

ISTRUZIONE 44b

Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica

PREMESSA

La Legge 2 febbraio 1974 n° 64, concernente i "provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche", ha fornito i criteri generali di progettazione, esecuzione e collaudo di strutture in zona sismica, demandando, giusta l'art. 1 della stessa Legge, a successivi O.M. applicativi, di competenza del Ministero dei Lavori Pubblici, i "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali, quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature".

Nelle more dell'emanazione del D.M., relativo ai suaccennati criteri da adottare per i ponti e manufatti ferroviari in genere sotto binario da costruire in zona sismica, è stata predisposta l'istruzione FS 44/b, emanata il 5 ottobre 1982, in accordo con il D.M. 3 marzo 1975 "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica".

A seguito della emanazione del D.M. LL. PP. 16.1.96 "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica" in vigore dal 5.6.1996, è stata predisposta la presente versione della istruzione F.S. 44/b per recepire, sostanzialmente, le innovazioni introdotte nel nuovo decreto ministeriale.

A - DISPOSIZIONI GENERALI

A.1 OGGETTO DELLE ISTRUZIONI - CLASSIFICAZIONE DELLE ZONE SISMICHE.

Le presenti istruzioni tecniche sono redatte per rendere applicabili le indicazioni di carattere generale contenute nella Legge 2 Febbraio 1974 n. 64, nei Decreti e nelle Circolari del Ministero LL. PP. alla costruzione di manufatti sotto binario e delle relative opere accessorie, tenuto conto della loro particolarità, con esclusione delle opere a carattere provvisorio.

Il grado di sismicità (S) da assumere per la determinazione delle azioni sismiche risulta dai Decreti di classificazione emanati dal Ministero dei Lavori Pubblici e da loro eventuali modifiche e/o integrazioni.

A.2 TERRENI DI FONDAZIONE E RELATIVE PRESCRIZIONI GENERALI.

I fattori influenzanti il comportamento delle fondazioni devono essere individuati e valutati in conformità di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti ed in particolare dal D.M. 11.3.1988 e dalla circolare del Ministero dei Lavori Pubblici, n. 30483 del 24.9.1988.

In particolare, per le costruzioni su pendii, devono essere eseguite le opportune indagini, convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria, per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità dei pendii medesimi.

Devono, inoltre, essere eseguite indagini specifiche per tenere conto, in modo adeguato per le esigenze costruttive, dell'eventualità che possano verificarsi nei sottosuolo dell'opera, o in zone ad essa adiacenti, fenomeni di liquefazione.

I risultati di tali accertamenti devono essere illustrati nella relazione sulle fondazioni di cui al quarto comma dell'art. 17 della Legge 2 febbraio 1974, n. 64.

B - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

B.1 DISPOSIZIONI Preliminari.

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante una analisi statica ovvero mediante una analisi dinamica, seguendo i criteri generali contenuti nella presente sezione B.

Possono, in alternativa, eseguirsi analisi più approfondite fondate su un'opportuna e motivata scelta di un "terremoto di progetto" e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati. Sia la scelta del "terremoto di progetto" che i procedimenti di calcolo dovranno essere preventivamente approvati dalle F.S.

Le costruzioni nelle quali sia prevista l'introduzione di isolatori sismici di qualunque tipo possono essere realizzate, previa dichiarazione di idoneità del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, su conforme parere dello stesso Consiglio. Tale procedura dovrà essere preventivamente approvata dalle F.S..

Analoga dichiarazione ed analoga approvazione dovranno essere richieste per i sistemi costruttivi contenenti dispositivi di dissipazione dell' energia trasmessa dal sisma.

B.2 DIREZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI DELLE ACCELERAZIONI DEL TERRENO DURANTE IL SISMA.

Per quanto riguarda le direzioni da considerare per valutare l'effetto sismico, si assume che il moto del terreno possa avvenire, non contemporaneamente, in due direzioni ortogonali, di cui una parallela all'asse del ponte.

Nel caso di attraversamenti in obliquo, dovranno considerarsi come direzioni d'azione delle componenti sismiche anche quella parallela e quella ortogonale al paramento della spalla, ove determinino effetti più severi.

B.3 MASSE STRUTTURALI

Le masse sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle pertinenti al peso proprio delle strutture, ai sovraccarichi permanenti, nonché ad una aliquota dei sovraccarichi accidentali. L'aliquota di massa relativa ai sovraccarichi accidentali sarà valutata mediante la seguente espressione:

$$M = \frac{Q}{g} = \frac{s \cdot Q_t}{g}$$

dove:

$Q_t = \sum_{i=1}^k A_i$ rappresenta il peso del treno teorico di carri di peso assiale $A_i=200\text{kN}$ ed interassi come

illustrati al punto B.17, ove la sommatoria è estesa ai "k" assi che insistono sul manufatto;

$s = 1 + 0,5(n-1)$ coefficiente di contemporaneità di transito di più treni di carico;

n = numero di binari previsti sul manufatto;

g = accelerazione di gravità.

Il coefficiente "s", per un numero di binari, compreso tra 1 e 4, è dato dalla seguente tabella B.3.1.

n	s
1	1,0
2	1,5
3	2,0
4	2,5

Tabella B.3.1

Nella valutazione delle masse strutturali non devono essere prese in conto quelle relative ai plinti di fondazione, qualora si tratti di plinti gettati direttamente contro terra e fondati su pali.

A tale disposizione fanno eccezione i soli plinti gettati in alveo per i quali è possibile lo scalzamento.

B.4 ANALISI STATICA

L'analisi statica degli effetti sismici si può adottare per ponti con schemi statici semplici e ben definiti nei riguardi del comportamento sotto l'azione sismica, come ad esempio;

ponti con impalcati semplicemente appoggiati, aventi periodo proprio $T < 1,4$ sec. Ove, per una determinazione del periodo proprio nel caso di pile a mensola a sezione costante, si potrà usare la seguente formula approssimata:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_0}{K}}$$

ove:

$$K = \frac{3 \cdot EJ}{H_0^3} \text{ e } M_0 = M(1 + 0,24 \psi)$$

E = modulo elastico del materiale costituente la pila;

J = momento d'inerzia della pila;

H₀ = altezza della pila;

M = massa strutturale dell'impalcato definita al punto B.3;

ψ = rapporto tra la massa della pila e quella dell'impalcato (M).

poni con impalcati continui soddisfacenti contemporaneamente le seguenti quattro limitazioni:

- 1) - lunghezza del singolo impalcato continuo < 150 m;
- 2) - massima ampiezza singola luce < 50 m;
- 3) - massima altezza pila < 20 m;
- 4) - rapporto fra le altezze delle pile del medesimo impalcato continuo < 2.

In tutti gli altri casi dovrà essere eseguita l'analisi dinamica.

In particolare, l'analisi dinamica è obbligatoria quando si realizzi una catena cinematica o si adottino particolari dispositivi atti a ridurre la risposta, ad esempio attraverso il disaccoppiamento del moto dell'impalcato dal moto dalle pile o attraverso la dissipazione di energia. Detta analisi dovrà consentire anche la valutazione degli effetti su tali dispositivi.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante l'analisi statica della struttura soggetta a:

a) un sistema di forze orizzontali parallele alla direzione ipotizzata per il sisma, considerando sia il caso di azioni parallele all'asse del ponte che il caso di azioni ortogonali all'asse del ponte; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

essendo:

$C = \frac{S - 2}{100}$ il coefficiente di intensità sismica;

S = il grado di sismicità

S = 12 per zone di 1a categoria

S = 9 per zone di 2a categoria

S = 6 per. zone a bassa sismicità;

R = il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata (di cui al punto B.5.1.);

I = il coefficiente di protezione sismica (di cui al punto B.5.2.);

ε = il coefficiente di fondazione (di cui al punto B.14);

β = il coefficiente di struttura (di cui al punto B.15);

W = P + Q il peso delle masse strutturali, ove:

P = pesi propri + sovraccarichi permanenti;

Q = s·Q_t peso convenzionale dei treni definito al punto B.3.

La forza F_h deve considerarsi distribuita, sia planimetricamente che altimetricamente, in modo da rappresentare con buona approssimazione la distribuzione delle forze di inerzia dovute al sisma.

Le forze orizzontali dovranno essere applicate nei baricentri delle masse cui si riferiscono tenendo conto, per la loro distribuzione, almeno della forma della deformata corrispondente al primo modo di vibrare della struttura, che potrà essere assunta, in via approssimata, ad andamento lineare.¹

Per quanto riguarda l'effetto del sovraccarico, la forza sismica corrispondente dovrà essere applicata a m 2.0 dal piano del ferro.

b) un sistema di forze verticali distribuite sulla struttura, proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot \varepsilon \cdot W$$

ove:

¹ In mancanza di più precise determinazioni, potrà assumersi una legge di distribuzione ottenuta utilizzando i coefficienti γ_i indicati dalla vigente normativa sismica per gli edifici (D.M. 16.1.1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica" e suoi eventuali aggiornamenti), avendo l'accortezza di tenere conto delle masse dei plinti di fondazione, ove necessario.

$m = \pm 2$ per membrature orizzontali e strutture di tipo spingente²

$m = \pm 4$ per la verifica delle sole strutture a sbalzo;

Le altre grandezze sono state definite precedentemente.

Tale insieme di forze deve considerarsi diretta sia verso l'alto sia verso il basso e rappresentato mediante due distinte combinazioni di carichi.

Indicando con α_h e η_h rispettivamente le caratteristiche di sollecitazione (momento flettente, forza assiale, forza di taglio e momento torcente) e gli spostamenti prodotti dalle azioni sismiche orizzontali, e con α_v e η_v le sollecitazioni e gli spostamenti prodotti dalle azioni sismiche verticali, la singola componente di sollecitazione risultante α e la singola componente di spostamento risultante η sono:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2} \qquad \eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

Per quanto riguarda la verifica degli impalcati dovranno considerarsi agenti, contemporaneamente alle azioni sismiche, n treni teorici di carri (n = numero dei binari sul ponte) il cui valore ridotto del carico assiale, disposto sugli, n binari, si potrà dedurre dalla seguente espressione:

$$p = (\text{carico assiale del treno teorico di carico}) = \frac{200 \cdot s}{n} \quad [p \text{ espresso in kN}).$$

Il coefficiente s è definito in B.3.

Ai fini degli effetti locali è da verificare se non sia più sfavorevole la condizione di carico, contemporanea all'effetto sismico, del transito di un solo treno teorico di cui al punto B.16 (ad esempio tale caso è particolarmente importante nei ponti con pile a stampella).

Nel caso in cui l'impalcato sia di tipo appoggiato, potranno adottarsi nel calcolo delle azioni sismiche verticali ed all'atto delle verifiche, al posto del treno teorico di calcolo, i valori dei carichi equivalenti flettenti e taglianti elencati al punto B.17.

B.5 COEFFICIENTE DI RISPOSTA E DI PROTEZIONE SISMICA

B.5.1 COEFFICIENTE DI RISPOSTA

Come coefficiente di risposta R della struttura, per oscillazioni nella direzione considerata, si assume una funzione del periodo fondamentale T_0 della stessa:

$$\text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi } R = \frac{0,862}{\sqrt[3]{T_0^2}}$$

per $T_0 \leq 0,8$ secondi $R = 1,0$

Se il periodo T_0 non viene determinato, si assumerà $R = 1,0$.

B.5.2 COEFFICIENTE DI PROTEZIONE SISMICA

Per tutte le opere si assume un coefficiente di protezione sismica $I = 1,0$.

B.6 ANALISI DINAMICA

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante un'analisi dinamica della struttura, considerata in campo elastico lineare. Questa può essere eseguita con il metodo dell'analisi modale adottando, per lo spettro di risposta in termini di accelerazione, l'espressione:

$$\frac{a}{g} = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta$$

dove:

² Tale coefficiente è, ovviamente, da assumersi nullo per le masse di pile, spalle, rinterri etc..

- a è l'accelerazione spettrale;
- g è l'accelerazione di gravità
- C è il coefficiente d' intensità sismica definito al punto B.4;
- R è il coefficiente di risposta, funzione del periodo di vibrazione, definito al punto B.5.1 per le accelerazioni orizzontali e da assumere pari ad 1.0 per le accelerazioni verticali;
- ϵ è il coefficiente di fondazione (di cui al punto B.14);
- p è il coefficiente di struttura (di cui al punto B.15);
- I è il coefficiente di protezione sismica (di cui al punto B.5.2.).

L'analisi modale deve utilizzare un modello della struttura che rappresenti, con sufficiente fedeltà, l'articolazione planimetrica ed altimetrica di masse e rigidità e la disposizione ed il funzionamento dei vincoli interni ed esterni e tenga conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura, come definita al punto B.3.

Per ciascuna direzione di eccitazione (orizzontale oppure verticale), indicando con α_i e η_i rispettivamente le sollecitazioni e gli spostamenti relativi al modo i-esimo, le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi si calcolano con le espressioni:

$$\alpha = \sqrt{\sum \alpha_i^2} \quad \eta = \sqrt{\sum \eta_i^2}$$

La sovrapposizione degli effetti dovuti alle diverse sollecitazioni si esegue come precisato in B.8.

Il calcolo delle azioni sismiche verticali non richiede, nei casi usuali, l'analisi dinamica; pertanto, possono applicarsi i coefficienti convenzionali indicati al punto B 4 lett. b. Nel caso di tipologie costruttive per le quali per direzioni di eccitazione orizzontali si possano eccitare forze di inerzia verticali (ad esempio pile a stampella), si considereranno disposizioni di sovraccarichi "Q" tali da massimizzare dette forze di inerzia verticali.

B.7 VERIFICHE

Tutti i manufatti sotto binario da costruirsi in zone dichiarate sismiche, oltre ad essere verificati secondo le prescrizioni contenute nelle norme vigenti per le zone non sismiche, devono soddisfare alcune verifiche specifiche.

Esse consistono:

- a) nel controllo dello stato di sollecitazione;
- b) nel controllo dello spostamento, ove necessario;
- c) nel controllo nei confronti del rischio di ribaltamento.

Il controllo delle sollecitazioni è finalizzato a garantire la sopravvivenza della struttura per terremoti di grande intensità, aventi limitate probabilità di manifestarsi durante la vita utile della struttura. A questo riguardo è anche necessario che la struttura, nelle sue caratteristiche d'insieme e nei particolari costruttivi, assicuri buona duttilità, cioè capacità di subire significative deformazioni cicliche al di là del limite elastico e di subire senza accusare un contemporaneo, significativo degrado di resistenza e rigidità.

Il controllo degli spostamenti ha lo scopo di garantire un adeguato comportamento della struttura (ossia l'assenza di danni strutturali) per terremoti di bassa o media intensità, aventi più elevate probabilità di manifestarsi durante la vita utile della struttura, e l'assenza di collasso per terremoti di grande intensità, aventi limitate possibilità di manifestarsi durante la vita utile della struttura.

Le verifiche relative ai precedenti capoversi si devono eseguire con le modalità indicate ai successivi punti B.8 e B.9.

Il controllo nei confronti del rischio di ribaltamento degli impalcati si effettuerà considerando agenti le forze sismiche orizzontali e verticali definite adottando per il coefficiente di struttura β il valore 2.5. Tale verifica al ribaltamento condotta secondo il metodo delle tensioni ammissibili ovvero secondo il metodo degli stati limite adottando tutti i coefficienti $\gamma=1.0$, dovrà presentare un coefficiente di sicurezza maggiore di 2.0.

B.8 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche di resistenza possono essere effettuate controllando che lo stato di tensione rispetti le condizioni imposte dal metodo delle tensioni ammissibili oppure che lo stato di sollecitazione, per i diversi stati limite ultimi di resistenza, rispetti le condizioni poste dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. Non è ammesso che, per parti di una stessa struttura, si adottino due diversi metodi di verifica.

B.8.1 MODALITÀ DI COMBINAZIONE DEGLI EFFETTI DELLE AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI E VERTICALI

Quando si vuole valutare la combinazione degli effetti delle azioni sismiche verticali e orizzontali lungo una delle due distinte direzioni x o y, indicando con:

α_h una qualsiasi delle caratteristiche di sollecitazione (Mf, N, T, Mt) prodotte dall'azione sismica orizzontale prevista agente in direzione x od y;

α_v una qualsiasi delle caratteristiche di sollecitazione (Mf, N, T, Mt) prodotte dall'azione sismica verticale;

η_h una qualsiasi delle caratteristiche di deformazione prodotte dall'azione sismica orizzontale prevista agente in direzione x od y;

η_v una qualsiasi delle caratteristiche di deformazione prodotte dall'azione sismica verticale;

le singole componenti di sollecitazione o di deformazione, dovute alla combinazione delle azioni sismiche verticali e orizzontali, risultano dalle seguenti espressioni "ridotte":

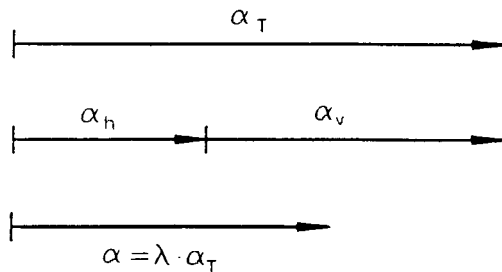
$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

$$\eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

A commento di quanto precedentemente descritto, possono considerarsi i due diversi casi seguenti (per semplicità ci si riferisce alle sole caratteristiche di sollecitazione, ma quanto riportato vale integralmente anche per le caratteristiche di deformazione):

1) - Le azioni siano complanari: i vettori rappresentativi delle caratteristiche di sollecitazione α_h ed α_v hanno la stessa direzione.

Tale schematizzazione vettoriale può rappresentare, ad esempio, la composizione, alla base di una pila circolare a stampella, dei momenti flettenti indotti rispettivamente dall'azione sismica orizzontale trasversale e dall'azione sismica verticale dovuta al sovraccarico.



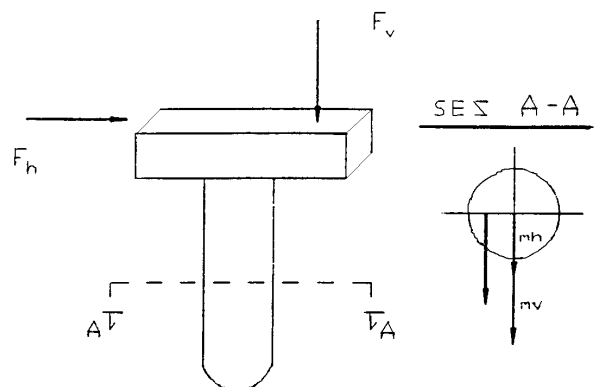
$$\alpha_r = \alpha_h + \alpha_v \text{ (somma vettoriale)}$$

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

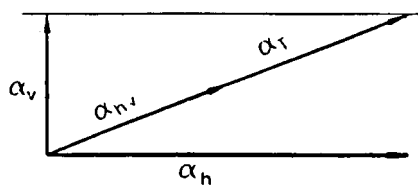
$$\alpha = \lambda \cdot (\alpha_r) = \lambda \cdot (\alpha_h + \alpha_v)$$

uguagliando si ricava

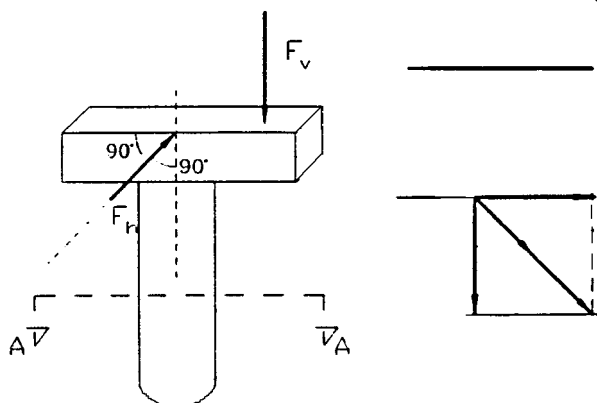
$$\lambda = \frac{\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}}{(\alpha_h + \alpha_v)}$$



2) - Le azioni non siano complanari: i vettori rappresentativi delle caratteristiche di sollecitazione α_h ed α_v non hanno la stessa direzione.



Tale schematizzazione vettoriale può rappresentare la composizione, alla base di una pila circolare a stampella, indotta, rispettivamente, dall'azione sismica orizzontale longitudinale e dall'azione sismica verticale dovuta al sovraccarico.



Utilizzando le espressioni ricavate al precedente punto 1), con riferimento al caso di vettori mutuamente perpendicolari, si può scrivere:

$$\alpha_r = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

$$\alpha = \lambda \cdot \alpha_r$$

$$\text{ricordando che } \lambda = \frac{\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}}{(\alpha_h + \alpha_v)}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}}{(\alpha_h + \alpha_v)} \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

da cui si ricava:

$$\alpha = \frac{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}{\alpha_h + \alpha_v} \quad (\text{composizione ridotta})$$

Questa espressione consente di "ridurre" opportunamente gli effetti di due vettori che non hanno la stessa direzione.

B.8.2 AZIONI DA CONSIDERARE CONTEMPORANEAMENTE ALL'EFFETTO SISMICO

Contemporaneamente all'effetto sismico, dovranno essere considerate agenti (nella combinazione più sfavorevole) le seguenti azioni:

- 1) Azioni permanenti: pesi propri, carichi permanenti, spinta delle terre comprensiva dell'effetto sismico;
- 2) Sovraccarico accidentale Q, definito nel paragrafo B.3;

- 3) Azione di frenatura, associata al treno di cui al precedente punto 2) e pari a $\frac{1}{5 \times 2}$ del carico Q, solo se ortogonale alla direzione considerata per il sisma;
- 4) Forza centrifuga, associata al treno di cui al precedente punto 2), di intensità ridotta del 50%;
- 5) Azioni dovute alle variazioni di temperatura, soltanto nella verifica degli impalcati e degli apparecchi di appoggio;
- 6) Precompressioni e distorsioni (di progetto e non), soltanto nella verifica degli impalcati e degli apparecchi di appoggio.

B.8.3 VERIFICA SECONDO IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

Si indichino con α le caratteristiche di sollecitazione dovute al sisma e con α_p , le sollecitazioni dovute agli altri carichi agenti contemporaneamente (vedere punto B.8.2); le tensioni di calcolo che devono essere considerate agli effetti della verifica sono valutate assumendo il comportamento elastico e lineare della struttura e considerando la combinazione di carichi che fornisce le sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ più gravose.

Per quanto riguarda le strutture in acciaio, potranno adottarsi gli incrementi delle tensioni ammissibili previsti per le condizioni di carico tipo 2.

B.8.4 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI RESISTENZA

Le sollecitazioni, per la verifica dello stato limite ultimo, devono essere valutate con la formula di combinazione:

in cui le è pari a 1.5, mentre α_p si valuta con riferimento alla seguente combinazione:

essendo:

- G_k = il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k = il valore caratteristico della forza di precompressione;
- Q_{1k} = il valore caratteristico dell'azione di base;
- Q_{ik} = i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- λ_g = 1.4 (oppure 1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- λ_p = 1.2 (oppure 0.9 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- λ_q = 1.5 (oppure 0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_{oi} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo, da assumere pari a 1 per i carichi variabili di esercizio, pari a 0 per le azioni da vento.

B.9 SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI

Siano η_d gli Spostamenti elastici relativi tra due punti della struttura dovuti al sisma, η_p gli spostamenti relativi tra due punti della struttura dovuti alle altre azioni da prendere in considerazione, come specificato al punto B.8.

Per il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza delle parti strutturali e per limitare i danni sugli elementi non strutturali dovranno rispettarsi i limiti indicati nel seguito per i quali gli spostamenti relativi totali η_t , sono da valutare, convenzionalmente, mediante la seguente espressione:

$$\eta_t = \frac{(\eta_p + 9 \cdot \eta_d)}{\chi}$$

ove

$\chi = 1.0$ se si utilizza il metodo di verifica alle tensioni ammissibili;

$\chi = 1.5$ se si utilizza il metodo di verifica agli stati limite.

La valutazione di $\overline{\eta}_t$, tiene conto della differenza tra l'azione sismica prevista nella norma ed il moto effettivo del terreno durante un terremoto di forte intensità, nonché del possibile comportamento non lineare della struttura. Gli spostamenti possono essere valutati con analisi più accurate, basate su una motivata scelta dell'azione sismica e che considerino l'eventuale comportamento non lineare della struttura.

Gli spostamenti e le rotazioni così calcolate, opportunamente sommati a quelli delle fondazioni e portando in conto le eventuali opposizioni di fase, non dovranno compromettere l'integrità delle cerniere e degli appoggi scorrevoli, né dare luogo a martellamento tra strutture adiacenti. Per gli appoggi scorrevoli, l'ampiezza dello spostamento consentito deve comunque essere limitata, per quanto possibile, da appositi dispositivi.

Qualora una connessione sia affidata all'attrito, essa dovrà essere oggetto di particolari controlli, da studiare caso per caso, onde verificare che eventuali scorrimenti non producano effetti dannosi.

Il calcolo della distanza minima tra due strutture contigue richiede che nel calcolo degli spostamenti, si tenga conto degli effetti delle vibrazioni in opposizione di fase che possono verificarsi in parti strutturali parzialmente o totalmente scollegate.

Salvo più accurate determinazioni, l'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi d'appoggio, nonché del varco da prevedere fra le testate di impalcati adiacenti, può essere valutata nella seguente maniera:

In direzione longitudinale:

$$E_L = k_1 (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 (2 k_2 D_t + 4k_2 D_e + 2 k_2 D_{RL})$$

ove:

k_1 = 0.7, coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;

k_2 = 0.65, coefficiente che tiene conto della effettiva probabilità che si verifichi il moto in opposizione di fase dei due elementi indipendenti;

D_t = dilatazione termica in direzione longitudinale associata alla variazione termica uniforme pari a 25 C per tutte le tipologie di ponte;

D_e = $\eta \cdot \Phi$ = spostamento longitudinale associato all'azione sismica, con $C = 9$;

D_{RL} = spostamento longitudinale fra strutture distanti L, definito nella successiva Tab. B.10.2.

In ogni caso, dovrà risultare:

$$E_L \geq E_0 \quad \text{e} \quad E_L \geq E_i \quad \text{con} \quad i = 1, 2, 3$$

ove:

E_0 = escursione valutata secondo i criteri validi nelle zone non sismiche;

E_i = il maggiore dei tre termini indicati nella espressione precedente.

Nei casi in cui anche una sola delle due precedenti disuguaglianze non risultasse verificata, dovrà assumersi $E_L = \max(E_0; E_i)$.

Per la valutazione delle corse degli apparecchi di appoggio, dell'escursione dei giunti e dei varchi tra le testate degli impalcati adiacenti, si rinvia al punto B.11.

In direzione trasversale:

$$E_T = k_1 k_2 (2 D_e + D_{RT})$$

ove:

D_e = $\eta \cdot \Phi$ = spostamento trasversale associato all'azione sismica;

D_{RT} = spostamento trasversale fra strutture distanti L definito nella successiva Tab. B.10.2.

B.10 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 caso in cui la struttura sia stata verificata con il metodo delle tensioni ammissibili, le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento ai valori nominali delle azioni. Nel caso in cui la struttura sia stata verificata con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento ai valori caratteristici delle azioni, assumendo $\gamma_e, \gamma_g, \gamma_p, \gamma_q$ pari ad uno.

Il piano di posa delle fondazioni deve essere spinto in profondità in modo da non ricadere in zona ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

Nel progetto dell'opera si terra conto di uno spostamento orizzontale relativo tra strutture di fondazione contigue, sia per le verifiche di resistenza sia per il controllo della compatibilità degli spostamenti relativi in relazione alle caratteristiche geomorfologiche dei luoghi ed alla tipologia dell'opera stessa.

Ai fini della verifica della resistenza una valutazione di minimo per tale spostamento relativo ΔL , valida per terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi, è contenuta nella seguente tabella B.10.1:

	Sismicità S	ΔL
Tensioni Ammissibili	S= 6	0,30 (L/1000)
	S= 9	0,50 (L/1000)
	S =12	1,00 (L/1000)
Stati Limite	S= 6	0,45 (L/1000)
	S= 9	0,75 (L/1000)
	S =12	1,50 (L/1000)

Tab. B.10.1

dove:

L è la distanza tra i punti in esame

ΔL è lo spostamento relativo, con un minimo di 1.0 cm.

Ai fini della verifica della compatibilità degli spostamenti, lo spostamento relativo massimo longitudinale (D_{RL})o trasversale (D_{RT}) tra punti del terreno distanti L può essere valutato mediante la seguente tabella B.10.2:

Sismicità S	D_{RL}, D_{RT}
S= 6	1,0 (L/1000)
S= 9	1,5 (L/1000)
S =12	3,00 (L/1000)

Tab. B.10.2

I pali di fondazione devono avere l'armatura estesa a tutta la loro lunghezza ed efficacemente collegata a quella della struttura sovrastante.

L'armatura minima non dovrà comunque essere inferiore a quella prescritta per i pilastri in c.a. dalla vigente normativa.

B.11 VINCOLI DEGLI IMPALCATI, CORSA DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO, VARCHI.

I vincoli di ritegno degli impalcati devono essere progettati in modo che risultino idonei sia a trasmettere le sollecitazioni prodotte dal sisma, sia ad evitare sconnessioni degli elementi componenti il vincolo e la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi, evitando altresì la possibilità di eventuali urti tra vari elementi strutturali.

Per il dimensionamento e la verifica di tali elementi si adotterà un coefficiente di struttura maggiorato come prescritto al punto B.15.

Al fine di ridurre gli effetti delle azioni sismiche si possono adottare particolari dispositivi atti a disaccoppiare il moto dell'impalcato dal moto delle pile ed a dissipare energia. L'impiego di tali dispositivi richiede il calcolo dinamico dell'intera struttura e la preventiva dichiarazione di idoneità del Presidente del Consiglio Superiore dei LL.PP., come precisato al punto B.1.

Corsa degli apparecchi d' appoggio e verifica di compatibilità

La corsa degli apparecchi d'appoggio mobili deve essere non inferiore a $\pm E_L/2$. Inoltre, al fine di scongiurare la caduta dell'impalcato deve essere garantito un ulteriore franco, di corsa pari a $E_L/8$ nella sola direzione d'allontanamento dell'impalcato dalla pila. La grandezza E_L è definita nel punto B.9.

In senso trasversale dovrà, altresì, calcolarsi, come specificato nel precedente paragrafo B.9, lo spostamento E_T a livello dei vincoli. Tale spostamento si riterrà accettabile quando risulterà compatibile con i vincoli adottati. In tale valutazione potranno essere portati in conto i giochi tra i vari accoppiamenti (con particolare riferimento al collegamento perno apparecchio d'appoggio - contropiastra superiore) solo quando tali valori siano espressamente prescritti, come valori minimi, negli elaborati di progetto del dispositivo di vincolo. In presenza di comportamenti duttili, come ad esempio connessioni con contatto acciaio - acciaio, sarà possibile raddoppiare i valori dei giochi minimi presi in conto nella verifica.

Escursione dei giunti

Il giunto fra le testate di due travi adiacenti dovrà consentire una escursione totale pari a $\pm E_L/2$.

Nei casi in cui le escursioni totali dei giunti e degli apparecchi d'appoggio, calcolate in accordo con il punto B.9, risultassero tali da pregiudicare la fattibilità dei giunti stessi e degli apparecchi d'appoggio medesimi, potrà essere realizzata una catena cinematica longitudinale, connettendo longitudinalmente gli impalcati adiacenti. La tipologia da adottare dovrà essere preventivamente accettata dalle FS e, in tal caso, dovrà essere eseguita l'analisi dinamica della struttura valutando anche gli effetti (spostamenti, sollecitazioni) su tale dispositivo.

Ampiezza dei varchi:

Il varco da prevedere fra le testate degli impalcati adiacenti, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a:

$$V \geq E_L/2 + V_0$$

ove $V_0 = 20$ mm

Dispositivi di fine-corsa

Nell'ambito degli elementi di vincolo debbono essere predisposti dei dispositivi di fine corsa sia longitudinali che trasversali.

I fine corsa devono, di norma, essere distinti dai denti di ritegno degli apparecchi d'appoggio finalizzati a garantire nei confronti del possibile disaccoppiamento degli apparecchi d'appoggio medesimi ingenerato da comportamenti torsiorigidi dell'impalcato in fase sismica.

Dovranno, altresì, essere previsti ritegni sismici sia trasversali che longitudinali. Per questi ultimi dovrà essere previsto solo il ritegno lato apparecchio d'appoggio mobile, così da evitare l'urto delle testate affacciate delle travi adiacenti. A tal fine, nei casi di pile supportanti un vincolo fisso ed uno mobile, il dispositivo di fine corsa dovrà essere disposto ad una distanza, dal bordo della trave supportata dal vincolo mobile, pari a:

$$V - V_0/2$$

La superficie di potenziale contatto fra trave e ritegno dovrà essere rivestita con un cuscinetto di neoprene di spessore opportuno.

B.12 PILE IMMERSI IN ACQUA

Allorquando una pila di dimensione trasversale $2R$ e dimensione longitudinale L si trovi immersa in acqua per una altezza $H \geq 5,0$ m (si fa riferimento al livello medio dell'acqua), dovrà valutarsi opportunamente l'effetto idrodinamico.

Quando non si effettui una più accurata determinazione, l'effetto idrodinamico può valutarsi attraverso l'aggiunta di una massa fittizia, pari a quella di un cilindro di fluido di raggio R' ed altezza L , con baricentro ad una distanza H_1 dal fondo.

I valori di R' ed H_1 sono deducibili, rispettivamente, dai diagrammi riportati nelle figure B.12.1 e B.12.2.

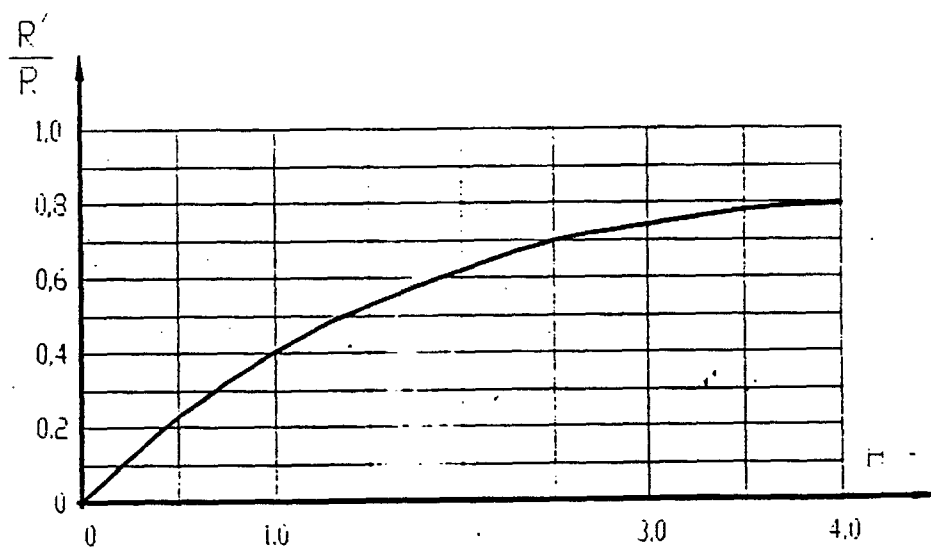


Fig. B.12.1

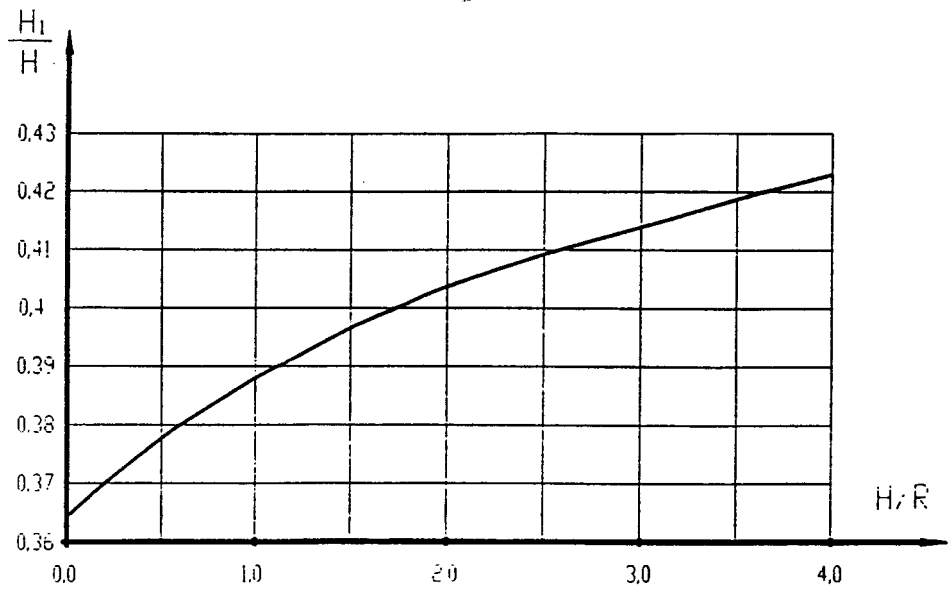
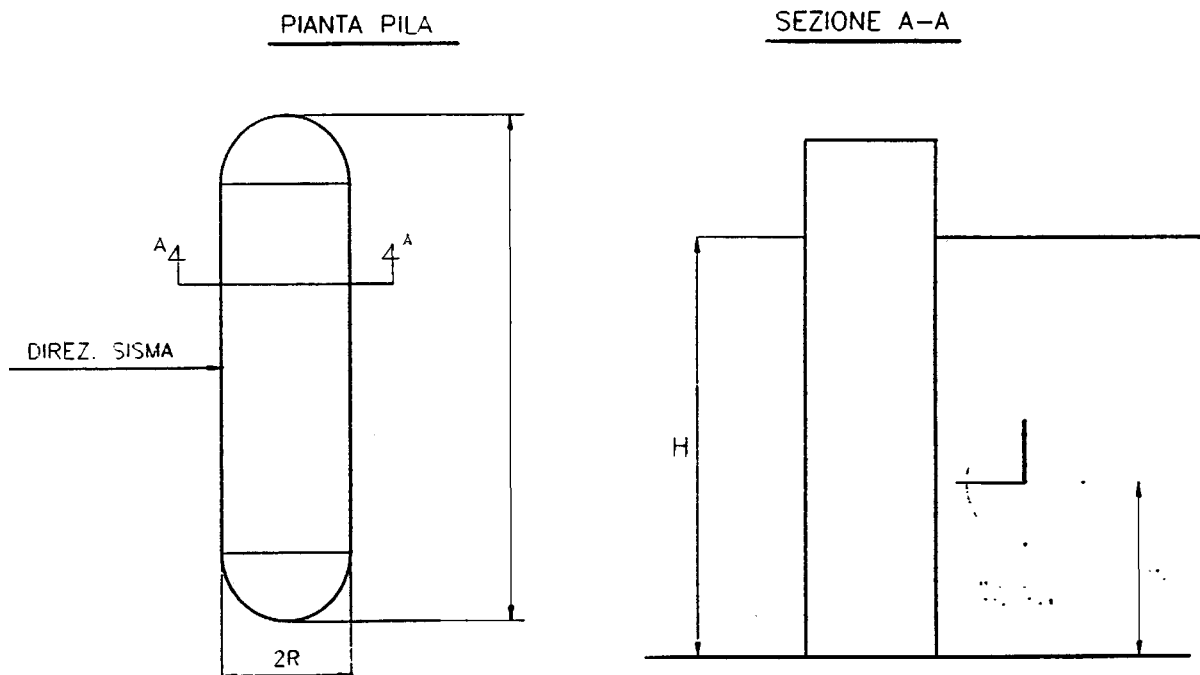


Fig. B.12.2

Nella seguente figura viene illustrato il significato dei simboli adottati, nell'ipotesi di sisma agente parallelamente alla linea d'asse dell'impalcato.



B.13 SCATOLARI, SPALLE, MURI D'ALA ED ANDATORI

a) - Scatolari

Per questo tipo di struttura potrà essere eseguita la verifica in fase sismica considerando, oltre all'effetto sismico dei pesi propri, del sovraccarico Q, nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la

zattera di fondazione, anche la spinta del terreno F, in fase sismica; spinta che dovrà tenere conto della presenza del sovraccarico sul rilevato ferroviario.

Tale spinta F; potrà essere valutata con le seguenti espressioni:

$$F_s = A F'$$

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

$$\theta = \arctg C;$$

C = coefficiente di intensità sismica (definito in B.4);

F' = spinta del terreno calcolata per $i' = i + \theta$;

$$\beta' = \beta + \theta$$

β, i = angoli definiti nel vigente D.M. LL.PP. per le costruzioni in zona sismica.

La spinta del terreno, calcolata come descritto in precedenza, potrà essere considerata agente, con uguale intensità e verso opposto, sui montanti dello scatolare a contatto con il terreno.

Per le strutture scatolari sotto binario, con ricoprimento $\geq H/2$ ove H sia l'altezza complessiva dello scatolare tra gli estradossi delle solette, non si considererà l'effetto sismico.

b) - Spalle, muri d'ala ed andatori

Per il calcolo della spinta delle terre in presenza di azioni sismiche, sono da adottare integralmente le modalità descritte nel vigente D.M. LL.PP. per le costruzioni in zona sismica.

B.14 COEFFICIENTE DI FONDAZIONE

Per il coefficiente di fondazione a si assume, di regola, il valore $\varepsilon = 1.0$

In presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, sovrastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, si assumerà per il coefficiente ε il valore 1,3.

B.15 COEFFICIENTE DI STRUTTURA

Il coefficiente di struttura " β " è differenziato in relazione alla tipologia degli elementi strutturali. In particolare, si assumeranno i seguenti valori minimi:

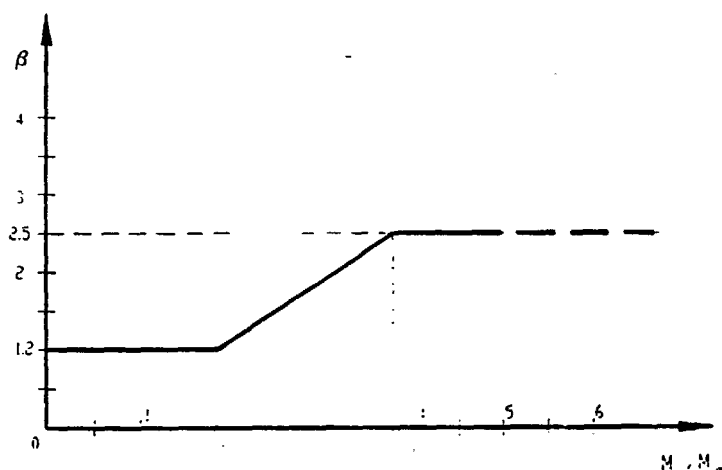
$\beta = 1,2$ per strutture isostatiche e per impalcati continui semplicemente appoggiati sui piedritti;

$\beta = 2,5$ per il calcolo e la verifica degli apparecchi di appoggio, dei ritegni, dei dispositivi di fine corsa, nonché degli elementi di collegamento di questi ultimi alle strutture del ponte, ivi compresi i baggioli.

Per strutture iperstatiche il valore assunto per il coefficiente β dovrà essere giustificato sulla base di una apposita relazione che tenga conto del comportamento della struttura oltre il limite elastico e del suo eventuale meccanismo di collasso in presenza di azione sismica.

In ogni caso, per le pile e le spalle, il coefficiente " β " non dovrà risultare inferiore a quello indicato nel successivo grafico nel quale M_u/M_e , rappresenta il rapporto, nella direzione x o y dell'azione sismica, fra il Momento ultimo (M_u) e quello di progetto (M_e) calcolato per $\beta = 1.0$. Il momento ultimo M_u deve essere valutato utilizzando le armature effettivamente disposte sulla sezione e considerando, convenzionalmente, lo sforzo assiale nullo.

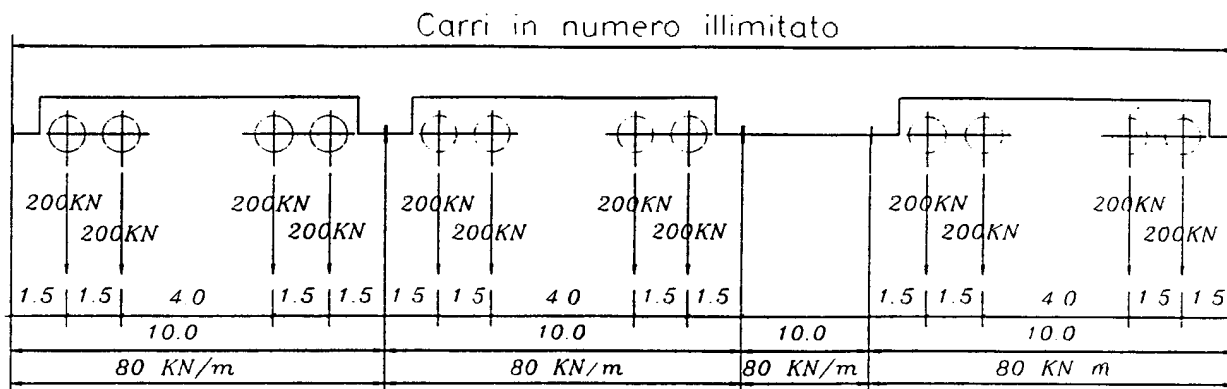
Per le sole spalle il coefficiente β verrà moltiplicato per un fattore riduttivo pari a 0.8 per tener conto degli attriti che, inevitabilmente si generano durante il moto sismico fra il rilevato gravante sulla zattera di fondazione della spalla e quello a tergo della stessa.



B.16 PARTICOLARI COSTRUTTIVI E PERCENTUALI MINIME DI ARMATURA

Per i particolari costruttivi relativi agli elementi strutturali ed alla percentuale minima di armatura, devono essere rispettate le incidenze fornite nel paragrafo "Particolari per opere ricadenti in zone sismiche" della Istruzione I/SC/PS-OM/2298 del 2.6.1995, Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo."

B.17 SOVRACCARICHI DA ADOTTARSI PER LE VERIFICHE SISMICHE DEI MANUFATTI SOTTO BINARIO



Nelle seguenti tabelle sono riportati:

- Nella Tabella B.17.1, i sovraccarichi uniformi flettenti P_{1s} , i sovraccarichi uniformi taglianti P_{2s} , il peso complessivo di tutti gli assi che insistono sul manufatto Q_t .

L[m]	P_{1s} (kN/m)	P_{2s} (kN/m)	Q_t (kN)
1,0	400,00	400,00	200,00
2,0	200,00	250,00	400,00
3,0	150,00	200,00	400,00
4,0	132,00	162,50	400,00
5,0	115,60	144,00	600,00
6,0	102,10	133,30	800,00
7,0	98,80	130,60	800,00
8,0	94,50	125,00	800,00

9,0	93,80	118,50	800,00
10,0	91,60	112,00	1000,00
11,0	88,70	109,10	1000,00
12,0	86,10	106,90	1200,00
13,0	85,20	105,30	1200,00
14,0	84,70	103,10	1200,00
15,0	84,40	101,30	1400,00
16,0	83,50	100,00	1600,00
17,0	82,20	99,70	1600,00
18,0	81,80	98,80	1600,00
19,0	81,60	97,50	1600,00
20,0	81,60	96,00	1800,00
21,0	81,20	95,20	1800,00
22,0	81,10	94,60	2000,00
23,0	81,20	94,10	2000,00
24,0	81,50	93,40	2000,00
25,0	81,50	92,80	2200,00
26,0	81,30	92,30	2400,00
27,0	81,20	92,20	2400,00
28,0	81,10	91,80	2400,00
29,0	81,30	91,30	2400,00
30,0	81,30	90,70	2600,00
31,0	81,10	90,10	2600,00
32,0	80,90	89,50	2800,00
33,0	80,80	89,30	2800,00
34,0	80,80	89,00	2800,00
35,0	80,80	88,70	3000,00
36,0	80,70	88,40	3200,00
37,0	80,50	88,40	3200,00
38,0	80,40	88,20	3200,00
39,0	80,40	87,90	3200,00
40,0	80,40	87,60	3400,00
45,0	80,50	86,70	3800,00
50,0	80,50	86,10	4200,00
60,0	80,20	85,10	5000,00
70,0	80,20	84,30	5800,00
80,0	80,10	83,80	6600,00

Tabella B.17.1

- Nella Tabella B.17.2, per le travate metalliche, le azioni massime sulle travi trasversali

AZIONI MASSIME SULLE TRAVI TRASVERSALI

DISTANZA TRA LE TRAVI TRASVERSALI (m)	AZIONI MASSIME (KN)	DISTANZA TRA LE TRAVI TRASVERSALI (m)	AZIONI MASSIME (KN)
Da m 0,00		5,80	500,00
1,50	200,00	5,90	508,50
1,60	212,50	6,00	516,70
1,70	223,50	6,10	524,60
1,80	233,30	6,20	532,30
1,90	242,10	6,30	539,70
2,00	250,00	6,40	546,90
2,10	257,10	6,50	553,80
2,20	263,70	6,60	560,60

2,30	269,60	6,70	567,20
2,40	275,00	6,80	573,50
2,50	280,00	6,90	579,70
2,60	284,60	7,00	585,70
2,70	288,90	7,10	594,40
2,80	292,90	7,20	602,80
2,90	296,60	7,30	611,00
3,00	300,00	7,40	618,90
3,10	309,70	7,50	626,70
3,20	318,70	7,60	634,20
3,30	327,30	7,70	641,60
3,40	335,30	7,80	648,70
3,50	342,90	7,90	655,70
3,60	350,00	8,00	662,50
3,70	356,80	8,10	669,10
3,80	363,20	8,20	675,60
3,90	369,20	8,30	681,90
4,00	375,00	8,40	688,10
4,10	380,50	8,50	694,10
4,20	385,70	8,60	702,30
4,30	390,70	8,70	710,30
4,40	395,50	8,80	718,20
4,50	400,00	8,90	725,80
4,60	408,70	9,00	733,30
4,70	417,00	9,10	740,70
4,80	425,00	9,20	747,80
4,90	432,70	9,30	754,90
5,00	440,00	9,40	761,70
5,10	447,10	9,50	768,40
5,20	453,90	9,60	775,00
5,30	460,40	9,70	781,40
5,40	466,70	9,80	787,80
5,50	472,70	9,90	794,00
5,60	482,10	10,00	800,00
5,70	491,20		

Tabella B.17.2

C - APPLICAZIONE DELLE NORME

Le presenti Istruzioni tecniche rimarranno in vigore fino all'emanazione di una specifica normativa da parte del Ministero dei Lavori Pubblici e dovranno essere richiamate nei contratti e nelle Prescrizioni Tecniche relative alla progettazione, costruzione e collaudo di manufatti sotto binario delle Ferrovie dello Stato, anche se eseguiti da terzi.

Il Responsabile dell'U.O.
SPECIALISTICA STRUTTURE
(Ing. Giuseppe TRAINI)

Il Responsabile dell'U.O.
INGEGNERIA
(Ing. Massimo PALLICCIA)

Il Direttore dell'ASA
SERVIZI DI INGEGNERIA
(Ing. Emilio MARAINI)