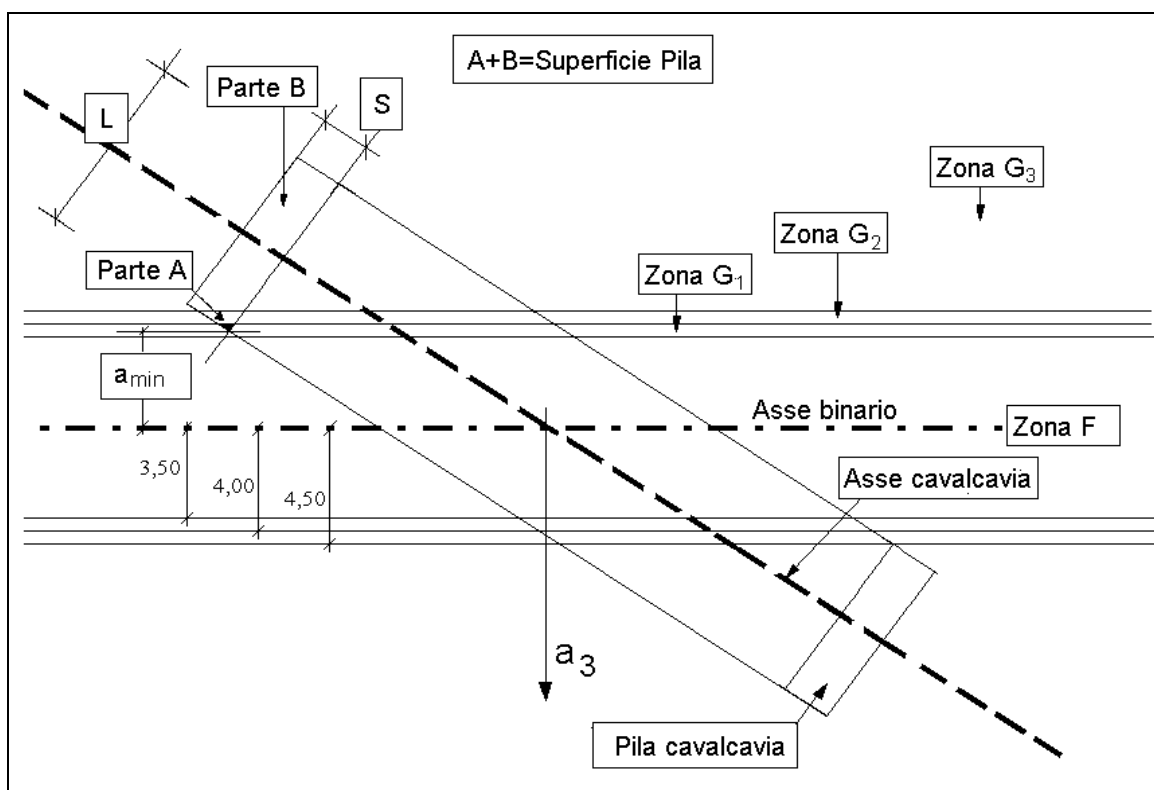


Fig. 1.5.2.1.2 - Zone di rispetto orizzontali

1.5.2.2 ROTTURA DELLA CATENARIA

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura del ponte. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a ± 20 kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

In funzione del numero di binari presenti sull'opera si assumerà la rottura simultanea di:

- | | |
|-------------|---|
| 1 catenaria | per ponti con un binario; |
| 2 catenarie | per ponti con un numero di binari compreso fra 2 e 6; |
| 3 catenarie | per ponti con più di sei binari. |

Ai fini delle verifiche saranno considerate rotte le catenarie che determinano l'effetto più sfavorevole.

1.5.3 AZIONI DERIVANTI DA ALTRI VETTORI

Urti da vettori stradali

I piedritti dei ponti ubicati a distanza minore o uguale a 5.0 m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

In ogni caso, gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle seguenti forze statiche:

- 1000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei veicoli;
- 500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei veicoli.

Queste forze dovranno essere applicate a 1.25 m dal piano stradale e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Gli impalcati di ponti ferroviari sovrappassanti strade con un franco inferiore a 8.0 m dovranno essere verificati per le due condizioni di carico seguenti:

- a) una forza concentrata statica orizzontale di 1000 kN concomitante con una analoga verticale di 500 kN, entrambe applicate in un punto qualsiasi dell'intradosso dell'impalcato;
- b) una forza statica orizzontale, ripartita su una impronta di 0.30 x 0.30 m, da applicarsi in un punto qualsiasi delle superfici laterali esterne dell'impalcato, avente intensità pari a:

- 200 kN per altezza del punto di applicazione, misurato dal piano stradale ≤ 5.0 m;
- 100 kN per altezza del punto di applicazione, misurato dal piano stradale di 8.0 m (con interpolazione lineare per altezze intermedie).

Con la condizione di carico a) andrà eseguita la verifica della stabilità globale dell'impalcato nel suo insieme inteso come corpo rigido. Con la condizione di carico b) andrà eseguita la verifica delle singole parti strutturali, accettando danni molto localizzati purché facilmente riparabili.

Qualora non sia possibile garantire le condizioni sopraddette bisognerà prevedere, d'intesa con le FS, opportune strutture indipendenti dagli impalcati e poste immediatamente a ridosso dello stesso, capaci di sopportare le forze di cui alla lettera a).

Urti da natanti

Nei casi in cui si abbia un attraversamento di un corso d'acqua navigabile, occorre provvedere a disporre delle idonee protezioni contro gli urti dei natanti degli elementi strutturali potenzialmente interessati da tale evenienza.

Qualora non fosse possibile o non risulti economicamente conveniente provvedere alla costruzione di dette protezioni, la stabilità degli elementi strutturali interessati dovrà essere verificata nei confronti dell'urto di natanti. A questo riguardo dovranno essere assunte precise indicazioni dall'autorità preposta alla gestione della navigabilità del corso d'acqua stesso, tendenti a definire: massa del natante interessato dall'urto, velocità assoluta del natante, angolo di incidenza dell'urto, punto d'impatto ed energia dissipata dal natante.

1.6 AZIONI INDIRECTE

1.6.1 DISTORSIONI

Le distorsioni, quali ad esempio i cedimenti vincolari artificialmente provocati e non, sono da considerarsi azioni permanenti. Nei ponti in c.a., c.a.p. e a struttura mista i loro effetti vanno valutati tenendo conto dei fenomeni di viscosità.

Nel caso di ponti a travata continua andrà ipotizzato che una qualsiasi delle fondazioni, da individuarsi nel modo più sfavorevole a seconda della verifica che si sta eseguendo, subisca un cedimento differenziale rispetto a quelle adiacenti; tale cedimento non potrà mai risultare inferiore a $1/5000$ della luce media fra le due campate adiacenti la fondazione in esame.

In ogni caso, nell'analisi di deformabilità delle fondazioni, i cedimenti differenziali "δ" fra le fondazioni adiacenti, calcolati considerando agenti tutte le azioni permanenti con il loro valore caratteristico, dovranno rispettare i seguenti limiti:

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{1000} \quad \text{per travi appoggiate;}$$

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{3000} \quad \text{per travi continue,}$$

dove L_{med} = luce media delle campate poggianti sulla fondazione in esame.

1.6.2 RITIRO E VISCOSITÀ

I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati nelle norme tecniche emanate ai sensi della L. 5.11.1971 n. 1086 e delle "Norme tecniche sui carichi" emanate ai sensi della L. 2.2.1974 n.64; per l'andamento temporale di questi fenomeni si farà riferimento, di norma, alle curve fornite dalle Raccomandazioni C.E.B. previo accordo con le FS.

Qualora si debba provvedere al calcolo dell'ampiezza dei giunti e della corsa degli apparecchi di appoggio (vedi istruzione FS 44 e), gli effetti del ritiro e della viscosità dovranno essere valutati incrementando del 50% i valori di cui al precedente capoverso.

Per quanto riguarda gli effetti del ritiro differenziale e del concomitante effetto viscoso sulle usuali tipologie di pile, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi di calcolo semplificate riportate nell'allegato D.

1.6.3 RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI

Le resistenze parassite dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi di appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, in corrispondenza di ogni traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio; il valore massimo di tale resistenza si determina in corrispondenza della condizione di spostamento relativo incipiente. Tali spostamenti sono causati, principalmente, dalle variazioni di temperatura e dalle deformazioni orizzontali dell'impalcato associate alla presenza dei carichi mobili.

In ciascun apparecchio d'appoggio mobile la reazione parassita è pari al prodotto della reazione verticale associata ai carichi verticali, permanenti e mobili, per il coefficiente di attrito " f " (da assumere in conformità ai valori precisati nella istruzione FS 44 e). In particolare, nel seguito si adotterà la seguente nomenclatura:

V_g = Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti.

V_q = Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati;

Per il dimensionamento degli apparecchi d'appoggio occorre considerare la massima reazione associata a questi effetti.

Per gli elementi sottostanti, spalle e pile, salvo valutazioni più accurate, dovrà considerarsi:

PER VIADOTTI A TRAVI SEMPLICEMENTE APPOGGIATE:

- Spalle: $F_a = f \cdot (V_g + V_q)$;

- Pile: facendo riferimento all'apparecchio d'appoggio maggiormente caricato fra i due presenti sulla pila, si considererà agente $F_a = f \cdot (0.2 \cdot V_g + V_q)$

PER PONTI A TRAVE CONTINUA:

In corrispondenza di ciascun apparecchio d'appoggio mobile si considererà agente $F_a = f \cdot (V_g + 0.5 \cdot V_q)$

In corrispondenza di ciascun apparecchio fisso, dovendosi considerare l'eventualità, qualora più sfavorevole, che gli apparecchi di appoggio mobili di una stessa opera abbiano coefficienti di attrito " f " diversi tra loro, in assenza di dati sperimentali si ammetterà che alcuni appoggi abbiano un coefficiente di attrito pari alla metà di quello massimo ipotizzato.

Sulla base di tale ipotesi e con riferimento ai simboli della Fig. 1.6.3, sull'apparecchio d'appoggio fisso andrà considerata agente la seguente forza:

$$F = \sum_{h=1}^{n-1} f_s \cdot V_{gh} - \sum_{s=n+1}^N f_d \cdot V_{gs}$$

i coefficienti d'attrito f_s ed f_d si assumeranno considerando la più sfavorevole delle seguenti espressioni:

$$I) \begin{cases} f_s = 0.5 \cdot f \\ f_d = f \end{cases} \quad II) \begin{cases} f_s = f \\ f_d = 0.5 \cdot f \end{cases}$$

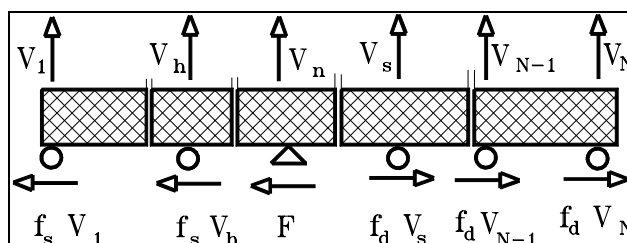


Fig. 1.6.3 - Resistenze parassite nei vincoli nel caso di travi continue

V_{gh} e V_{gs} rappresentano le reazioni dei diversi appoggi mobili relativi alle sole azioni permanenti.

Per tutti i tipi di ponte, nella valutazione delle resistenze parassite dei vincoli sembra opportuno rammentare che, mentre il termine connesso ai carichi permanenti può essere orientato in entrambi i versi della direzione longitudinale, quello relativo ai carichi mobili presenta un unico verso di azione e, pertanto, quest'ultimo deve essere considerato solo quando rende sfavorevole la condizione di verifica dell'elemento considerato.

1.7 CRITERI DI VERIFICA

1.7.1 GENERALITÀ

1.7.1.1 METODI DI VERIFICA CORRENTI

Nella verifica dei ponti ferroviari si possono adottare, in alternativa, il metodo di cui al punto 1.7.3 (tensioni ammissibili - T.A.) ovvero quello di cui al punto 1.7.4 (stati limite S.L.) con le seguenti precisazioni:

- a) nell'ambito di uno stesso progetto dovrà essere seguito uno solo dei due metodi citati, che dovrà essere indicato chiaramente negli elaborati di progetto;
- b) nel caso si proceda secondo il metodo delle tensioni ammissibili vanno comunque soddisfatti i requisiti concernenti le deformazioni e le vibrazioni di cui al punto 1.7.4.3.4 e vanno eseguite le verifiche relative alla fessurazione di elementi in c.a. e c.a.p. di cui al punto 1.7.4.3.5;
- c) qualora si segua il metodo degli Stati Limite vanno comunque limitate le tensioni nei materiali secondo quanto indicato nel successivo paragrafo **1.7.4.3**;
- d) in entrambi i casi vanno eseguite le verifiche a fatica di cui al punto 1.7.5;
- e) per i criteri di verifica dei ponti soggetti alle azioni sismiche vale quanto indicato nella istruzione FS 44 b;
- f) per tutto quanto non espressamente indicato nella presente istruzione valgono le prescrizioni contenute nei D.M. applicativi emanati ai sensi delle Leggi 1086/71 e 64/74 e nelle relative circolari esplicative emesse dal Ministero dei Lavori Pubblici.

1.7.1.2 ALTRI METODI DI VERIFICA

Nella progettazione delle strutture si possono adottare metodi di verifica e regole di dimensionamento diversi da quelli contenuti nelle presenti istruzioni purché fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati e purché venga da essi assicurato un livello di sicurezza non inferiore a quello qui prescritto e comunque, purché, siano stati specificatamente e preventivamente approvati dall'Autorità delle FS che emana le presenti istruzioni.

1.7.2 CRITERI DI COMBINAZIONE DEI TRENI DI CARICO E DELLE AZIONI DA ESSI DERIVATE NEL CASO DI PIÙ BINARI.

1.7.2.1 NUMERO DI BINARI

Ciascun ponte dovrà essere progettato per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell'impalcato, a prescindere dai binari effettivamente presenti.

Le Autorità competenti specificheranno, in questo caso, il valore minimo da considerare per l'interbinario.

1.7.2.2 NUMERO DI TRENI CONTEMPORANEI

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella tabella 1.7.2.2. Considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

Numero di binari	Binari carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	primo	1.0 (LM 71"+SW/0)	-	1.0 SW/2
2	primo	1.0 (LM 71"+SW/0)	-	1.0 SW/2
	secondo	1.0 (LM 71"+SW/0)	-	1.0 (LM 71"+SW/0)
≥ 3	primo	1.0 (LM 71"+SW/0)	0.75 (LM 71"+SW/0)	1.0 SW/2
	secondo	1.0 (LM 71"+SW/0)	0.75 (LM 71"+SW/0)	1.0 (LM 71"+SW/0)
	altri	-	0.75 (LM 71"+SW/0)	-

Tab. 1.7.2.2 - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

⁽¹⁾LM 71"+SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71 e SW/0

⁽²⁾Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Per strutture con 3 o più binari dovranno considerarsi due distinte condizioni:

la prima che prevede carichi solo due binari (primo e secondo) considerando gli effetti peggiori tra il caso "a" ed il traffico pesante;

la seconda che prevede tutti i binari carichi con l'entità del carico corrispondente a quello fissato nel caso "b".

In generale, come "primo" binario si intende quello su cui disporre il treno più pesante per avere i massimi effetti sulla struttura. Per "secondo" binario si intende quello su cui viene disposto il secondo treno per avere, congiuntamente con il primo, i massimi effetti sulla struttura; pertanto, il "primo" e il "secondo" binario possono anche non essere contigui nel caso di ponti con 3 o più binari.

Qualora la presenza del secondo treno o, eventualmente, dei successivi, riduca l'effetto in esame, essi non vanno considerati presenti.

Per le verifiche delle inflessioni sul piano verticale e dei limiti di vibrazione dell'impalcato di cui al punto 1.7.4.3 andrà considerato un solo binario caricato, qualunque sia il numero effettivo dei binari.

Tutti gli effetti delle azioni dovranno determinarsi con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Azioni che producano effetti favorevoli saranno trascurate (ad eccezione dei casi in cui si considerino i treni di carico SW i quali debbono considerarsi applicati per l'intera estensione del carico)⁽⁸⁾.

⁽⁸⁾ Tale indicazione vuole intendere che nella definizione del caricamento del ponte mentre per il treno di carico LM 71 è possibile procedere alla segmentazione del carico, caricando solo le zone del ponte che contribuiscono ad accrescere la caratteristica di sollecitazione cercata e lasciando scarico il resto (eliminazione degli effetti favorevoli), con i modelli di carico SW tale segmentazione non è possibile ed il carico va considerato nella sua interezza, come un unico elemento inscindibile.

1.7.2.3 SIMULTANEITÀ DELLE AZIONI DA TRAFFICO - VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI COMBinate IN GRUPPI DI CARICHI

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in tabella 1.7.2.3.

TIPO DI CARICO		Azioni verticali		Azioni orizzontali			COMMENTI
Riferimento		1.4.1.2	1.4.1.2	1.4.3.1.3	1.4.3.1.1	1.4.3.1.2	
Gruppo di carico		Carico Verticale ⁽¹⁾	Treno scarico ⁽¹⁾	Frenatura ed avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppi di Carico ⁽²⁾	gr. 1	1.0	-	0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	
	gr. 2	-	1.0	0.0	1.0 (0.0)	0.5 (0.0)	stabilità laterale
	gr. 3	1.0 (0.7)	-	1.0	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
	gr. 4	0.8	-	0.5 (0.0)	1.0	1.0 (0.0)	massima azione laterale
	gr. 5	0.5	-	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	1.0	effetti locali laterali
	gr. 6	0.8 (0.6; 0.4)	-	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	fessurazione

 Azione dominante

Tab. 1.7.2.3 - Valutazione dei carichi da traffico

⁽¹⁾ Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , etc..)

⁽²⁾ La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 e 4, senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Il carico verticale, nel caso di ponti con più binari, è quello che si ottiene con i treni specificati nella tabella 1.7.2.2.

Nella valutazione degli effetti di interazione, alle azioni conseguenti all'applicazione dei carichi da traffico ferroviario si adotteranno gli stessi coefficienti parziali dei carichi che li generano.

I valori fra parentesi indicati nella tabella 1.7.2.3. vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Nel caso di ponti con due o più binari, le azioni orizzontali saranno quelle che corrispondono a due soli binari caricati.

Il gruppo 6 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: (0.6) per impalcati con 2 binari caricati e (0.4) per impalcati con tre o più binari caricati.

1.7.2.4 ULTERIORI VALORI RAPPRESENTATIVI DELLE AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Valori rari e frequenti delle azioni da traffico ferroviario

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico definiti nella tabella 1.7.2.3 sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti di cui al punto 1.7.4.3.1.

Valori quasi-permanenti delle azioni da traffico ferroviario

I valori quasi permanenti delle azioni da traffico ferroviario possono assumersi uguali a 0.

1.7.2.5 AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO IN SITUAZIONI TRANSITORIE

Nelle verifiche di progetto per situazioni transitorie dovute alla manutenzione dei binari o del ponte, i valori caratteristici delle azioni da traffico, caso per caso, sono da concordarsi con l'autorità ferroviaria.

1.7.3 METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI (T.A.)

1.7.3.1 PREMESSA

Il metodo delle T.A. può essere applicato, così come previsto al punto 1.7.1.1, riferendosi al vigente DM LL.PP. Relativo alle "norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche" emanato ai sensi della legge 5 novembre 1971, n. 1086, con le precisazioni di cui ai punti 1.7.3.2 e 1.7.3.3 seguenti;

Vanno effettuate, tra l'altro, le seguenti verifiche:

- di deformazione e vibrazione, secondo i criteri riportati al punto 1.7.4.3.4;
- a "fessurazione", secondo i criteri riportati al punto 1.7.4.3.5 (per opere in c.a., c.a.p. ed a struttura mista);
- di scorrimento dei giunti di cui al punto 1.7.4.3.6. (per opere in acciaio);
- a fatica, secondo i criteri riportati al punto 1.7.5.

Per le verifiche in fase di sisma si rimanda alla istruzione FS 44 b.

1.7.3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare per le verifiche con il metodo delle T.A. sono almeno quelle che si ottengono applicando i coefficienti riportati nella tabella 1.7.3.2 dove le grandezze indicate hanno il seguente significato:

G_k = Valore caratteristico delle azioni permanenti: peso proprio, permanenti portati, altre azioni permanenti. Per la spinta delle terre, se favorevole, andrà considerato un fattore riduttivo pari a 0,6;

P_k = Valore caratteristico della forza di precompressione e degli effetti dei cedimenti impressi appositamente introdotti in progetto;

I_k = Valore caratteristico delle azioni indirette: distorsioni (a esclusione dei cedimenti impressi), ritiro, viscosità, resistenze parassite nei vincoli;

Q_k = Valore caratteristico delle azioni legate al transito dei treni. Sono le azioni che corrispondono ad uno dei gruppi della tabella 1.7.2.3;

T_k = Valore caratteristico delle azioni dovute alle variazioni termiche uniformi e differenziali combinate tra loro con i criteri indicati al punto 1.4.4.1.1;

W_k = Valore caratteristico delle azioni del vento valutate come al punto 1.4.4.2;

A_k = Valore caratteristico delle azioni eccezionali valutate come al punto 1.5, ad eccezione delle azioni sismiche.

Mentre le combinazioni da TA1 a TA4 vanno effettuate considerando tutti i gruppi di carico da 1 a 5 di cui alla tabella 1.7.3.2, la combinazione TA5, relativa alla fessurazione, va effettuata portando in conto il solo gruppo di carico 6 della tabella di cui sopra.

COMBINAZIONE	AZIONE						
	G_k	P_k	I_k	Q_k	T_k	W_k	A_k
TA1	1.0	1.0	1.0	1.0 ⁽¹⁾	0.6 ⁽¹⁾	0.6 ⁽¹⁾	0.0
TA2	1.0	1.0	1.0	0.8 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	0.6 ⁽¹⁾	0.0
TA3	1.0	1.0	1.0	0.0	0.6 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	0.0
TA4	0,75	1.0	1.0	0.7 ⁽¹⁾⁽²⁾	0.4 ⁽¹⁾	0.4 ⁽¹⁾	1.0
TA5	1.0	1.0	1.0	1.0 ⁽¹⁾	0.6 ⁽¹⁾	0.5 ⁽¹⁾	0.0

Tabella 1.7.3.2 - Combinazioni delle azioni per il metodo delle Tensioni Ammissibili

⁽¹⁾ Tale valore non andrà considerato ove fornisca un contributo favorevole alla verifica

⁽²⁾ Ove si consideri il deragliamenti sull'impalcato del ponte, tale valore dovrà assumersi nullo.

La verifica a ribaltamento da operare con la combinazione TA4 dovrà fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 2.

Per la verifica delle barriere antirumore andrà considerata la peggiore condizione tra TA1 e TA3 precisando che con Q_k si intendono gli effetti aerodinamici associati al transito dei treni.

Si precisa, infine, che per le barriere antirumore, per i relativi attacchi e per le strutture di supporto, come per tutte le strutture in fase di montaggio e varo, dovrà essere considerata anche la condizione di carico ad "opera scarica".

1.7.3.3 VALORI LIMITE DELLE TENSIONI

Al fine di garantire alle opere ferroviarie una adeguata durabilità, ai limiti sulle tensioni previsti dal vigente D.M. LL.PP. relativo alle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche" emanato ai sensi della legge 5 Novembre 1971, n. 1086, dovranno essere aggiunti quelli di seguito riportati, fermo restando l'obbligo delle verifiche a fatica di cui al punto 1.7.5. e, ove previsto, delle verifiche a fessurazione.

1.7.3.3.1 STRUTTURE IN C.A.

Valgono i limiti previsti nell'attuale D.M. LL. PP. oltre ai limiti costruttivi relativi al diametro delle armature, indicati al punto 2.2.2.3.

1.7.3.3.2 STRUTTURE IN C.A.P.

Tensioni ammissibili nel calcestruzzo

Tensioni iniziali

All'atto della precompressione le tensioni nel calcestruzzo non debbono superare, a compressione, il valore limite $\sigma_{cj} \leq 0,55 f_{ckj}$, ove f_{ckj} è la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi .

Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali iniziali sono ridotte del 30%.

Nelle zone di ancoraggio delle armature di precompressione si possono tollerare tensioni locali di compressione prodotte dagli apparecchi d'ancoraggio pari a:

$$\sigma_{cj} \leq \frac{f_{ckj}}{1.15}$$

Quando la testata della trave sia prefabbricata in calcestruzzo, f_{ckj} , rappresenta la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo su provino cilindrico della testata medesima. In tal caso si controllerà, inoltre, che la pressione di contatto sotto la

testata prefabbricata, valutata nell'ipotesi di distribuzione uniforme con diffusione a 45° attraverso la testata, rispetti la limitazione precedente.

Qualora gli apparecchi d'ancoraggio non siano applicati sulla superficie del calcestruzzo ma incassati nel corpo della trave, nella valutazione della pressione trasmessa si può tener conto anche della diffusione della forza operata per attrito laterale lungo le scabrosità delle superfici laterali dell'apparecchio: tale contributo, tanto maggiore quanto più elevata è la aderenza assicurata dalle scabrosità delle superfici laterali dell'apparecchio, non dovrà, in ogni caso, superare il limite del 50% della forza totale.

Qualora le zone di influenze di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

Verifiche locali dovranno effettuarsi sugli ancoraggi annegati.

Tensioni in esercizio

Le tensioni normali di esercizio non debbono superare, a compressione, il valore di $0.40 f_{ck}$. Per spessori minori di 5 cm dette tensioni sono ridotte del 30%.

Non sono ammesse tensioni normali di trazione ai lembi delle sezioni.

La tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione non deve superare lo $0.036 f_{ck}$.

È richiesto, comunque, il calcolo delle armature resistenti a taglio, anche per valori della tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione in c.a.p., inferiori a $0,02 f_{ck}$, fermo restando il rispetto delle quantità minime costruttive richieste per esse dalla normativa vigente.

Se l'impalcato è costruito a sbalzo per conci successivi le sezioni dovranno risultare, per tutte le combinazioni di carico, sempre compresse con una tensione minima di compressione 1.0 MPa senza considerare le variazioni termiche differenziali di cui al punto 1.4.4.1.1. Considerando queste ultime, la tensione minima di compressione dovrà risultare non inferiore a 0.5 MPa.

Tensioni ammissibili per gli acciai da precompresso

Le tensioni devono essere limitate ai seguenti valori riferiti a quelli caratteristici garantiti dal produttore:

- strutture ad armatura post-tesa:

$$\begin{array}{l} \text{fili o trecce} \\ \left. \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(0,2)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array} \right\} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{trefoli} \\ \left. \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(1)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array} \right\} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{barre} \\ \left. \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,85 f_{ptk} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array} \right\} \end{array}$$

Nelle barre sono ammesse curvature in grado di indurre sovratensioni non superiori al 10%.

- strutture ad armatura pre-tesa:

$$\begin{array}{l} \text{fili o trecce} \\ \left. \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(0,2)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array} \right\} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{trefoli} \\ \left. \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(1)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array} \right\} \end{array}$$

Il limite ammissibile indicato per σ_{sp} è il massimo di cui è consentito tener conto nella valutazione degli effetti favorevoli della precompressione.

Le sovratensioni introdotte per compensare l'attrito possono superare localmente tale limite; di ciò si dovrà tenere conto laddove gli effetti della precompressione possano indurre condizioni di lavoro più severe. Comunque non può superarsi il valore limite della tensione iniziale σ_{spi} .

1.7.3.3.3 STRUTTURE IN ACCIAIO

Valgono i limiti previsti nel vigente D.M. LL. PP. emanato ai sensi della L. 5.11.1971 n. 1086, con riferimento solo alla condizione di carico 1.

1.7.4 METODO AGLI STATI LIMITE

1.7.4.1 GENERALITÀ

Le azioni devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Le verifiche debbono essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

In forma convenzionale la verifica è soddisfatta quando:

$$F_d \leq R_d$$

dove:

F_d = azione di progetto;

R_d = resistenza di progetto.

Per le strutture in c.a. e c.a.p. il calcolo delle caratteristiche delle sollecitazioni dovrà essere effettuato con il calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni.

Per le strutture metalliche dovrà operarsi nello spirito dello stato limite elastico della sezione così come previsto nel vigente D.M. LL.PP. relativo alle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche" emanato ai sensi della legge 5 Novembre 1971, n. 1086.

1.7.4.2 STATI LIMITE ULTIMI

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_P P_k + \gamma_Q \cdot (Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{oi} Q_{ik})$$

essendo:

- G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti, ivi comprese le azioni indirette che danno effetti di tipo permanente;
- P_k il valore caratteristico della forza di precompressione e delle deformazioni impresse, imposte appositamente;
- Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione, (per le azioni da traffico ferroviario deve essere inteso il valore di ciascun gruppo);
- Q_{ik} il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti (vento, temperatura, azioni da traffico, resistenze parassite nei vincoli, etc...). Laddove esso si riferisca alle azioni da traffico ferroviario debbono essere considerati i gruppi di cui alla tabella 1.7.2.3;
- γ_i coefficienti parziali per le azioni, definiti nella successiva tabella 1.7.4.2;
- ψ_{oi} coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo determinati sulla base di considerazioni statistiche (tabella 1.7.4.3).

Il contributo dei cedimenti o coazioni, non imposti appositamente, deve essere trascurato solo se a favore di sicurezza.

Azione	Simbolo	Situazione	
		P/T	E
Azioni permanenti quali: peso proprio di elementi strutturali e non (escluso il ballast), azioni derivanti dal terreno, dalle acque di falda, dalle acque superficiali, ritiro, viscosità, cedimenti ⁽¹⁾			
sfavorevole:	$\gamma_{Gsup}^{(1)}$	1.40	1.00
favorevole:	$\gamma_{Ginf}^{(1)}$	1.00	1.00
Azione permanente: BALLAST			
	γ_{GBsup}	1.80	1.00
	γ_{GBinf}	1.00	1.00
Precompressione ⁽²⁾			
	γ_{Psup}	1.20	1.00
	γ_{Pinf}	0.90	1.00
Azione da traffico ⁽³⁾			
favorevole:	γ_Q	0.00	0.00
sfavorevole:		1.50	1.00
Altre azioni variabili			
favorevoli:	γ_Q	0.00	0.00
sfavorevoli:		1.50	1.00
Azioni eccezionali	γ_E		1.00

Tabella 1.7.4.2 - Coefficienti parziali per le azioni - S.L.U.

P = Persistenti = situazione relative ad azioni correnti.

T = Transitorie = situazione relativa ad azioni di breve durata, da assumere in generale nulle, salvo casi specifici, da concordare con le FS.

E = Eccezionali = situazione relativa ad azioni eccezionali.

⁽¹⁾ Nei casi in cui la generica azione può fornire dei contributi che incrementano o decrementano l'azione di progetto introdotta nella verifica, occorrerà considerare il coefficiente γ_{sup} quando il suo contributo incrementa l'azione di progetto (contributo sfavorevole) ed il coefficiente γ_{inf} quando il suo contributo diminuisce l'azione di progetto (contributo favorevole).

⁽²⁾ Quando lo stato di coazione è indotto per il tramite di deformazioni imposte alla struttura, si applicano gli stessi coefficienti parziali previsti per la precompressione.

⁽³⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico g_i .

Per le verifiche dell'equilibrio statico (**Ribaltamento impalcato, equilibrio globale delle spalle**, etc...), le componenti favorevoli e sfavorevoli delle azioni debbono essere considerate come azioni individuali e, in mancanza di ulteriori specifiche, le componenti favorevoli dovranno essere moltiplicate rispettivamente per $\gamma = 0.9$ e le componenti sfavorevoli per $\gamma = 1.8$.

1.7.4.3 STATI LIMITE DI SERVIZIO

1.7.4.3.1 GENERALITÀ

Per gli stati limite di servizio devono essere prese in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con i coefficienti parziali γ_G , γ_P , γ_{Gced} , γ_Q tutti uguali ad 1.0, applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili i coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 definiti nella successiva tabella 1.7.4.3.2. In forma convenzionale, le combinazioni richiamate possono essere espresse nel modo seguente:

a) combinazioni rare:
$$F_d = \sum_j G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} Q_{ki}$$

b) combinazioni frequenti:
$$F_d = \sum_j G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{2i} Q_{ki}$$

d) combinazioni quasi-permanenti:
$$F_d = \sum_j G_{kj} + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} \psi_{2i} Q_{ki}$$

I valori dei coefficienti di combinazione Ψ corrispondono alle seguenti definizioni:

ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni da assumersi per le combinazioni rare e per le verifiche allo stato limite ultimo;

ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi-permanenti delle azioni assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Gli stati limite di servizio da verificare riguardano almeno i seguenti aspetti:

- Stato tensionale;
- Deformazioni e vibrazioni;
- Fessurazione (per opere in c.a., c.a.p. e a struttura mista);
- Scorrimento dei giunti (per opere in acciaio).

1.7.4.3.2 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE ψ PER LE AZIONI VARIABILI.

Per la valutazione degli effetti dell'interazione si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per le azioni che provocano dette interazioni e cioè: temperatura, carichi verticali da traffico ferroviario, frenatura.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
AZIONI SINGOLE DA TRAFFICO	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0.80	0.80 (0.6; 0.4) ⁽¹⁾	0.0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0.80	0.80	0.0
GRUPPI DI CARICO	gr_1	0.80 ⁽²⁾	0.80 (0.6; 0.4) ⁽¹⁾	0.0
	gr_2	1.00 ⁽²⁾	-	-
	gr_3	0.80 ⁽²⁾	0.80 (0.6; 0.4) ⁽¹⁾	0.0
	gr_4	0.80 ⁽²⁾	0.80 (0.6; 0.4) ⁽¹⁾	0.0
	gr_5	0.80 ⁽²⁾	0.80 (0.6; 0.4) ⁽¹⁾	0.0
AZIONI DEL VENTO	F_{wk}	0,60	0.50	0.0
AZIONI TERMICHE	T_k	0.60	0.60	0.50

Tabella 1.7.4.3.2 - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

⁽¹⁾ 0.80 se è carico solo un binario, 0.60 se sono carichi due binari e 0.40 se sono carichi tre o più binari

⁽²⁾ **Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0.0**

In casi particolari, espressamente indicati dalle FS, in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in tabella 1.7.2.3 possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in tabella 1.7.4.3.2-1.

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
AZIONI SINGOLE DA TRAFFICO	Treno di carico LM 71	0.80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0.0
	Treno di carico SW /0	0.80 ⁽³⁾	0.80	0.0
	Treno di carico SW/2	0.0 ⁽³⁾	0.80	0.0
	Treno scarico	1.00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1.00 ⁽³⁾	0.80	0.0

Tabella 1.7.4.3.2-1 - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

⁽¹⁾ 0.80 se è carico solo un binario, 0.60 se sono carichi due binari e 0.40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni

⁽³⁾ **Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0.0**

1.7.4.3.3 REQUISITI CONCERNENTI LO STATO TENSIONALE

1.7.4.3.3.1 METODO DI CALCOLO DELLE TENSIONI

Nel calcolo delle tensioni è necessario considerare, oltre agli effetti dei carichi, anche quelli delle variazioni termiche, della viscosità, del ritiro e delle distorsioni.

Le tensioni debbono essere calcolate adottando le proprietà geometriche della sezione corrispondente alla condizione non fessurata oppure a quella completamente fessurata, a seconda dei casi.

In generale, deve essere assunto lo stato fessurato se la massima tensione di trazione nel calcestruzzo calcolata in sezione non fessurata sotto la combinazione di carico rara supera f_{ctm} .

Quando si adotta una sezione non fessurata, si considera attiva l'intera sezione di calcestruzzo, e si considerano in campo elastico, il calcestruzzo e l'acciaio, sia a trazione che a compressione.

Quando si adotta una sezione fessurata, il calcestruzzo può essere considerato elastico in compressione, ma incapace di sostenere alcuna trazione (nel calcolo delle tensioni, secondo le presenti regole, non va di norma tenuto conto - nelle verifiche locali - dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso dopo fessurazione).

In via semplificativa, si può assumere il comportamento elastico-lineare e per le armature il coefficiente di omogeneizzazione con il valore convenzionale $n = 15$.

1.7.4.3.3.2 VALORI LIMITE DELLE TENSIONI

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo.

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico rara: $0,45 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del **30%**.

Tensioni di trazione nell'acciaio.

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carichi rara non deve superare $0.65 f_{yk}^{(9)}$.

Strutture in c.a.p.

Tensioni iniziali per il calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni del calcestruzzo non debbono superare a compressione il valore limite di $\sigma_{cj} = 0,55 f_{ckj}$ essendo f_{ckj} la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura.

Non sono ammesse tensioni di trazione **ai lembi**.

Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali iniziali sono ridotte del 30 %.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali prodotte dagli apparecchi d'ancoraggio pari a:

$$\frac{f_{ckj}}{1.15}$$

Quando la testata della trave sia prefabbricata in calcestruzzo, f_{ckj} rappresenta la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo della testata medesima. In tal caso si controllerà, inoltre, che la pressione di contatto sotto la testa prefabbricata, valutata nell'ipotesi di distribuzione uniforme con diffusione a 45° attraverso la testata, rispetti la limitazione precedente.

Qualora gli apparecchi di ancoraggio non siano applicati sulla superficie del calcestruzzo, ma incassati nel corpo della trave, nella valutazione della pressione trasmessa si può tener conto anche della diffusione della forza per attrito laterale lungo le superfici dell'apparecchio: tale contributo, tanto maggiore quanto più elevata è l'aderenza assicurata dalla scabrosità delle superfici laterali dell'apparecchio, non dovrà, in ogni caso, superare il limite massimo del 50% dello sforzo totale.

⁽⁹⁾ Inoltre, occorre verificare il rispetto dei limiti costruttivi, relativi al diametro delle armature, indicati al punto 2.2.2.3.

Qualora le zone di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

Verifiche locali dovranno effettuarsi sugli ancoraggi fissi annegati.

Tensioni di esercizio per il calcestruzzo

Le tensioni normali di esercizio non devono superare a compressione i seguenti valori limite:

- per combinazione di carico rara: $0,45 f_{ck}$;
- per combinazione di carico quasi permanente: $0,35 f_{ck}$.

Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Per tutte le combinazioni non sono ammesse tensioni di trazione in esercizio ai lembi.

In corrispondenza della combinazione rara la tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione non deve superare lo $0.036 f_{ck}$.

È richiesto, comunque, il calcolo delle armature resistenti a taglio, anche per valori della tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione in c.a.p. per la combinazione rara, inferiori a $0,02 R_{ck}$, fermo restando il rispetto delle quantità minime costruttive richieste per esse dalla normativa vigente.

In nessun caso è ammessa precompressione parziale.

Se l'impalcato è costruito a sbalzo per conci successivi le sezioni dovranno risultare, per la combinazione di carico rara, sempre compresse con un valore minimo di 1.0 MPa senza considerare però le variazioni termiche differenziali di cui al punto 1.4.4.1.1. Considerando queste ultime, sempre nella medesima combinazione rara, la tensione minima di compressione dovrà risultare non minore di 0.5 MPa.

Tensione limite per gli acciai da precompresso

Le tensioni devono essere limitate in corrispondenza delle condizioni iniziali (σ_{spi}) e delle combinazioni rare dello S.L.S. (σ_{sp}) ai seguenti valori riferiti a quelli caratteristici garantiti dal produttore:

- strutture ad armatura post-tesa:

fili o trecce	$\sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(0,2)k}$ $\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$
trefoli	$\sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(1)k}$ $\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$
barre	$\sigma_{spi} \leq 0,85 f_{ptk}$ $\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$

Nelle barre sono ammesse curvature in grado di indurre sovratensioni non superiori al 10%.

- strutture ad armatura pre-tesa:

fili o trecce	$\sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(0,2)k}$ $\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$
trefoli	$\sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(1)k}$ $\sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk}$

Il limite ammissibile indicato per σ_{sp} è il massimo di cui è consentito tener conto nella valutazione degli effetti favorevoli della precompressione.

Le sovratensioni introdotte per compensare l'attrito possono superare localmente tale limite; di ciò si dovrà tenere conto laddove gli effetti della precompressione possano indurre condizioni di lavoro più severe. Comunque non può superarsi il valore limite della tensione iniziale σ_{spi} .

Strutture in acciaio

Per tali strutture, salvo quanto più approfonditamente stabilito nel capitolo 2.3, dovranno comunque essere rispettati, nell'ambito delle combinazioni rare, i valori tensionali stabiliti nel D.M. applicativo della Legge 1086/71.

1.7.4.3.4 REQUISITI CONCERNENTI LE DEFORMAZIONI E LE VIBRAZIONI

Generalità

Eccessive deformazioni e/o vibrazioni del ponte possono compromettere la marcia del mezzo ferroviario in quanto inducono inaccettabili variazioni di geometria al binario. Queste possono avere ripercussioni sui convogli ferroviari e creare disturbi ai passeggeri.

La valutazione dei parametri di deformazione degli impalcato è richiesta per i motivi e con modalità riportati nei seguenti punti A e B:

A) per questioni di sicurezza (per garantire la stabilità e la continuità del binario ed assicurare il mantenimento del contatto ruota-rotaia), occorre verificare che non siano superati i limiti sulle seguenti grandezze:

- accelerazione verticale dell'impalcato;
- torsione dell'impalcato (sghembo del binario);
- inflessione dell'impalcato nel piano verticale;
- inflessione dell'impalcato nel piano orizzontale.

B) per il comfort del passeggero, si dovrà verificare che non siano superati i limiti sulla seguente grandezza:

- freccia verticale dell'impalcato.

I limiti forniti nel presente paragrafo tengono conto della circostanza che alcuni effetti sono compensati dalla manutenzione del binario, come, per esempio: cedimenti di fondazione, effetti della viscosità, etc...

Dovrà, inoltre, farsi particolare attenzione ai ponti provvisori, a causa della flessibilità di questo tipo di strutture⁽¹⁰⁾.

Stati limite di servizio per la sicurezza del traffico ferroviario

Accelerazioni verticali dell'impalcato

Questa verifica è richiesta per opere sulle quali la velocità di esercizio è superiore ai 220 Km/h o quando la frequenza propria della struttura non è compresa nei limiti indicati nel paragrafo 1.4.2.3. La verifica, quando necessaria, dovrà essere condotta considerando convogli reali, come specificato nel punto 1.4.2.4.

⁽¹⁰⁾ Le FS forniranno specifiche speciali per ponti provvisori, anche in funzione delle condizioni di posa in cui sono impiegati (per esempio ponti per attraversamento in obliquo, etc..)

In mancanza di ulteriori specificazioni, per ponti con armamento su ballast, non devono registrarsi accelerazioni verticali superiori a 0.35 g nel campo di frequenze da 0 a 20 Hz.

Quando la velocità di esercizio minore o uguale a 220 Km/h e la frequenza propria della struttura è compresa nei limiti indicati nel precedente punto 1.4.2.3, il rischio di vibrazioni eccessive viene meno con il rispetto dei limiti forniti nella tabella 1.7.4.3.4-2.

Deformazioni torsionali dell'impalcato

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM 71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico.

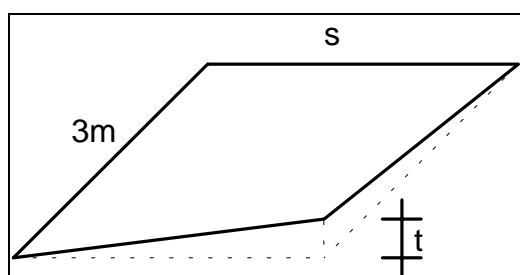


Fig. 1.7.4.3.4-1 Sghembo ammissibile

Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato (fig.1.7.4.3.4-1), non deve eccedere i seguenti valori:

per	$V \leq 120$ Km/h;	$t \leq 4.5$ mm/3m
per	$120 < V \leq 220$ Km/h;	$t \leq 3.0$ mm/3m
per	$V > 220$ Km/h;	$t \leq 1.5$ mm/3m

Per velocità $V > 220$ Km/h è inoltre richiesta la seguente verifica: per convogli reali, moltiplicati per il relativo incremento dinamico, deve risultare $t \leq 1.2$ mm/3m.

In mancanza di ulteriori specifiche, lo sghembo complessivo dovuto alla geometria del binario (curve di transizione) e quello dovuto alla deformazione dell'impalcato, non deve comunque eccedere complessivamente i 6 mm/3 m.

Inflessione nel piano verticale dell'impalcato

Considerando la presenza del treno di carico LM 71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, e considerando la variazione di temperatura lineare lungo l'altezza dell'impalcato stabilita al punto 1.4.4.1, il massimo angolo di rotazione all'estremità dell'impalcato, misurato in corrispondenza dell'asse del binario, non deve eccedere i seguenti valori:

- a) per ponti con un solo binario
- $\theta_1 ; \theta_2 = 6.5 \cdot 10^{-3}$ rad per le zone di transizione impalcato-rilevato;
 - $(\theta_1 + \theta_2) = 10.0 \cdot 10^{-3}$ rad fra due impalcati consecutivi.

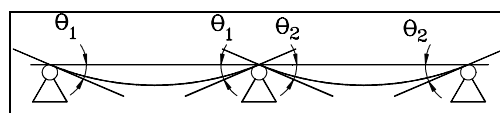


Fig. 1.7.4.3.4-2 Rotazioni angolari d'estremità

b) per ponti a doppio binario

- $\theta_1 ; \theta_2 = 3.5 \cdot 10^{-3}$ rad per le zone di transizione impalcato-rilevato;
- $(\theta_1 + \theta_2) = 5.0 \cdot 10^{-3}$ rad fra due impalcati consecutivi.

Per tutte le tipologie di ponti e per qualsiasi velocità lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per carichi verticali, del piano di regolamento o di posa del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa delle rotaie, dovrà risultare non superiore a 8 mm⁽¹¹⁾.

A titolo di esempio, per i ponti a via superiore, tale prescrizione si traduce nella seguente limitazione sulla rotazione di estremità:

$$\theta \leq \frac{8}{H} \quad [\text{rad}]$$

ove H [in mm] rappresenta la distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dal centro di rotazione dell'apparecchio di appoggio dell'impalcato.

Per quanto riguarda le travate metalliche, nel calcolo dello spostamento orizzontale potrà portarsi in conto la compartecipazione del tavolato nell'inflessione verticale.

Per ponti ***di qualunque tipologia strutturale e*** con velocità di esercizio $V > 220$ Km/h, la precedente verifica dovrà essere integrata controllando che lo spostamento orizzontale massimo a livello del P.F. conseguente al transito del convoglio reale incrementato del relativo coefficiente dinamico sia inferiore a 2 mm.

Anche in questo caso, per ponti a via superiore, tale verifica si effettua controllando il rispetto dei seguenti limiti:

- $\theta_1 ; \theta_2 = 2.0 \cdot 10^{-3}/h$ rad per le zone di transizione impalcato-rilevato;
- $\theta_1 + \theta_2 = 4.0 \cdot 10^{-3}/h$ rad fra due impalcati consecutivi.

dove h in metri è la distanza fra il P.F. ed il centro di rotazione dell'apparecchio d'appoggio dell'impalcato.

Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato

Considerando la presenza del treno di carico LM 71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati

⁽¹¹⁾ Tale prescrizione, nel caso di doppio binario, va in generale rispettata per un solo binario carico. Nel caso si voglia applicare la metodologia semplificata di cui all'Allegato B, salvo specifiche diverse indicazioni fornite dalle F.S., la prescrizione va verificata con entrambi i binari carichi.

dell'impalcato stabilita al punto 1.4.4.1.1, l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva tab. 1.7.4.3.4-1;
- un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Velocità [Km/h]	Variazione angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0.0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 220$	0.0020 rd	6000 m	9500 m
$220 < V$	0.0015 rd	14000 m	17500 m

Tab. 1.7.4.3.4-1 Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Il raggio di curvatura, nel caso di impalcato a semplice appoggio, è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h}$$

dove δ_h rappresenta la freccia orizzontale.

La freccia orizzontale deve includere anche l'effetto della deformazione della sottostruttura del ponte (pile, spalle e fondazioni), qualora esso induca effetto sfavorevole alla verifica.

Stati limite per il comfort dei passeggeri

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico del ponte e della velocità V di percorrenza del convoglio.

L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il treno di carico LM 71 con il relativo incremento dinamico; in caso di ponte a doppio binario dovrà calcolarsi sempre la freccia in asse al binario carico, applicando un solo treno di carico LM 71 con il relativo incremento dinamico.

Nella successiva tabella 1.7.4.3.4-2 ⁽¹²⁾ sono riportati i valori limite di deformabilità, validi per viadotti con impalcato semplicemente appoggiati aventi 3 o più campate.

⁽¹²⁾ Il comfort del passeggero dipende, nei casi usuali, dall'accelerazione verticale b_v all'interno della vettura (cassa) durante il viaggio; in particolare, i valori riportati in tabella 1.7.4.3.4-2 sono stati ricavati da analisi parametriche di "runnability", eseguite con le modalità indicate nella istruzione FS 44 Y e nel rispetto dei limiti sottoriportati per l'accelerazione b_v , valutata in asse al carrello anteriore della 1^a carrozza:

- accelerazione RMS $b_v \leq 0,25 \text{ m/sec}^2$ filtrata secondo la norma ISO 2631
- accelerazione di picco $b_v \leq 1 \text{ m/sec}^2$

Per ottenere i valori limite di deformabilità per ponti a singola luce o a 2 luci si potranno moltiplicare i valori riportati nella tab. 1.7.4.3.4-2 per i seguenti coefficienti α :

- per strutture con 1 campata $\alpha = 1,5$
- per strutture con 2 campate $\alpha = 1.2$

Velocità del treno V [Km/h]	Luce L [m]		
	L<30	30≤L≤60	L>60
V ≤ 160	f=1/1200	f=1/1400	f=1/1600
160 < V ≤ 250	f=1/1800	f=1/2000	f=1/2200
250 < V ≤ 350	f=1/2400	f=1/2800	f=1/3000

Tab. 1.7.4.3.4-2 Valori limite del rapporto δ/L per viadotti con impalcati semplicemente appoggiati aventi 3 o più campate

Per i ponti aventi luci ≥ 30 m, dovrà verificarsi che il raggio di curvatura del binario nel piano verticale per deformazioni verso il basso, non risulti inferiore a quello che induce sul mezzo una accelerazione pari a $0,48 \text{ m/sec}^2$.

1.7.4.3.5 REQUISITI CONCERNENTI LA FESSURAZIONE PER STRUTTURE IN C.A., C.A.P. E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

1.7.4.3.5.1 FINALITÀ.

Per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture è necessario:

- prefissare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali e di sollecitazione nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buone qualità e compattezza.

Si precisa inoltre, che nelle analisi parametriche suddette sono state considerate le seguenti condizioni:

- variazione termica lineare sull'altezza del viadotto di 5°C per le campate fino a 60 m e di 4°C per le campate con $L > 60$ m;
- difetti di binario secondo ORE B 176, considerando irregolarità grande per $V \leq 160 \text{ Km/h}$, irregolarità media per $160 < V \leq 250$, piccola per $250 < V \leq 350$.

1.7.4.3.5.2 DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale nella fibra più tesa è pari a zero;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più tesa è uguale al frattile inferiore della resistenza a trazione del calcestruzzo. Per quanto riguarda la resistenza a trazione, si riportano nel seguito le formule più significative.

f_{ctk} = resistenza caratteristica a trazione per sforzo normale

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

$$\text{ove } f_{ctm} = 0,27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

f_{cfk} = resistenza caratteristica a trazione per flessione

$$f_{cfk} = 0,7 f_{cfm} \quad \text{ove:}$$

$$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore caratteristico di apertura della fessura, calcolato al livello della fibra più tesa, è pari a un valore nominale prefissato.

I valori nominali ai quali si riferiscono le successive prescrizioni sono:

$$w_1 = 0,1 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,3 \text{ mm}$$

1.7.4.3.5.3 CONDIZIONI AMBIENTALI.

La struttura può essere localizzata in uno dei seguenti ambienti:

- poco aggressivo, caratterizzato da umidità relativa non elevata o da umidità relativa elevata per brevi periodi;
- moderatamente aggressivo, caratterizzato da elevata umidità relativa in assenza di vapori corrosivi;
- molto aggressivo, caratterizzato da presenza di liquidi o aeriformi particolarmente corrosivi.

1.7.4.3.5.4 SENSIBILITÀ DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai temprati, non rinvenuti, di qualunque diametro e gli acciai incruditi a freddo soggetti a tensioni permanenti superiori a 390 N/mm².

Appartengono al secondo gruppo le altre armature e quelle adeguatamente protette.

1.7.4.3.5.5 SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Nel seguito sono indicati i criteri di scelta dello stato limite con riferimento alle esigenze riportate. La grandezza w_k è definita nel **seguito**; w_1 , w_2 e w_3 sono definiti al punto 1.7.4.3.5.2.

Stato limite di decompressione.

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata; tale limite dovrà essere rispettato per tutte le strutture precomprese, sia a fili, sia a trefoli che a barre, in tutte le combinazioni riportate nella tabella 1.7.3.2 delle tensioni ammissibili e nelle combinazioni rare dello S.L.S.

Stato limite di formazione delle fessure.

Valgono i criteri di calcolo richiamati nel caso dello stato limite di decompressione.

Tale limite dovrà essere rispettato nel caso di strutture miste continue, nelle combinazioni di carico TA1 e TA3 delle tensioni ammissibili e nelle combinazioni rare dello S.L.S. (per quanto riguarda le strutture miste si rimanda al punto 2.3.9.3); mentre per quanto riguarda lo stato tensionale trasversale dell'estradosso delle solette degli impalcati (zone non ispezionabili) tale limite dovrà essere rispettato nelle combinazioni TA1 e TA2 delle tensioni ammissibili e nelle combinazioni rare dello S.L.S.

Stato limite di apertura delle fessure.

La zona di efficacia dell'armatura è legata alle condizioni di lavoro dell'elemento strutturale ed alla sua conformazione.

Il valore caratteristico di apertura delle fessure nella zona di efficacia delle armature non deve superare il valore prefissato al punto 1.7.4.3.5.2.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_k = 1,7 w_m$$

in cui w_m , che rappresenta il valore medio dell'apertura calcolata in base alla deformazione media ε_{sm} del tratto s_{rm} pari alla distanza media fra le fessure, sia:

$$W_m = \varepsilon_{sm} \cdot S_{rm}$$

I criteri indicati si applicano anche al calcolo delle aperture delle fessure provocate da stati di coazione ed alla verifica delle condizioni di fessurazione dell'anima delle travi alte.

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con le modalità indicate nel vigente D.M. LL.PP. relativo alle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche" emanato ai sensi della legge 5 Novembre 1971, n. 1086, e calcolate con la combinazione TA5 per le tensioni ammissibili e con la combinazione **rara** per gli S.L.S., dovrà risultare:

a) $\delta_f \leq 0.10$ mm per strutture:

- (i) a permanente contatto del terreno;
- (ii) situate ad una distanza inferiore a 500 m dal mare;
- (iii) poste in zone industriali manifestamente note come fortemente aggressive.

per tutte queste strutture il copriferro deve risultare non inferiore ai 4 cm;

b) $\delta_f \leq 0.2$ mm per tutte le altre strutture

Inoltre, nel caso di strutture in cemento armato precompresso, andrà verificato che in ogni sezione, per le combinazioni di carico TA1 e TA2 di cui al punto 1.7.3.2, risulti:

$$M_f / M_e \geq \mathbf{1,25}$$

ove:

M_f = momento che provoca la fessurazione, calcolato in base alla sezione omogeneizzata interamente reagente ed alla resistenza a trazione **media** per flessione del calcestruzzo;

M_e = momento massimo di esercizio calcolato per le combinazioni di carico di cui alla tabella 1.7.3.2.

1.7.4.3.6 REQUISITI CONCERNENTI LO SCORRIMENTO DEI GIUNTI (STRUTTURE IN ACCIAIO)

Per i ponti in acciaio e per quelli a struttura mista, qualora vengano adottate giunzioni ad attrito, si dovranno impedire gli scorrimenti delle giunzioni stesse, tra le superfici a contatto e, pertanto, i valori massimi delle sollecitazioni di taglio dovranno rispettare le seguenti condizioni alternative:

$$A) \quad V \leq f \cdot \frac{N_s}{1,25}$$

formula da adottare nell'ambito delle combinazioni rare degli S.L.S. e delle combinazioni alle T.A., imponendo tolleranze foro bullone inferiori o uguali al 50% di quelle prescritte nella C.N.R.10011.

$$B) \quad V \leq f \cdot N_s \text{ relative alle combinazioni allo S.L.U.}$$

$$V \leq f \cdot \frac{N_s}{1,5} \text{ relativa alle combinazioni alle T.A.}$$

adottando tolleranze foro-bullone pari a quelle prescritte nella C.N.R.10011.

Per quanto riguarda il significato dei simboli delle formule precedenti si precisa:

V = forza trasmissibile per attrito da ciascun bullone per ogni piano di contatto tra gli elementi da collegare;

N_s = forza di trazione nel gambo delle viti conseguente al serraggio;

f = 0.3 coefficiente di attrito.

1.7.4.4 COEFFICIENTI PARZIALI PER I MATERIALI

1.7.4.4.1 MATERIALI PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO

In generale, la resistenza di calcolo f_d è definita mediante la seguente espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In particolare, la resistenza di calcolo del calcestruzzo risulta pari a

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{R_{ck} \cdot 0.83}{\gamma_c}$$

STATI LIMITE	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
ULTIMI	1.15	1.6 (1.5 per c.a.p.)
DI SERVIZIO	1.0	1.0

Tab. 1.7.4.4.1 - Coefficienti parziali per il c.a. e c.a.p.

mentre la resistenza di calcolo dell'acciaio risulta pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

I valori dei coefficienti parziali γ_c e γ_s sono riportati nella tabella 1.7.4.4.1.

Per spessori minori di 5 cm il coefficiente γ_c dovrà essere maggiorato del 25%.

1.7.4.4.2 MATERIALI PER LE STRUTTURE IN ACCIAIO

La resistenza di calcolo f_{yd} è definita mediante la seguente espressione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$$

dove:

f_{yk} = valore della resistenza allo snervamento, tenendo conto dello spessore e del tipo di laminato (tab. 1.7.4.4.2);

$\gamma_m = 1.0$ per la verifica dello stato limite elastico della sezione.

MATERIALE	Fe 360	Fe 420	Fe 510
Profilati, barre, larghi piatti, lamiere	235 ⁽¹⁾	275 ⁽¹⁾	355 ⁽²⁾
Profilati cavi	235 ⁽³⁾	275 ⁽³⁾	355 ⁽⁴⁾

Tab. 1.7.4.4.2 - Valori di f_{yk} [N/mm²] per acciaio da carpenteria

- (1) Per spessori (s) fino a 16 mm; per 16<s≤40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per 40<s≤63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²; per 63<s≤100 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm².
- (2) Per spessori (s) fino a 16 mm; per 16<s≤30 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per 30<s≤50 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².
- (3) Per spessori (s) fino a 16 mm; per 16<s≤40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².
- (4) Per spessori (s) fino a 16 mm; per 16<s≤35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per 35<s≤40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

1.7.5 VERIFICHE A FATICA

Per quanto riguarda le verifiche a fatica si rimanda alla Istruzione FS 44 f.

Impiegando strutture in c.a. e c.a.p. dovranno essere rispettate anche le limitazioni riportate nel D.M. applicativo sul c.a e c.a.p. emanato in osservanza della legge 1086/71 nonché, qualora significative, le disposizioni contenute nel Model Code C.E.B. F.I.P. MC-90.

1.7.6 APPARECCHI D'APPOGGIO E RITEGNI

Per quanto riguarda le tipologie degli apparecchi di appoggio e ritegni da adottare, i relativi particolari costruttivi, nonché le modalità di calcolo, si rimanda alla Istruzione FS 44 e.

1.7.7 FONDAZIONI

Le verifiche di stabilità del terreno e delle strutture di fondazione vanno eseguite con i metodi ed i procedimenti della geotecnica, tenendo conto delle massime sollecitazioni che la struttura trasmette al terreno, nel rispetto delle prescrizioni fornite dal D.M. LL. PP. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", emanato ai sensi della legge 2.2.74 n. 64 e delle relative circolari.

Nel caso in cui la struttura sia stata verificata con il metodo delle T.A. dovranno considerarsi almeno tutte le combinazioni di cui al punto 1.7.3.2.

Nel caso in cui la struttura sia stata verificata con il metodo semi probabilistico agli stati limite, le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento alle combinazioni previste al punto 1.7.4.2 con tutti i coefficienti parziali $\gamma=1.0$.

CAPITOLO 2 - CRITERI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI

2.1 CRITERI GENERALI

La progettazione dei manufatti sotto binario dovrà essere eseguita in modo da conseguire il migliore risultato globale dal punto di vista tecnico-economico, con particolare riguardo alla durabilità dell'opera stessa.

Valgono inoltre le seguenti prescrizioni generali, salvo casi speciali documentati ed espressamente autorizzati dalle FS:

- a) Il progetto dell'opera dovrà tenere conto delle fasi di costruzione e montaggio della struttura e dei relativi stati di sollecitazione e deformazione: stati sia transitori, sia destinati a cumularsi ad opera finita. Nei calcoli di verifica dovranno, pertanto, considerarsi le azioni più gravose che derivano alle strutture anche nelle fasi di costruzione e montaggio.
- b) Di norma saranno consentite tipologie strutturali di tipo a travata (semplicemente appoggiata o continua) o ad arco. Non sono ammesse strutture con seggiole "Gerber". Per l'adozione di tipologie particolari quali ponti a cavalletto, ponti strallati o sospesi etc., sarà necessaria una specifica approvazione da parte delle FS. Gli impalcati continui dovranno essere progettati con un rapporto tra le luci tale che, nella condizione di carico più sfavorevole, il rapporto tra la reazione positiva dovuta ai carichi permanenti e quella negativa dovuta alle azioni variabili non deve essere inferiore a 1.2; e, comunque, in detta condizione la minima reazione totale dell'impalcato non deve essere inferiore a 250 kN.
- c) Quando l'opera da progettare ricade in zone nelle quali è forte il rischio di cedimenti delle fondazioni (terreni molto comprimibili, pile in alveo, etc.) saranno da preferirsi tipologie strutturali di tipo isostatico; per ciò che concerne la valutazione dei cedimenti differenziali a lungo termine "δ" fra due fondazioni contigue, sotto l'effetto dei carichi permanenti, valgono le prescrizioni fornite al punto 1.6.1.
- d) Nel caso di strutture composte da elementi aventi diverse proprietà elastiche si dovrà tenere conto di tali differenze nonché del ritiro e della viscosità (di tipo differenziale se del caso); tutto questo, in generale, quando detti fenomeni siano a sfavore di sicurezza.
- e) Nella progettazione delle pile di un viadotto, particolare attenzione dovrà essere posta nel valutare le eventuali interferenze con le strutture di sostegno dell'elettrificazione, con particolare riguardo al portale di ormeggio sul quale sono posizionati i contrappesi e che di norma è ancorato ad una pila.

- f) Dovrà essere garantita la piena ispezionabilità degli apparecchi d'appoggio e degli eventuali organi di ritegno. Dovrà inoltre essere prevista la possibilità di sostituire questi elementi con la minima interferenza con l'esercizio ferroviario; a tale scopo i disegni di progetto dovranno fornire tutte le indicazioni al riguardo (numero, posizione e portata dei martinetti per il sollevamento degli impalcati, procedure da seguire anche per la sostituzione degli stessi apparecchi, etc.). In particolare, qualora si adottino appoggi in acciaio-teflon, questi dovranno essere posizionati su appositi baggioli tali per cui lo spessore completo dell'appoggio più il baggiolo dovrà risultare non inferiore a 40 cm.
- g) Tutte le opere da realizzare in zone non classificate sismiche, con esclusione della Sardegna, dovranno comunque essere verificate con le azioni descritte nella istruzione FS 44 b, adottando un grado di sismicità $S = 6$, precisando, però, che per gli apparecchi d'appoggio dovrà adottarsi un coefficiente di struttura $\beta = 1,85$. Si precisa, altresì, che in tali zone, nel rispetto delle limitazioni contenute nella Istruzione 44 e, sono ammessi gli apparecchi d'appoggio in neoprene o su rotaia per quanto riguarda le travi incorporate. Inoltre, per tali strutture, dovranno essere adottate le prescrizioni concernenti i particolari costruttivi contenuti nella citata istruzione FS 44 b, nonché quelle fornite nei punti b, d, e, f, g ed h del successivo paragrafo 2.2.4.1 e nel paragrafo 2.2.4.2. Si precisa, inoltre, che dovrà essere rispettata la prescrizione del punto c) del paragrafo 2.2.4.1, adottando per le pile una percentuale minima di armatura pari a 0,4%.
- h) Per le gallerie artificiali aventi una lunghezza maggiore o uguale a 100 m occorrerà, di norma, condurre le verifiche di resistenza al fuoco degli elementi strutturali, considerando una caratteristica di resistenza al fuoco degli elementi $R \geq 90$ lungo linea ed $R \geq 120$ in corrispondenza di fermate e stazioni.***

2.1.1 SCHEMA STATICO

- a) Lo schema statico d'insieme della struttura dovrà risultare chiaramente definito nel progetto e dichiarato nella relazione tecnica e di calcolo, in rapporto alle condizioni di vincolo esterne ed interne delle sue diverse parti.
- b) La deformabilità elastica dei vincoli, siano essi interni o esterni, dovrà essere presa in conto nella definizione dello schema statico, in tutti i casi in cui essa possa alterare il regime di sollecitazione o di deformazione della struttura per più del 5%. Ciò potrà ottenersi con una opportuna integrazione dello schema statico che caratterizzi in modo compiuto l'elasticità dei vincoli.
- c) Qualora esistano incertezze nella caratterizzazione elastica dei vincoli, (ai fini della individuazione dello schema statico di cui al comma precedente) le analisi dovranno

essere ripetute per diversi valori della loro rigidità, entro i quali sicuramente si collochi la situazione reale, assumendo i risultati di volta in volta più sfavorevoli.

- d) Qualora la durata delle fasi di costruzione comporti una sensibile influenza sullo stato di sollecitazione finale della struttura (ad esempio a causa dei fenomeni di ritiro e viscosità) le analisi dovranno essere svolte per due diversi valori di durata delle fasi interessate, che costituiscano casi limite per la reale situazione.

2.1.2 ISPEZIONABILITÀ E MANUTENZIONE

- a) Fin dalla fase di progettazione deve essere posta la massima cura nella concezione generale dell'opera e nella definizione delle geometrie e dei particolari costruttivi in modo da rendere possibile l'accessibilità e l'ispezionabilità, nel rispetto delle norme di sicurezza, di tutti gli elementi strutturali e degli apparecchi di appoggio.

- b) In presenza di viadotti, al fine di limitare la lunghezza dei percorsi di ispezione ed i relativi costi, sarà da prevedersi una scala di discesa dall'impalcato ai pulvini delle pile ogni tre campate del viadotto stesso e comunque ad una distanza non superiore a 100 metri l'una dall'altra, quando trattasi di impalcati a cassone che possono essere percorsi al loro interno, oppure una in corrispondenza di ogni pila quando si tratta di impalcati a travi o a cassone continuo. La scala di discesa ai pulvini dovrà essere, **di norma**, completamente esterna alla soletta.

Sempre al fine di rendere le strutture più facilmente ispezionabili, l'altezza libera corrente all'interno di sezioni chiuse dovrà, **di norma**, risultare non minore di 1.80 m. Qualora si adottino soluzioni strutturali a due cassoncini per via di corsa sono ammesse, **previo approvazione FS, altezze interne inferiori al limite suddetto fino ad un minimo di 1.60 m**, a condizione che la lunghezza totale del viadotto non sia superiore a 600 m e che vi siano discese dall'impalcato al pulvino disposte una ogni due pile. **Ove si adottino impalcati a singolo cassone per via di corsa o a monocassone per due o più binari, sono ammesse, previo approvazione FS, altezze interne inferiori a 1.80 m fino ad un minimo di 1.60 m, a condizione che vi siano discese dall'impalcato al pulvino disposte una ogni due pile.** In presenza di viadotti lunghi più di 1000 m, sarà necessario prevedere l'accesso ai pulvini anche direttamente da terra mediante scale di sicurezza esterne alla pila, dotate di un dispositivo anti-intrusione il cui tipo dovrà essere preventivamente approvato dalle FS. Tali scale dovranno essere disposte in maniera da garantire un accesso al viadotto al più ogni 500 m.

- c) In tutti gli impalcati a sezione chiusa dovranno essere previsti fori od aperture atte ad evacuare le acque che per cause accidentali possono infiltrarsi all'interno della struttura.

- d) Tutte le pile a sezione cava dovranno essere in generale chiuse; qualora, per particolari esigenze, se ne debba prevedere l'ispezionabilità, occorrerà prevedere sul pulvino un passo d'uomo provvisto di adeguata chiusura di sicurezza; in ogni caso, dovranno essere previsti fori di aerazione opportunamente protetti con griglie anti intrusione.
- e) Per i ponti di maggiore importanza e/o situati in zone impervie o difficilmente accessibili, nonché per le travate metalliche di maggior lunghezza, al fine di agevolare le operazioni di controllo o di riparazione sia dell'impalcato che delle briglie superiori, sono da prevedere carrelli di ispezione lasciati in situ o almeno vie di corsa per i carrelli da montare all'atto delle visite.

2.2 STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.

2.2.1 CRITERI GENERALI

- a) Per le strutture precomprese, qualora si adottino per le travi principali sistemi di precompressione a barre o a cavi post-tesi, dovranno prevedersi tecniche di iniezione sotto vuoto che, in accordo con il documento FS richiamato al punto 2.2.2, dovranno essere, di volta in volta, preventivamente approvate dalle FS. Inoltre, si dovrà prevedere una predisposizione che consenta l'installazione di una opportuna strumentazione per il monitoraggio, anche nel tempo, dello stato di sollecitazione e di integrità dell'armatura di precompressione, nonché di integrità delle iniezioni e delle testate di ancoraggio.

Inoltre, sempre nel caso di strutture post-tese valgono le seguenti prescrizioni:

- su linee elettrificate a corrente continua, salvo più accurate valutazioni, è preferibile, una precompressione a barre;
- su linee elettrificate a corrente alternata potrà essere adottata indifferentemente la precompressione a cavi o a barre.

Indipendentemente dal tipo di elettrificazione, l'eventuale precompressione della soletta e quella dei trasversi dovrà essere realizzata, di norma, con barre.

Non sono comunque ammesse aperture o tasche per tesare cavi nella parte superiore delle solette di impalcato.

- b) Nel caso si adotti il sistema di precompressione a trefoli pre-tesi, dovrà essere posta particolare attenzione nell'accertare e documentare all'atto del rilascio delle armature di precompressione la controfrecchia delle travi prefabbricate ed il relativo modulo d'elasticità medio; inoltre, a campione, dovrà essere controllato l'allungamento e il rientro dei trefoli. Tali procedure di controllo dovranno essere opportunamente verbalizzate e preventivamente approvate dalle FS; i risultati ottenuti dovranno essere confrontati con le assunzioni progettuali per i necessari controlli e, se del caso, dovranno essere assunte le necessarie determinazioni.
- c) Negli impalcato a cassone mono o pluricellulari sarà ammessa l'adozione di sistemi di precompressione a cavi esterni purché la scelta di tale sistema sia stata preventivamente concordata con l'Autorità FS che ha emanato le presenti istruzioni e che dovrà fornire le necessarie specifiche di riferimento.

In ogni caso i cavi di precompressione dovranno essere adeguatamente protetti e ispezionabili ed il sistema adottato dovrà consentire l'eventuale sfilamento e sostituzione dei cavi. L'opera così realizzata dovrà essere in grado di fornire una

sufficiente duttilità ed il progetto dovrà tenere conto della mancanza di aderenza fra calcestruzzo e cavi di precompressione.

- d) Quando la tempistica di realizzazione dell'opera risulti avere una sensibile influenza sullo stato di sollecitazione finale della struttura (ad esempio a causa dei fenomeni di ritiro e viscosità), le analisi dovranno essere svolte per due diversi tempi di esecuzione delle fasi interessate, che costituiscano i due casi limite entro i quali andrà a collocarsi la situazione reale. Inoltre, al fine di limitare gli effetti viscosi, è consigliabile che le sezioni di strutture precomprese siano interessate da stati tensionali non eccessivamente sbilanciati sotto l'azione del peso proprio e dei carichi permanenti.
- e) Se si fa ricorso all'impiego di strutture prefabbricate, queste dovranno essere verificate, con la resistenza che compete loro durante la generica fase, nelle condizioni di scassatura, sollevamento, trasporto e posa in opera. Inoltre, se una struttura è soggetta a particolari condizioni di carico precedenti alla sua messa in esercizio, come accade ad esempio agli impalcati che risultino via di trasporto per il cantiere, dovrà essere accuratamente valutata tale situazione; nel caso di strutture in calcestruzzo, la resistenza caratteristica dovrà essere valutata dopo " j " giorni di stagionatura, coerentemente con la condizione di carico considerata.
- f) Ove risulti necessario, è consentito l'impiego di ponti costruiti a sbalzo con conci gettati in opera. Di norma non sono ammessi conci prefabbricati; eventuali deroghe dovranno essere esplicitamente autorizzate dalla stessa Autorità FS che ha emanato le presenti istruzioni e le procedure costruttive dovranno comunque consentire la continuità delle armature in acciaio ordinario, sia in direzione longitudinale che trasversale.
- g) Nel caso di variazione dello schema statico durante la costruzione (ad esempio nei ponti costruiti a sbalzo e poi resi continui), e quando non vi siano specifiche controindicazioni, il progetto potrà prevedere la possibilità, a fine costruzione e tenuto conto dell'importanza dell'opera, di realizzare un sistema di distorsioni tale da portare lo stato di sollecitazione della struttura il più possibile coincidente con quello che si sarebbe avuto se il ponte fosse stato costruito direttamente con il suo schema statico definitivo.
- h) Tutti gli impalcati a travi, siano esse a doppio T o a sezione scatolare, dovranno avere, oltre ai trasversi in corrispondenza degli appoggi, anche trasversi intermedi in numero di: almeno uno per luci fino a 10 m, almeno due per luci comprese fra 10 e 25 m, almeno tre per luci maggiori di 25 m. Di norma i trasversi saranno precompressi. I trasversi di testata dovranno sempre essere solidali con la soletta dell'impalcato. Nel caso in cui la precompressione dei trasversi venga effettuata dopo la posa in opera delle travi sugli appoggi definitivi, dovranno essere valutati gli effetti indotti dalla presenza di questi vincoli sull'azione di precompressione.

- i) Su ogni trave precompressa dovranno essere riportati con vernice indelebile o su targhe metalliche le seguenti informazioni (visibili dalla zona di ispezione del pulvino):
- ditta esecutrice;
 - data del getto;
 - tipo di precompressione e data di rilascio dei trefoli per strutture pre-tese e di tesatura dei cavi per strutture post-tese;
 - modulo elastico del calcestruzzo all'atto della precompressione (solo per strutture pre-tese);
 - tensione di tesatura dell'armatura di precompressione;
 - caratteristiche di progetto dei materiali [R_{ck} , E_{co} , φ_{∞} , $f_{p(0,2)k}$, $f_{p(1)k}$, f_{ptk} , f_{pyk} (quest'ultimo valore solo nel caso si utilizzino barre post-tese)].

2.2.2 REQUISITI DI DURABILITÀ

Al fine di garantire i necessari requisiti di durabilità delle opere è compito del progettista, salvo casi particolari documentati ed espressamente autorizzati dalle FS, individuare e prescrivere, in funzione delle condizioni di esposizione previste nelle istruzioni UNI 9858, le seguenti caratteristiche dei materiali:

- rapporto acqua/cemento (A/C);
- tipo di cemento;
- impiego di protettivi;
- ritiro e deformazione;
- permeabilità.

A tale scopo si richiama il documento FS "PRESCRIZIONI ESECUTIVE PER LA PRODUZIONE - TRASPORTO - POSA IN OPERA E CONTROLLO DI CONGLOMERATI CEMENTIZI SEMPLICI, ARMATI, PRECOMPRESSI E SPECIALI", e/o le prescrizioni contenute nei capitoli specifici.

2.2.2.1 QUALITÀ E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

a) CALCESTRUZZI

Per ciò che concerne i tipi di conglomerato da adottare per le varie tipologie strutturali correnti, si riporta parte della tabella estratta dalle citate prescrizioni esecutive, alle quali si rinvia per le opportune integrazioni ed approfondimenti.

Tipo	Rapporto a/c max	Classe minima di consistenza	Classe minima Rck N/mm ²	Campi di impiego
I	0,45	S4	45	Impalcati ed elementi in c.a. precompresso; Elementi in c.a.
II A	0,50	S4	35	Impalcati in c.a. ordinario, soletta in c.a. gettata in opera; Pile spalle; Strutture scatolari.
II B	0,50	S4	35	Muri di sottoscampa e controripa in c.a.; Rivestimenti di calotta e piedritti di galleria.
II C	0,50	S2	35	Rivestimenti dell'arco rovescio di galleria; Cunette, cordoli, etc.
III A	0,55	S5	25	Pali e diaframmi.
III B	0,55	S4	30	Fondazioni armate; Muri di sottoscampa e controripa in cls debolmente armato (< 30 kg di acciaio al m ³); Rivestimento di tubazioni (tombini tubolari).
IV	0,60	S3	25	Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti); Prismi per difese spondali, etc.

Tabella 2.2.2.1 - Tipi di conglomerato cementizio

Gli inerti impiegati per il confezionamento del calcestruzzo potranno provenire da vagliatura e trattamento dei materiali alluvionali o da frantumazione di materiali di cava e dovranno essere conformi alla Norma UNI 8520 parte 2a Classe A.

Valgono, inoltre, tutte le prescrizioni previste nella Norma succitata.

La maturazione dei calcestruzzi dovrà essere sempre controllata; sono ammesse maturazioni accelerate a vapore purché le procedure adottate siano state preventivamente documentate ed accettate dalle FS.

b) ARMATURE

Gli acciai armonici da precompressione dovranno sempre essere di tipo stabilizzato; per gli acciai ordinari valgono le prescrizioni previste dalle normative vigenti.

- **Protezione delle armature**

Il progetto dell'armatura delle travi di impalcato dovrà prevedere il collegamento elettrico di tutti i ferri dell'armatura di precompressione in corrispondenza delle testate mediante un conduttore di acciaio che resterà inglobato all'interno della trave stessa dopo il getto; tale conduttore sarà poi a sua volta collegato con un terminale costituito da un tondo di acciaio tipo FeB 22k del diametro di 24 mm e sporgente dalla struttura per una lunghezza non inferiore a 20 cm. Tale terminale dovrà essere collocato in posizione accessibile ad opera ultimata poiché servirà, una volta attivato l'esercizio ferroviario, al rilevamento delle correnti vaganti ed alla eventuale messa a terra o protezione catodica delle armature stesse. Eventuali altri sistemi di protezione delle armature di precompressione dovranno essere documentati ed approvati preventivamente dalle FS.

Nel caso di strutture in c.a.p. ad armature pretese per le quali risultasse di difficile esecuzione il collegamento delle estremità delle armature stesse con un conduttore, si dovrà provvedere all'isolamento elettrico mediante verniciatura delle superfici di testata delle travi con opportune resine sintetiche e dielettriche preventivamente approvate dalle FS.

2.2.2.2 LIMITI DIMENSIONALI

- a) Nel caso di precompressione ad armature pretese, lo spessore dell'anima delle travi a "T" dovrà essere pari ad almeno 1/10 dell'altezza dell'anima stessa, con un minimo di 16 cm; lo spessore delle pareti dei cassoncini dovrà essere almeno pari a 1/12 dell'altezza, fermo restando il minimo di cui sopra. In questo contesto, per altezza dell'anima si intende la distanza fra le estremità degli eventuali raccordi.
- b) Nel caso di precompressione a cavi post-tesi dovranno essere rispettati gli spessori minimi delle anime previste al precedente punto a). Comunque, la disposizione delle guaine dovrà essere tale da garantire una distanza minima, fra la superficie delle guaine stesse ed il bordo esterno della struttura, non inferiore a 6 cm; inoltre, fra le superfici di due guaine adiacenti dovrà prevedersi una distanza non inferiore al massimo diametro delle guaine medesime.
- c) Nel caso di precompressione a cavi scorrevoli lo spessore minimo dell'anima delle travi, sia a T che a cassone, almeno nella zone di deviazione dei cavi, dovrà essere non inferiore a tre volte il diametro esterno della guaina dei cavi rialzati, con un minimo di 22 cm. Qualora vengano rialzati due cavi contemporaneamente, detto spessore dovrà risultare non inferiore a 5 volte il diametro esterno della guaina.
- d) Nelle pile a sezione cava lo spessore delle pareti non potrà essere inferiore a 30 cm; qualora siano interessate da un corso d'acqua, esse saranno piene per tutta l'altezza al di sotto della massima quota prevista per l'acqua. La parte di riempimento dovrà

essere eseguita in calcestruzzo di classe minima $R_{ck} \geq 20 \text{ N/mm}^2$. Inoltre, nel caso di pile immerse in corsi d'acqua a carattere torrentizio con notevole trasporto solido, nel progetto dovranno essere indicati gli accorgimenti che si intendono adottare per limitare l'abrasione del calcestruzzo (protezioni meccaniche, uso di cementi o inerti particolari, ecc.).

2.2.2.3 PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER LE SOLETTE DI IMPALCATO

Nel caso di impalcati a travi prefabbricate, è vietato l'impiego di solette prefabbricate per tutto il loro spessore "s". Qualora si impieghino lastre prefabbricate di spessore $s_1 < s$ (predalles) queste potranno essere considerate collaboranti con la parte di soletta gettata in opera limitatamente alle sollecitazioni agenti in direzione trasversale all'impalcato purché contengano le armature principali trasversali. Nella direzione ortogonale alle lastre (direzione longitudinale del ponte) non potrà farsi affidamento sulla continuità delle dalle e l'altezza di soletta da considerare ai fini delle verifiche sarà solo quella gettata in opera.

Lo spessore medio delle solette gettate in opera non dovrà essere inferiore a 30 cm; nel caso si utilizzino lastre collaboranti, lo spessore medio del getto in opera non dovrà risultare inferiore a 25 cm.

Nelle solette gettate su lastre prefabbricate, le armature principali trasversali inferiori devono, di norma, essere contenute nelle lastre stesse ed essere, per quanto possibile, continue a cavallo delle travi.

Nei casi in cui le armature principali trasversali siano contenute nella lastra lo sforzo di scorrimento fra l'estradosso delle lastre e l'intradosso del getto di calcestruzzo costituente la soletta dovrà essere assorbito dai tralicci metallici. Particolare attenzione andrà posta nella verifica della zona compresa fra l'asse di una rotaia ed il più vicino appoggio della soletta.

Nel caso in cui le armature principali trasversali della soletta siano disposte superiormente alle lastre (con l'obbligo di adeguati distanziatori), per le verifiche a fessurazione è necessario contenere la massima apertura delle fessure all'intradosso delle lastre ad un valore inferiore a $w_3 = 0.3 \text{ mm}$. In ogni caso deve garantirsi che non si verifichi il distacco tra lastra e soletta gettata in opera.

Le lastre collaboranti dovranno appoggiare sull'estradosso delle travi per almeno 3.0 cm.

Le verifiche delle lastre andranno effettuate per tutte le fasi di costruzione e carico delle stesse, sommando le tensioni risultanti in ciascuna fase di carico, sulla sezione effettivamente resistente nella generica fase.

I dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra trave e soletta in calcestruzzo dovranno essere distribuiti lungo tutta la trave, compresa la zona tra l'asse teorico degli appoggi e la testata della trave stessa.

Il calcolo degli effetti locali della soletta va in genere eseguito a piastra, valutando sia i momenti flettenti trasversali che longitudinali, assumendo il coefficiente di Poisson nullo.

Per il coefficiente di incremento dinamico, da utilizzare per il calcolo degli effetti locali della soletta d'impalcato, si rinvia al paragrafo 1.4.2.3.

2.2.2.4 DISPOSIZIONE E QUANTITATIVI MINIMI DELLE ARMATURE

a) Nel caso di precompressione ad armature pretese è fatto divieto di neutralizzare localmente, a maturazione avvenuta, l'aderenza tra dette armature ed il calcestruzzo mediante l'adozione di guaine; in alternativa, è consentito sfilare da apposite cassette i tratti di armatura non aderenti, provvedendo successivamente all'iniezione dei condotti ed alla sigillatura delle cassette.

Nel caso in cui si provveda a rialzare fili, trecce o trefoli, i dispositivi di deviazione dovranno essere tali che a trave ultimata non si abbiano inserti metallici ad una distanza inferiore a 4 cm dalla superficie del calcestruzzo. Tali dispositivi di deviazione dovranno inoltre consentire un raggio di curvatura non inferiore a 4 volte il diametro del trefolo. Il numero dei fili o trefoli da rialzare dovrà essere valutato con attenzione (e comunque non dovrà superare il 50% del numero di fili o trefoli presenti nella sezione di mezzera della trave); ciò al fine di limitare gli effetti secondari prodotti dalla forza concentrata indotta nella struttura in corrispondenza della deviazione delle armature di precompressione.

Nelle strutture in c.a.p. a cavi post-tesi si procederà alla messa in opera delle guaine già complete di trefoli, salvo casi particolari quali, ad esempio, i ponti a conci successivi gettati in opera, adottando tutti gli accorgimenti necessari per garantire l'integrità e la funzionalità sia della guaina che dei trefoli prima delle operazioni di tesatura ed iniezione.

Negli impalcati in c.a.p. aventi portata teorica maggiore di 40 m, in sede di progetto dovranno essere previsti opportuni deviatori ed ancoraggi in modo tale da permettere una eventuale precompressione supplementare, realizzata con cavi esterni, pari al 20% di quella di progetto, concorde, per quanto possibile, al cavo risultante.

b) Per copriferro delle armature si intende la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

La protezione dell'armatura contro la corrosione si basa sulla presenza continua di un ambiente alcalino ottenuto con un adeguato spessore di calcestruzzo di buona qualità, correttamente maturato.

Pertanto, il progetto dovrà contenere tutte le indicazioni costruttive per realizzare e controllare il copriferro.

Si forniscono nel seguito i valori minimi del copriferro da adottare, in normali condizioni ambientali, per i diversi elementi strutturali:

- PALI E DIAFRAMMI		$c \geq 60 \text{ mm}$
- OPERE IN FONDAZIONE		$c \geq 40 \text{ mm}$
- OPERE IN ELEVAZIONE	- superfici in vista (pile, spalle)	$c \geq 35 \text{ mm}$
	- superfici interrato o non ispez.	$c \geq 40 \text{ mm}$
- SOLETTE	- estradosso	$c \geq 35 \text{ mm}$
	- intradosso (getto in opera)	$c \geq 30 \text{ mm}$
- IMPALCATI	- per l'armatura ordinaria	$c \geq 30 \text{ mm}$
	- per l'armatura di precompressione PRE-TESA	$c \geq 3\phi$ (min 50 mm)
		$\phi =$ diametro esterno filo, freccia o trefolo
	- per l'armatura di precompressione POST-TESA	$c \geq \phi_G$ (min 60 mm)
	$\phi_G =$ diametro esterno guaina	
- LASTRE (PREDALLES) (realizzate in stabilimento)	- portanti	$c \geq 25 \text{ mm}$
	- come casseforme a perdere	$c \geq \phi$ (min 15 mm)
	$\phi =$ diametro armatura inferiore delle lastre	

c) Le barre di armatura longitudinale delle pile non dovranno distare fra di loro più di 30 cm, compatibilmente con i limiti forniti nella tabella 2.2.2.4. Le loro sovrapposizioni dovranno essere sempre previste opportunamente sfalsate in modo tale che non più di un terzo delle barre venga interrotto in una medesima sezione.

Nelle pile a sezione cava dovranno prevedersi spille di collegamento fra le armature longitudinali aventi diametro minimo di 6 mm ed in numero di almeno 6 a metro quadro.

d) Nel caso di ponti costruiti a sbalzo per conci successivi gettati in opera, oltre a quanto precedentemente stabilito, valgono le seguenti prescrizioni particolari:

- Nelle sezioni di collegamento di conci contigui dovrà essere presente una armatura ordinaria longitudinale continua pari ad almeno lo 0.3 % della sezione di calcestruzzo;
- In sede di progetto dovranno essere previsti all'interno dei cassoni di impalcato opportuni deviatori ed ancoraggi in modo tale da permettere una eventuale

precompressione supplementare, realizzata con cavi esterni alle anime, pari al 20% di quella di progetto, concorde, per quanto possibile, con il cavo risultante;

- Al fine di valutare correttamente le perdite di precompressione per attrito, il progetto dovrà indicare esplicitamente le modalità di giunzione delle guaine tra concio e concio.

e) L'armatura longitudinale dei pali di fondazione in c.a. sarà estesa a tutta la lunghezza e sarà pari allo 0.3 % della sezione di calcestruzzo, salvo maggiori valori richiesti localmente dal calcolo.

f) Sia per strutture in c.a. che per strutture in c.a.p. a cavi pretesi è necessario disporre, in corrispondenza degli appoggi una armatura inferiore in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari alla sollecitazione tagliante nella sezione di appoggio.

Per le strutture in c.a.p., nella valutazione della necessità e dell'entità di tale armatura, può ipotizzarsi che una aliquota dell'azione di precompressione sia efficace nella sezione di appoggio e, pertanto, possa essere scomputata dalla forza di trazione da assorbire.

Per la valutazione dell'aliquota dell'azione di precompressione efficace nella sezione d'appoggio può ipotizzarsi un andamento lineare delle tensioni di aderenza, a partire da un valore nullo in testata e raggiungendo il valore massimo ad una distanza pari a 70 volte il massimo diametro dei trefoli impiegati; in tale ambito, la tensione di aderenza deve ridursi al 70% del suo valore per tener conto dei fenomeni di fatica.

g) Al fine di limitare gli effetti della fessurazione, i diametri e le distanze tra le barre di acciaio ad aderenza migliorata devono soddisfare le condizioni previste dalla seguente tabella, precisando che la tensione dell'acciaio teso cui si fa riferimento in tabella è quella ottenuta con le combinazioni TA1 e TA2 per le verifiche condotte con il metodo delle tensioni ammissibili, ovvero quella relativa alla combinazione rara se si effettua la verifica allo S.L.S..

Tensione σ_s dell'acciaio [N/mm ²]	Massimo diametro [mm] delle barre	Massimo interasse delle barre [mm]
≤ 160	30	300
≤ 190	24	250
≤ 220	20	200

Tab. 2.2.2.4 - Diametri ed interassi massimi delle barre

2.2.3 REQUISITI DI ISPEZIONABILITÀ E MANUTENZIONE

Al fine di garantire l'ispezionabilità di tutte le superfici dell'impalcato la distanza fra le ali inferiori delle travi a doppio T non dovrà essere inferiore a 50 cm.

In corrispondenza di tutti i trasversi delle travi a sezione scatolare dovrà essere previsto un passo d'uomo di almeno 60 cm. Le testate contigue di travi appoggiate dovranno distare tra loro di almeno 60 cm.

2.2.4 PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER OPERE RICADENTI IN ZONE SISMICHE

2.2.4.1 PILA

Nelle zone classificate sismiche di 1^a, 2^a e 3^a categoria valgono anche le seguenti prescrizioni particolari:

- a) Nelle pile aventi sezione rettangolare cava, il rapporto delle lunghezze dei lati interni di ciascuna cavità non deve essere superiore a 3.0. In ogni caso, per pile con sezione cava, all'interno delle cavità dovranno essere previsti dei raccordi o delle rastremazioni in corrispondenza degli incroci dei setti verticali.
- b) La tensione di compressione provocata nel calcestruzzo dal massimo sforzo normale agente sulla generica sezione della pila (esclusi i connessi effetti flessionali), non deve superare i seguenti valori:

$$\sigma_c \leq 0.16 R_{ck} \quad (\text{se si opera secondo il metodo delle T.A.})$$

$$\sigma_c \leq 0.24 R_{ck} \quad (\text{se si opera nello spirito degli S.L., considerando la combinazione di verifica allo S.L.U.}).$$
- c) L'area dell'armatura longitudinale dovrà essere non inferiore allo 0.6% dell'area della sezione effettiva del calcestruzzo. Questa prescrizione non si applica ai tratti di pile che, per motivi idraulici, sono realizzati a sezione piena; per queste, fatte salve le esigenze di calcolo, si manterrà l'armatura corrispondente alla sezione del tratto cavo immediatamente superiore.
- d) Il diametro minimo delle staffe e delle legature trasversali (spille) è pari a 8 mm. Non è ammesso l'impiego di staffe elicoidali (spirali).
- e) Non è consentito congiungere tra loro i bracci delle staffe per sovrapposizione. Le staffe devono essere chiuse risvoltando i bracci nel nucleo di calcestruzzo mediante la piegatura dei ferri di 135° verso l'interno e per una lunghezza, oltre il raccordo circolare, non inferiore a 10 volte il diametro della staffa. Le legature trasversali devono avere le estremità ad uncino lungo 10 diametri, oltre il raccordo circolare, e piegato di 135° verso l'interno della sezione.
- f) Lungo tutta l'altezza della pila, le armature trasversali dovranno rispettare le seguenti limitazioni:

- almeno una barra verticale ogni due deve essere tenuta da staffe o da legature trasversali;
- le barre libere non devono distare più di 20 centimetri da quelle legate;
- l'interasse verticale "s" fra le staffe deve **risultare**:

$$s \leq 10 \Phi$$

dove Φ è il minimo diametro delle barre d'armatura verticale;

- L'armatura trasversale di confinamento deve rispettare le seguenti limitazioni.

Sezioni rettangolari piene o cave

In entrambe le direzioni parallele ai lati della sezione deve verificarsi che:

$$\rho_w \geq \xi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{con} \quad \rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b}$$

dove:

A_{sw} = Area totale delle staffe e/o delle spille in una direzione di confinamento;

b = Dimensione del nucleo di calcestruzzo confinato perpendicolare alla direzione del confinamento, misurata fra i bracci delle armature più esterne;

ξ = **0.07 per le zone classificate sismiche di 1^a categoria**
0.05 per le zone classificate sismiche di 2^a categoria
0.04 per le zone classificate sismiche di 3^a categoria

s = Interasse verticale delle staffe.

Sezioni circolari e anulari

Definito il rapporto volumetrico di confinamento $\rho_w = \frac{V_{sct}}{V_{cc}}$ dove:

V_{cc} = Volume di calcestruzzo confinato di un tratto di pila di altezza pari all'interasse "s" fra le staffe;

V_{sct} = Volume complessivo delle armature di confinamento (staffe, spille, etc.) presenti nel volume di calcestruzzo di cui sopra,

deve verificarsi che:

$$\rho_w \geq 1.4 \cdot \xi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Nelle sezioni circolari piene di diametro minore o uguale a 1.0 m, quale armatura di confinamento devono impiegarsi staffe circolari la cui area A_{sp} deve rispettare la seguente limitazione:

$$A_{sp} \geq 1.4 \cdot \xi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{D_{sp} \cdot s}{4}$$

dove:

D_{sp} = diametro della staffa circolare;

A_{sp} = area della staffa circolare.

- g) Nella zona di spiccato **delle pile** e in quella di sommità delle pile **a telaio**, per un tratto di lunghezza non inferiore a 3 metri non è consentito operare alcun tipo di giunzione delle armature verticali; al di fuori di tale tratto è consentito congiungere, in modo graduale, le barre verticali mediante sovrapposizione, saldatura, o altro. In particolare, le giunzioni devono essere effettuate in modo da interessare non più di 1/3 delle barre longitudinali presenti nella generica sezione, sfalsando due riprese di armatura successive di almeno 40 diametri in senso verticale.
- h) Lungo tutta l'altezza di ogni pila il meccanismo di rottura per flessione deve precedere quello per taglio. Nel caso di pile a mensola con sezione **tale da potersi ritenere** costante e impalcato a travi semplicemente appoggiate, questa condizione può tradursi, in prima approssimazione, nel rispetto della seguente relazione:

$$M_u < T_u \cdot h \cdot \frac{1 + 0.28\psi}{1 + 0.39\psi}$$

dove:

M_u , T_u = momento e taglio ultimo nella generica sezione posta alla distanza h dalla sommità della pila;

ψ = rapporto tra la massa complessiva della pila e quella dell'impalcato.

Nell'allegato C sono riportati alcuni particolari costruttivi relativi alla disposizione e alla modalità di esecuzione delle armature trasversali delle pile.

2.2.4.2 FONDAZIONI

- a) Le fondazioni profonde andranno normalmente progettate con pali di grande diametro. La scelta del diametro più opportuno dovrà essere comunque supportata da un'analisi tecnico-economica delle soluzioni possibili.

Nel determinare la resistenza dei pali alle azioni orizzontali il progettista dovrà valutare la possibilità che lo spessore dell'eventuale coltre di terreno superficiale risulti incapace di fornire reazioni orizzontali. Maggiore attenzione dovrà essere posta in presenza di terreni di fondazione sciolti, per i quali possono temersi fenomeni di liquefazione.

- b) L'armatura longitudinale minima di cui alla lettera e) del punto 2.2.2.4 andrà elevata allo 0.6 % nel tratto di palo di lunghezza pari a $10 D$ a partire dalla sommità (D = diametro nominale del palo) e allo 0.4% per la restante parte. Il diametro delle barre longitudinali non dovrà essere minore di 16 mm.

Per ciò che concerne le armature trasversali, queste dovranno contrastare efficacemente gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno; le staffe dovranno essere chiuse e risvoltate verso l'interno. L'interasse delle staffe non dovrà essere superiore a 20 cm ed il loro diametro non essere inferiore a 10 mm; non è consentito l'uso delle spirali.

2.3 STRUTTURE IN ACCIAIO E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

2.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Per i ponti metallici possono distinguersi due famiglie di travate in relazione al tipo di armamento sugli impalcati: l'una con posa diretta sulle strutture portanti, l'altra con l'impiego del ballast.

Per velocità $V \geq 200$ Km/h la posa diretta dell'armamento dovrà essere preventivamente autorizzata dalla stessa Autorità che ha emanato le presenti istruzioni come specificato nel punto 2.3.1.3; resta comunque esclusa, in tale campo di velocità, la posa diretta dell'armamento con legname squadrato.

Con i due diversi sistemi di posa del binario si hanno, evidentemente, diversi riflessi sulla concezione e sulla costruzione dei ponti, in connessione alle tolleranze della geometria del binario, tanto più ristrette quanto più è elevata la velocità di transito.

L'accoppiamento fra i due sistemi di posa del binario ed i diversi sistemi strutturali propri delle travate metalliche od a struttura mista configura, in linea generale e non limitativa, le tipologie di travate definite ai successivi punti 2.3.1.1 e 2.3.1.2.

2.3.1.1 TIPOLOGIE CON POSA DIRETTA DEL BINARIO

A seconda delle luci da scavalcare, dello stato dei luoghi, della tipologia degli attraversamenti e, soprattutto, nei casi in cui la distanza tra il piano del ferro ed il sotto-trave risultasse molto contenuta, potrà farsi riferimento ai tipi più frequentemente in uso presso le Ferrovie dello Stato e riportati nel disegno FS n° 3655; in tale disegno, per schemi su semplice appoggio, possono distinguersi le seguenti tipologie:

- Travate a travi gemelle;
- Travate a parete piena;
- Travate reticolari.

a) Travate a travi gemelle

Per le travate del tipo a travi gemelle, utilizzabili per luci fino a 20 m circa, vengono impiegate due coppie di travi a doppio T laminate o saldate (una coppia per ciascuna rotaia). Qualora si adottino raddoppi di piattabanda, le piattabande aggiunte dovranno essere estese fino alle zone prossime agli appoggi. Le piastre di armamento della rotaia sono fissate con caviglie ad un longherone di legno disposto longitudinalmente al ponte.

L'impiego di questo tipo di travate in generale è da limitarsi ad esigenze specifiche, ovvero per la sostituzione di analoghe travate vetuste non altrimenti sostituibili, quando peraltro non siano prevedibili velocità di tracciato elevate. Ciò in rapporto alla loro leggerezza strutturale ed al tipo di posa dell'armamento che, con l'impiego dei longheroni in legno disposti in senso longitudinale e quindi più facilmente sfibrabili in corrispondenza delle caviglie, richiedono interventi di manutenzione e sostituzione tanto più frequenti quanto più elevate sono le prestazioni delle linee.

b) Travate a parete piena

Le travate metalliche a parete piena, utilizzate generalmente per luci comprese tra i 20 ed i 30 m circa, sono dotate di un impalcato costituito da longherine e da travi trasversali disposte ad un interasse, di massima, non superiore a 3.5 m.

Le longherine, sulle quali viene posato il binario con l'impiego di legnami squadrati, sono realizzate con profili a doppio T disposti allo stesso interasse delle rotaie e collegate tra loro nel piano orizzontale con traversini e controventi; per il fissaggio dei legnami di binario vengono saldati alle piattabande superiori delle longherine stesse dei piatti di lamiera di opportuna larghezza.

Generalmente, sia le longherine che le travi trasversali presentano alle estremità delle espansioni opportunamente raccordate (goussets) che interessano con le giunzioni le membrature su cui si collegano.

Le travi principali sono realizzate con grossi profili saldati a doppio T, opportunamente irrigiditi, di altezza pari a circa 1/10 della portata teorica.

Completano la struttura i controventi orizzontali.

c) Travate reticolari

Le travate con le travi principali a maglia triangolare del tipo Warren vengono generalmente impiegate per luci oltre i 30 m e possono essere, di norma, aperte superiormente per luci fino a 40 m circa e chiuse superiormente oltre tale limite.

Nelle travate a maglie triangolari la concezione dell'impalcato è del tutto analoga a quella illustrata per le travate a parete piena. In questo caso potrà adottarsi un interasse delle travi trasversali maggiore, imposto dalla posizione dei nodi delle travi principali; tale interasse, peraltro, non potrà superare di massima 8 m.

I controventi orizzontali reticolari sono disposti a livello delle briglie inferiori e superiori ed in funzione della posizione della via, sono completati da controventi verticali o portali di testata ed intermedi.

Nei ponti aperti superiormente il sistema di controvento é costituito, di norma, dalla trave reticolare orizzontale inferiore e da portali rovesci intermedi e di testata.

Le travi principali hanno di massima una altezza, riferita allo schema degli assi delle briglie, compresa fra 1/7 ed 1/10 della portata teorica.

Le travate maggiormente impiegate risultano a passaggio inferiore con l'impalcato sostenuto dalle travi principali che si innalzano lateralmente alla sagoma di ingombro dei convogli. Possono comunque aversi travate a passaggio superiore e talvolta anche intermedio.

Le tipologie strutturali sopra descritte, con posa diretta del binario, presentano essenzialmente i seguenti vantaggi:

- possibilità di superare grandi luci;
- altezza tra P.F. e sotto trave limitata e poco variabile al crescere delle luci da scavalcare;
- pesi propri contenuti e quindi maggiori economie nelle opere di fondazione;
- facilità di varo, sia trasversale che longitudinale, ovvero di movimentazione con adeguati mezzi di sollevamento in tempi contenuti e, quindi, con soggezioni all'esercizio ferroviario del tutto irrilevanti, evitando costose deviate provvisorie o definitive di linea;
- facilità di smontaggio, recupero e smaltimento.

Tali tipi di strutture, inoltre, si impongono in particolare nella sostituzione delle vecchie travate metalliche, sia per i vincoli esistenti in corrispondenza degli attraversamenti interessati (quali ad esempio altezze tra P.F. e sotto trave limitate dai livelli di massima piena dei corsi d'acqua o dalle sagome stradali ammesse per i sottovia), sia per evitare costose opere di rafforzamento delle opere murarie esistenti necessarie con altri tipi di impalcato più pesanti.

2.3.1.2 TIPOLOGIE CON POSA DEL BINARIO CON BALLAST

Per le tipologie che prevedono l'impiego del ballast possono distinguersi ponti con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo e ponti con impalcato interamente metallici con cassone per il contenimento del ballast stesso.

Si sottolineano taluni aspetti positivi di tale tipologia rispetto a ponti a posa diretta del binario quali una generale riduzione del livello di rumorosità prodotta dal transito del treno sul ponte per la presenza del ballast e limitati vincoli, sia in fase di progettazione che di esecuzione dei lavori, nei confronti dell'andamento plano-altimetrico del binario. La

tipologia consente anche una più agevole manutenzione del binario, quando é realizzata la continuità del ballast in corrispondenza delle spalle del ponte.

a) Ponti a struttura mista

I ponti a struttura mista con travi principali metalliche e soletta in c.a. collaborante sono a passaggio superiore e facilmente impiegabili su linee di nuova costruzione, consentendo in particolare il superamento di medie e grandi luci con elevata rigidità e con reazioni tuttavia limitate sulle sottostrutture.

La parte in acciaio può essere realizzata sia con travi a doppio T collegate tra loro da diaframmi verticali e controventi orizzontali inferiori, sia con uno o più cassoni anch'essi muniti di diaframmi verticali.

All'estradosso della struttura metallica sono saldati i connettori di collegamento della soletta in c.a.

La soletta in c.a. potrà essere costruita con getto in opera del calcestruzzo su lastre appoggiate isostaticamente sull'estradosso degli impalcati metallici. La soletta dovrà essere conforme alle tipologie prescritte dalle FS, per contenimento del ballast, canalette porta cavi, parapetti ed installazioni diverse.

La funzione di controvento orizzontale superiore è svolta dalla stessa soletta vincolata, all'estremità della travata, da diaframmi verticali di testata.

Il diaframma di testata dovrà essere collegato con connettori alla soletta.

b) Impalcati interamente metallici con cassone per il contenimento del ballast

Questi impalcati possono essere strutturalmente analoghi alle travate metalliche descritte al punto 2.3.1.1 ma con l'impiego di un cassone metallico per il contenimento del ballast.

Per questo tipo di impalcati la funzione portante sugli interassi delle travi trasversali è assolta dalla struttura stessa del cassone portaballast.

Per il cassone sarà da prevedere un adeguato sovravello, comunque non inferiore a 2 mm; inoltre, per scongiurare gli effetti della corrosione dovrà aver cura di proteggere la superficie a contatto con il ballast (ad esempio mediante l'impiego di resine poliuretatiche di spessore non inferiore ai 6 mm).

Inoltre, lo stesso cassone dovrà essere concepito in modo da evitare danneggiamenti da parte delle macchine risanatrici della massicciata.

2.3.1.3 ALTRE TIPOLOGIE

Le descrizioni fornite nei punti 2.3.1.1 ed 2.3.1.2 per tipologie e metodi di posa dell'armamento non vuole costituire un ostacolo alla elaborazione di differenti tipologie strutturali o metodologie di posa del binario, ovvero a differenti accoppiamenti tra tipologie strutturali e metodologie di posa.

Eventuali proposte dovranno comunque essere preventivamente approvate dall'Autorità competente ad emanare o modificare le presenti norme.

2.3.2 ACCESSIBILITÀ ED ISPEZIONABILITÀ

Nelle prescritte visite periodiche dovrà essere consentito al personale, all'uopo incaricato, di poter ispezionare il più agevolmente possibile le varie membrature per rilevare tempestivamente, soprattutto nei mesi immediatamente successivi alla posa in opera delle travate, il manifestarsi di eventuali anomalie nelle saldature, nonché verificare l'efficienza delle giunzioni chiodate o bullonate ed il buono stato di conservazione della verniciatura in ogni parte strutturale.

Inoltre, dovrà essere garantita l'effettuazione delle riparazioni che si rendessero necessarie nel tempo, evitando la messa fuori esercizio delle travate metalliche.

Pertanto, per i vari elementi strutturali saranno da preferire profili aperti con i quali sarà sempre possibile la sostituzione dei chiodi o bulloni che dovessero allentarsi; nelle travate a maglie triangolari particolare cura richiedono i nodi di testata ove saranno da prevedere opportune aperture per consentire gli accessi negli spazi inevitabilmente ristretti.

Negli impalcati a cassone, quali ad esempio nelle strutture miste, dovranno essere previsti opportuni passi d'uomo per l'ispezione interna anche dopo il getto della soletta in c.a.; le dimensioni del cassone ed i diaframmi intermedi dovranno di norma consentire che al loro interno sia possibile muoversi senza eccessiva difficoltà.

In occasione di raddoppi di linee o nelle linee a doppio binario, tra le travi principali interne delle travate a semplice binario affiancate, dovrà di norma lasciarsi uno spazio sufficiente per le ispezioni, riverniciature o riparazioni, soprattutto nelle travate a parete piena.

2.3.3 DURABILITÀ

La buona conservazione dei ponti in ferro andrà salvaguardata dall'attacco della corrosione, di norma, con la scelta di un adeguato ciclo di verniciatura da individuarsi secondo le prescrizioni FS ed in accordo con le "Condizioni tecniche, metodologie

analitiche, metodologie prove tecnologiche dei prodotti vernicianti." dell'Istituto Sperimentale delle FS, previa adeguata preparazione delle superfici, a metallo quasi bianco, quale ottenibile con la sabbiatura grado SA 2 ½ delle norme Svedesi.

L'applicazione a spruzzo delle vernici è consentita solo con il sistema Airless subordinatamente al buon esito delle prescritte prove di laboratorio per i prodotti da impiegare. Almeno per la prima mano di antiruggine è da preferire sempre l'applicazione a pennello.

Altri sistemi protettivi potranno essere adottati previo benestare delle FS, ovvero individuati dagli aggiornamenti delle specifiche tecniche sopra richiamate.

Qualunque sia il sistema di protezione prescelto, dovranno essere sempre possibili ritocchi o riprese anche a seguito delle eventuali riparazioni.

La durabilità sarà garantita anche con una giusta definizione di taluni particolari costruttivi, quali passi e distanze dai bordi dei chiodi o dei bulloni contenuti in modo da evitare anche con i pacchetti di lamiera meno spesse il formarsi di rigonfiamenti di ruggine.

Dovranno essere evitati ristagni di acqua o fenomeni di condensa curando la forma e la disposizione delle membrature impiegate e prevedendo, ove necessario, opportune forature di scolo.

2.3.4 SCHEMA STATICO

Oltre a quanto indicato nel punto 2.1.1, si forniscono, di seguito, ulteriori precisazioni in ordine allo schema statico:

- a) Nel caso in cui l'analisi della struttura sia condotta in fasi separate, relative a distinte condizioni di carico o parti o funzioni strutturali (ad esempio per la azione del vento, o quella di frenatura, o per le strutture di controvento orizzontale) si potranno isolare dalla struttura schemi statici parziali, specifici per ciascuna condizione, e limitati alle parti di struttura più direttamente coinvolte in quella condizione o funzione.
- b) Le condizioni di vincolo esterne degli schemi statici parziali saranno definite, coerentemente con lo schema statico di insieme della struttura, nel modo più sfavorevole per le parti di struttura isolate, eventualmente ripetendo l'analisi per differenti ipotesi di vincolo.
- c) L'analisi della struttura per schemi statici parziali comporta il vantaggio di una più chiara identificazione delle funzioni strutturali e degli elementi costruttivi ad esse più direttamente correlati e comporta, altresì, una rilevante riduzione delle condizioni di

carico per ciascuno schema parziale. Per contro essa non consente di rilevare i numerosi effetti di interazione fra le diverse parti isolate con gli schemi statici parziali. Pertanto è fatto obbligo, in ogni caso, di analizzare lo stato di sollecitazione dei vari elementi strutturali e dei loro collegamenti anche nell'ambito dello schema statico di insieme di tutta la struttura e per le diverse condizioni di carico assumendo comunque le risultanze di tali analisi se più sfavorevoli di quelle relative a schemi statici parziali.

2.3.5 MATERIALI

2.3.5.1 GENERALITÀ

Le qualità dei materiali successivamente indicate sono quelle richieste per l'elaborazione del progetto.

Si rimanda alle relative norme di riferimento per quanto riguarda caratteristiche chimiche e meccaniche.

Non si vuole costituire remora all'impiego di acciai con caratteristiche meccaniche più elevate, purché si rispetti lo spirito della presente istruzione e se ne garantiscano i livelli di sicurezza previsti.

Eventuali proposte dovranno comunque essere preventivamente concordate con le FS.

2.3.5.2 STRUTTURE PRINCIPALI

2.3.5.2.1 MATERIALI SOGGETTI A TRATTAMENTO SUPERFICIALE PROTETTIVO

Per la realizzazione delle strutture principali quali travi portanti, longherine, traversi, controventi, coprigiunti, piastre e squadrette di nodo, l'acciaio dovrà corrispondere alle seguenti qualità:

- Fe 430 C/D1 UNI EN 10025
- Fe 510 C/D1/DD1 UNI EN 10025

Tutti i materiali delle strutture principali destinati ad essere saldati saranno di grado D1 e DD1.

I prodotti realizzati in Fe 430 D1 e Fe 510 D1 dovranno essere normalizzati ed a grana fine.

Il grado qualificativo C potrà essere impiegato solo se allo stato completamente calmato (FF) e normalizzato.

La scelta del grado di qualità, in assenza di dati più precisi, sarà operata secondo le indicazioni della seguente tabella.

Temperatura a cui eseguire le prove di resilienza Charpy V
(Valore minimo richiesto sulla media di tre provette standard: 27 J)

Spessore dell'acciaio [mm]	Elementi importanti sollecitati prevalentemente a trazione o a fatica (anche se compressi)	Elementi importanti sollecitati a compressione statica o elementi secondari
$s \leq 25$	$T = T_m$	$T = T_m + 20$ $T = T_m + 10$
$25 < s \leq 40$	$T = T_m - 10$	$T = T_m$
$40 < s \leq 50$	$T = T_m - 20$	$T = T_m$
$s > 50$	$T = T_m - 20$ $T = T_m^{(1)}$	

T = Temperatura a cui eseguire la prova Charpy V [°C]

T_m = Temperatura minima di servizio [°C] da stabilire in base ad accordi con le FS

⁽¹⁾ = Prova CTOD con $d_{\min} > 0,2$ mm

Le caratteristiche meccaniche e chimiche dovranno essere in accordo a quanto previsto dalla UNI EN 10025 con le seguenti limitazioni:

Acciaio Fe 430

Tensione di snervamento con prova di trazione RST:

lamiere con $t \leq 16$ mm e profili laminati	: $275 < RST \leq 375$ N/mm ²
lamiere con $16 < t \leq 40$ mm	: $265 < RST \leq 365$ N/mm ²
lamiere con $40 < t \leq 63$ mm	: $255 < RST \leq 355$ N/mm ²
lamiere con $63 < t \leq 80$ mm	: $245 < RST \leq 345$ N/mm ²
lamiere con $80 < t \leq 100$ mm	: $235 < RST \leq 335$ N/mm ²

Limiti di composizione chimica su colata per elementi interessati da saldatura :

$$C_{eq} = C + Mn/6 + (Cr + Mo + V)/5 + (Ni + Cu)/15 \leq 0,38 \% \text{ per } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$C_{eq} \leq 0,40 \% \text{ per } t > 40 \text{ mm e per profili}$$

È ammesso su prodotto uno scostamento max di 0,02 % rispetto ai valori indicati su colata.

Acciaio Fe 510

- Tensione di snervamento con prova di trazione RST :

lamiere con $t \leq 16$ mm e profili laminati	: $355 < RST \leq 455$ N/mm ²
lamiere con $16 < t \leq 40$ mm	: $345 < RST \leq 445$ N/mm ²
lamiere con $40 < t \leq 63$ mm	: $335 < RST \leq 435$ N/mm ²
lamiere con $63 < t \leq 100$ mm	: $325 < RST \leq 425$ N/mm ²

- Limiti di composizione chimica su colata per elementi interessati da saldatura :

$$C_{eq} \leq 0,43 \% \text{ per } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$C_{eq} \leq 0,45 \% \text{ per } t > 40 \text{ mm e per profili}$$

È ammesso su prodotto uno scostamento max di 0,02 % rispetto ai valori indicati su colata.

- Per elementi interessati da saldatura, i contenuti di zolfo e silicio dovranno rispettare le seguenti limitazioni:

$$S < 0,012\% \text{ per lamiere di qualsiasi spessore}$$

$$S < 0,035\% \text{ per i profili laminati}$$

$$Si < 0,35\%$$

- Per lamiere in acciaio Fe 430 ed Fe 510, con spessore > 15 mm e interessate da saldatura, si dovrà eseguire un controllo ultrasonoro con le modalità della classe B ai sensi della norma EU 160. Per le lamiere destinate alla composizione di profili per saldatura a piena penetrazione e/o soggette a sforzi nel senso trasversale alla

direzione di laminazione, se ne dovrà controllare la duttilità con prova di trazione trasversale secondo la norma UNI EU 164, classe di qualità Z 25.

- Per elementi strutturali non destinati ad essere saldati valgono le indicazioni della norma UNI EN 10025 per acciaio Fe 430 C e Fe 510 C. È ammessa in questo caso la calmatura al Silicio.
- Per elementi destinati ad essere saldati la calmatura dovrà essere effettuata all'alluminio.

2.3.5.2.2 MATERIALI AUTOPROTETTI

È ammesso l'impiego di materiale autoprotetto nei confronti della corrosione atmosferica, Fe 510 C2KI e Fe 510 D2KI

Le caratteristiche meccaniche e chimiche dovranno essere in accordo a quanto prescritto dalla Norma EU 155/80 con le seguenti limitazioni:

- Composizione chimica su colata Ni \geq 0,25 %;
- Ceq \leq 0,49% per t \leq 40 mm e profili;
- Ceq \leq 0,53% per t > 40 mm .

È ammesso su prodotto uno scostamento max di 0,02 % rispetto ai valori indicati su colata.

2.3.5.2.3 PROVE SUI MATERIALI

Tutti i materiali impiegati dovranno risultare prodotti qualificati ai sensi dell'allegato 8 delle norme tecniche del vigente D.M. LL. PP. emanato ai sensi della L. 1086/71.

Sui materiali si dovranno eseguire tutte le prove sia obbligatorie che facoltative individuate dalle tabelle UNI EN 10025 corrispondenti, dandone adeguata certificazione.

Al riguardo resta stabilito quanto segue :

- per i profilati, piatti, larghi piatti e lamiere si dovranno eseguire prove meccaniche e chimiche su tre campioni prelevati per ogni 400 kN, o frazione, di materiale ricavato da una stessa colata e aventi spessori che non differiscano fra loro più di 4 mm. (per i ferri a C, a T e a doppio T si fa riferimento allo spessore delle ali);
- per i piatti, larghi piatti e lamiere destinati alla composizione dei profili saldati, dovranno essere eseguite, oltre alle prove relative al controllo delle caratteristiche meccaniche previste ai sensi della UNI EN 10025, anche le prove, da concordarsi con il fornitore all'atto dell'ordinazione dei materiali da parte dell'Appaltatore, relative ai limiti aggiuntivi indicati al paragrafo 2.3.5.2.1;

- su tutti i materiali impiegati dovrà inoltre eseguirsi il controllo delle condizioni superficiali e delle caratteristiche dimensionali;
- il collaudo dei materiali può essere richiesto, oltre che presso i fornitori, alla presenza di un rappresentante delle FS, anche presso l'officina del Costruttore, sempreché sia possibile inviare i saggi punzonati ad un laboratorio ufficiale o comunque tecnologico in possesso dei certificati di taratura delle macchine rilasciati da organismo ufficiale riconosciuto dallo Stato, e che le prove meccaniche e chimiche siano eseguite in presenza di un rappresentante delle FS.

2.3.5.3 CHIODI

I chiodi ribaditi a caldo dovranno essere del tipo a testa tonda stretta ai sensi delle tabelle UNI 130 e UNI 142.

Il materiale costituente i chiodi dovrà essere del tipo Fe 44 B UNI 7356.

Sui chiodi finiti dovrà essere effettuato il controllo dimensionale e si verificherà, mediante 3 prove supplementari su provini da essi ricavati, che dopo l'operazione di stampaggio non siano avvenute sul materiale trasformazioni tali da alterare le caratteristiche meccaniche accertate sul tondo originario.

2.3.5.4 BULLONI

I bulloni saranno unicamente del tipo "ad alta resistenza" ai sensi della CNR - UNI 10011, si avranno pertanto :

- | | |
|----------------------|-------------------------|
| - Viti | secondo UNI 5712 |
| - Dadi | secondo UNI 5713 |
| - Rondelle (Rosette) | secondo UNI 5714 |
| - Piastrine | secondo UNI 5715 - 5716 |

La classe del bullone sarà selezionata in funzione del tipo di giunto da realizzare, ed in particolare :

- | | | |
|------------------------------------|------|-------------------------|
| - Per giunti con bulloni a taglio: | Viti | di classe 8.8 UNI 3740 |
| | Dadi | di classe 6S |
| - Per giunti ad attrito: | Viti | di classe 10.9 UNI 3740 |
| | Dadi | di classe 8G |

In entrambe le tipologie rondelle e piastrine saranno in acciaio C50 UNI 7845 temperato e rinvenuto HRC 32 ÷ 40.

Per quanto riguarda le caratteristiche chimiche e meccaniche dei materiali indicati si rimanda ai prospetti II e III della UNI 3740, con eccezione per la prova di resilienza che deve essere condotta a - 20°C anziché a temperatura ambiente.

Le prove, da eseguirsi ai sensi della UNI 3740 parte 3^a, saranno almeno le seguenti:

- VITI
- Prova di trazione su provetta
 - Prova di trazione su appoggio a cuneo
 - Prova di durezza
 - Prova di tenacità della testa
 - Prova di resilienza
 - Controllo di decarburazione
 - Prova di rinvenimento
 - Controllo dimensionale ed esterno
 - Analisi chimica

- DADI
- Prova di durezza
 - Prova di allargamento
 - Esame difetti superficiali
 - Analisi chimica

Viti e Dadi dovranno essere opportunamente contrassegnati come di seguito indicato:

- Indicazione del produttore (marchio)
- Classe di resistenza
- Simbolo FS con ultime due cifre dell'anno di fabbricazione

Il contrassegno sarà eseguito per le viti in rilievo sulla testa all'atto della ricalcatura, per i dadi sulle facce laterali in profondità.

2.3.5.5 STRUTTURE SECONDARIE

Per le strutture secondarie quali parapetti, ferri di sostegno del tavolato e quant'altro non facente parte della struttura principale è ammesso l'impiego di materiale Fe 360 B UNI EN 10025.

Per le lamiere striate del tavolato, da realizzarsi con spessore 5 mm + 2 mm di stria, è previsto l'impiego di materiale Fe 360 B UNI EN 10025.

Per i tavolati realizzati in grigliato è previsto l'impiego di grigliato alveolare zincato a caldo con maglia 30 x 30 mm, piatto portante 30 x 3 mm e asta secondaria 20 x 3 mm, oppure d'altro tipo ma di caratteristiche equivalenti di peso e portata, quale materiale si impiegherà acciaio Fe 360 B UNI EN 10025.

Le chivarde di ritegno dei legnami speciali saranno in Fe 44 BKB UNI 7356.

2.3.5.6 STRUTTURE MISTE

2.3.5.6.1 TRAVI METALLICHE

Per le travi metalliche si fa riferimento ai precedenti paragrafi, validi per le travate metalliche in genere.

2.3.5.6.2 SOLETTA IN CALCESTRUZZO

Per la realizzazione delle solette la resistenza cubica minima del cls, dovrà essere almeno pari a $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ (Tab. 2.2.2.1).

2.3.5.6.3 CONNETTORI ACCIAIO - CLS

Per la selezione della forma dei connettori si fa riferimento alle Istruzioni CNR - UNI 10016.

Per quanto riguarda il materiale impiegato si dovranno rispettare le seguenti prescrizioni:

Connettori a piolo

Acciaio idoneo per il processo di formazione dello stesso e compatibile per saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli; esso dovrà avere le seguenti caratteristiche meccaniche risultanti sul prodotto:

- $f_y \geq 350 \text{ N/mm}^2$
- $f_u \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento: $\geq 15 \%$
- Strizione : $\geq 50 \%$

Tutti i pioli saranno sottoposti ad esame visivo per accertare l'assenza di discontinuità nel collarino metallico dopo saldatura.

Eventuali discontinuità verranno ripristinate con elettrodi rivestiti.

Non è ammessa la presenza di cricche nella saldatura dei pioli.

Su almeno il 5 % dei pioli verrà eseguita una prova di piega ai sensi delle Istruzioni CNR UNI 10016, consistente nel piegamento a 30° a colpi di mazza. In caso di rottura di almeno il 5 % dei pioli presenti, tutti i pioli della stessa membratura saranno provati alla mazza.

Connettori realizzati da profili, lamiera etc.

Acciaio equivalente a quello impiegato per la realizzazione dell'elemento strutturale cui vengono saldati i connettori stessi.

2.3.5.7 APPARECCHI DI APPOGGIO

Per quanto riguarda gli apparecchi di appoggio da adottare sia per le strutture metalliche che per le strutture miste si rimanda alle prescrizioni contenute nelle istruzioni FS 44 e.

2.3.6 GIUNZIONI SALDATE

In fase di progettazione dovrà essere salvaguardato il principio di rendere facile, per quanto possibile, l'assiemaggio dei vari elementi strutturali e di consentire comunque una soddisfacente accessibilità da parte del saldatore.

La geometria del giunto saldato dovrà altresì tener debito conto della durabilità dell'opera, oltre che della resistenza. Il giunto sarà quindi concepito in modo da consentire un'adeguata ispezione, nonché la possibilità di interventi di riparazione di eventuali difetti riscontrati in corso d'opera.

Per l'unione mediante saldatura degli elementi strutturali sono ammesse le seguenti tipologie di giunto:

- Giunto testa-testa a piena penetrazione;
- Giunti a T a piena penetrazione;
- Giunti a T a parziale penetrazione;
- Giunti a T con cordoni d'angolo;
- Giunti a sovrapposizione con cordoni d'angolo.

Per i metodi di calcolo e di verifica si dovrà fare riferimento alle indicazioni contenute nella Istruzione CNR-UNI 10011.

Per quanto riguarda le prescrizioni concernenti il dimensionamento dei singoli giunti, i campi ed i limiti di impiego delle varie tipologie, i criteri di preparazione dei lembi di esecuzione e controllo delle saldature, si dovrà fare riferimento alla Istruzione FS - 44 s.

2.3.7 GIUNZIONI BULLONATE

2.3.7.1 GENERALITÀ

Le giunzioni bullonate di elementi strutturali di rilevanza statica, quali travi principali, diaframmi, controventi di torsione etc. sono da prevedersi mediante l'impiego dei seguenti procedimenti:

- Bulloni a taglio con accoppiamento di precisione, con gioco foro-bullone, comprensivo delle rispettive tolleranze, non superiore a 0,3 mm per $\phi \leq 20$ mm e non superiore a 0,5 mm per $\phi > 20$ mm;

- Bulloni ad attrito, con coefficiente di attrito $f = 0,3$.

I bulloni ad attrito potranno essere adottati nei casi in cui è prevista la posa del binario con il ballast. Per quanto riguarda le tolleranze di accoppiamento foro-bullone da prevedere nelle giunzioni ad attrito, è da tener presente che le stesse sono da correlare al coefficiente di sicurezza che si adotta per lo scorrimento dei giunti ed in tal senso si rimanda al punto 1.7.4.3.6

Per il dimensionamento dei giunti si fa riferimento alle indicazioni riportate nelle Istruzioni CNR - UNI 10011, con la prescrizione aggiuntiva che bulloni e coprigiunti dovranno comunque essere dimensionati in base al massimo sforzo trasmissibile dagli elementi collegati (metodo delle sezioni), come indicato al punto 2.3.9.

La geometria della giunzione dovrà tener debito conto della durabilità dell'opera oltre che della resistenza. Sarà quindi concepita in modo da prevenire, per quanto possibile, la corrosione locale, rispettando nel contempo pinze, truschini ed interassi di norma, nonché esigenze di controllo, manutenzione ed eventuale ripristino.

Per quanto riguarda le giunzioni di elementi secondari, quali parapetti, travi d'impalcato etc., si prevedono giunti con bulloni al taglio di caratteristiche correnti, ai sensi delle Istruzioni CNR - UNI 10011.

I bulloni dovranno essere montati in opera con una rosetta posta sotto la testa della vite (smusso verso testa) ed una rosetta posta sotto il dado (smusso verso il dado).

Su una stessa struttura potranno essere adottati bulloni di tipologie diverse, a taglio o ad attrito, ma in tal caso:

- dovranno essere identificabili a vista;
- dovranno essere chiaramente indicate nei disegni di progetto e d'officina le diverse lavorazioni imposte per i fori e le relative tolleranze massime.

2.3.7.2 GIUNZIONI CON BULLONI A TAGLIO

Per quanto riguarda le tensioni ammissibili si considerano quelle riportate alle tabelle 4 III (a e b) delle Istruzioni CNR - UNI 10011 ridotte del 15%.

Per la verifica a fatica dei bulloni si farà riferimento alla relativa curva SN riportata nella UNI - ENV 1993.

Sono ammessi bulloni con diametro 12 - 14 - 16 - 18 - 20 - 22 - 24 - 27 mm.

Nel progetto del giunto si dovrà tener conto, nella definizione di pinze, truschini e interassi, della possibilità di alesatura a diametro superiore.

Non sono ammessi disassamenti dei fori che non consentano il passaggio del bullone previsto. Nel caso non sono ammesse ovalizzazioni di sorta, ma si dovrà procedere ad alesatura a diametro superiore, con sostituzione dei bulloni interessati.

Per quanto riguarda l'ortogonalità tra asse del bullone e superficie bullonata, è consentita un'obliquità $\leq 1^\circ$.

Tutti i bulloni dovranno essere adeguatamente serrati, ed in particolare:

- Bulloni soggetti anche a carico assiale: serraggio al 100 % del valore tabellare di cui alle Istruzioni CNR - UNI 10011;
- Bulloni soggetti unicamente a taglio: è ammessa una riduzione del serraggio all'80% del valore tabellare, purché si indichi nel contempo l'adeguato provvedimento contro l'autosvitamento del bullone, se necessario. È comunque richiesto al riguardo che i bulloni con asse verticale siano posizionati con la testa in alto.

Per quanto riguarda le attrezzature e le procedure di serraggio e controllo si richiama quanto riportato per le giunzioni ad attrito nel punto 2.3.7.3.

Si dovrà tener adeguatamente conto del gioco foro-bullone nella valutazione della deformata della travata, il relativo contributo dovrà essere considerato nella controfrecchia di montaggio.

2.3.7.3 GIUNZIONI CON BULLONI AD ATTRITO

Per quanto riguarda le portate dei bulloni ad attrito con $f = 0,3$, si dovrà far riferimento a quanto riportato al punto 1.7.4.3.6 delle presenti Istruzioni.

Sono ammessi bulloni con diametro 12 - 14 - 16 - 18 - 20 - 22 - 24 e 27 mm.

Non sono ammessi disassamenti dei fori che non consentano il passaggio del bullone previsto. Nel caso, non sono ammesse ovalizzazioni ma si dovrà procedere ad alesatura a diametro superiore con adeguata sostituzione dei bulloni interessati.

Per quanto riguarda l'ortogonalità tra asse del bullone e superficie bullonata, è consentita un'obliquità $\leq 1^\circ$.

Nella progettazione del giunto si dovrà tener conto, nell'accoppiamento degli elementi da giuntare e nel posizionamento dei relativi coprigiunti, se presenti, dell'influenza delle tolleranze di esecuzione in relazione agli spessori in gioco.

In particolare nelle giunzioni con coprigiunto si dovrà valutare l'efficienza delle file di bulloni prossime alla sezione di giunto, provvedendo eventualmente ad un incremento del numero di bulloni, qualora se ne ravvisasse la necessità.

Tutti i bulloni dovranno essere accuratamente serrati al 100 % del valore tabellare previsto dalle Istruzioni CNR - UNI 10011. Si dovrà eseguire un altrettanto accurato

controllo e se ne dovrà fornire adeguata certificazione. Al riguardo si danno le seguenti prescrizioni:

- La geometria del giunto dovrà essere progettata tenendo in debito conto l'importanza del serraggio e del relativo controllo;
- Il serraggio dei bulloni può essere eseguito con chiavi pneumatiche purché dotate di limitatore di coppia;
- Il controllo di serraggio deve essere eseguito con chiave dinamometrica, o con altro idoneo dispositivo, che garantisca una precisione di $\pm 5\%$. Tale controllo dovrà essere eseguito su almeno il 20 % dei bulloni, scelti in modo da interessare tutta l'estensione del giunto in esame. Se anche un solo bullone non rispondesse alle prescrizioni di serraggio, il controllo dovrà essere esteso al 100 % del giunto;
- I bulloni che risultassero serrati con coppia maggiore di oltre il 5 % rispetto a quella prescritta saranno scartati e sostituiti.

Per le operazioni di serraggio si dovrà procedere come segue:

- a) Predisposizione del giunto nella posizione definitiva mediante un numero opportuno di "spine", in grado d'irrigidire convenientemente il giunto stesso e consentire l'adeguata corrispondenza dei fori;
- b) Serraggio dei bulloni con una coppia pari a circa il 60% di quella prescritta, iniziando dai bulloni interni al giunto e procedendo verso quelli esterni;
- c) Completamento del serraggio al 100% di coppia con sequenza simile a quella precedentemente indicata.

Per il controllo del serraggio si procederà nel modo seguente:

- a) Contromarcatura di dado e vite per identificarne la posizione relativa;
- b) Allentamento del dado con una rotazione almeno pari a 60°;
- c) Serraggio del dado con la coppia prescritta e controllo del ritorno alla posizione originale.

2.3.8 GIUNZIONI CHIODATE

Per il dimensionamento e la verifica dei giunti chiodati si fa riferimento alle indicazioni riportate nelle Istruzioni CNR-UNI 10011, con la prescrizione aggiuntiva, come per i giunti bullonati, che il dimensionamento stesso venga eseguito in base al massimo sforzo trasmissibile dagli elementi collegati (metodo delle sezioni), come indicato al punto 2.3.9.

Per la verifica a fatica dei chiodi si farà riferimento alla relativa curva SN riportata nella UNI-ENV 1993.

La geometria della giunzione dovrà tener conto della durabilità dell'opera oltre che della resistenza. Sarà quindi concepita in modo da prevenire per quanto possibile la corrosione locale, rispettando nel contempo pinze, truschini ed interassi di norma, nonché esigenze di controllo, manutenzione ed eventuale ripristino.

Sono ammessi chiodi con diametro nominale 10, 13, 16, 19, 22 e 25 mm e, ordinatamente, fori con diametro pari a 10.5, 14, 17, 20, 23 e 26 mm. I diametri dei fori saranno assunti tanto per la verifica di resistenza della chiodatura quanto per la valutazione dell'indebolimento della sezione.

Non sono ammessi disassamenti dei fori corrispondenti degli elementi chiodati. Nel caso, non sono ammesse ovalizzazioni di sorta, ma si dovrà procedere ad alesatura a diametro superiore, con sostituzione dei chiodi interessati. Di questo si dovrà tener debito conto nella definizione di pinze, truschini ed interassi del giunto in questione.

2.3.9 PRESCRIZIONI PARTICOLARI DI PROGETTAZIONE

2.3.9.1 GENERALITÀ

- a) Tutte le giunzioni di forza delle membrature appartenenti alle strutture reticolari portanti principali dovranno essere comunque dimensionate per sopportare il massimo sforzo assiale trasmissibile dagli elementi collegati (metodo delle sezioni). Le giunzioni delle travi principali a parete piena dovranno essere comunque dimensionate per sopportare il massimo momento flettente trasmissibile dalle sezioni collegate ed il corrispondente taglio. Le giunzioni d'anima dovranno essere comunque in grado di sopportare un taglio pari al massimo sopportabile dal pannello d'anima, cui appartiene la sezione.
- b) L'impiego di giunzioni saldate in collegamenti di forza dovrà essere esclusivamente previsto in progetto e chiaramente evidenziato sui relativi elaborati; in particolare dovrà essere indicata, per ogni singola giunzione, la fase di costruzione dell'opera nella quale ne è prevista la esecuzione e la relativa procedura di saldatura.
- c) I profilati e le lamiere che si prevede di impiegare dovranno avere spessori non inferiori a 8.0 mm; tuttavia le barre di controvento potranno essere ricavate da profilati a doppio T con anima di spessore inferiore a 8.0 mm ma non inferiore a 6.0 mm. Le lamiere e gli elementi che dovranno essere giuntati mediante saldatura, dovranno avere uno spessore non inferiore a 10.0 mm.
- d) Le tolleranze sia delle lamiere che dei profili laminati e/o saldati, dovranno rispettare quanto riportato nel disegno FS n. 3655.

- e) La verifica di resistenza e la verifica a fatica, sia delle strutture tese che di quelle compresse, dovrà essere eseguita adottando l'area della sezione depurata dei fori, mentre per la verifica di stabilità delle aste compresse si adotterà l'area lorda.
- f) Nel calcolo della struttura portante principale dovrà essere trascurato l'eventuale contributo favorevole delle longherine e/o del cassone di contenimento del ballast e delle strutture di controvento. Il contributo di queste parti potrà essere portato in conto nelle verifiche associate alla deformabilità della struttura principale.
- g) Nei ponti a via inferiore aperti superiormente occorre verificare la stabilità allo sbandamento fuori piano delle briglie e piattabande superiori compresse per eccessiva deformabilità dei relativi ritegni elastici. A tal fine, nel calcolo della rigidità dei ritegni elastici, dovranno essere trascurati tutti quei contributi che non siano sicuramente efficaci in rapporto alle condizioni di vincolo fra le parti.
- h) I diaframmi di sezione od i telai situati in corrispondenza degli appoggi dei ponti a travata (a via superiore od inferiore, con travi a parete piena o reticolari) saranno verificati, fra l'altro, per le sollecitazioni indotte dalle reazioni di appoggio della trave di controventamento superiore sotto l'effetto di tutte le azioni orizzontali presenti. Ai diaframmi od ai telai intermedi si attribuirà, comunque, la parte di competenza di tali azioni relativa al loro interesse.
- i) L'azione di frenatura, qualunque sia la disposizione degli apparecchi di appoggio dovrà essere considerata nel verso che produca gli effetti più gravosi nella struttura.
- l) Le travate del tipo a parete piena ed a maglie triangolari, dovranno essere costruite con una contrefreccia di montaggio che compensi l'inflessione elastica della trave principale relativa all'azione di tutti i carichi permanenti e di un quarto del carico verticale da traffico, con gli incrementi dinamici previsti dalle presenti istruzioni. Per le travate con giunzioni bullonate a taglio, la contrefreccia così determinata dovrà essere adeguatamente maggiorata per tener conto dell'assestamento dovuto al gioco foro/bullone.
- m) Il tavolato dei ponti sovrappassanti strade o ferrovie dovrà essere realizzato in lamiera continua o materiali equivalenti e con superficie non sdruciolevole. Il tavolato dovrà essere inoltre realizzato in modo da impedire la caduta di oggetti sulla strada o ferrovia sottostante.
- n) Oltre a quanto richiesto all'ultimo capoverso del punto 1.3.2 relativamente alle barriere antirumore, si precisa che negli impalcati a via inferiore, qualora non diversamente autorizzato, dovrà essere lasciato uno spazio sufficiente ad alloggiarle tra filo interno delle travi principali e la sagoma ferroviaria. Tale spazio dovrà essere, comunque, non inferiore a 20 cm.**

2.3.9.2 IMPALCATI METALLICI

2.3.9.2.1 TRAVERSE DI ARMAMENTO

Le traverse d'armamento dovranno essere poste in opera ad interasse, di norma, non superiore a 600 mm.

2.3.9.2.2 LONGHERINE E TRAVI TRASVERSALI

- a) La lunghezza delle longherine non dovrà superare gli 8.00 m e dovrà essere proporzionata anche in relazione alle caratteristiche geometriche delle travate.
- b) Sulla piattabanda superiore delle longherine deve essere accoppiato un piatto, per il contenimento delle traverse d'armamento, di spessore non inferiore a mm 12. Di tale piatto si potrà tener conto solo nelle verifiche a fatica, quando il suo contributo risulti favorevole, considerando collaborante una larghezza non superiore ad 1/12 della luce della longherina da ciascuna parte dell'anima della trave, che non dovrà superare la larghezza propria del piatto. Dovrà altresì tenersi conto, per la determinazione della categoria del particolare, della presenza dei fori "quadri" di ancoraggio delle chiavarde.
- c) Dovrà essere disposta, a cavallo delle travi trasversali ed in corrispondenza delle testate delle longherine, una apposita piastra di contenimento dello stesso spessore di quello previsto al punto precedente.
- d) La controventatura delle longherine dovrà essere realizzata impiegando, per le diagonali, ferri di caratteristiche non inferiori a quelle del profilo a L 80x10, mentre i traversini saranno dimensionati come indicato nel disegno FS n. 3655.
- e) Nel caso in cui le longherine vengano composte mediante saldatura, il collegamento fra anima e piattabanda superiore dovrà essere a piena penetrazione. Lo stesso collegamento dovrà adottarsi anche fra anima e piattabanda inferiore in caso di sezione simmetrica.
- f) I collegamenti interessanti le longherine, i traversini, le travi trasversali ed i controventi di binario dovranno essere realizzati esclusivamente mediante chiodatura a caldo o con giunzioni bullonate a taglio con accoppiamento di precisione.
- g) Le travi trasversali e le longherine dovranno essere calcolate come semplicemente appoggiate alle loro estremità. Le sezioni estreme delle travi, come pure i montanti e gli altri organi di attacco (coprigiunti o flange), nonché le chiodature o le bullonature di collegamento, dovranno essere verificate considerando anche il momento di incastro effettivo, da valutare tenendo conto della deformabilità degli organi di attacco. Qualora non si esegua tale calcolo, può considerarsi agente, oltre allo sforzo di taglio, un momento pari al momento di incastro perfetto per le longherine ed alla sua metà per le

travi trasversali, nelle stesse condizioni di carico assunte nel calcolo delle travi trasversali.

- h) L'anima delle longherine, in corrispondenza delle travi trasversali, deve avere, ove occorra, una espansione opportunamente raccordata ed irrigidita, tale da interessare con il collegamento chiodato o bullonato, l'intera altezza della trave trasversale.
- i) Nel calcolo delle longherine dovranno computarsi anche le sollecitazioni derivanti dalla loro compartecipazione alla deformazione della struttura principale; questa valutazione, condotta con riferimento allo schema statico complessivo del ponte, dovrà tener conto della deformabilità degli elementi di attacco e delle travi trasversali. In difetto di una analisi più accurata, la deformabilità degli attacchi delle longherine potrà valutarsi assumendo nei ponti a via inferiore una sezione convenzionale delle longherine pari al 60% della loro area effettiva, nel caso di attacchi a squadrette d'anima. In ogni altro caso (attacchi a flangia, ponti a via superiore) sarà portata in conto l'intera sezione.
- l) Per i ponti a doppio binario è da valutare il comportamento dell'insieme longherine/traversini di binario nel caso di una sola via caricata per le sollecitazioni locali che ne derivano, con particolare riferimento alle zone comprese tra gli irrigidenti verticali d'anima (elementi di attacco dei traversini) e le piattabande delle longherine.

2.3.9.2.3 TRAVATE A TRAVI GEMELLE

- a) L'interasse dei calastrelli non dovrà essere di norma maggiore di 800 mm.
- b) Gli attacchi dei calastrelli dovranno essere realizzati in maniera da interessare, con il collegamento, l'intera anima delle travi principali.
- c) La controfrecchia di montaggio può essere omessa; dovrà essere però calcolata la lavorazione dei legnami per la perfetta livellazione del binario.
- d) Sono ammessi appoggi a strisciamento solo per portate non superiori a 10 m.

2.3.9.2.4 TRAVATE A PARETE PIENA

Le piattabande delle travi principali dovranno essere realizzate di norma a sezione costante, senza raddoppi.

I goussets di attacco delle travi trasversali dovranno essere adeguatamente collegati agli irrigidimenti verticali dell'anima delle travi principali (nodo di continuità) o, in alternativa, dovranno interessare l'intera altezza.

2.3.9.2.5 TRAVATE RETICOLARI

- a) L'entità degli sforzi secondari nelle membrature dovrà essere limitata per quanto possibile; tali sforzi possono essere localmente amplificati a causa di brusche

variazioni della rigidezza degli elementi collegati nei nodi e soggetti a spostamenti e rotazioni relative ed a causa del contrasto di membrature trasversali di controvento.

- b) Lo schema geometrico di calcolo della travata è definito dagli assi baricentrici delle singole aste. In linea generale gli assi devono confluire nei nodi dello schema reticolare ed in tal caso è ammessa l'ipotesi di calcolo di struttura reticolare incernierata ai nodi. Nel caso di nervature costituite da più tratti aventi sezioni diverse, si dovrà sostituire alle linee baricentriche dei singoli tratti una linea baricentrica media e comune facendo coincidere questa con la corrispondente linea dello schema geometrico. Qualora si introducano eccentricità fra gli assi di tratti successivi di briglia superiori ad $1/20$ dell'altezza della sezione, dovranno essere valutate le sollecitazioni conseguenti.
- c) Nel calcolo dei controventi superiori ed inferiori del ponte si dovrà tener conto anche delle sollecitazioni derivanti dalla compartecipazione di tali elementi alla deformazione della struttura principale. Qualora il collegamento dei controventi della struttura sia definitivamente assicurato dopo che questa sia stata posta nello schema statico di esercizio, queste sollecitazioni potranno essere limitate ai soli effetti successivi a tale fase.
- d) Nei ponti a via superiore l'azione di frenatura andrà portata in conto sia nel calcolo delle briglie superiori che di quelle inferiori nonché nel calcolo delle diagonali di parete attraverso cui tale azione si trasferisce al piano degli apparecchi di appoggio.
- e) La tensione normale massima dovuta all'azione verticale trasmessa dalle travi trasversali ai montanti dei ponti a maglia triangolare, dovrà essere inferiore a 80 MPa sulla sezione netta dei montanti medesimi, adottando il metodo delle T.A. e le combinazioni rare nell'ambito dello S.L.S.
- f) In corrispondenza dei nodi della maglia triangolare, le saldature anima-piattabanda delle briglie inferiori dovranno, di norma, essere realizzati a piena penetrazione. Tra la zona a piena penetrazione e quella corrente a cordoni d'angolo dovrà essere inserita una zona di transizione di almeno 300 mm lungo la quale variare la forma del cianfrino per adattarlo progressivamente alle diverse tipologie di saldature. Qualora il tronco di briglia venga realizzato in pezzo unico con i nodi di parete, è consentito eseguire la saldatura anima-piattabanda a parziale penetrazione, purché venga assicurato in costruzione il pieno contatto dell'anima con la piattabanda nella zona di nodo.
- g) Per le travate a maglia triangolare si dovrà prevedere, in corrispondenza degli apparecchi di appoggio, una piastra di ripartizione di spessore non inferiore a 30 mm.

2.3.9.2.6 IMPALCATI CON CASSONE PER IL CONTENIMENTO DEL BALLAST

- a) Le nervature longitudinali di irrigidimento del cassone dovranno essere continue e del tipo aperto, esse dovranno essere, di norma, collegate alla lamiera del cassone

medesimo ed alla piattabanda sottostante mediante saldatura a piena penetrazione. Il cassone e le relative nervature saranno, di norma, disposte al di sopra delle travi trasversali. Qualora le nervature del cassone interessino l'anima delle travi trasversali, di norma, non è consentito praticare aperture nelle anime per rendere passanti, attraverso di esse, le nervature di irrigidimento; deroghe a tale prescrizione potranno essere concesse dalla stessa Autorità FS che emana le presenti istruzioni.

- b) Nel calcolo del cassone di contenimento del ballast potrà adottarsi uno schema di trave continua su appoggi elastici posti in corrispondenza delle travi trasversali in alternativa a quello di trave appoggiata, sempre in corrispondenza delle travi trasversali.
- c) Nel calcolo del cassone di contenimento del ballast dovranno computarsi anche le sollecitazioni derivanti dalla compartecipazione di tale elemento alla deformazione della struttura principale; questa valutazione dovrà tener conto della deformabilità degli elementi di attacco e delle travi trasversali.
- d) La tensione massima nella lamiera del cassone (da realizzarsi in acciaio Fe 510) dovrà risultare inferiore a 200 MPa, escluso il sovrametallo di cui al punto 2.3.1.2.
- e) Di norma, le saldature trasversali dei conci del cassone portaballast dovranno essere realizzate in asse alle travi trasversali sottostanti.
- f) Nel calcolo dei controventi inferiori dovrà tenersi conto anche dell' "effetto globale", valutando tutti gli effetti conseguenti all'applicazione dei carichi permanenti e accidentali.

2.3.9.3 IMPALCATI A STRUTTURA MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

- a) Nel caso di getto della soletta su lastre prefabbricate (predalles) nella valutazione dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo soggetto a ritiro si potrà trascurare quella delle lastre, se sufficientemente stagionate. Dovranno, comunque, essere evitate sezioni composte nelle quali, in zone di momento positivo, la posizione dell'asse neutro sia tale da porre la soletta parzialmente in trazione.
- b) Nell'analisi della struttura, cioè per il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni della trave composta, la sezione può considerarsi interamente reagente compreso l'eventuale spessore delle lastre. Nell'analisi dello stato tensionale della sezione composta non si terrà conto dell'area della sezione trasversale delle lastre, così come non si terrà conto delle parti in calcestruzzo gettate dopo la maturazione della soletta (cordoli, muretti, ecc.).
- c) Per quanto riguarda gli effetti del ritiro della soletta in calcestruzzo, il coefficiente di contrazione finale del ritiro ε_{r_0} (t_0) sarà valutato, nel caso generale di soletta gettata in opera, a partire da valori di t_0 pari a 1-7 giorni, a meno di non ricorrere ad additivi speciali, tenendo conto del concomitante effetto viscoso. Sarà altresì da studiarsi accuratamente,

oltre al ritiro longitudinale, il fenomeno del ritiro trasversale della soletta, analizzandone l'entità e gli effetti sulle strutture.

- d) Le fasi di getto della soletta dovranno essere accuratamente descritte nelle tavole di progetto, con particolare riferimento agli impalcati continui, per i quali sarà necessario prevedere, di norma, prima il getto della soletta nelle zone lontane dagli appoggi di continuità e, poi, in corrispondenza di questi. Ciò al fine di impedire l'insorgere di uno stato di trazione in soletta, parzialmente maturata, in corrispondenza degli appoggi intermedi.
- e) Per impalcati a due travi, gli effetti delle dissimmetrie di carico dovranno di norma essere assorbite per torsione, su sezione chiusa, adottando controventi inferiori di torsione. Per impalcati a tre o più travi il comportamento torsionale d'insieme dovrà essere oggetto di specifica valutazione.
- f) Si dovranno valutare le deformazioni elastiche dovute ai seguenti carichi:
- peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato (f_p);
 - peso delle opere di finitura (f_f);
 - carichi verticali da traffico (f_s);
 - effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso (f_r).

Dovrà essere assorbita da opportuna controfrecchia di costruzione (c_f) la somma dei seguenti contributi "deformazionali":

$$c_f = f_p + f_f + f_r + 0.25 f_s \cdot \Phi$$

Tale controfrecchia dovrà essere ottenuta mediante sagomatura dell'anima all'atto del taglio delle lamiere. In alternativa, potrà essere realizzata secondo un arco di cerchio approssimato con una spezzata iscritta. L'asse del giunto sarà disposto lungo il raggio dell'arco e la lunghezza dei singoli conci non dovrà eccedere 3.5 volte l'altezza della trave metallica. Dovrà inoltre risultare:

$$f_p \leq 1/300 L$$

- g) Per quanto riguarda l'indice di deformabilità della struttura mista collaborante (f/l), sotto l'effetto dei carichi verticali da traffico dinamizzati, valutato con coefficiente di omogeneizzazione relativo ai carichi di breve durata, si rimanda al paragrafo 1.7.4.3.4. Al riguardo, dovranno essere opportunamente valutati i contributi del taglio delle travi e della deformabilità dei connettori.
- h) Per i pioli di collegamento trave-soletta, si dovrà eseguire la verifica a fatica, secondo quanto indicato nella istruzione FS 44 f, o come specificato espressamente da parte FS. Per i suddetti pioli si rammenta il coefficiente di sicurezza 0,8 in relazione agli effetti dinamici, stabilito nella UNI 10016 e, per quanto riguarda il loro dimensionamento, dovrà farsi riferimento ad un collegamento di tipo completo come precisato nella suddetta norma UNI.

Dovranno essere considerate agenti sui pioli le forze orizzontali, sia longitudinali sia trasversali (frenatura, centrifuga, forze di interazione, vento, etc...), che verranno ripartite secondo opportuni schemi resistenti, considerando utili anche quelli distribuiti sui trasversi di testata.

- i) Dovrà essere accuratamente verificata la saldatura anima piattabanda superiore tenendo in debito conto gli effetti locali trasversali. In assenza di adeguate valutazioni la saldatura dovrà essere eseguita a piena penetrazione.
- l) Nel calcolo dei controventi, superiori ed inferiori, dovrà tenersi conto, per quanto significativo, anche dell' "effetto globale" portando in conto tutti gli effetti conseguenti all'applicazione dei carichi permanenti e verticali da traffico.
- m) Per strutture a trave continua, particolare riguardo andrà posto nella limitazione della massima tensione di trazione in soletta in corrispondenza degli appoggi intermedi, dove la stessa sarà, di norma, precompressa longitudinalmente. In caso di precompressione per cedimento impresso (precompressione indiretta) dovrà essere verificato che nelle condizioni di carico TA1 e TA2 delle T.A. e nelle combinazioni rare dello S.L.S. la tensione massima di trazione in soletta dovrà risultare compatibile con lo stato di formazione delle fessure, come specificato nel punto 1.7.4.3.5.6. In ogni caso, dovrà essere effettuata la verifica a fessurazione considerando un valore ammissibile dell'apertura delle fessure minore o uguale a 0,1 mm con riferimento alla combinazione TA5 delle T.A. ed alla combinazione frequente per lo S.L.S. Qualora si adottino sistemi di precompressione diretta della soletta, comunque da realizzarsi con barre, in soletta dovranno rispettarsi i limiti tensionali previsti per le strutture in c.a.p.
- n) L'impalcato dovrà avere oltre ai diaframmi trasversali (trasversi) in corrispondenza degli appoggi anche dei trasversi di campata, in numero non inferiore a tre per campata e distribuiti uniformemente fino a 50 m di luce; per portate superiori dovrà esserne valutato il numero ottimale. Le sezioni "funzionanti" a cassone saranno dotate di diaframmi trasversali posti ad interasse correlato all'altezza della trave metallica e, di norma, non superiore a 6 m. Il trasverso di testata dovrà essere collegato con pioli alla soletta e, pertanto, dovrà sopportare anche i carichi locali da traffico opportunamente dinamizzati.
- o) Per meglio agevolare gli interventi di manutenzione, le aste di controvento e di diaframma a schema reticolare saranno, di norma, realizzate con elementi a T o con doppi angolari disposti a farfalla. Per i controventi e diaframmi che risultino interni al perimetro delle travi principali e della soletta e sicuramente protetti dagli agenti atmosferici, sarà consentito l'impiego di angolari doppi accoppiati.
- p) I coprigiunti delle piattabande superiori dovranno essere preferibilmente realizzati in due pezzi simmetrici rispetto all'anima della trave, per consentire la posa dei pioli all'interno di

essi. Qualora sia previsto l'impiego di lastre prefabbricate, i coprigiunti dovranno essere arretrati rispetto ai bordi della piattabanda di almeno 4 cm, per consentire l'appoggio, per almeno 3 cm, delle stesse lastre sulla piattabanda.

CAPITOLO 3 - ESECUZIONE, COLLAUDO E GESTIONE

3.1 ESECUZIONE ED ACCETTAZIONE

L'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato e precompresso, le opere metalliche nonché le strutture miste acciaio-calcestruzzo dovranno rispettare le prescrizioni di cui alla Legge 5.11.1971 n. 1086 ed ai successivi decreti applicativi ed, in aggiunta, quanto prescritto nelle presenti istruzioni.

Dovranno essere altresì rispettate tutte le disposizioni relative alla costruzione delle opere (materiali, modalità di montaggio e posa in opera etc.) contenute nelle specifiche tecniche emesse sull'argomento dalle FS; ciò anche in relazione ai criteri di accettabilità che si dovranno adottare per il controllo delle varie fasi costruttive degli elementi singoli od assemblati. Dovranno, inoltre, essere attuate le procedure previste, nelle varie fasi, dai Sistemi di Qualità vigenti, in ambito FS, al momento dell'esecuzione dell'opera.

3.2 COLLAUDO

Per quanto attiene il collaudo statico dei ponti ferroviari, è necessario operare una suddivisione sostanziale relativamente a:

- A) ponti da costruire per linee in esercizio;
- B) ponti da costruire per nuove linee o per tratti di linee fuori esercizio;
- C) ponti provvisori.

Per i ponti di cui al punto A) sarà consentito attivare l'opera all'esercizio ferroviario, sia pure con limitazioni sulle circolazioni ammesse, anche senza l'effettuazione delle prove di carico che, comunque, dovranno essere effettuate secondo le modalità descritte nel seguito il più tempestivamente possibile, compatibilmente con le operazioni di completamento e finitura dell'opera, nonché dell'armamento.

Quanto sopra, preventivamente alla messa in esercizio, necessita di una particolare cura nella predisposizione degli elaborati del collaudo statico certificando, controlli propri della direzione lavori, sia sui materiali che sulle modalità esecutive.

Per i ponti di cui al punto B) l'attivazione all'esercizio sarà consentita solo dopo il completamento delle operazioni di collaudo e, quindi, dopo l'effettuazione delle prove di carico.

Per quanto riguarda i ponti provvisori (punto C), con tipologie, modalità di posa e condizioni di esercizio sufficientemente sperimentati dalle FS, è consentito il loro impiego senza necessità di prove di carico. Ogni innovazione, invece, potrà comportare, oltre alle prove di carico, anche sperimentazioni e monitoraggio per accertarne l'ammissibilità.

Per quanto concerne, inoltre, gli accertamenti di collaudo, si rinvia alle corrispondenti norme emanate ai sensi dell'art. 21 della Legge 5.11.1971 n. 1086. A tale proposito si ricorda che le prescrizioni di cui ai decreti applicativi della stessa Legge sono prescrizioni "di minima" inderogabili e che il collaudatore, nell'ambito dei suoi poteri discrezionali, potrà estendere i propri accertamenti ove ne ravvisi la necessità.

Qualora in un lotto ferroviario, soggetto a collaudo unico, ricadano ponti che presentano caratteristiche ripetitive, è consentito al collaudatore di sottoporre alle prove di carico solo alcuni degli elementi strutturali ripetuti fra loro uguali, purché ciò sia fatto almeno una volta per ogni opera e, nell'ambito di una stessa opera con elementi ripetuti, almeno una volta ogni cinque.

Tutte le opere dovranno essere, comunque, assoggettate singolarmente al carico e in tali condizioni il collaudatore dovrà accertare che non si verifichino comportamenti anomali o segni di affaticamento durante o a seguito del caricamento.

I carichi di prova dovranno essere, di regola, tali da indurre nelle strutture dei ponti le massime sollecitazioni possibili, comunque inferiori a quelle di progetto, in relazione ai carichi mobili stradali o ferroviari più gravosi disponibili.

In caso di viadotti od opere appartenenti a quelli indicati alla lettera B con lunghezza totale maggiore di 250 m e aventi campate ripetitive, per ciascun tipo strutturale ripetitivo dovrà essere effettuata almeno una prova di carico in grado di indurre nelle strutture le massime sollecitazioni di progetto.

Qualora significativo, nell'ambito delle operazioni di collaudo dovrà essere misurata la frequenza del primo modo di vibrare dell'impalcato almeno in condizioni di esercizio (con la presenza di tutti i carichi permanenti portati).

Le deformazioni reali saranno misurate con i sistemi più opportuni atti a fornire al collaudatore valori convenientemente approssimati delle deformazioni stesse.

Nel rilevamento delle deformazioni sarà necessario adottare metodologie ed accorgimenti atti ad individuare e separare l'influenza diretta ed indiretta delle variazioni termiche che possono verificarsi durante la prova.

Il collaudatore potrà anche procedere, in aggiunta alle prove di carico ed alle misure prima indicate, all'esecuzione di ulteriori controlli a mezzo di prove dinamiche, prove fisiche, etc..

In ogni caso il collaudatore dovrà effettuare i riscontri geometrici essenziali dell'opera (ad es., verticalità delle pile, posizione e corsa iniziale degli apparecchi di appoggio, etc.) confrontandoli con i dati di progetto e riportandoli nella relazione di collaudo, anche al fine dei periodici controlli successivi.

Nell'ambito delle prove dinamiche potranno essere previsti indagini e controlli che, integrati con quelli eseguiti in corso di costruzione, potranno fornire un quadro organico del comportamento della struttura ed un conseguente controllo delle modellazioni a base dell'analisi strutturale. Tali indagini potranno costituire, inoltre, la base di raffronto per le successive indagini e controlli periodici in fase di esercizio con possibilità di fornire test di valutazione sulla durabilità dell'opera stessa, che il collaudatore potrà indicare.

Particolare attenzione andrà rivolta ai dispositivi di vincolo ed ai dispositivi antisismici ove presenti.

Le indagini ed i controlli dinamici, di cui si è fatto cenno, dovranno essere messi a punto sulla base di uno specifico progetto che dovrà definire gli obiettivi delle prove, i mezzi di eccitazione e le strumentazioni di rilevamento.

Per opere che dovessero essere caratterizzate da particolari o speciali fasi costruttive, di cui l'opera potrebbe anche conservarne "memoria", è opportuna la presenza del collaudatore in corso d'opera.

3.3 GESTIONE

Le strutture da ponte inserite nella Rete FS devono presentarsi in permanente stato di agibilità tecnica con riferimento, ovviamente, alle tratte cui esse sono a servizio.

Gli Organi Tecnici territorialmente competenti debbono avere conoscenza delle caratteristiche delle opere a loro affidate.

Tali conoscenze debbono essere sostenute da adeguata documentazione tecnica da istituire per ogni opera o per gruppi di opere, contenente tutti i dati salienti relativi al progetto, all'esecuzione, al collaudo, alla gestione.

La necessità di assicurare le dovute condizioni di sicurezza esige un'assidua attenzione da parte dei citati Organi Tecnici al fine di garantire una buona e corretta conservazione delle opere: in tal senso vanno tenute in particolare considerazione la vetustà dei ponti, la riclassificazione delle linee, nonché le velocizzazioni delle stesse.

La gestione dei ponti si articola essenzialmente nelle seguenti operazioni:

- vigilanza;
- ispezione;
- manutenzione ordinaria e straordinaria;
- interventi statici, restauro - adeguamento - ristrutturazione.

Per quanto riguarda le attività connesse con la **vigilanza** e l'**ispezione** si rimanda alle disposizioni contenute nella Istruzione FS - Area Rete 44 c "Visite di controllo ai ponti,

alle gallerie ed alle altre opere d'arte del corpo stradale - Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni".

Per le opere di maggior impegno statico, o nei casi in cui si volesse tenere sotto controllo l'evoluzione di particolari grandezze, sarà opportuno prevedere già in fase di progettazione un opportuno piano di monitoraggio che, individuando i parametri da monitorare, gli strumenti e le allocazioni nell'ambito dei vari elementi strutturali, possa costituire, sulla base di valori preindicati, base per una valutazione attendibile dello stato dell'opera d'arte nel tempo.

3.4 MANUTENZIONE

Per manutenzione deve intendersi il complesso di operazioni necessarie a mantenere l'opera nella sua piena efficienza, nel rispetto delle sue originarie caratteristiche; ogni modifica di parti strutturali, anche locali, o di organi di collegamento che produca alterazioni degli schemi di origine non rientra nel processo manutentivo.

Le operazioni di manutenzione possono essere ordinarie e straordinarie.

3.4.1 MANUTENZIONE ORDINARIA

Le operazioni di manutenzione ordinaria, di regola, comprendono:

- pulizia delle varie parti dell'opera compresi gli appoggi, anche con mezzi meccanici, al fine di asportare tutti i materiali estranei;
- sostituzione di elementi accessori deteriorati con operazioni di semplice smontaggio e montaggio;
- riparazioni localizzate superficiali delle parti strutturali, da effettuare anche con materiali speciali;
- riparazioni localizzate di impermeabilizzazione e protezione;
- protezione contro la corrosione in parte o nella totalità di superfici in strutture metalliche;
- operazione di riparazione dei giunti di dilatazione.

3.4.2 MANUTENZIONE STRAORDINARIA

Le operazioni di manutenzione straordinaria, di regola, comprendono:

- ripristino di parti strutturali da eseguire anche con materiali speciali;
- protezione delle armature scoperte, estesa ad ampie zone;

- protezione dei calcestruzzi da azione disgreganti (gelo, ambiente aggressivo, etc.) con eventuale applicazione di film protettivi;
- sigillatura di fessure di strutture in c.a. od in c.a.p., che non richiedano interventi più specifici;
- interventi su chiodature, bullonature, saldature o parti comunque danneggiate di strutture metalliche;
- ripristino di strutture di mattoni o pietra da taglio;
- riparazione e ricostruzione di ampie porzioni o della totalità dell'impermeabilizzazione degli impalcati;
- sostituzione dei giunti di dilatazione;
- interventi sugli appoggi e dispositivi di vincolo con il ripristino o la sostituzione totale o parziale.

3.5. RESTAURO STATICO, ADEGUAMENTO E RISTRUTTURAZIONE

3.5.1 DEFINIZIONI

Per *restauro statico* si intende il complesso di interventi volti al ripristino della capacità portante originaria di un ponte deteriorato.

Per *adeguamento* si intende il complesso di interventi che, nel rispetto sostanziale della geometria e dello schema statico originario, pongano in grado la struttura di far fronte ad azioni maggiori o diverse da quelle del progetto originario.

Per *ristrutturazione* si intende infine il complesso di interventi volti al ripristino od anche all'aumento della capacità portante, interventi comportanti, peraltro, una modifica delle caratteristiche geometriche o dello schema statico originario dell'opera.

L'adeguamento e la ristrutturazione possono interessare ovviamente anche opere in buono stato di conservazione.

3.5.2 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI

Per importanti interventi di restauro e, in ogni caso, per interventi di adeguamento e ristrutturazione, si dovrà procedere alla redazione di un progetto completo, che prenda in esame, sotto tutti gli aspetti, la struttura esistente ed il suo futuro assetto statico.

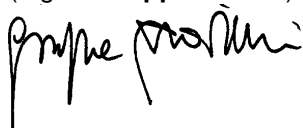
In particolare, in funzione delle caratteristiche dell'opera e dell'importanza dell'intervento, dovranno prendersi in considerazione e svilupparsi alcune o tutte le seguenti operazioni:

- rilievo geometrico completo dell'opera e confronto con la documentazione tecnica esistente;
- indagini sulle fondazioni, sul loro stato e sulla loro capacità portante in rapporto con le caratteristiche del terreno;
- indagini sui materiali, mediante opportune serie di prove distruttive e/o non distruttive;
- indagini e reperimento dei documenti relativi a eventuali interventi precedentemente effettuati sull'opera in esame;
- rilievo del reale stato dell'opera con indicazione di stati fessurativi, di eventuale degrado e dello stato dei vincoli;
- relazione tecnica che illustri la natura e l'opportunità delle scelte progettuali effettuate, le tecniche e le modalità esecutive da adottare, i materiali normali e speciali da impiegare;
- elaborati di calcolo estesi anche ad eventuali fasi transitorie dell'intervento, con particolare riferimento ad eventuali ridistribuzioni delle sollecitazioni e delle deformazioni.

Ulteriori indagini e studi potranno rendersi necessari in relazione alle singole tipologie ed alle specifiche situazioni.

Ad interventi conclusi, le opere dovranno essere assoggettate a collaudo statico secondo le modalità previste nelle presenti istruzioni.

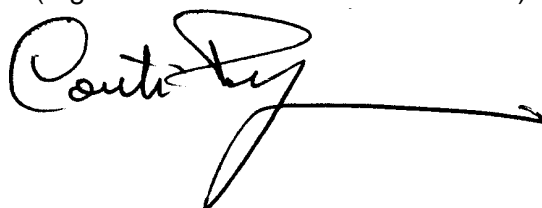
IL DIRIGENTE DI
PONTI E STRUTTURE
(Ing. **Giuseppe TRAINI**)



IL DIRIGENTE DI
OPERE METALLICHE
(Ing. **Salvatore DI TRAPANI**)



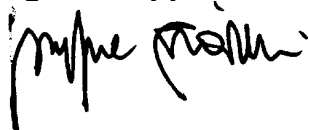
IL RESPONSABILE DELLA DIVISIONE
SPECIALISTICA CIVILE E ARMAMENTO
(Ing. **Alessandro CONTI PUORGER**)



PER LE INTEGRAZIONI

Il Responsabile dell'U.O.
SPECIALISTICA STRUTTURE

(Ing. Giuseppe TRAINI)



Il Responsabile dell'U.O.
INGEGNERIA

(Ing. Massimo PALLICCIA)



Il Condirettore dell'ASA
SERVIZI DI INGEGNERIA

(Ing. Carlo IANNIELLO)


ELENCO ISTRUZIONI

Si riporta nel seguito l'elenco delle istruzioni e specifiche emanate o in corso di emanazione, ***nell'ambito del Gruppo FS***:

Istruzione 44 a	Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, l'esecuzione, il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali <i>sovrapassanti</i> la linea ferroviaria
Istruzione 44 b	Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica
Istruzione 44 c	Visite di controllo ai ponti, alle gallerie ed alle altre opere d'arte del corpo stradale. Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni
Istruzione 44 d	Impalcati ferroviari realizzati con travi in acciaio incorporate nel calcestruzzo
Istruzione 44 e	Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari
Istruzione 44 f	Verifica a fatica dei ponti ferroviari
Istruzione 44 s	Specifiche tecniche per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari
Istruzione 44 y	Analisi di percorribilità ferroviaria (Runnability) per strutture di sostegno (ponti-viadotti) non convenzionali

ALLEGATI

ALLEGATO "A" - VERIFICA SEMPLIFICATA CONDIZIONI DI RISONANZA

Per valutare le condizioni di risonanza, in maniera semplificata, è possibile ricorrere ad un approccio modale.

Con riferimento alla figura A-1, la campata del ponte/viadotto viene sottoposta ad una stesa di carichi mobili (trascurando la dinamica del veicolo ferroviario e la sua interazione dinamica con la struttura portante stessa).

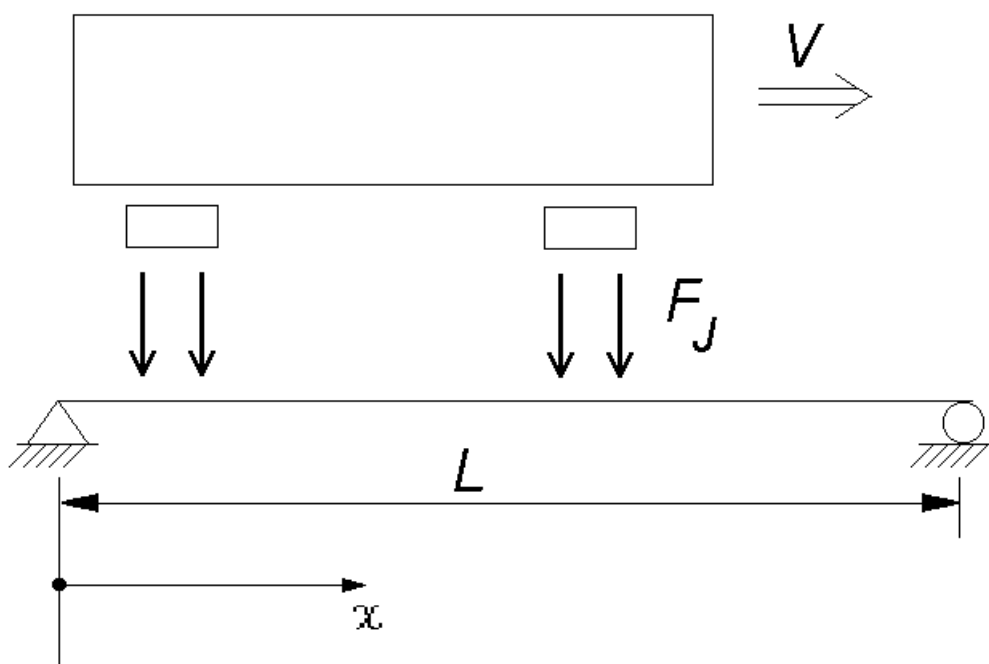


Figura A-1 - Schema di calcolo per la verifica delle condizioni di risonanza.

Nella figura A-2 si riportano le sequenze dei carichi mobili dei diversi treni da impiegare per le verifiche delle condizioni di risonanza con le relative velocità massime. Nelle analisi occorrerà tener conto di un numero minimo di 10 veicoli componenti il generico convoglio.

La scelta dei tipi di convoglio da analizzare sarà fatta nell'ottica di ottenere i risultati più sfavorevoli per l'impalcato che si sta esaminando, d'intesa con le FS.

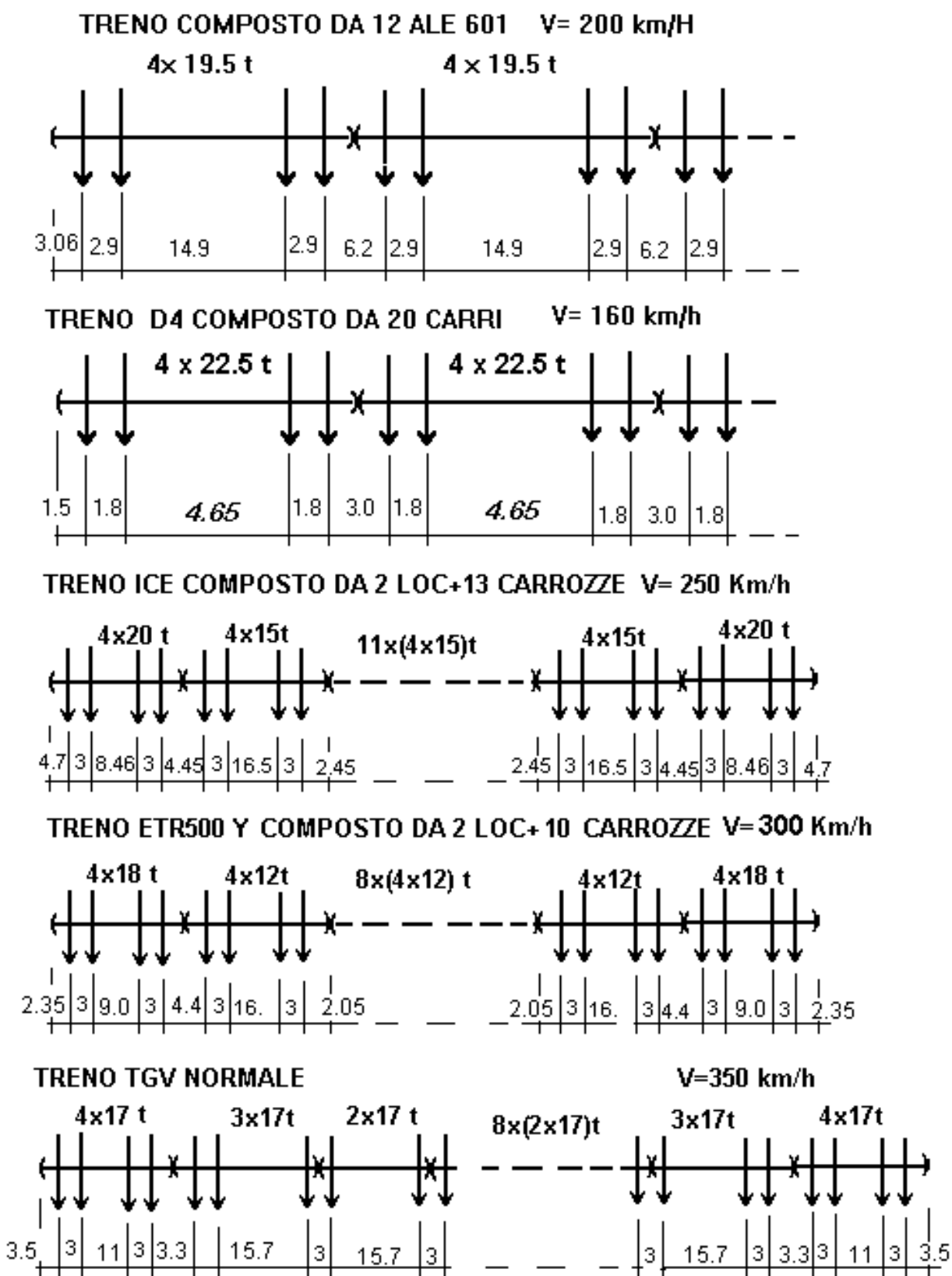


Figura A-2 - Schemi di carico per la verifica delle condizioni di risonanza.

Per queste analisi valide per travi semplicemente appoggiate è sufficiente tener conto del solo primo modo di vibrare $\phi^{(1)}(x)$ nel piano verticale della struttura (figura A-3). Tale modo di vibrare può essere definito attraverso:

1) uno schema ad elementi finiti definendo tale modo in forma discreta :

$$\phi^{(1)}(x) = \underline{X}^{(1)} \quad (1)$$

essendo $\underline{X}^{(1)}$ il vettore che contiene i gradi di libertà del sistema valutati in riferimento alla pulsazione ω_1 corrispondente alla prima frequenza del sistema;

- 2) un approccio rigoroso utilizzando le equazioni alle derivate parziali proprie dei continui;
- 3) un qualsiasi approccio approssimato.

È pure lecito approssimare, nel caso di trave semplicemente appoggiata, la deformata con la seguente formulazione:

$$\phi^{(1)}(x) = \sin\left(\frac{\pi}{L}x\right) \quad (2)$$

essendo L la luce della campata.

Tale deformata dovrà essere "normalizzata" ponendo uguale ad 1 il valore della deformata al ventre del primo modo di vibrare.

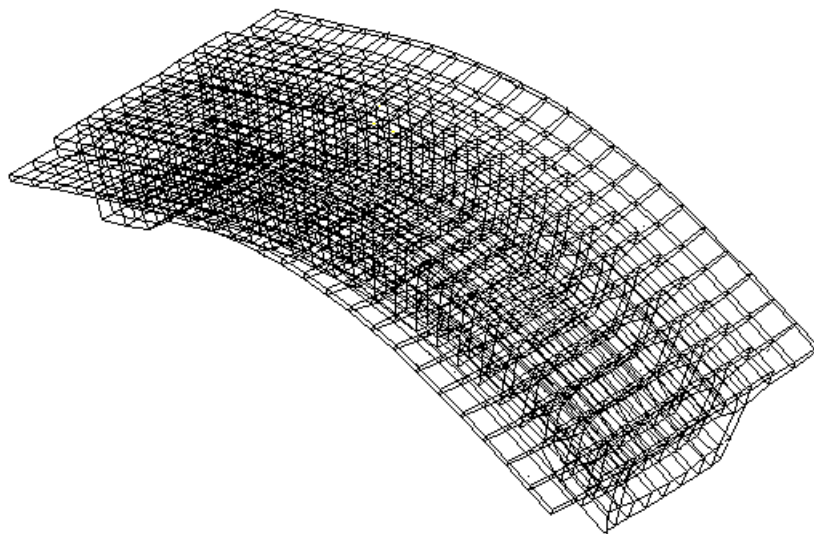


Figura A-3 - Generico modo di vibrare dell'opera.

Le equazioni di moto del sistema diventano così:

$$m_1 \ddot{q} + r_1 \dot{q} + k_1 q = \sum_{j=1}^{nc} F_j \phi^{(1)}(x_j) = \sum_{j=1}^{nc} Q_j = Q(t) \quad (3)$$

La risposta $q = q(t)$, che si ottiene integrando numericamente tale equazione, rappresenta, dato l'approccio modale utilizzato, la deformata dinamica a centro campata.

Nella equazione (3):

- m_1 è la massa modale relativa al primo modo di vibrare ⁽¹³⁾;
- k_1 è la rigidità modale definita dalla relazione:

$$\omega_1^2 = \frac{k_1}{m_1} \quad (4)$$

essendo

$$\omega_1 = 2 \pi f_1 \quad (5)$$

dove f_1 [Hz] rappresenta la prima frequenza propria del ponte valutabile, per travi semplicemente appoggiate ed in forma approssimata, tramite la:

$$f_1 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (6)$$

ove δ_0 è la freccia statica [mm] a metà campata dovuta ai carichi permanenti;

- r_1 è lo smorzamento modale definito dalla relazione:

$$r_1 = 2 m_1 \omega_1 h_1 \quad (7)$$

essendo $h_1 = \frac{r_1}{r_c}$ lo smorzamento adimensionale rapportato al valore critico;

- F_j ($j=1,nc$) sono le sole forze peso, relative ai carichi che compongono il convoglio (fig. A-2), che nel generico istante di tempo t si trovano sull'impalcato ad una

⁽¹³⁾ Tale massa modale può essere valutata:

- utilizzando uno schema agli elementi finiti eseguendo il prodotto:

$$m_1 = \underline{X}^{(1)T} [M] \underline{X}^{(1)} \quad (9.1)$$

essendo $[M]$ la matrice di massa relativa allo schema ad elementi finiti della struttura ed $\underline{X}^{(1)}$ la deformata relativa al primo modo di vibrare normalizzata all'unità, in corrispondenza del ventre;

- considerando la deformata del continuo $\phi^{(1)}(x)$ associata al primo modo di vibrare:

$$m_1 = \int_0^L m(x) [\phi^{(1)}(x)]^2 dx \quad (9.2)$$

essendo $m = m(x)$ la massa per unità di lunghezza ed L la lunghezza complessiva del manufatto;

- con un approccio approssimato ponendo:

$$m_1 = \frac{m L}{2} \quad (9.3)$$

dove m è la massa per unità di lunghezza media del ponte ed L la lunghezza complessiva del manufatto.

distanza x_j dall'estremo di sinistra: tale posizione dipende dalla velocità di avanzamento V dei veicoli e dalla distanza dei carichi viaggianti (fig. A-4). La sommatoria nella (3) viene estesa alle sole forze che, istante per istante, si trovano sull'impalcato.

Più in particolare, assumendo come ascissa $x = 0$ l'ascissa corrispondente all'inizio dell'impalcato e definendo con z_{j0} la distanza del j -esimo carico al tempo $t_0=0$ rispetto al primo appoggio, ponendo il primo carico in ingresso al ponte ($z_{j0}=0$, vedi fig. A-4), la generica posizione del carico al generico tempo t viene definita come:

$$x_j = V \cdot t - z_{j0} \quad (8)$$

La generica componente lagrangiana Q_j , dovuta alla forzante F_j , diviene:

$$Q_j = 0 \quad \text{se } x_j < 0 \text{ o } x_j > L \quad (9a)$$

$$Q_j = F_j \phi^{(1)}(x_j) \quad \text{se } 0 \leq x_j \leq L \quad (9b)$$

La generica j -esima forza F_j che compare nella sommatoria della (3) viene attivata solo se vale la (9b).

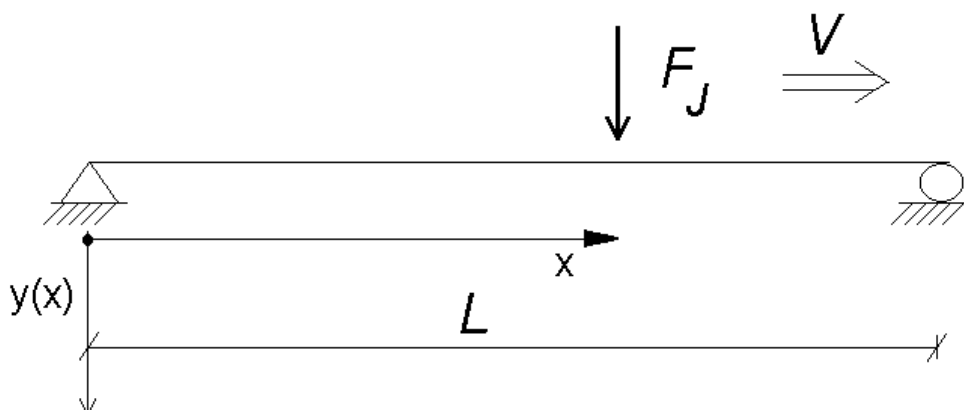


Figura A-4 - Le forze F_j che nel generico istante di tempo si trovano sull'impalcato.

Nel caso in cui si utilizzi l'approccio semplificato, l'equazione del moto diviene:

$$\frac{mL}{2} \ddot{q} + 2\omega_1 h_1 \frac{mL}{2} \dot{q} + \omega_1^2 \frac{mL}{2} q = \sum_{j=1}^{nc} F_j \phi^{(1)}(x_j) \sum_{j=1}^{nc} F_j \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L} x_j\right) \quad (10)$$

Per ogni tipo di configurazione del veicolo (fig. A-2), occorre dapprima eseguire una simulazione a bassa velocità ($V \leq 20$ km/h) in modo da valutare la risposta quasi statica del ponte ai carichi mobili $q_0(t)$. Si deve successivamente aumentare progressivamente la velocità di avanzamento fino alla massima consentita sulla linea analizzata, considerando incremento di velocità non superiore a 10 Km/h.

Il rapporto tra la risposta massima $\delta_{din} = \max [q(t)]$ del sistema alla generica velocità di avanzamento e la massima risposta a bassa velocità $\delta_{stat} = \max [q_0(t)]$ rappresenta un coefficiente di amplificazione dinamico:

$$\phi'_{Reale,f}(V) = \left| \frac{\delta_{din}}{\delta_{stat}} \right| \quad (11)$$

Occorre definire, in maniera discreta, l'andamento del coefficiente $\phi'(v)_{Reale,f}$ in funzione della velocità di avanzamento V (fig. A-6a); il valore massimo $\phi'(v)_{Reale,f}$ non deve superare il valore massimo di 2.5. Se il massimo di $\phi'(v)_{Reale,f} > 2.5$ occorre modificare la frequenza propria del ponte.

Per testare il programma di simulazione si riportano due differenti casi test, in cui sono noti i risultati analitici e sperimentali.

-
- | | |
|---------|---|
| caso 1) | <p>viadotto con luce $L = 11.3$ m</p> <p>smorzamento adimensionale relativo al critico (r_1 / r_{C1}) = 4%</p> <p>massa al metro impalcato 7730 kg/m</p> <p>prima frequenza propria $f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} = 7.15$ Hz</p> <p>tipo treno (vedi fig. A-5)</p> |
| caso 2) | <p>viadotto con luce $L = 20.0$ m</p> <p>smorzamento adimensionale relativo al critico (r_1 / r_{C1}) = 4%</p> <p>massa al metro impalcato 13000 kg/m</p> <p>prima frequenza propria $f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} = 4.04$ Hz</p> <p>tipo treno (vedi fig. A-5)</p> |
-

Tabella I

Nella figura A-6a si riporta, a titolo di esempio, in funzione della velocità di avanzamento V , l'andamento del coefficiente di amplificazione dinamico $\phi'(v)_{\text{Reale}}$ (eq.11) nel caso 2 di Tab A-I. Nella figura A-6b si riporta invece l'andamento della accelerazione $A_{v_{\text{max}}}$ [m/s²] massima dell'impalcato a regime nello stesso caso.

Del caso test n° 1 non vengono forniti gli andamenti delle grandezze significative, tali andamenti dovranno essere forniti dal progettista alle FS, insieme ai diagrammi relativi al ponte in progetto.

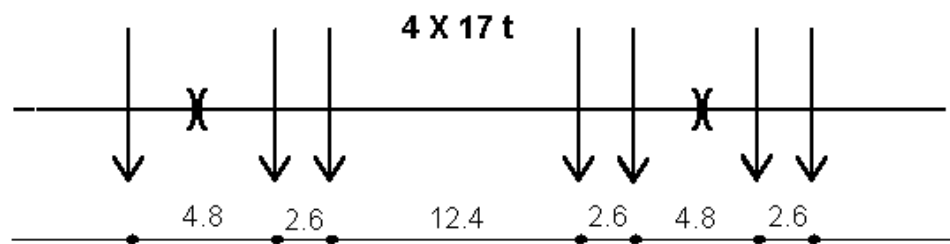


Figura A-5 - Schema di carico per la simulazione nei casi test di Tab. A-I.

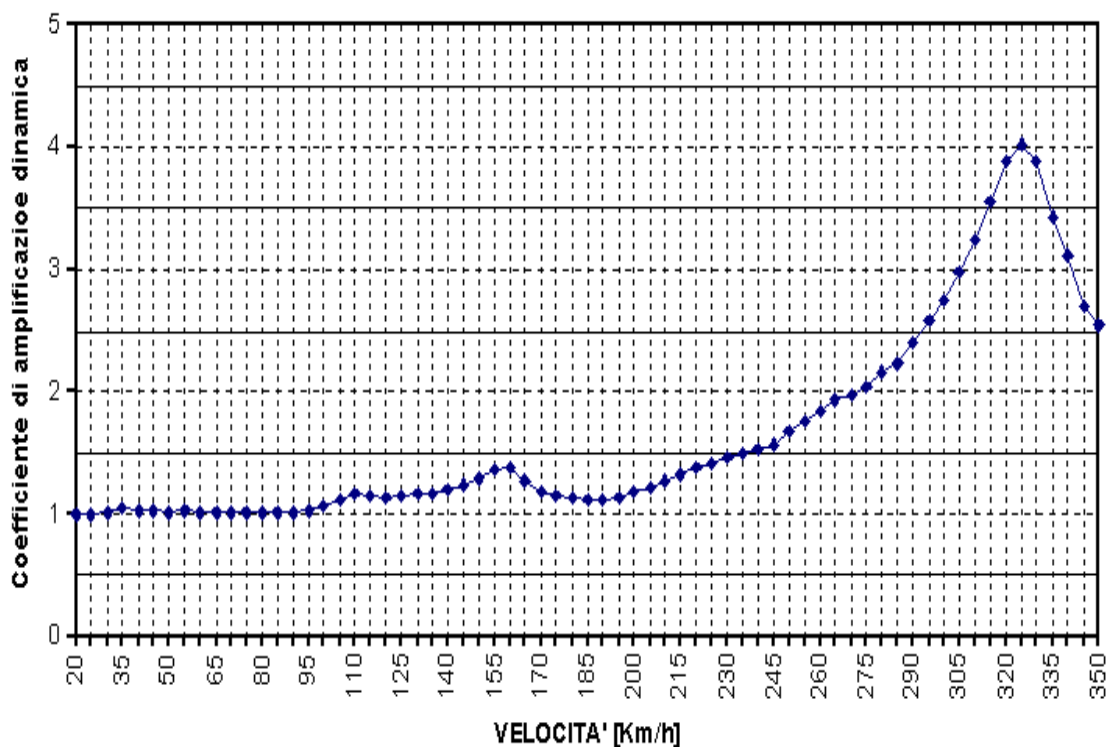


Fig.A-6a - Andamento del coefficiente $\phi'(v)_{\text{Reale}}$ di amplificazione dinamico in funzione della velocità di avanzamento (caso 2 di Tab.I).

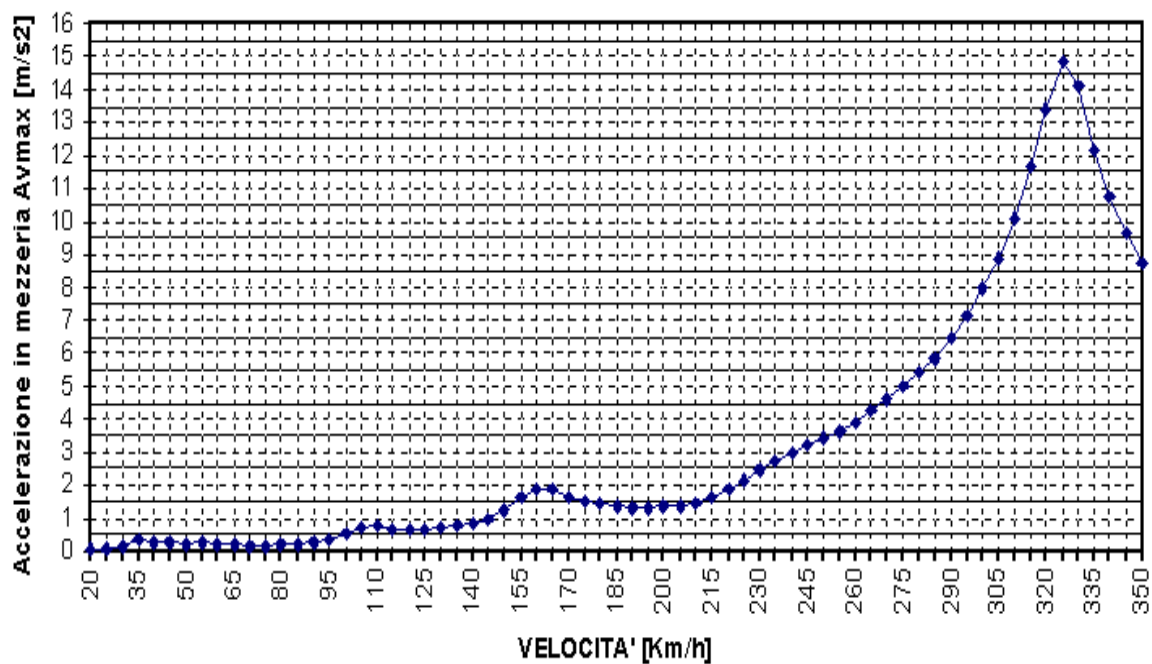


Fig. A-6b - Andamento della componente massima di accelerazione in mezzeria $A_{v\text{max}}$ dell'impalcato in funzione della velocità di avanzamento (caso 2 di Tab.I).

Nel caso di ponti a doppio binario in cui la prima frequenza propria torsionale f_T sia superiore a 1.5 volte la prima frequenza propria flessionale f_1 , non e' necessario alcun altro tipo di analisi.

In caso contrario, avendo definito con $\phi_T(x)$ la deformata relativa al primo modo di vibrare torsionale, valutabile analogamente a quanto fatto precedentemente ed anche, sempre in prima approssimazione, come:

$$\phi_T(x) = \sin\left(\frac{\pi}{L} x\right) \quad (12)$$

ed avendo normalizzato ad "1" il valore della deformata al ventre (la rotazione), le equazioni di moto del sistema diventano così:

$$m_T \ddot{q}_T + r_T \dot{q}_T + k_T q_T = \sum_{j=1}^{nc} F_j \phi_T(x_j) = \sum_{j=1}^{nc} Q_{Tj} = Q_T(t) \quad (13)$$

avendo indicato con:

- m_T la massa modale relativa al primo modo di vibrare torsionale ⁽¹⁴⁾;
- k_T la rigidezza modale definita dalla relazione:

$$\omega_T^2 = (2 \pi f_T)^2 = \frac{k_T}{m_T} \quad (14)$$

avendo indicato con ω_T [rad/s] la prima pulsazione propria torsionale del ponte, valutabile per una trave semplicemente appoggiata, tramite la:

$$\omega_T = 2 \pi f_T = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{GJ_p}{m \rho^2}} \quad (15)$$

⁽¹⁴⁾ Tale massa modale (momento di inerzia torsionale) puo' essere valutata:

- utilizzando uno schema agli elementi finiti eseguendo il prodotto:

$$m_T = \underline{X}_T^T [M] \underline{X}_T \quad (10.1)$$

essendo [M] la matrice di massa relativa allo schema ad elementi finiti della struttura ed \underline{X}_T la deformata relativa al primo modo di vibrare normalizzata all'unità, in corrispondenza del ventre;

considerando la deformata del continuo $\phi_T(x)$ associata al primo modo torsionale:

$$m_T = \int_0^L I(x) \phi_T^2(x) dx \quad (10.2)$$

essendo $I(x)$ il momento di inerzia torsionale per unità di lunghezza ed L la lunghezza complessiva del manufatto; con un approccio approssimato ponendo:

$$m_T = \frac{m \rho^2 L}{2} \quad (10.3)$$

dove m è la massa per unità di lunghezza media del ponte, ρ il raggio giratorio d'inerzia della sezione trasversale del ponte ed L la lunghezza complessiva del manufatto.

essendo GJ_p la rigidezza torsionale della sezione trasversale, m la massa per unità di lunghezza media del ponte e ρ il raggio giratorio;

- r_T lo smorzamento modale definito dalla relazione:

$$r_T = 2 m_T \omega_T h_T \quad (16)$$

essendo $h_T = 0.04$ lo smorzamento adimensionale rapportato al valore critico;

- F_j ($j=1, n_c$) le sole forze peso, relative ai carichi che compongono il convoglio che nel generico istante di tempo t si trovano sull'impalcato ad una distanza x_j dall'estremo di sinistra;
- B = eccentricità del carico applicato.

La risposta $q_T = q_T(t)$ che si ottiene integrando la (13), rappresenta, dato l'approccio modale utilizzato, la rotazione dinamica a centro campata.

Per ogni tipo di configurazione del veicolo (fig. A-2), occorre dapprima eseguire una simulazione a bassa velocità ($V \leq 20$ km/h) in modo da valutare la rotazione quasi statica subita dal ponte ai carichi mobili $q_{T0}(t)$. Si deve successivamente aumentare progressivamente la velocità di avanzamento fino alla massima consentita sulla linea analizzata. Il rapporto tra la risposta massima $\Theta_{din} = \text{Max}(q_T(t))$ del sistema alla generica velocità di avanzamento e la massima risposta a bassa velocità $\Theta_{stat} = \text{Max}(q_{T0})$ rappresenta un coefficiente di amplificazione dinamico:

$$\Phi'_{\text{Reale,t}}(v) = \left| \frac{\Theta_{din}}{\Theta_{stat}} \right| \quad (17)$$

Il valore massimo dell'incremento dinamico $\Phi'_{\text{Reale,t}}$, anche in condizioni di risonanza, non deve superare il valore 2,5.

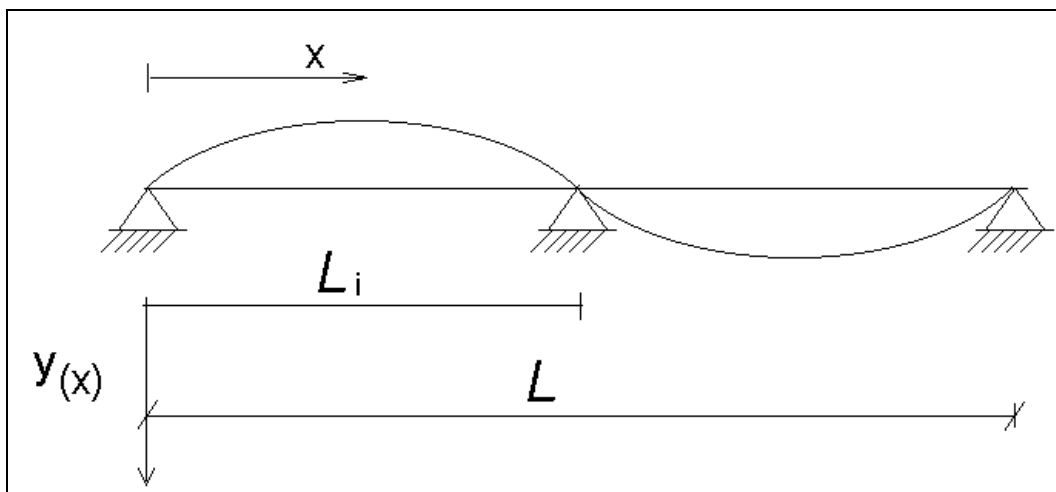


Figura A-7 - Deformata del primo modo flessionale per una trave continua su 3 appoggi.

Le analisi proposte possono essere ovviamente estese anche all'analisi di travi continue, fig. A-7. In tal caso, le equazioni (3) e (13) continuano a valere a patto di valutare in maniera adeguata i parametri modali strutturali corrispondenti: a titolo di esempio, se le lunghezze delle singole campate L_i sono uguali, il modo di vibrare diviene:

$$\phi^{(1)}(x) = \sin\left(\frac{\pi}{L_i} x\right) \quad (18)$$

e la corrispondente frequenza propria può essere valutata tramite la (6), considerando la singola campata di lunghezza L_i come una trave separata.

ALLEGATO "B" - VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DELLE REAZIONI DOVUTE AGLI EFFETTI DI INTERAZIONE

Il metodo riportato in questo allegato, ferme restando le indicazioni di carattere generale fornite nel precedente punto 1.4.5.3, può essere applicato solo se sono rispettate le condizioni riportate al punto 1.4.5.2 e **quelle di seguito riportate**:

- a) la tipologia strutturale è ad impalcati semplicemente appoggiati (ivi compreso il ponte ad una sola campata);
- b) le luci delle campate sono all'incirca uguali, con differenze massime rispetto al valor medio non superiori al 20%, **ad eccezione dei casi riportati nel successivo punto b'**;
- c) la rigidezza dei vincoli fissi dell'impalcato in corrispondenza delle pile (rigidezza del sistema fondazione-pila-appoggio fisso) è all'incirca costante lungo il viadotto, con differenze massime rispetto al valor medio non superiori al 40% **e differenze massime tra due campate adiacenti non superiori al 20 %, ad eccezione dei casi riportati nei successivi punti c' e c''; tali condizioni si ritengono comunque soddisfatte nei viadotti con pile di altezza massima non superiore a 14 m e rigidezza minima non inferiore a 13200 kN/m/m per binario, calcolata senza tener conto della deformabilità delle fondazioni ⁽¹⁵⁾**;
- d) la successione dei vincoli fisso e mobile è la stessa per tutte le campate (ad esempio fisso a destra e mobile a sinistra), senza eccezioni;
- e) la luce L delle singole campate è contenuta entro i seguenti limiti:
 $L \leq [75]$ m per strutture metalliche, con armamento su ballast o attacco diretto;
 $L \leq [65]$ m per strutture in c.a., c.a.p. o miste, con armamento su ballast;
- f) il binario è continuo lungo tutta l'opera ed alle sue estremità per almeno 100 m a monte e a valle dell'opera stessa;
- g) nel caso di posa del binario con attacco diretto, la disposizione degli attacchi e le relative forze di serraggio sono così distribuite:
 - a partire dall'appoggio fisso e per 0.15L sono disposti attacchi indiretti di tipo tradizionale, caratterizzati dal legame forza spostamento riportato in fig. 1.4.5.3-6a;
 - nella parte restante degli impalcati, e dunque per 0.85L, sono disposti attacchi elastici, caratterizzati dal legame forza spostamento riportato in fig. 1.4.5.3-6b;
- h) la rigidezza della sottostruttura, **valutata portando in conto la deformabilità della fondazione, è non inferiore a $2000 \cdot L$ [kN/m] per binario, inoltre è tale che, nell'ipotesi di deformabilità nulla della fondazione**, lo spostamento della singola

⁽¹⁵⁾ Nelle pile relativamente basse con elevata rigidezza, il contributo della deformabilità alla traslazione delle fondazioni è preponderante nel computo dalla deformabilità complessiva; conseguentemente, le differenze di rigidezza tra pile risultano sensibilmente inferiori a quelle valutabili portando in conto la sola deformabilità del fusto.

campata soggetta, **convenzionalmente, alle sole azioni** di frenatura **del modello di carico LM71** (vedere 1.4.3.1.3) competente geometricamente alla campata in esame (ossia ignorando gli effetti di interazione che ridistribuiscono parte del carico alle campate adiacenti) sia non superiore a 5 mm ⁽¹⁶⁾;

- i) Lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per carichi verticali, **dovuto alle azioni da traffico**, del piano di regolamento o di posa del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa delle rotaie è, salvo diverse specifiche indicazioni fornite dalle FS, non superiore a 8 mm, sia per gli impalcati a semplice binario che per quelli a doppio binario caricati su entrambi i binari, **secondo i criteri riportati al punto 1.7.4.3.4 e nota n° 11, senza tener conto né dell'amplificazione dinamica né della presenza del binario.**

Con lo stesso metodo, adottando gli opportuni correttivi riportati nel seguito, possono essere trattati anche i casi che derogano localmente alle condizioni b) e c), rispettando invece le seguenti condizioni:

- b') le luci delle campate sono all'incirca uguali, con differenze massime rispetto al valor medio non superiori al **30%**, ad eccezione di **due** campate, la cui luce **singola** può essere molto più grande delle altre, fermo restando comunque il limite di cui al punto e); in tal caso il rapporto tra la rigidezza del vincolo fisso e la luce della campata più lunga deve essere all'incirca pari a quello delle campate **adiacenti**, con una tolleranza del **±20%**;
- c') possono fare eccezione **alla condizione c** le ultime tre **pile in vicinanza delle spalle**, che possono avere rigidezze progressivamente crescenti andando verso la spalla, **con rapporti di rigidezza rispetto alla rigidezza media non superiori a 10; nella valutazione della rigidezza media possono essere escluse le tre pile in prossimità della spalla;**
- c'') possono fare eccezione **alla condizione c fino a tre** campate **interne** con **rapporti di rigidezza tra campate adiacenti non superiore a 5; nella valutazione della rigidezza media possono essere escluse le pile che derogano alla precedente condizione c.**

Nel caso di viadotti lunghi, per l'applicazione di questo metodo semplificato, è lecito suddividere il viadotto in tratte di almeno 6 campate e 300 m di lunghezza e analizzare ciascuna tratta come un viadotto indipendente. La suddivisione deve essere tale che l'ultima campata di una tratta e la prima campata della tratta

⁽¹⁶⁾ Per ulteriore chiarimento si precisa che per gli impalcati a doppio binario debbono considerarsi 2 treni LM71 e lo spostamento corrispondente delle pile deve risultare non superiore a 5 mm.

successiva abbiano differenze di rigidità dei vincoli non superiori al 20%. Tutte le pile di tratte che non includano una spalla saranno trattate come pile intermedie.

Il metodo è basato sulla valutazione approssimata, effettuata separatamente, delle forze massime applicate ai vincoli fissi prodotte dagli effetti di interazione derivanti da:

- variazioni termiche dell'impalcato;
- azioni di frenatura e avviamento;
- inflessione dell'impalcato dovuta ai carichi verticali da traffico.

Le forze così calcolate vengono poi combinate per semplice somma, **adottando i coefficienti di combinazione relativi alle azioni che producono i differenti effetti.** Infatti, nonostante l'elevata non linearità del problema, gli effetti risultanti dalle tre azioni dette, sotto le condizioni precedentemente elencate, risultano sufficientemente indipendenti da rendere accettabile l'ipotesi di sovrapposibilità. Gli errori che si commettono sommando semplicemente gli effetti risultano comunque in favore di sicurezza.

La valutazione approssimata dei singoli effetti si differenzia a seconda della posizione del vincolo fisso in esame. Le valutazioni vengono perciò effettuate in maniera diversa per:

- vincolo fisso sulla spalla;
- vincoli fissi sulle pile intermedie;
- vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile.

Il valore della reazione ai vincoli fissi viene assunta pari:

- vincolo fisso sulla spalla

$$F_s = F_{ts} + F_{hs} + F_{vs}$$

- vincolo fisso sulla generica pila i-esima

$$F_{pi} = F_{tpi} + F_{hpi} + F_{vpi}$$

Nelle espressioni precedenti i pedici t, h, v identificano gli effetti della temperatura, delle forze longitudinali di frenatura/avviamento, dei carichi verticali, mentre i pedici s, p identificano la spalla con appoggio fisso e la generica pila.

Tali reazioni sui vincoli fissi dovranno essere portate in conto, qualora risultino sfavorevoli, nel progetto di tutti gli elementi della struttura, ivi compresi gli impalcato, secondo quanto precisato al punto 1.4.5.1.

Per i ponti a doppio binario, le rigidità k_{vs} e k_{vp} dei vincoli fissi (per unità di lunghezza) si riferiscono alla rigidità totale del vincolo diviso per il numero dei binari.

Si precisa che, nella valutazione delle reazioni dovute ai differenti effetti, si fa riferimento alle grandezze k_{vs} , k_{vp} etc. , che rappresentano, in generale, la rigidezza del vincolo fisso diviso per la lunghezza dell'impalcato. Allorquando tali parametri si riferiscono a travate metalliche con attacco diretto, si potrà considerare anche la deformabilità longitudinale media dell'orditura dell'impalcato.

In questo caso, salvo più accurate determinazioni, la rigidezza verrà calcolata come segue:

$$k' = \frac{1}{\frac{1}{k} + \frac{1}{k_0}} \text{ kN/m/m}$$

in cui:

k rappresenta k_{vs} o k_{vp} del vincolo in esame;

$$k_0 = \begin{cases} 13200 \text{ kN/m/m per Travate Metalliche a semplice binario} \\ 11200 \text{ kN/m/m per Travate Metalliche a doppio binario} \end{cases}$$

k' rappresenta la rigidezza con cui entrare nelle tabelle riportate nel seguito.

B.1 VARIAZIONI TERMICHE DELL'IMPALCATO

Si trascura il contributo dovuto alle variazioni termiche differenziali tra intradosso ed estradosso dell'impalcato, che danno luogo, nei casi usuali, ad effetti favorevoli alla sicurezza rispetto agli effetti prodotti dalle altre azioni.

vincolo fisso sulla spalla

$$F_{ts} = \alpha_{ts1} \cdot \alpha_{ts2} \cdot \alpha_{ts3} \cdot L \cdot q \cdot n$$

L è la luce della campata, q ⁽¹⁷⁾ è la resistenza allo scorrimento longitudinale del binario sulla campata in assenza di carichi, α_{ts1} è un coefficiente funzione della variazione di temperatura nell'impalcato, α_{ts2} è un coefficiente funzione della rigidezza del vincolo fisso rappresentativo del sistema fondazione-spalla-appoggio fisso, α_{ts3} è un coefficiente funzione del numero di campate dell'opera, secondo quanto indicato nelle relative tabelle; ***n* è il numero dei binari.**

I valori da attribuire a α_{ts1} , α_{ts2} , α_{ts3} sono forniti nelle tabb. B.1-1, B.1-2, B.1-3.

Nella tab. B.1-2, k_{vs} è la rigidezza **del vincolo fisso rappresentativo del sistema** fondazione-spalla-appoggio divisa per la luce **della campata** (rigidezza per unità di

⁽¹⁷⁾ Per ponti con attacco diretto, la resistenza q da considerare nella formula è quella relativa all'attacco elastico.

lunghezza). Nei casi di spalla tradizionale, **salvo calcolazioni più accurate**, si assumerà

$$k_{vs} = 100000 \text{ kN/m/m}$$

Nelle tabb. B.1-1 e B.1-2, i valori dei coefficienti corrispondenti a valori intermedi di ΔT e k_{vs} possono ottenersi interpolando linearmente.

	$\Delta T=15^{\circ}\text{C}$	$\Delta T=20^{\circ}\text{C}$	$\Delta T=25^{\circ}\text{C}$	$\Delta T=30^{\circ}\text{C}$
α_{ts1}	0.55	0.60	0.65	0.70

Tab. B.1-1. Valori del coefficiente α_{ts1}

	$k_{vs} \geq 100000$ kN/m/m	$k_{vs}=13200$ kN/m/m	$k_{vs}=6600$ kN/m/m	$k_{vs}=3300$ kN/m/m	$k_{vs}=2000$ kN/m/m
α_{ts2}	1	0.9	0.8	0.7	0.65

Tab. B.1-2. Valori del coefficiente α_{ts2} .

	N. campate = 1	N. campate = 2	N. campate ≥ 3
α_{ts3}	1	0.9	0.8

Tab. B.1-3. Valori del coefficiente α_{ts3} .

vincoli fissi sulle pile intermedie

Sulla prima (lato spalla con appoggio fisso) e sulla penultima pila la reazione dovuta alle variazioni termiche si valuta come:

$$F_{tp2} = 0.2 \cdot F_{ts}$$

Sulle pile intermedie (anche per le condizioni c', c''):

$$F_{tp0} = 0$$

Nel caso di campata intermedia di lunghezza anomala L' (condizione b'), la reazione competente all'appoggio fisso di tale campata si valuta come:

$$F_{tp0}' = \alpha_{tp1} \cdot \alpha_{tp2} \cdot \alpha_{tp3} \cdot L' \cdot q$$

in cui i coefficienti α_{tp1} , α_{tp2} , α_{tp3} si valutano come α_{ts1} , α_{ts2} , α_{ts3} , ma con riferimento alle caratteristiche della campata anomala.

vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile

$$F_{tp1} = 0.4 \cdot F_{ts}$$

Nel caso di opera a due campate, l'unica pila va considerata "ultima pila".

B.2 AZIONI DI FRENATURA E AVVIAMENTO

Le formule di seguito riportate forniscono il contributo di un binario. Nel caso di impalcati a più binari occorrerà sommare i contributi di ciascuno di essi, tenendo conto della situazione di carico di ciascun binario, in accordo con le ipotesi fatte in tal senso e specificate al par. 1.4.3.1.3 e, **assumendo la rigidezza del vincolo divisa per il numero dei binari.**

La scelta tra la frenatura e l'avviamento dei diversi modelli di carico (LM71 / SW2) avviene in base al valore massimo del prodotto $L_Q \cdot Q$ ove Q rappresenta sia la forza di avviamento $Q_{la,k}$ sia quella di frenatura $Q_{lb,k}$ per unità di lunghezza ed L_Q rappresenta la lunghezza su cui tale forza è applicata o, se maggiore della luce, la luce della campata.

vincolo fisso sulla spalla

Per opere ad una sola campata la reazione massima **dovuta alle azioni di frenatura o avviamento** è data da:

$$F_{hs} = \alpha_{hs1} \cdot \alpha_{hs2} \cdot L_Q \cdot Q$$

ove Q ed L_Q assumono il significato descritto in precedenza.

Il coefficiente α_{hs1} è funzione della luce della campata e del tipo di posa, α_{hs2} è un coefficiente funzione della rigidezza, per unità di lunghezza della campata, del vincolo fisso rappresentativo del sistema fondazione-spalla-appoggio fisso. I valori da attribuire ai coefficienti α_{hs1} e α_{hs2} sono forniti nelle tabb. B.2-1 e B.2-2.

		$L \leq 30$ m	$L = 60$ m	$L = 75$ m
ballast	α_{hs1}	0.50	0.60	0.70
attacco diretto	α_{hs1}	0.70	0.80	0.90

Tab. B.2-1. Valori del coefficiente α_{hs1}

	$k_{vs} \geq 100000$ kN/m/m	$k_{vs}=13200$ kN/m/m	$k_{vs}=6600$ kN/m/m	$k_{vs}=3300$ kN/m/m	$k_{vs}=2000$ kN/m/m
α_{hs2}	1	0.85	0.70	0.60	0.55

Tab. B.2-2. Valori del coefficiente α_{hs2}

Per valori intermedi delle rigidezze e delle luci si può interpolare linearmente.

Per opere a più campate sotto l'azione di forze di frenatura, il valore della reazione da attribuire al vincolo fisso di spalla è pari a:

$$F_{hs} = \alpha_{hs1} \cdot \alpha_{hs2} \cdot \alpha_{hs3} \cdot \alpha_{hs4} \cdot L_Q \cdot Q_{lb,k} \leq \text{carico di frenatura totale agente sul ponte}$$

α_{hs3} è un coefficiente funzione del valor medio della rigidezza per unità di lunghezza del vincolo fornito dalle due pile immediatamente adiacenti k_{vp} , secondo quanto indicato in tab. B.2-3 **ed è differenziato in funzione del treno di carico considerato**. α_{hs4} è un coefficiente funzione del numero di campate dell'opera secondo quanto indicato in tab. B.2-4.

		$k_{vp} \geq 100000$ kN/m/m	$k_{vp}=13200$ kN/m/m	$k_{vp}=6600$ kN/m/m	$k_{vp}=3300$ kN/m/m	$k_{vp}=2000$ kN/m/m
LM71	α_{hs3}	1.0	1.5	1.6	1.7	1.8
SW2	α_{hs3}	0.8	1.0	1.1	1.2	1.2

Tab. B.2-3. Valori del coefficiente α_{hs3} .

	N.campate = 2	N.campate = 3	N.campate ≥ 4
α_{hs4}	0.8	0.9	1

Tab. B.2-4. Valori del coefficiente α_{hs4} .

Per opere a più campate, sotto l'azione di forze di avviamento, il valore della reazione da attribuire al vincolo fisso di spalla è pari a:

$$F_{hs} = \alpha_{hs1} \cdot \alpha_{hs2} \cdot \alpha_{hs3} \cdot \alpha_{hs4} \cdot \alpha_{hs5} \cdot L_Q \cdot Q_{ia,k} \leq \text{carico di avviamento totale agente sul ponte}$$

α_{hs5} è un coefficiente funzione del tipo di posa.

	ballast	attacco diretto
α_{hs5}	0.65	0.7

Tab. B.2-5. Valori del coefficiente α_{hs5} .

vincoli fissi sulle pile intermedie

Quando la rigidezza delle pile rispetta la condizione c) o, per luci anomale la condizione b'), la reazione per azioni di frenatura si calcola come segue:

$$F_{hpo} = \alpha_{hp1} \cdot L_Q \cdot Q_{lb,k}$$

α_{hp1} è un coefficiente funzione del numero di campate dell'opera, secondo quanto indicato in tab. B.2-6.

		N.campate = 2	N.campate = 3	N.campate ≥ 4
LM71	α_{hp1}	0.8	0.9	1
SW2	α_{hp1}	0.7	0.75	0.8

Tab. B.2-6. Valori del coefficiente α_{hp1} .

Quando, in un'opera con 4 o più campate, **le** pile terminali hanno rigidità molto maggiore, come specificato nella condizione c'), la reazione, per tali pile, si calcola come segue:

$$F'_{hpo} = \alpha_{hp2} \cdot L_Q \cdot Q_{lb,k} \leq \text{carico di frenatura totale agente sul ponte}$$

α_{hp2} è un coefficiente funzione del rapporto tra la rigidità delle pile più rigide (k_{vp}') e quella delle pile intermedie ad esse adiacenti (k_{vp}), secondo quanto indicato in tab. B.2.7 (interpolando linearmente per valori intermedi dei rapporti di rigidità). I valori di tali coefficienti sovrastimano in generale l'effetto di frenatura ma includono l'effetto dei carichi verticali, che, pur non essendo contemporaneo con il suo valore massimo, risulta non trascurabile nel computo della reazione totale; **a tale riguardo si rimanda a quanto specificato nel successivo punto B.3.**

		$k_{vp}'/k_{vp}=1$	$k_{vp}'/k_{vp}=2$	$k_{vp}'/k_{vp} \geq 5$
LM71	α_{hp2}	0.90	1.20	1.40
SW2	α_{hp2}	0.8	1.0	1.2

Tab. B.2-7. Valori del coefficiente α_{hp2} .

Quando **alcune** pile intermedie hanno rigidità molto maggiore, come specificato nella condizione c'), per tali pile la reazione si calcola come segue:

$$F''_{hpo} = \alpha_{hp3} \cdot L_Q \cdot Q_{lb,k} \leq \text{carico di frenatura totale agente sul ponte}$$

in cui α_{hp3} è un coefficiente funzione del rapporto tra la rigidità della pila più rigida, k_{vp}' , e **la** rigidità **minima tra le** due pile ad essa immediatamente adiacenti, k_{vp}'' , secondo quanto indicato in tab. B.2-8.

		$k_{vp}'/k_{vp}''=1.2$	$k_{vp}'/k_{vp}''=2$	$k_{vp}'/k_{vp}''=5$
LM71	α_{hp3}	1.15	1.30	1.60
SW2	α_{hp3}	0.8	1.00	1.30

Tab. B.2-8. Valori del coefficiente α_{hp3} .

Quando la rigidezza delle pile rispetta la condizione c) o c') la reazione per azioni di avviamento si calcola come segue:

$$F_{hp0} = \alpha_{hp4} \cdot L_Q \cdot Q_{la,k}$$

α_{hp4} è un coefficiente funzione della luce delle campate dell'opera, secondo quanto indicato in tab. B.2-9.

	$L \leq 30$ m	$L = 60$ m	$L = 75$ m
α_{hp4}	0.50	0.60	0.70

Tab. B.2-9. Valori del coefficiente α_{hp4} .

Quando la rigidezza delle pile rispetta la condizione c") la reazione per azioni di avviamento si calcola come segue:

$$F''_{hp0} = \alpha_{hp3} \cdot \alpha_{hp4} \cdot L_Q \cdot Q_{la,k} \leq \text{carico di avviamento totale agente sul ponte}$$

ove α_{hp3} è comunque quello relativo al treno LM71

vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile

La reazione massima dovuta alle azioni di frenatura si calcola come segue:

$$F_{hp1} = \alpha_{hp5} \cdot L \cdot Q_{lb,k}$$

in cui α_{hp5} è un coefficiente funzione del numero di campate dell'opera secondo quanto indicato in tab. B.2-10:

		N.campate = 2	N.campate = 3	N.campate \geq 4
LM71	α_{hp5}	0.8	0.9	1
SW2	α_{hp5}	0.7	0.75	0.8

Tab. B.2-10. Valori del coefficiente α_{hp5} .

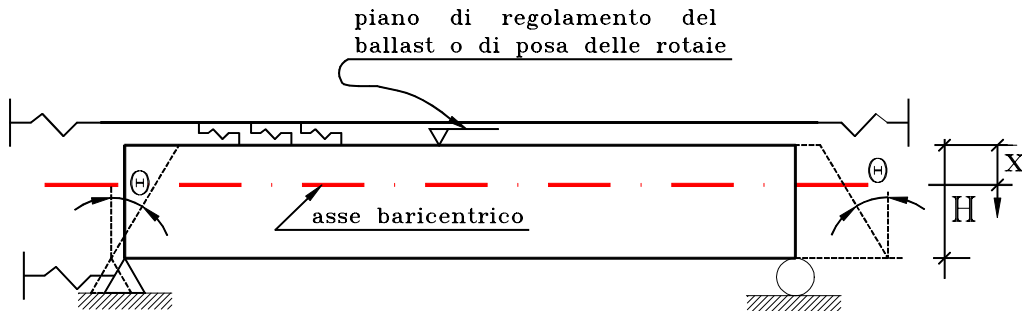
Nel caso di rigidezza molto maggiore della rigidezza media delle pile intermedie **e**, **nel caso di avviamento**, vale quanto specificato nel paragrafo precedente.

B.3 INFLESSIONE DELL'IMPALCATO PER CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Le formule di seguito riportate forniscono il contributo di un binario. Nel caso di impalcato a più binari occorrerà sommare i contributi dei singoli binari, **assumendo, per ciascun binario, la rigidezza del vincolo diviso per il numero dei binari. Ai fini della rotazione d'estremità, si terrà conto della effettiva deformata dell'impalcato lungo la linea d'asse del binario in esame sotto i carichi contemporaneamente agenti sui diversi binari, in accordo con le ipotesi di carico specificate ai par. 1.4.1.2, 1.4.1.3. e**

1.7.2.2. Ai fini della valutazione delle caratteristiche del binario nelle zone limitrofe all'impalcato, si terrà conto della situazione di carico del binario. Per quanto riguarda, altresì, la sommabilità di tale effetto con quelli descritti nei paragrafi precedenti, si rimanda al punto 1.4.5.1.

In particolare, si evidenzia come i carichi verticali producono una reazione del vincolo fisso dell'impalcato diretta sempre verso l'appoggio mobile dell'impalcato stesso. Tale effetto va pertanto considerato solo quando si somma con lo stesso segno agli altri effetti.



vincolo fisso sulla spalla

Sia nel caso di opera a campata unica che a più campate, vale la seguente formula:

$$F_{vs} = \alpha_{vsl} \cdot \beta \cdot \left(\sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0$$

in cui:

$$\delta_f = \max(\delta_0, \delta_{yf})$$

$$\delta_m = \max(\delta_0, \delta_{ym})$$

$\delta_0 = (0.5+0.4 x/H) \cdot \Theta \cdot (H-x)$ **per impalcato a semplice binario**, se il verso di percorrenza è dall'appoggio fisso verso il mobile e $x > 0$;

$\delta_0 = (0.5-0.4 x/H) \cdot \Theta \cdot (H-x)$ **per impalcato a semplice binario**, se il verso di percorrenza è dall'appoggio mobile verso il fisso e $x > 0$;

$\delta_0 = 0.5 \cdot \Theta \cdot (H-x)$ **per impalcato a più binari, sempre, e per impalcato a semplice binario**, se $x < 0$ (via inferiore) indipendentemente dal verso di percorrenza;

Θ = rotazione di estremità dell'impalcato sotto l'azione del treno di calcolo, **senza tener** conto dell'incremento dinamico;

H = distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dal centro di rotazione dell'appoggio fisso;

x = distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dall'asse neutro della sezione dell'impalcato (positiva se l'asse neutro è al di sotto del piano di regolamento del ballast o di posa della rotaia);

$$\delta_{yf} = \delta_{yf0} + q_f / k_{vf};$$

$$\delta_{ym} = \delta_{ym0} + q_m / k_{vm};$$

δ_{yf0} = spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso (v. figg 1.4.5.3-5 e 6);

δ_{ym0} = spostamento al limite elastico del binario della parte limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile (v. figg 1.4.5.3-5 e 6);

k_{vf} = rigidezza longitudinale per unità di lunghezza della **campata** limitrofa alla campata in esame lato appoggio fisso ($k_{vf} = \infty$ se rilevato);

k_{vm} = rigidezza longitudinale per unità di lunghezza della **campata** limitrofa alla campata in esame lato appoggio mobile ($k_{vm} = \infty$ se rilevato);

q_f = resistenza del ballast per unità di lunghezza nella condizione di carico in cui si trova il binario nella tratta adiacente alla campata in esame dalla parte dell'appoggio fisso (v figg 1.4.5.3-5 e 6); **nel caso in cui parte del carico SW grava sulla tratta adiacente alla campata in esame, si assume, comunque, $q_f = 60$ kN/m;**

q_m = resistenza del ballast per unità di lunghezza nella condizione di carico in cui si trova il binario nella tratta adiacente alla campata in esame dalla parte dell'appoggio mobile (v figg 1.4.5.3-5 e 6)); **nel caso in cui parte del carico SW grava sulla tratta adiacente alla campata in esame, si assume, comunque, $q_m = 60$ kN/m;**

$$\beta = \sqrt{E_b A_b};$$

A_b = area della sezione del binario (2 rotaie);

E_b = modulo elastico dell'acciaio delle rotaie;

α_{vs1} = coefficiente funzione della rigidezza del vincolo fornito dal sistema di fondazione-spalla-appoggio fisso, come specificato in tab. B.3-1.

	$k_{vs} \geq 100000$ kN/m/m	$k_{vs}=13200$ kN/m/m	$k_{vs}=6600$ kN/m/m	$k_{vs}=3300$ kN/m/m	$k_{vs}=2000$ kN/m/m
α_{vs1}	1.0	0.85	0.7	0.55	0.50

Tab. B.3-1. Valori del coefficiente α_{vs1}
vincoli fissi sulle pile intermedie

Per opere con più di due campate, soggette ad azioni longitudinali di frenatura, nella situazione in cui la reazione complessiva risulta massima, il contributo dell'effetto dei carichi verticali è *trascurabile* o, **quando la campata in esame è caricata dalla parte iniziale o finale del treno, inglobato nella valutazione dell'effetto di frenatura**, ad

eccezione del caso individuato dalla condizione b'). Nella combinazione con gli altri effetti si può pertanto porre:

- **nel caso di reazione per frenatura con ugual verso della reazione per carichi verticali:**

$$F_{vp} = 0$$

- **nel caso di reazioni con verso opposto:**

$$F_{vp0} = -0,2 F_{hp}$$

in cui F_{hp} è la reazione per frenatura.

Nel caso di azioni di avviamento, l'effetto dei carichi verticali si valuta con la seguente formula, **analogha alla precedente:**

$$F_{vp0} = \alpha_{vp1} \cdot \beta \cdot \left(\sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0$$

in cui i simboli hanno, con ovvio adattamento al caso della pila, il significato già visto in precedenza mentre il coefficiente α_{vp1} assume i valori indicati in tab. B.3-2.

	$k_{vp} \geq 100000$ kN/m/m	$k_{vp}=13200$ kN/m/m	$k_{vp}=6600$ kN/m/m	$k_{vp}=3300$ kN/m/m	$k_{vp}=2000$ kN/m/m
α_{vp1}	0.6	0.5	0.4	0.3	0.25

Tab. B.3-2. Valori del coefficiente α_{vp1}

Per le campate intermedie anomale (condizione b'), la reazione del vincolo fisso dovuta ai carichi verticali accidentali, da assumersi contemporanea alla massima azione di frenatura, si valuta ancora come:

$$F_{vp0}' = \alpha_{vp1} \cdot \beta \cdot \left(\sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0$$

in cui q_f e q_m sono entrambe riferite alla condizione di binario carico.

vincolo fisso sull'ultima pila dalla parte della spalla con appoggio mobile

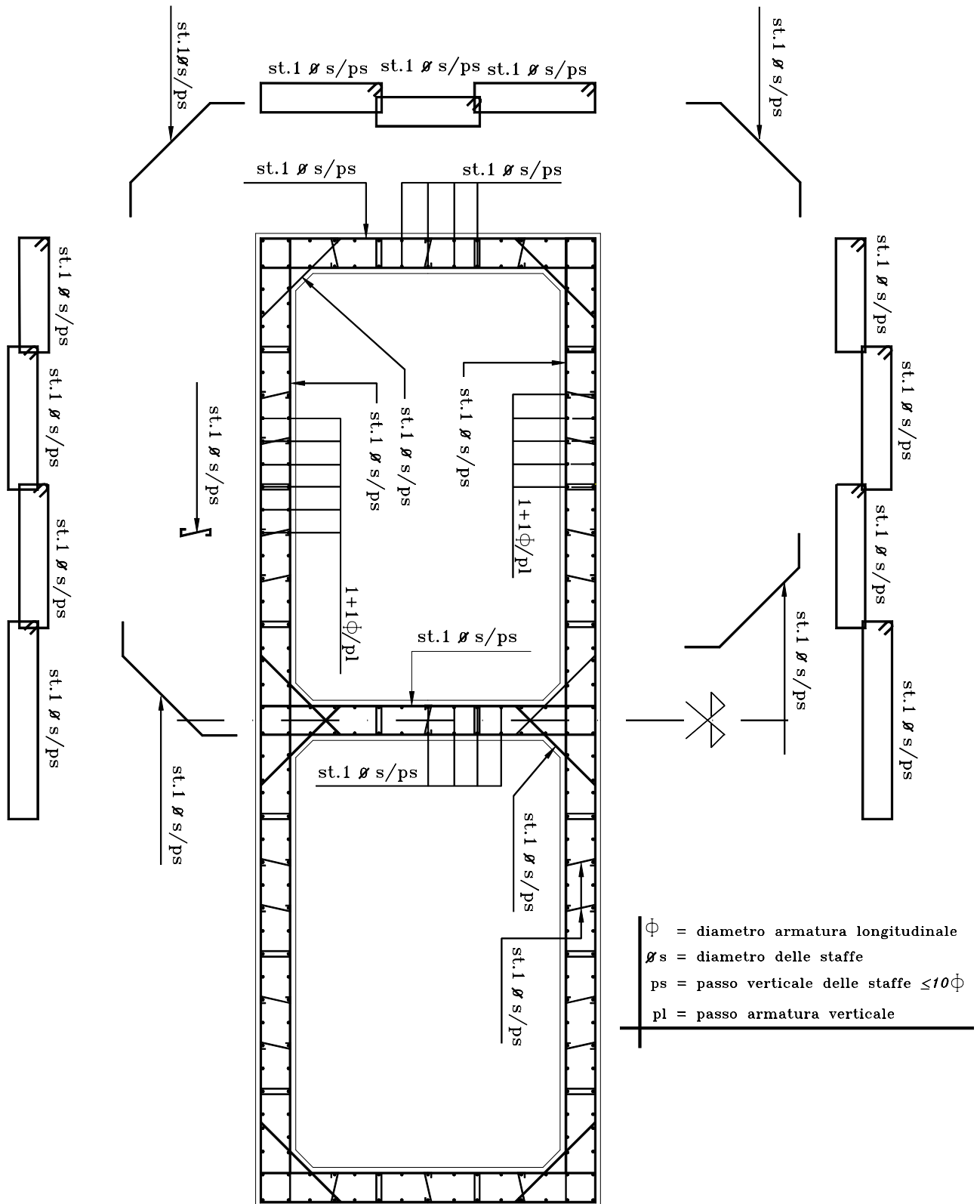
Vale quanto detto per le pile intermedie, pertanto in caso di azione di frenatura, si assume un valore nullo della reazione:

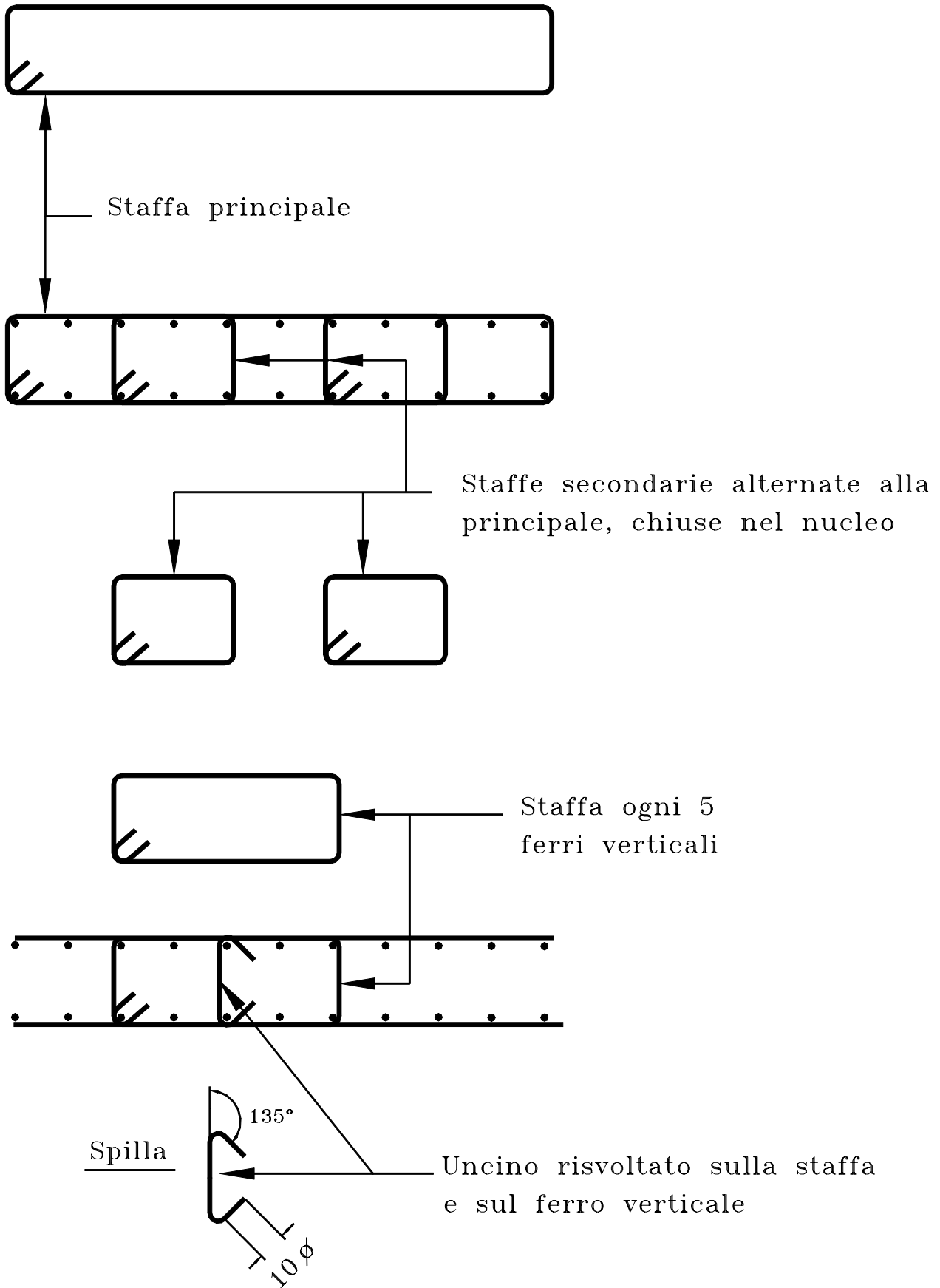
$$F_{vp1} = 0$$

mentre in caso di avviamento vale la formula:

$$F_{vp1} = \alpha_{vp1} \cdot \beta \cdot \left(\sqrt{\frac{q_f}{\delta_f}} + \sqrt{\frac{q_m}{\delta_m}} \right) \cdot \delta_0$$

ALLEGATO "C" - PARTICOLARE ARMATURA PILA IN ZONA SISMICA





ALLEGATO "D" - IPOTESI DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DEI FENOMENI TERMICI E DI RITIRO DIFFERENZIALI SULLE PILE

Per il calcolo degli effetti dovuti ai fenomeni termici e di ritiro differenziali, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi approssimate di seguito descritte. Tali ipotesi potranno essere adottate solo per le usuali tipologie di pile a sezione cava.

Per tali elementi strutturali dovranno essere valutati contemporaneamente i seguenti effetti:

- differenza di temperatura tra interno ed esterno pari a 10 °C (sia con interno più caldo dell'esterno che viceversa), considerando un modulo elastico E non ridotto;*
- ritiro differenziale fusto-fondazione (fusto-pulvino), considerando un plinto (pulvino) parzialmente stagionato, che non ha, quindi, ancora esaurito la relativa deformazione da ritiro. Conseguentemente a tale ipotesi si potrà considerare un valore di ritiro pari al 50% di quello prescritto dal D.M. LL.PP. in vigore e considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari ad $1/3 E$;*
- variazione termica uniforme tra fusto pila e zattera interrata pari a 5 °C (zattera più fredda della pila e viceversa) con variazione lineare tra l'estradosso zattera di fondazione ed una altezza da assumersi, in mancanza di determinazioni più precise, pari a due volte lo spessore della parete della pila. Per tale ipotesi di carico potrà adottarsi un valore convenzionale del modulo di elasticità pari ad $1/3 E$.*

Le sollecitazioni associate alle azioni precedentemente descritte dovranno essere introdotte nelle combinazioni di carico previste per i diversi metodi di verifica, associandoli ai corrispondenti coefficienti di combinazione.

Le presenti istruzioni “**SOVRACCARICHI PER IL CALCOLO DEI PONTI FERROVIARI - ISTRUZIONI PER LA PROGETTAZIONE, L'ESECUZIONE ED IL COLLAUDO**” sono state elaborate da una Commissione mista:

FS - ITALFERR, AICAP e CREA

così composta:

MARTINEZ Y CABRERA Prof. Francesco	Politecnico di Milano
NASCÉ Prof. Vittorio	Politecnico di Torino
PETRANGELI Prof. Mario Paolo	Università di Roma - La Sapienza
SANPAOLESI DE FALENA Prof. Luca	Università di Pisa
PISTOLETTI Ing. Pierangelo	Libero professionista
VINTANI Ing. Alberto	Libero professionista
COLELLA Ing. Maurizio	Dirigente FS - Dirigente ITALFERR
CONTI PUORGER Ing. Alessandro	Dirigente FS - Dirigente ITALFERR
DI TRAPANI Ing. Salvatore	Dirigente FS
EVANGELISTA Ing. Luigi	Ispettore FS
TRAINI Ing. Giuseppe	Dirigente FS

In qualità di esperti hanno partecipato, per la soluzione di particolari problematiche:

BRAGA Prof. Franco	Università della Basilicata
CASTELLANI Prof. Alberto	Politecnico di Milano
CHELI Prof. Federico	Politecnico di Milano
DIANA Prof. Giorgio	Politecnico di Milano
DOLCE Prof. Mauro	Università della Basilicata
BRUNI Ing. Stefano	Politecnico di Milano
LANZA Ing. Michele	Istituto Italiano della Saldatura del CREA
RISTORI Ing. Fabrizio	Ispettore Capo Aggiunto FS
COCCIAGLIA Ing. Domenico	Ispettore FS
DI BIANCO Ing. Roberto	Ispettore ITALFERR
MARINO Ing. Mario	Ispettore Capo Aggiunto FS
TISALVI Ing. Marco	Ispettore Capo Aggiunto FS

In qualità di revisori hanno partecipato:

GIANGRANDE Ing. Cinzia	Ispettore FS
IACOBINI Ing. Franco	Ispettore FS
NATI Ing. Gabriele	Consigliere AICAP
TIBERTI Ing. Dario	Ispettore FS

Per l'impostazione grafica e problematiche di carattere generale hanno partecipato:

NISCOLA Geom. Attilio	Segr. Tec. Sup. 1 ^a cl. FS
RADIO Geom. Lorenzo	Segr. Tec. Sup. FS

La segreteria della Commissione è stata curata dall'Ing. Magnani del CREA.