

**(28 Giu 2012)**

**Analisi dei carichi secondo le nuove NTC**

## **CONVEGNI & SEMINARI**

Per i partecipanti all'incontro sarà possibile acquistare la pubblicazione completa di software con sconto del 25% sul prezzo di copertina : ~~78,00~~ --> 58,50 €

**(28 Giu 12) Analisi dei carichi secondo le nuove NTC**

4 DAYS AGO

Incontro/Seminario con l'ing. Vincenzo Bufano Analisi su "Analisi dei carichi secondo le nuove NTC" edito da Dario Flaccovio Editore

Giovedì 28 Giu 2012, ore 16:30 - Sala De Angelis

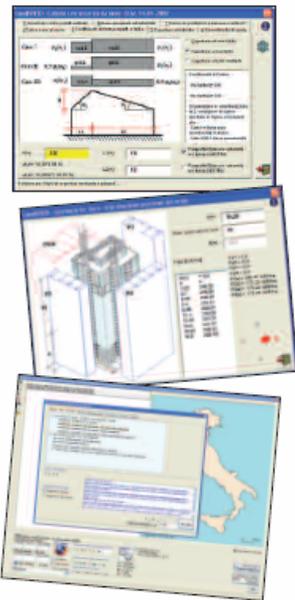
presso la sede dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno



Vincenzo Bufano

## ANALISI DEI CARICHI

Questo volume affronta il tema dell'analisi dei carichi fornendone una visione di insieme, attraverso brevi richiami teorici e analizzando gli aspetti applicativi. Viene sviluppata in maniera approfondita la definizione dei carichi variabili per strutture civili dovuti alla neve e al vento, dei carichi termici e delle accelerazioni sismiche, presentando numerosi esempi numerici svolti con un approccio pratico e applicativo.



### Funzionalità di LoadSPEED 1.01

- Requisiti minimi per l'installazione: Word 2003 e successive
- Calcolo dei carichi variabili neve e vento per tutti i tipi di costruzione civile, sia con D.M. 16/01/1996 che con D.M. 14/01/2008
- Conversione simultanea delle azioni di neve e vento da vecchia a nuova normativa e viceversa
- Gestione completa e personalizzabile degli archivi di materiali e sovraccarichi
- Analisi dei carichi interattiva per solai, scale, coperture piane e curve
- Calcolo ed esportazione su file Word delle azioni locali del vento su grattacieli, ciminiere, tralicci, costruzioni sferiche, ecc.
- Calcolo della spinta di materiali insilati granulari su pareti a sezione verticale e tramogge/fondi piatti di silos in acciaio o calcestruzzo secondo l'Eurocodice 1
- Calcolo della spinta delle terre su pareti di piani seminterati al variare delle condizioni di vincolo di testa della parete
- Salvataggio e apertura degli input da file .lwi d'archivio
- Diagnostica degli errori di input continua e interattiva

### Funzionalità di LDSISM

- Definizione delle accelerazioni sismiche con riferimento alle N.T.C. 2008 mediante ricerca di un punto su reticolo, attraverso l'input delle coordinate geografiche (latitudine e longitudine)
- Funzione di conversione di coordinate cartografiche UTM/Gauss-Boaga lette direttamente su tavolette igm in scala 1:25000 e di coordinate geografiche dal datum ED50 a WGS84
- Visualizzazione dei punti rappresentativi di comuni e località italiane da un archivio interno al software
- Navigazione e zoom della figura di dettaglio locale sulla zona e sul reticolo di riferimento
- Determinazione delle accelerazioni al suolo e dei parametri spettrali
- Definizione di massima del fattore di struttura  $q$  per tipologie strutturali correnti
- Definizione degli spettri di accelerazione orizzontale e verticale, elastici e di progetto
- Esportazione e stampa dei tabulati in .txt, .rtf, .csv per Excel e di tutte le figure in vari formati per l'inserimento in relazioni di calcolo
- Possibilità di personalizzazione dei grafici
- Anteprima e stampa di relazione comprensiva di figure

Servizi gratuiti on line: aggiornamenti al software

● *Progettazione*

ISBN 978-88-579-0023-0



9 788857 900230

DF 0023

CD BOOK

Vincenzo Bufano



ANALISI DEI CARICHI



Compatibile Windows 2000 · XP · Vista  
Windows 7



Vincenzo Bufano

## ANALISI DEI CARICHI

secondo le nuove N.T.C.

### con software LoadSPEED 1.01

Calcolo dei carichi variabili neve e vento

Conversione simultanea delle azioni di neve e vento da vecchia a nuova normativa e viceversa

Gestione degli archivi di materiali e sovraccarichi

Analisi interattiva per solai, scale, coperture piane e curve

Calcolo ed esportazione su file .doc delle azioni locali del vento su grattacieli, ciminiere, tralicci, costruzioni sferiche, ecc.

Calcolo della spinta di materiali insilati granulari

Calcolo della spinta delle terre

### con software LDSISM

Definizione delle accelerazioni sismiche

Funzione di conversione di coordinate cartografiche

Visualizzazione dei punti rappresentativi di comuni e località

Determinazione delle accelerazioni al suolo e dei parametri spettrali

Definizione di massima del fattore di struttura  $q$  per tipologie strutturali correnti

Definizione degli spettri di accelerazione orizzontale e verticale, elastici e di progetto

Esportazione dei tabulati in .txt, .rtf, .csv per Excel e di tutte le figure in vari formati per l'inserimento in relazioni di calcolo

Dario Flaccovio Editore



28/06/2012

Presentazione Testo : **Analisi dei carichi secondo le nuove N.T.C.**  
Ing. Vincenzo BUFANO – Via G. Di Santi,14 – 84030 Atena Lucana (SA) – [info@studiobufano.net](mailto:info@studiobufano.net) – [HTTP://www.studiobufano.net](http://www.studiobufano.net)

2

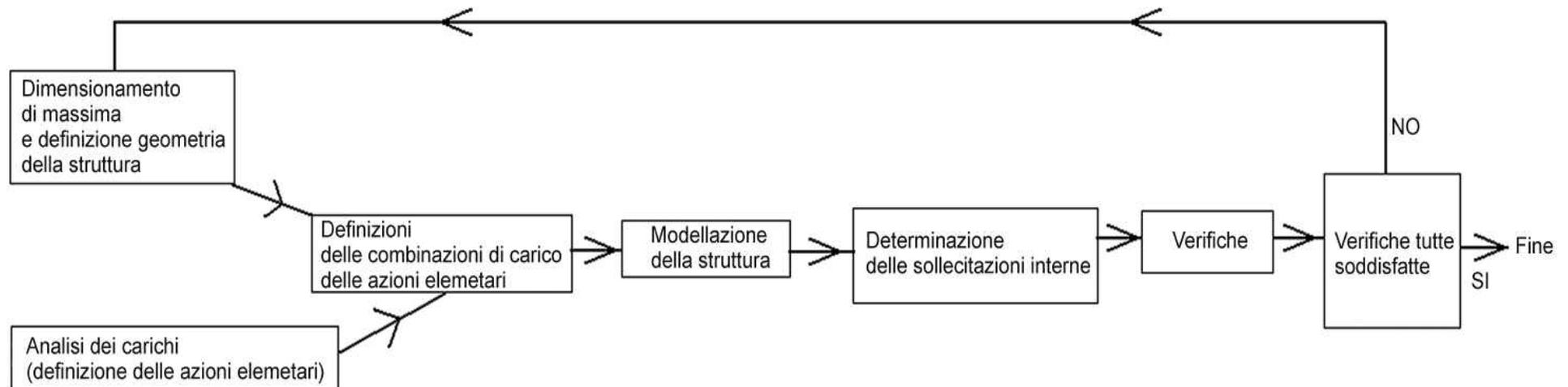
## OBIETTIVI DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Gli obiettivi della progettazione strutturale possono essere sintetizzati dalla seguente definizione dell'EC1 – punto 2.1 :

- “ Una struttura dovrà essere progettata ed eseguita in maniera tale che, durante la sua vita prevista, con appropriati gradi di affidabilità ed in modo da minimizzare i costi,**
- ❑ **rimanga adeguata all'uso per cui è costruita**
  - ❑ **sopporti tutte le azioni e le influenze che si verifichino durante l'esecuzione e l'uso”**

In sostanza la progettazione strutturale deve trovare il giusto equilibrio, tra la sicurezza ed i costi, con l'obiettivo di conseguire l'ottimizzazione strutturale.

## LE FASI DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE



## CLASSIFICAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI (o nominali) DELLE AZIONI AGENTI SULLE COSTRUZIONI

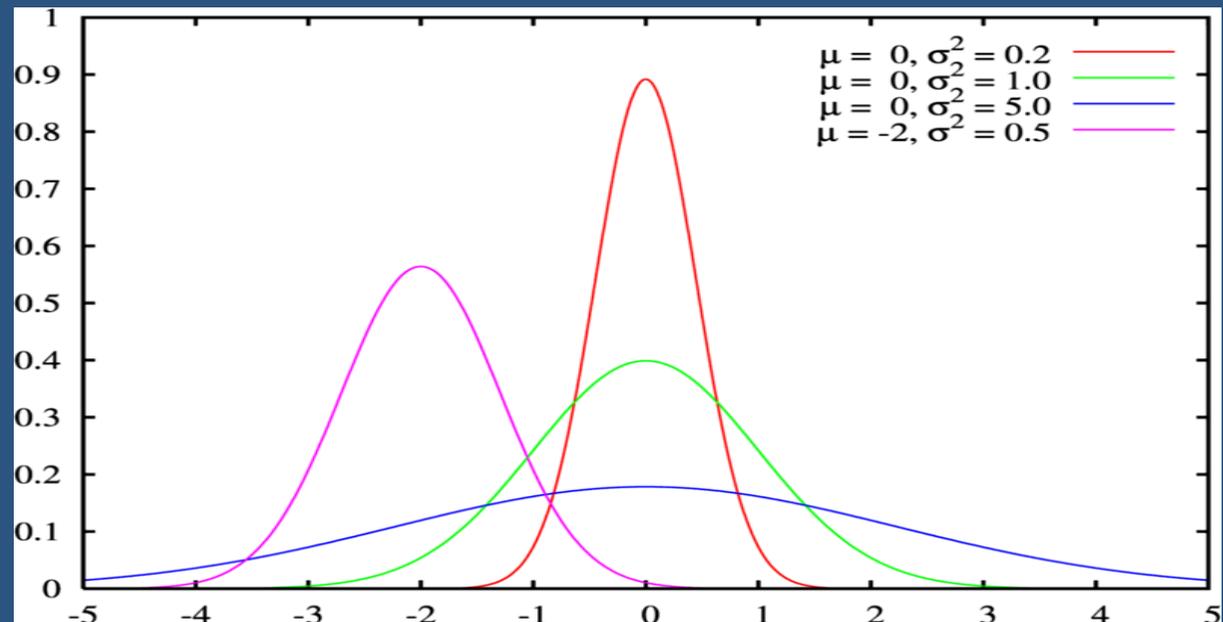
Si definisce **AZIONE AGENTE SU UNA COSTRUZIONE**, ogni causa o insieme di cause capaci di indurre stati di sollecitazione e di deformazione in una struttura e rientra tra gli obblighi del progettista l'individuazione delle azioni di progetto.

Sia le Azioni agenti sulle costruzioni che i Valori di Resistenza dei Materiali hanno carattere non deterministico, ma sono da considerare delle variabili aleatorie, con funzione di distribuzione di probabilità di tipo continua e normale, espressa in forma matematica dalla funzione :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

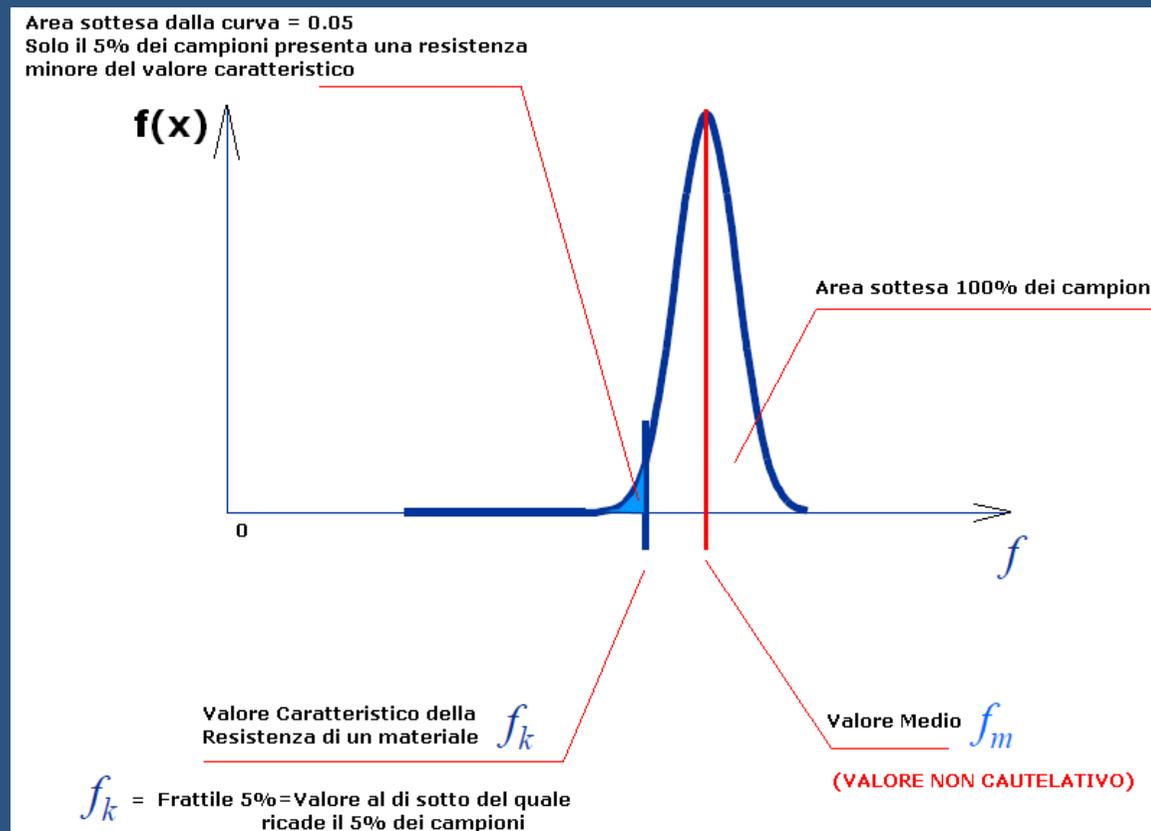
$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n-1}}$$

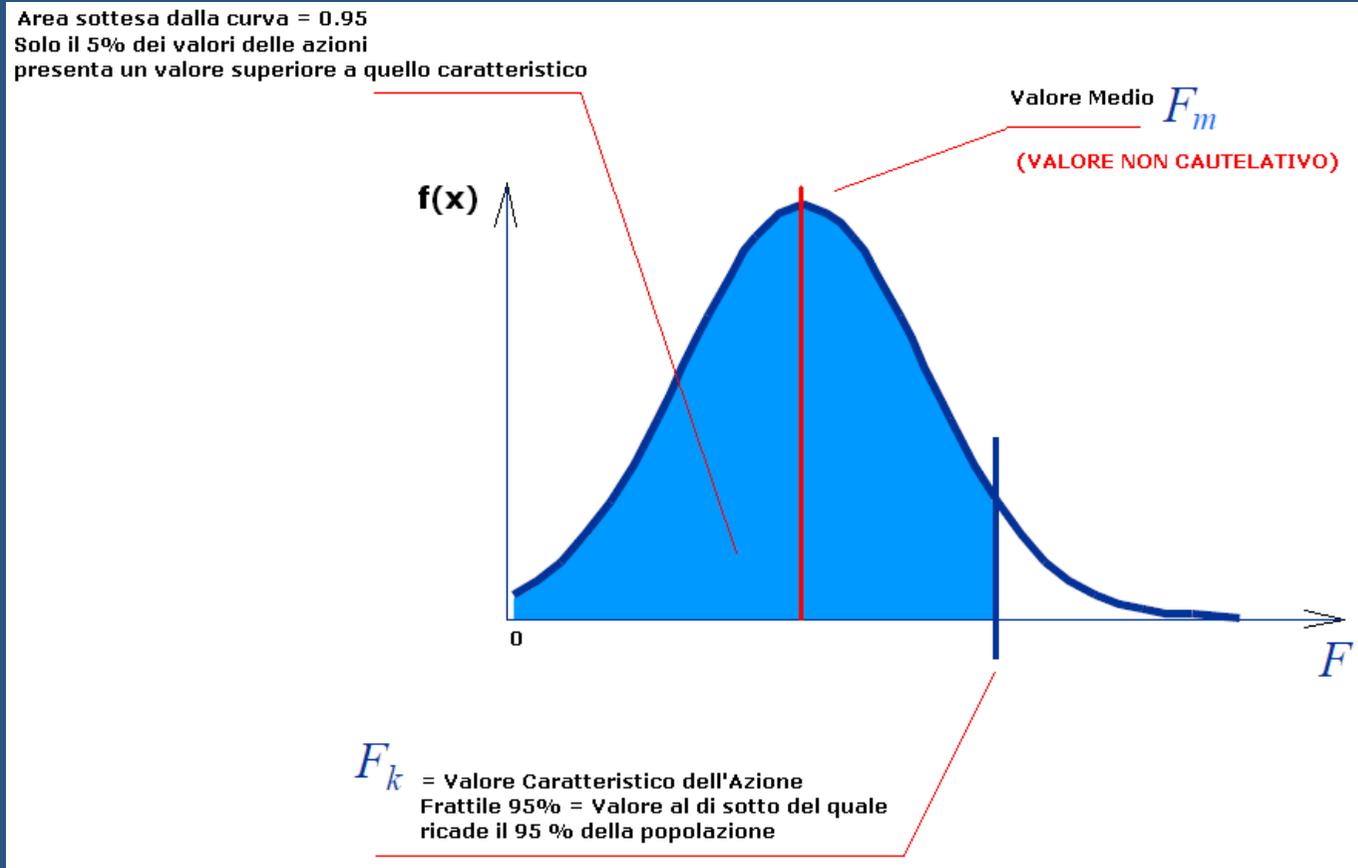


La funzione di distribuzione per definizione gode della seguente proprietà :  $p(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(x)dx$   
Inoltre: il 68,3% della popolazione ricade tra  $[\mu-\sigma;\mu+\sigma]$ ,  
il 95,5% della popolazione ricade tra  $[\mu-2\sigma;\mu+2\sigma]$ ,  
il 99,7% della popolazione ricade tra  $[\mu-3\sigma;\mu+3\sigma]$ ,

## INCERTEZZA SUL VALORE DELLE RESISTENZE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI



## INCERTEZZA SUL VALORE DELLE AZIONI SULLE COSTRUZIONI

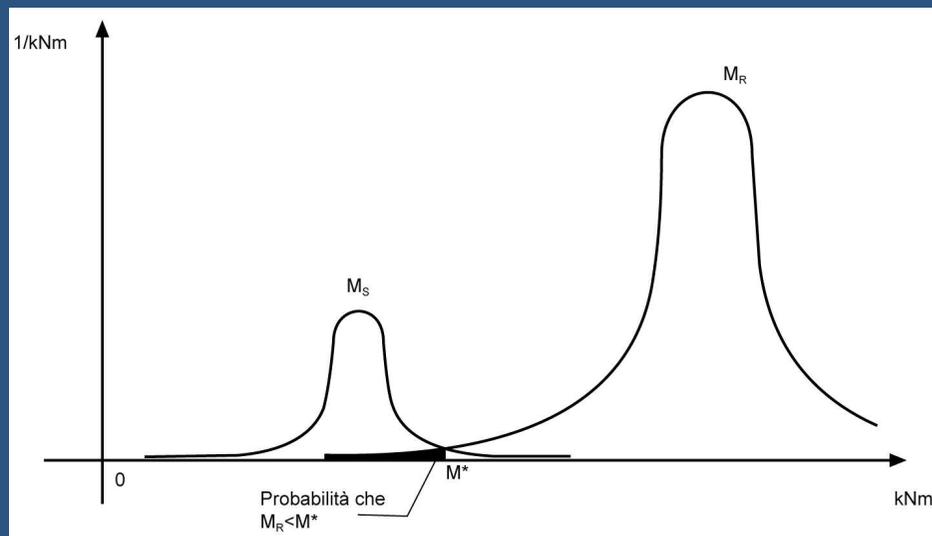


In mancanza di rilevazioni statistiche, del valore caratteristico delle azioni, nella pratica strutturale corrente si assume che il valore caratteristico delle azioni coincida con il valore nominale fornito dalla Normativa Tecnica vigente (D.M. 14/01/2008)

## IL METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE: Concetti teorici di base

Il concetto alla base del metodo è quello di confrontare la caratteristica della sollecitazione indotta dal valore di calcolo del carico  $Q_d$  corrispondente a un opportuno frattile inferiore di ordine 95% con il valore resistente della stessa caratteristica della sollecitazione in esame calcolata adottando per i materiali una tensione caratteristica  $f_k$  corrispondente a un frattile inferiore di ordine 5%.

Così facendo, si effettua una verifica con gli usuali metodi deterministici, dato che al modello di calcolo si assegnano carichi noti  $Q_d$ , funzione del frattile dei carichi scelto, e in base a essi si determinano le caratteristiche della sollecitazione  $M_s$  che vengono poi confrontate con i valori limite di calcolo  $M_R$ , funzioni del frattile scelto per la resistenza dei materiali



$$Q_d = \gamma_F Q_k$$

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

## CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI AGENTI SULLE STRUTTURE

Si definisce **AZIONE AGENTE SU UNA COSTRUZIONE**, ogni causa o insieme di cause capaci di indurre stati di sollecitazione e di deformazione in una struttura e rientra tra gli obblighi del progettista l'individuazione delle azioni di progetto.

Si definisce **VITA NOMINALE** di una costruzione  $V_N$  il numero di anni in cui la struttura, se soggetta all'ordinaria manutenzione può essere utilizzata per lo scopo per cui è stata progettata:

	Tipi di costruzione	Vita nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – opere provvisionali – strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\leq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Le **AZIONI** vengono distinte in base a :

□ **MODALITA' DI ESPLICAZIONE**

**dirette** (Forze e carichi concentrati fissi e mobili)

**indirette** (spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione e cedimenti vincolari)

**entropiche** ( degrado endogeno – alterazione naturale del materiale

degrado esogeno - alterazione del materiale dovuta ad agenti esterni)

□ **RISPOSTA STRUTTURALE**

**statiche** (azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative alla struttura o alle sue parti)

**pseudo-statiche** (azioni dinamiche schematizzabili secondo un'azione statica equivalente)

**dinamiche** (azioni che provocano accelerazioni significative della struttura o delle sue parti)

□ **VARIABILITA' DELL'AZIONE NEL TEMPO**

**Permanenti** [G](costanti durante tutta la vita nominale della costruzione)

[G<sub>1</sub>] peso proprio degli elementi strutturali, del terreno,  
spinte idrauliche qualora siano da ritenere costanti

[G<sub>2</sub>] peso proprio degli elementi non strutturali  
spostamenti e deformazioni impresse

[P] pretensione e precompressione

ritiro e viscosità

spostamenti e cedimenti differenziali dei vincoli

**Variabili** [Q] (variabili nel tempo durante la vita nominale della struttura)

**di lunga durata** ( non trascurabili rispetto alla vita nominale della costruzione)

**di breve durata** ( trascurabili rispetto alla vita nominale della costruzione)

**eccezionali** [A] azioni presenti solo eccezionalmente durante la vita utile della costruzione :

incendi – esplosioni – urti - impatti di veicoli o natanti

**Accelerazioni sismiche** [E]

IL METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE:  
Combinazione delle azioni elementari

Si ricorda che resta comunque a carico del progettista l'individuazione degli **SCENARI DI CONTINGENZA** - circostanza plausibile e coerente in cui può realisticamente trovarsi una costruzione -

**STATO LIMITE ULTIMO:**  $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\Psi_{03}Q_{k3} + \dots$

Tabella 1.3 - Valori dei coefficienti parziali

Carichi		Coefficiente $\gamma_f$	EGU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
i Variabili	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad esempio, carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nota: EGU - Stato limite di equilibrio come corpo rigido; STR - Stato limite di resistenza della struttura compresi elementi di fondazione; GEO - Stato limite di resistenza del terreno.

Tabella 1.4 - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria azione variabile		Coefficiente		
		$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria	A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
	B - Uffici	0,7	0,5	0,3
	C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
	D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
	E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
	F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
	G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
	H - Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento		0,6	0,2	0,0
Neve	a quota ≤ 1000 m s.l.m	0,5	0,2	0,0
	a quota > 1000 m s.l.m	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche		0,6	0,5	0,0

APPROCCIO 1 : Si verifica per due diverse combinazioni A1 ed A2 con i relativi coefficienti per A, M ed eventualmente R del terreno

APPROCCIO 2 : Si verifica per una sola combinazione con coefficienti A1

28/06/2012

In presenza di azioni Eccezionali [ $A_d$ ] e di Sisma [ $E$ ] si verifica nei confronti dello STATO LIMITE ULTIMO per le seguenti combinazioni :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + ..$$

$$G_1 + G_2 + P + E + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + ..$$

**STATO LIMITE DI ESERCIZIO :**

Combinazione **RARA**

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + ..$$

Combinazione **FREQUENTE**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + ..$$

Combinazione **QUASI PERMANENTE**

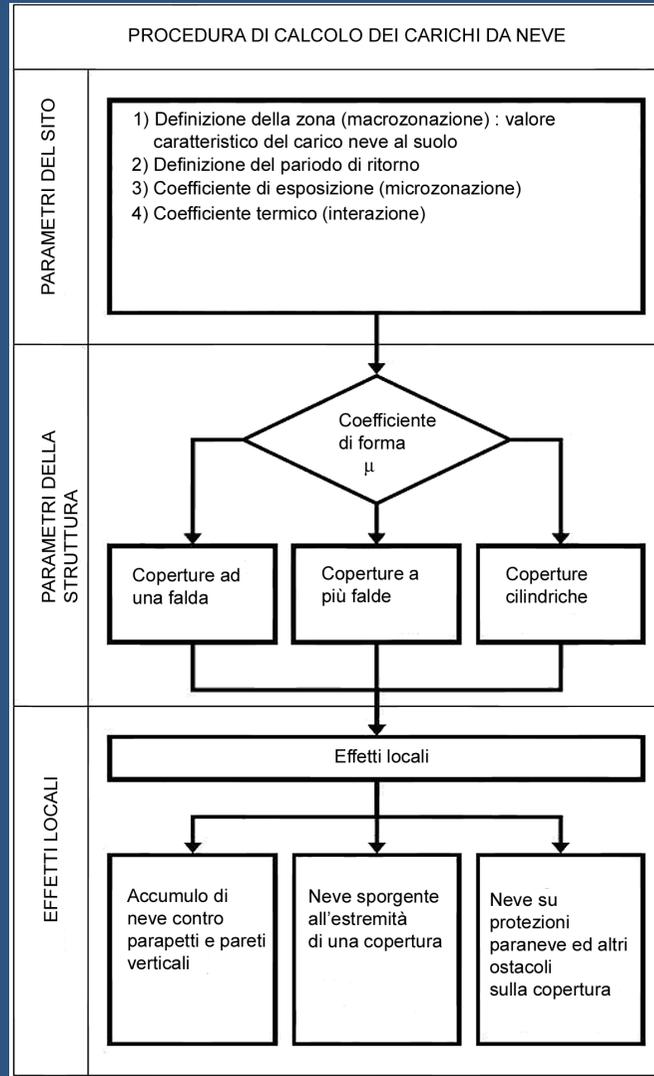
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + ..$$

Tabella 1.5 - Combinazioni di carico per due azioni variabili

Combinazione		$G_k$	$Q_{1k}$	$Q_{2k}$	Risultato
SLU		$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\gamma_Q\psi_{02}$	Due combinazioni prendendo a turno una delle due azioni variabili come dominante (di base)
		$\gamma_G$	$\gamma_Q\psi_{01}$	$\gamma_Q$	
SLE	Rara	1	1	$\psi_{02}$	Due combinazioni prendendo a turno una delle due azioni variabili come dominante (di base)
		1	$\psi_{01}$	1	
	Frequente	1	$\psi_{11}$	$\psi_{22}$	Due combinazioni prendendo a turno una delle due azioni variabili come dominante (di base)
		1	$\psi_{21}$	$\psi_{12}$	
	Quasi permanente	1	$\psi_{21}$	$\psi_{22}$	Un'unica combinazione

IL CARICO VARIABILE NEVE:

Il carico variabile **NEVE** viene valutato dalle NTC 2008 in funzione di :



- Forma del tetto;
- Proprietà termiche del tetto;
- Rugosità della superficie del tetto;
- Flusso di calore proveniente dal sottotetto;
- Prossimità con gli edifici limitrofi;
- Clima meteorologico locale (ventosità)

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

$q_s$  = Carico variabile neve sulla copertura [kN/m<sup>2</sup>]

$\mu_i$  = Coefficiente di forma della copertura

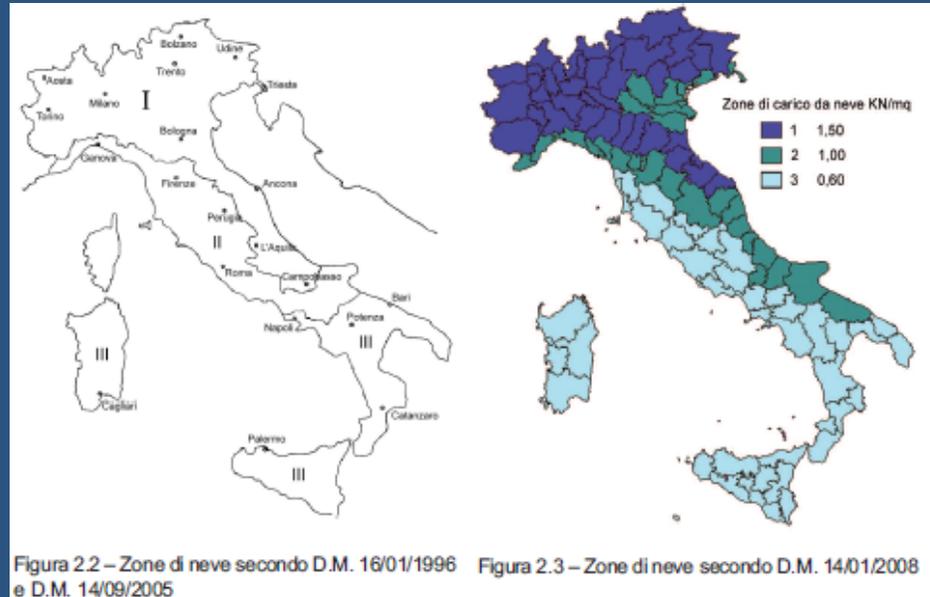
$q_{sk}$  = Carico neve al suolo ( $T_r=50$  anni)

$C_E$  = Coefficiente di esposizione

$C_t$  = Coefficiente termico

MACROZONAZIONE:

Carico Neve al Suolo  $q_{sk}$



**Tempo di Ritorno  $T_r$**  : Tempo espresso in anni che mediamente intercorrono tra due precipitazioni nevose che producono un carico neve al suolo maggiore o uguale a quello di riferimento ( per NTC 2008  $\geq 50$  anni)

$$q_{sk}(T_r) = \alpha_{Rn}(T_r) q_{sk}(50)$$

$$\alpha_{Rn}(T_r) = \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[ \ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right) + 0,57722 \right]}{1 + 2,5923 \cdot V} \right\}$$

$$V = 0,70$$

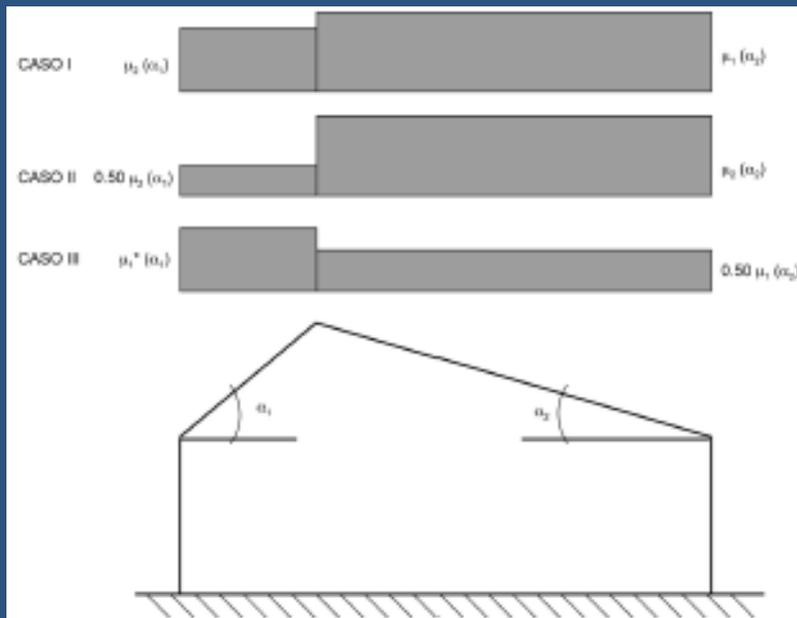
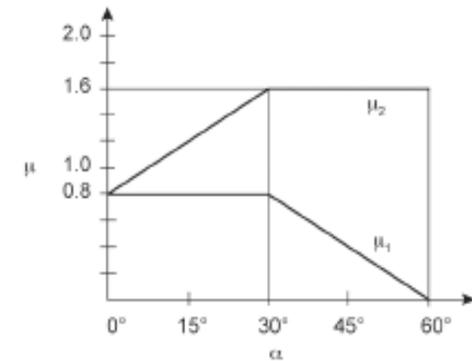
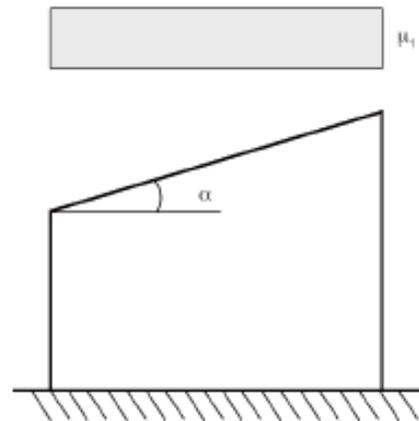
Coefficiente di forma della copertura  $\mu_f$  :

COPERTURE A FALDA PIANA

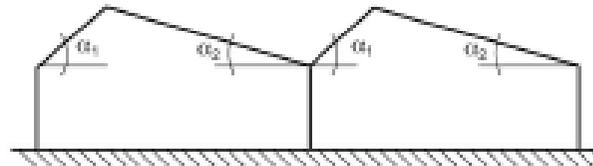
**CASO I** non contempla l'azione di accumulo dovuta al vento

**CASO II/III** contemplano l'azione di accumulo dovuta al vento

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + (0,8\alpha)/30$	1,60	-



$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$$

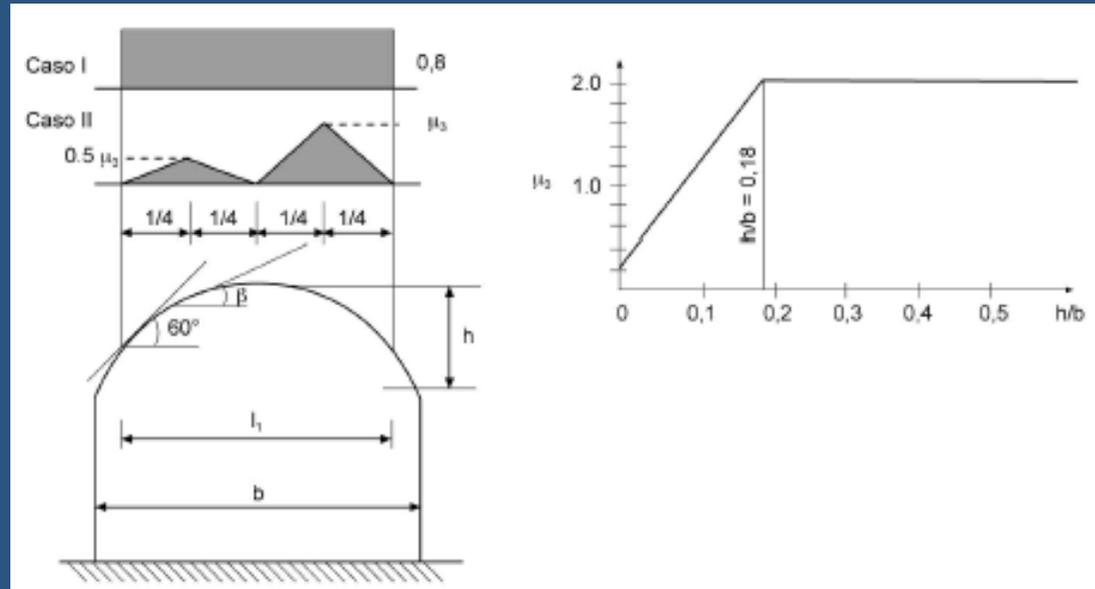


Coefficiente di forma della copertura  $\mu_i$  :

COPERTURE A FALDA CURVA

**CASO I** non contempla l'azione di accumulo dovuta al vento

**CASO II** contemplano l'azione di accumulo dovuta al vento



## MICROZONAZIONE

Coefficiente di esposizione  $C_E$

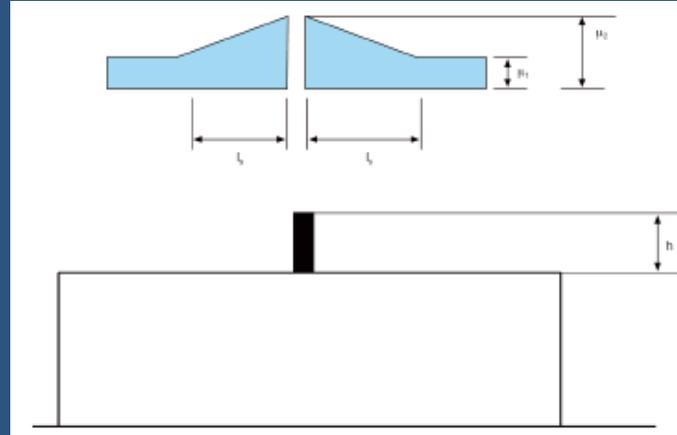
Topografia	Descrizione	$C_E$	
		D.M. 14/09/2005	D.M. 14/01/2008
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,8	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, di altre costruzioni o di alberi	1,0	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,20	1,10

Coefficiente termico  $C_t$

$$C_t \leq 1$$

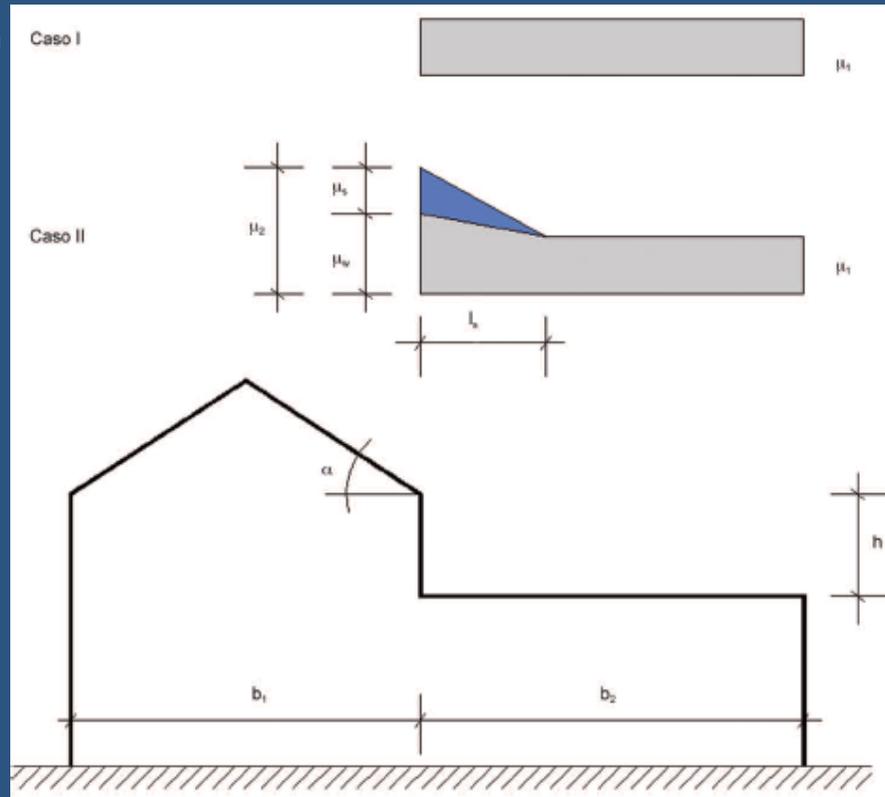
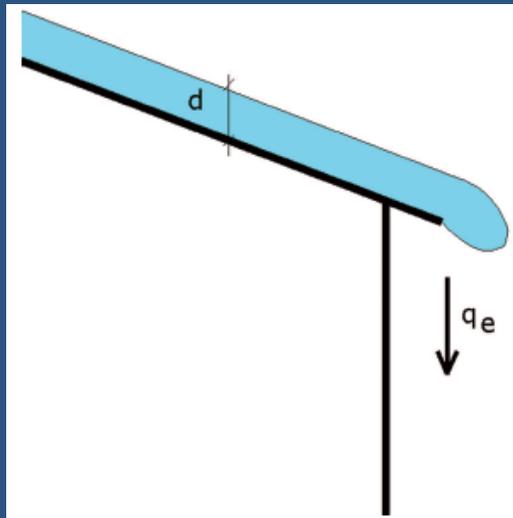
**EFFETTI LOCALI**

Accumulo neve contro parapetti e pareti verticali



Accumulo neve per coperture piane in prossimità di coperture più alte

Neve sporgente all'estremità di una copertura



IL CARICO VARIABILE VENTO:

Il **VENTO** è uno spostamento di masse d'aria che varia in maniera casuale nel tempo e nello spazio con velocità  $v(x,y,z,t)$

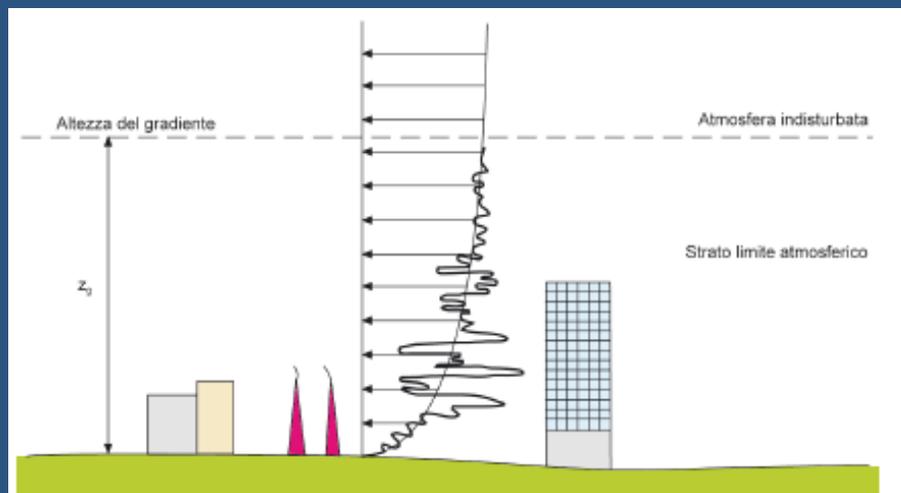
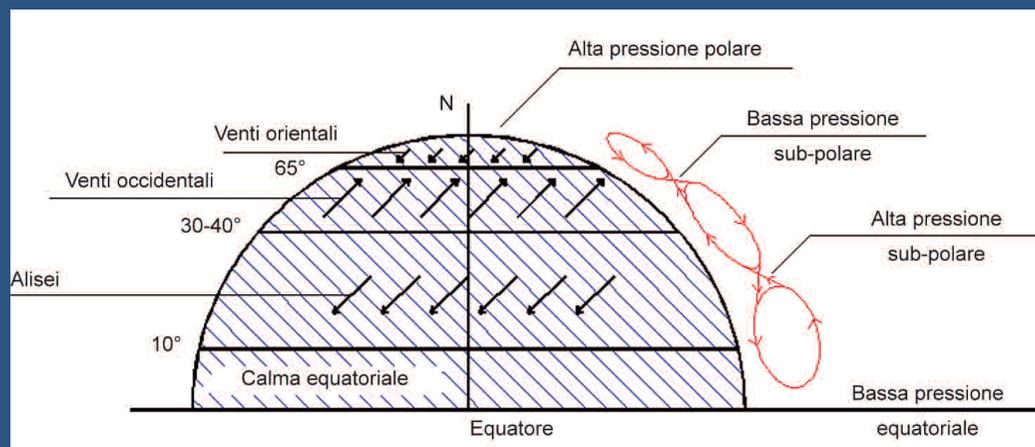
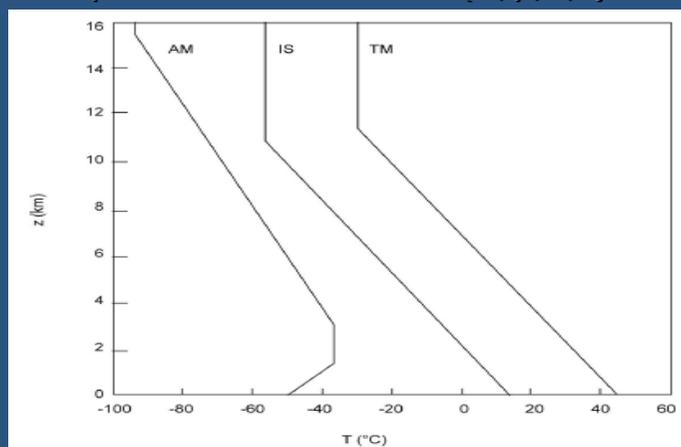
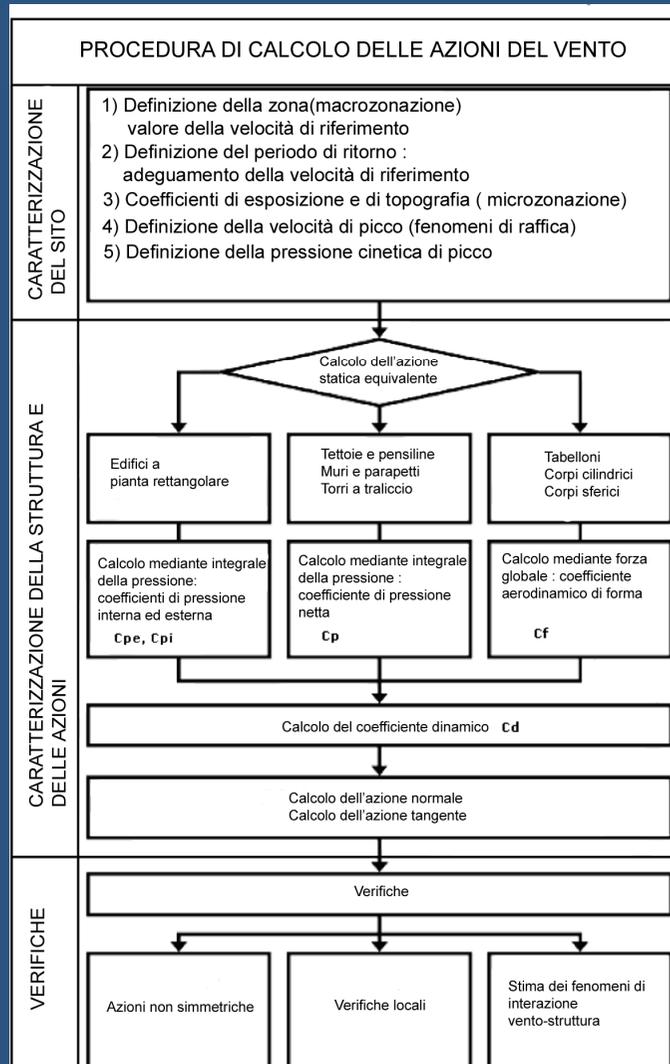


Figura 3.3 – Profilo della velocità media del vento al variare della quota

Il **VENTO** induce dei carichi dinamici, e le NTC 2008 schematizzano le azioni di tipo dinamico, con le dovute limitazioni  $h \leq 200$  m, con azioni statiche equivalenti, in sostanza :

**Azioni Statiche Equivalenti = Azioni Aerodinamiche di Picco x  $C_d$**



$$p = q_b C_e C_p C_d$$

$p$  = Carico variabile vento [N/m<sup>2</sup>]

$q_b$  = Pressione cinetica di riferimento [N/m<sup>2</sup>]

$C_e$  = Coefficiente di esposizione

$C_p$  = Coefficiente di pressione

$C_d$  = Coefficiente dinamico

Si definisce **VELOCITA' DI RIFERIMENTO** del vento  $V_b$  il valore massimo, riferito ad un intervallo di riferimento  $T_R = 50$  anni, della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo, su un terreno di categoria II e mediata su un intervallo di tempo di 10 minuti che presenta la probabilità del 2% di essere superata in un anno

**MACROZONAZIONE** della penisola italiana NTC 2008:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2$$

$q_b$  = Pressione cinetica di riferimento [N/m<sup>2</sup>]

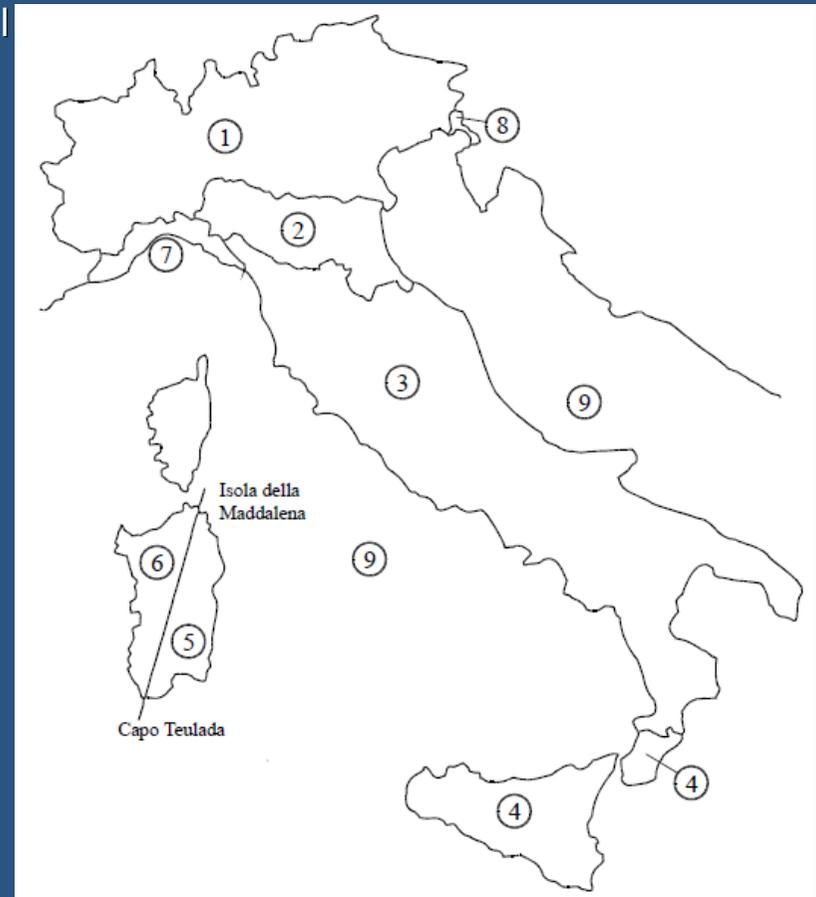
$\rho$  = Densità dell'aria ( $\approx 1,25$  daN/m<sup>3</sup>)

$V_b$  = Velocità di riferimento del vento (m/sec)

$V_b$  = riferita ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni

$$V_b(T_R) = \alpha_R(T_R) V_b$$

$$\alpha_R(T_R) = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,20 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$



## Velocità di riferimento del vento $V_b$

$$V_b = V_{b,0}$$

$$a_s \leq a_0$$

$$V_b = V_{b,0} + K_a(a_s - a_0)$$

$$a_0 < a_s \leq 1500m$$

## MICROZONAZIONE

### Coefficiente di esposizione $C_e$

$$C_e(z) = K_r^2 C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad z \geq z_{\min}$$

$$z < z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min})$$

Tabella 3.3 – Valori di  $z_0$  e  $z_{\min}$

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ (m)	$z_{\min}$ (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 3.2 – Zonazione del territorio italiano secondo il D.M. 14/01/2008

Zona	Descrizione	$V_{b,0}$ (m/s)	$a_0$ (m)	$K_e$ (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e Provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tabella 3.4 – Classe di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m.
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive.
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ecc.); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D.
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, mare, laghi, ecc.).

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistono dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole

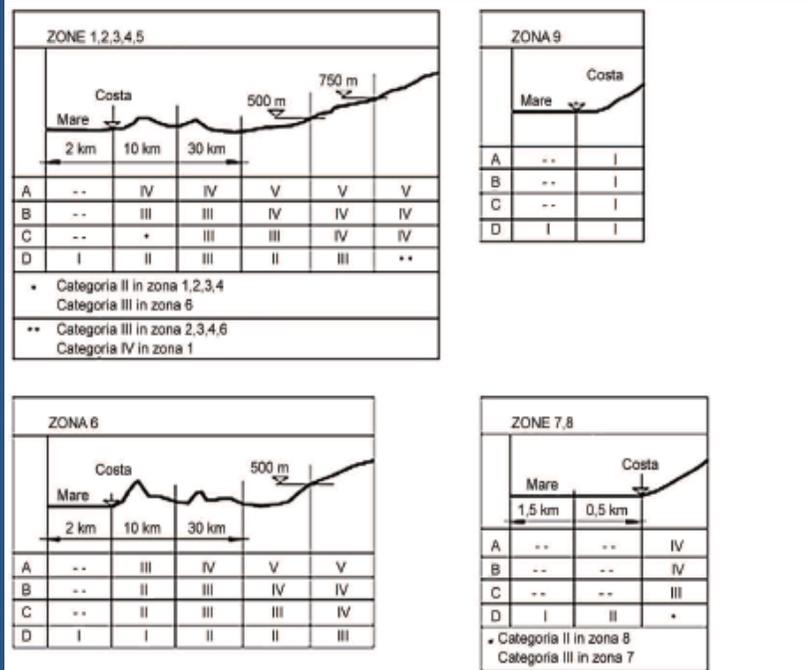


Figura 3.8 – Categorie di esposizione in funzione della zona di vento, della classe di rugosità del terreno, della quota s.l.m e della distanza dalla costa

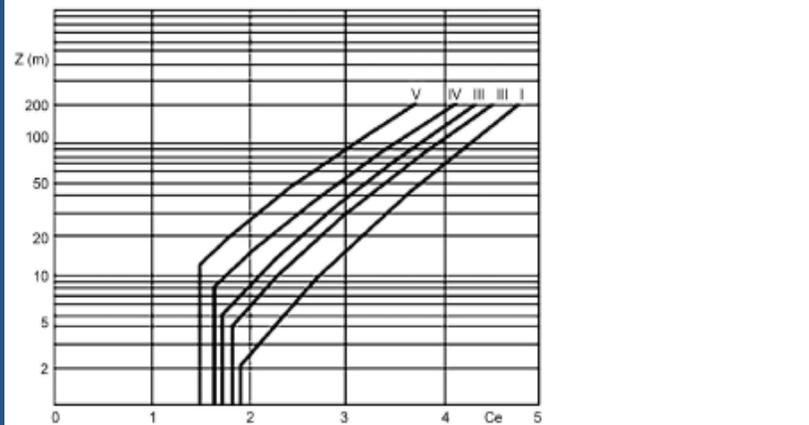


Figura 3.9 – Variazione del coefficiente di esposizione Ce in funzione dell'altezza sul suolo della costruzione z (in metri) e della categoria di esposizione del sito

### Coefficiente di Topografia $C_t$

– per costruzioni ubicate sulla cresta di una collina:

$$C_t = 1 + \beta\gamma$$

– per costruzioni ubicate sulla cresta di una collina:

$$C_t = 1 + \beta\gamma[1 - 0,1(x/H)] \geq 1$$

– per costruzioni su pendio:

$$C_t = 1 + \beta\gamma(h/H)$$

con

$$\beta = 0,50$$

$$\text{per } \frac{z}{H} \leq 0,75$$

$$\beta = 0,80 - 0,4\left(\frac{z}{H}\right)$$

$$\text{per } 0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2,00$$

$$\beta = 0$$

$$\text{per } \frac{z}{H} \geq 2,00$$

$$\gamma = 0$$

$$\text{per } \frac{H}{D} \leq 0,10$$

$$\gamma = \frac{1}{0,20}\left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$$

$$\text{per } 0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$$

$$\gamma = 1$$

$$\text{per } \frac{H}{D} \geq 0,30$$

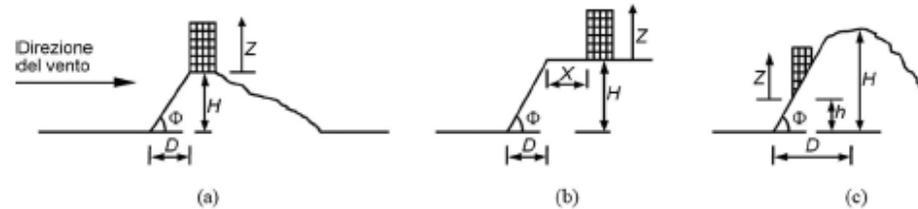
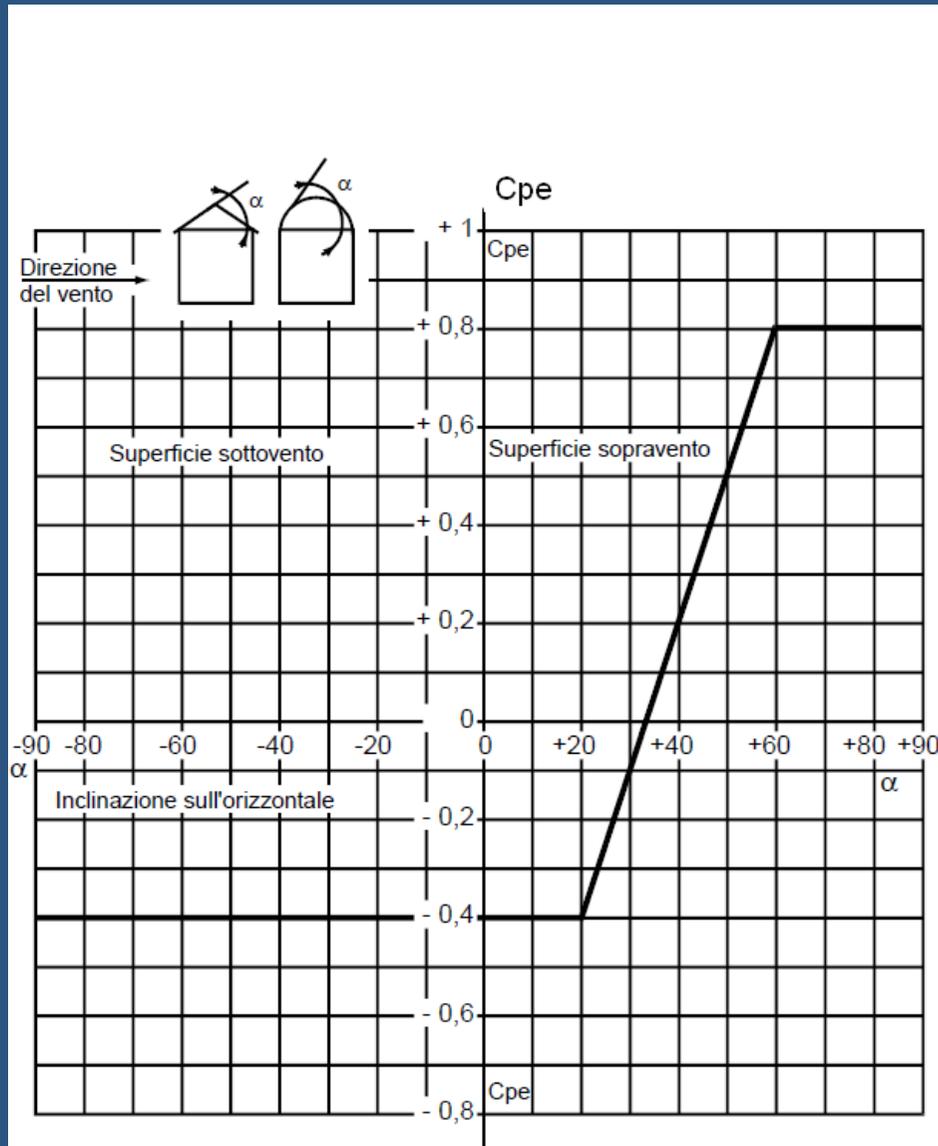


Figura 3.10 – Possibili configurazioni di colline e pendii isolati

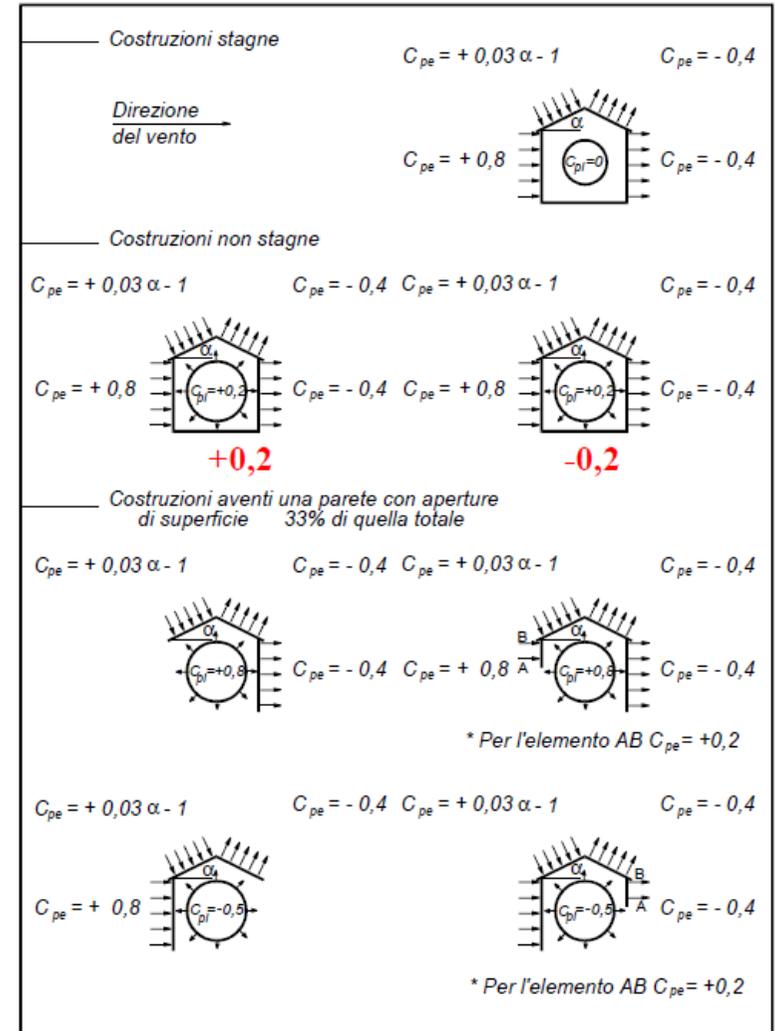


Coefficiente di Pressione esterna/interna  $C_p$

Costruzioni con copertura a falda inclinata piana e curva



$C_{pi}$



Coefficiente di Pressione esterna  $C_p$

Costruzioni con coperture multiple a falda piana

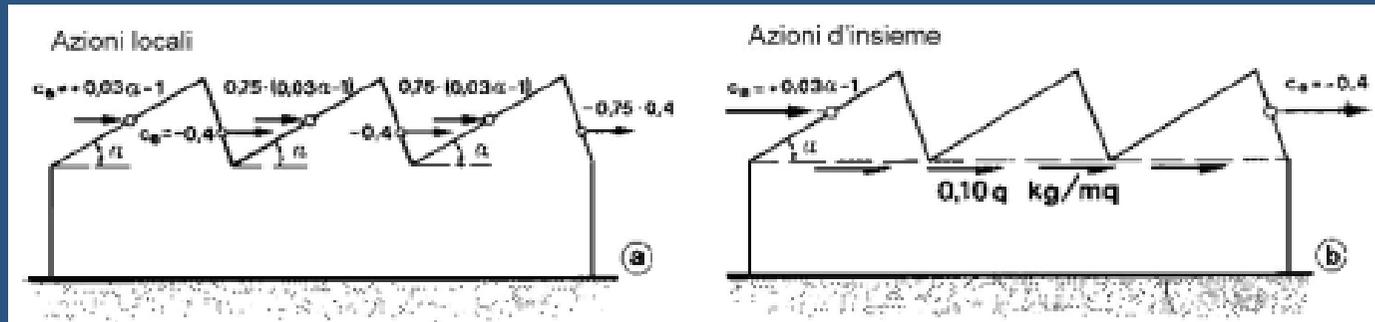


Figura 3.16 – Coefficienti di pressione esterna per edifici a coperture multiple

Coefficiente di Pressione esterna  $C_p$

Tettoie e pensiline isolate a falda piana

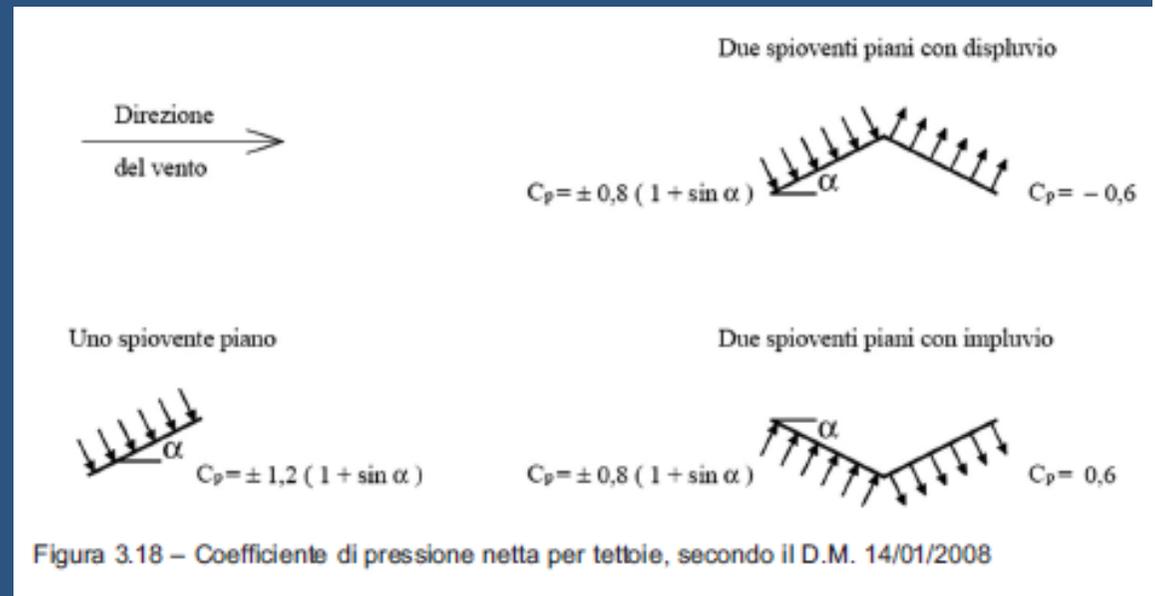
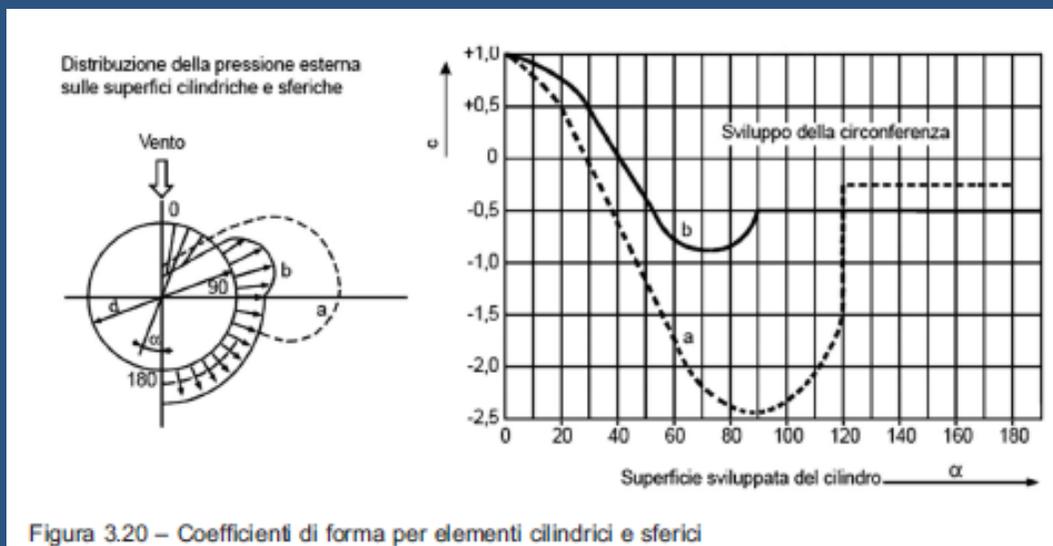


Figura 3.18 – Coefficienti di pressione netta per tettoie, secondo il D.M. 14/01/2008

Coefficiente di Pressione esterna  $C_p$

Costruzioni cilindriche e sferiche



Curva a : per superfici lisce (metalli, intonaco liscio)  
 Curva b : per superfici ruvide ( muratura con giunti di malta, intonaco rustico)

$$p = q_b C_f C_e C_d$$

$$q_1 = q_{ref} C_e$$

$$C_f = 1,20 \text{ per } d\sqrt{q_1}$$

$$C_f = (1,783 - 0,263 d\sqrt{q_1})$$

$$C_f = 0,70$$

$$\text{per } (d\sqrt{q_1}) \leq 2,20$$

$$\text{per } 2,20 \leq (d\sqrt{q_1}) \leq 4,20$$

$$\text{per } (d\sqrt{q_1}) \geq 4,20$$

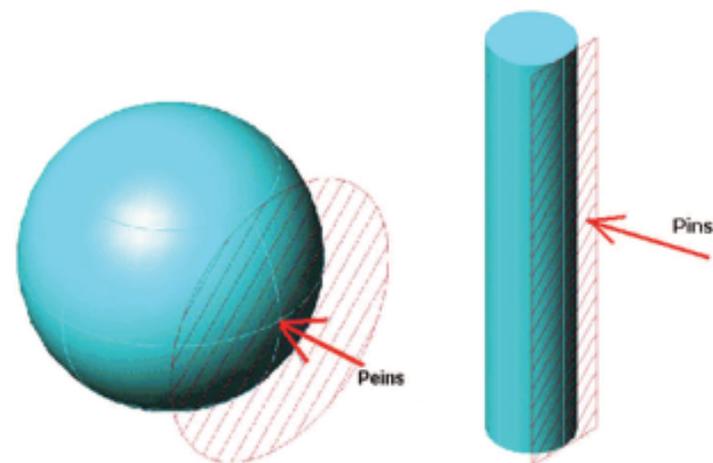


Figura 3.21 – Pressioni di insieme per elementi cilindrici e sferici

Distribuzione delle pressioni locali del vento su una ciminiera metallica

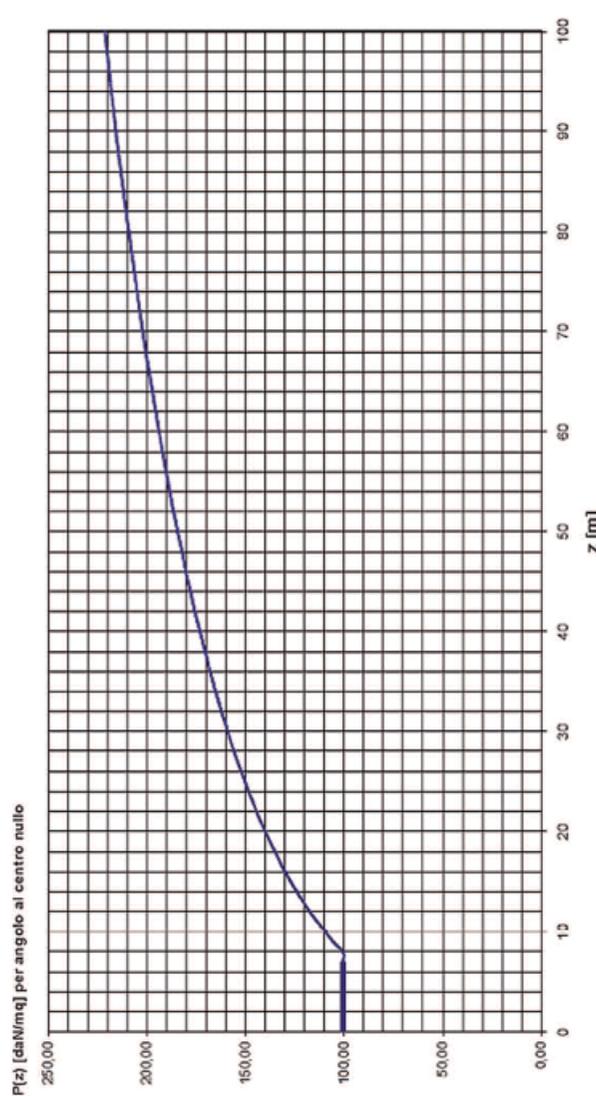


Figura 4.22 – Pressione locale al variare di z per angolo al centro nullo

ALFA (°)	P(α) (daN/m²) per z = 70 m
0	+ 202,13
10	+ 181,91
20	+ 111,17
30	+ 10,10
40	- 101,06
50	- 222,34
60	- 343,62
70	- 434,58
80	- 479,05
90	- 495,22
100	- 481,07
110	- 424,47
115	- 250,64
120	- 50,53
130	- 50,53
140	- 50,53
150	- 50,53
160	- 50,53
170	- 50,53
180	- 50,53

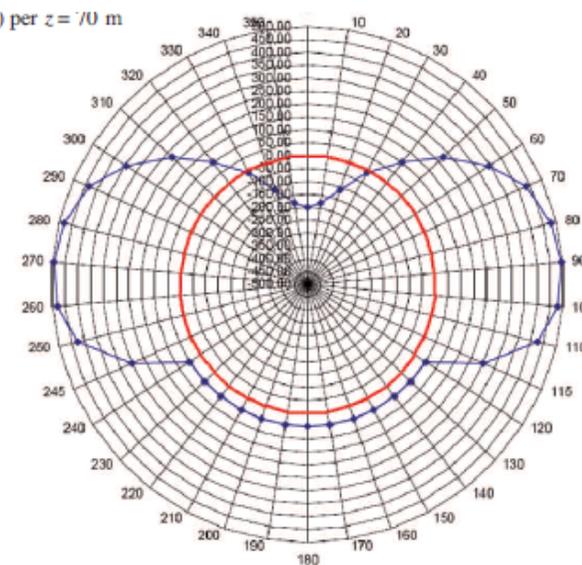


Figura 4.21 – Distribuzione delle pressioni locali del vento per z = 70 al variare dell'angolo al centro

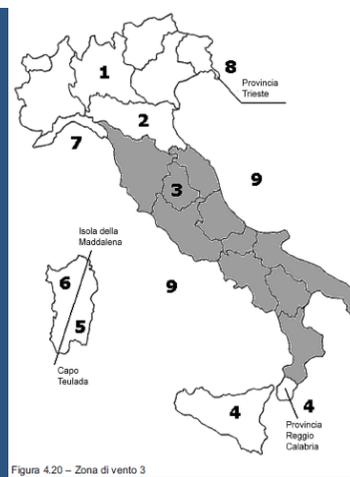


Figura 4.20 – Zona di vento 3

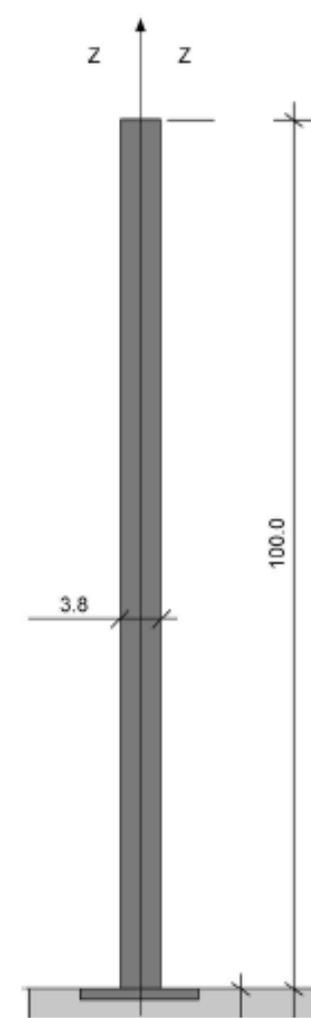
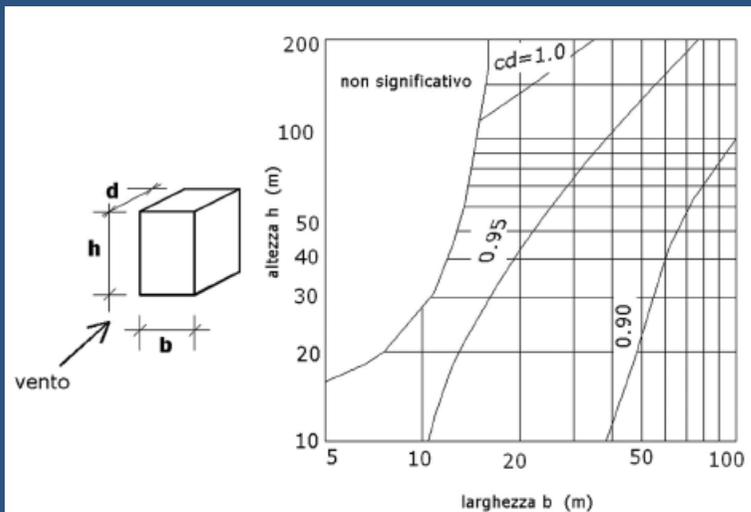


Figura 4.19 – Ciminiera

Coefficiente dinamico  $C_d$



$C_d$  per edifici in c.a. o in muratura

Figura 3.23 –  $C_d$  per edifici in cemento armato o in muratura

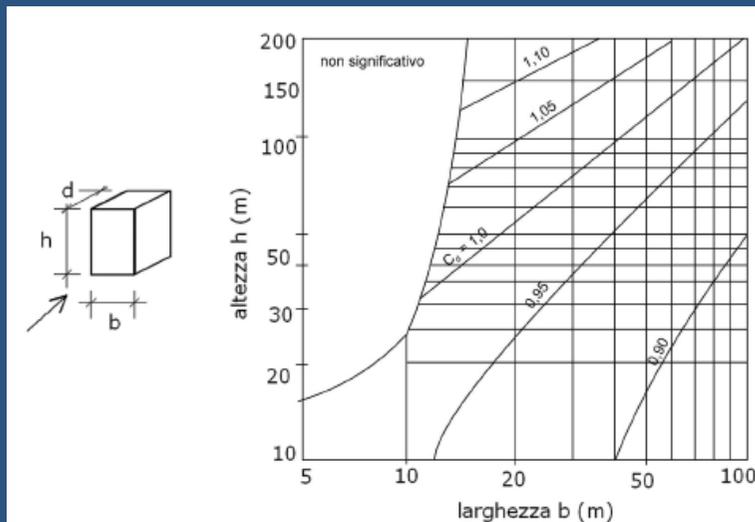


Figura 3.24 –  $C_d$  per edifici a struttura in acciaio

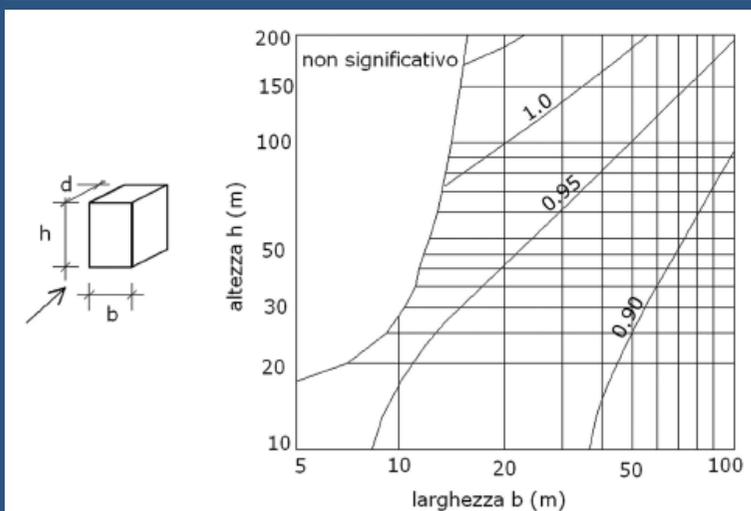


Figura 3.25 –  $C_d$  per edifici a struttura composta acciaio-calcestruzzo o edifici in acciaio con travi composte

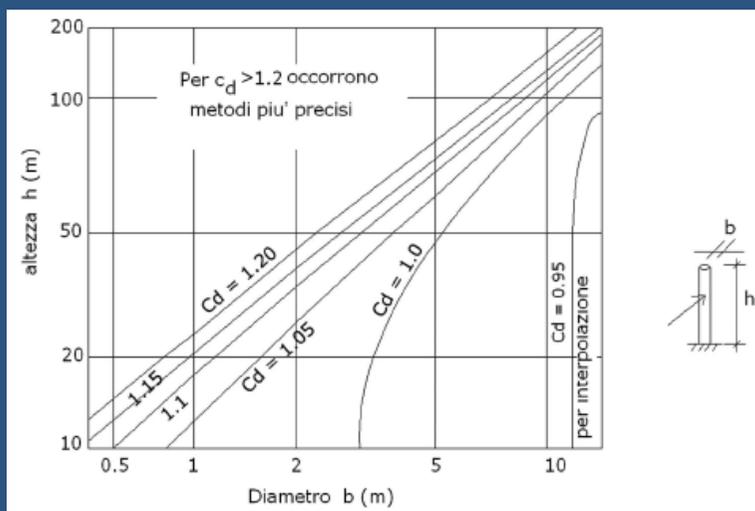
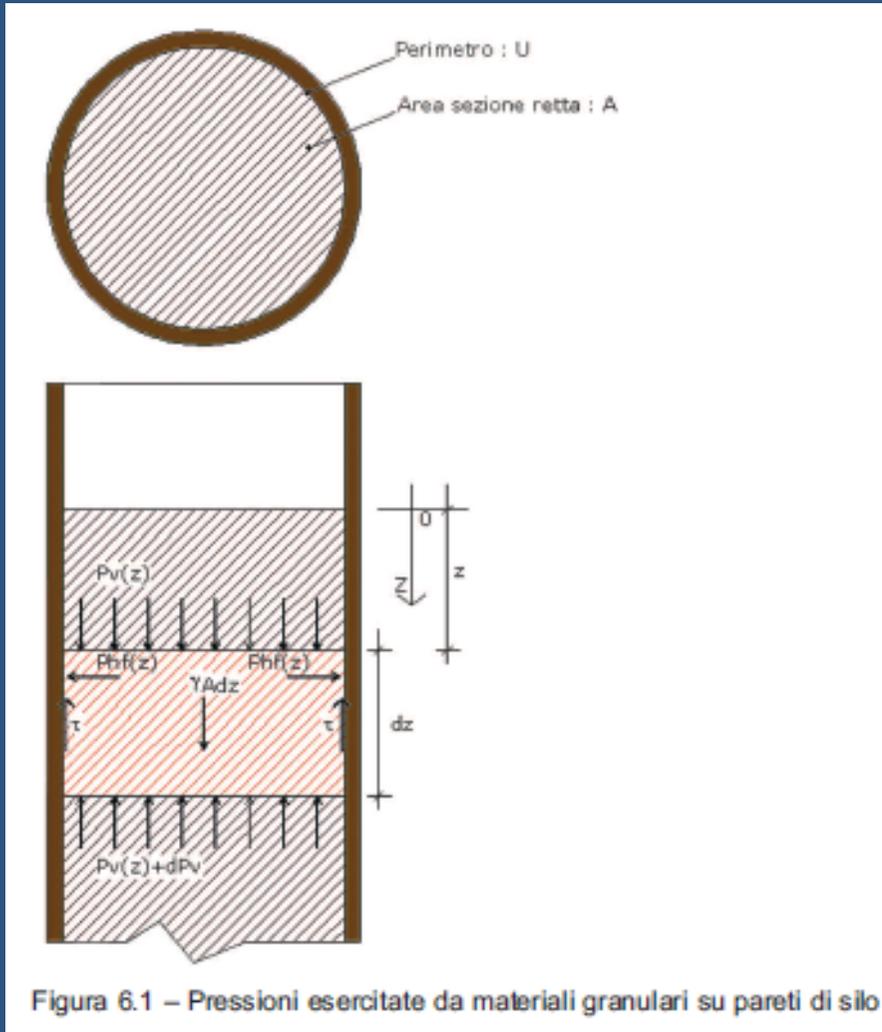


Figura 3.26 –  $C_d$  per ciminiere in acciaio, saldate senza rivestimento interno

PRESSIONI E SPINTE DI MATERIALI INSILATI GRANULARI

La base teorica di riferimento è la teoria di Janssen e l'EC1-parte 4 – Azioni su silos e serbatoi



$$K_s = \frac{P_{hf}(z)}{P_v(z)}$$

$$\mu = \tan(\varphi_w)$$

$$\tau = \mu K_s P_v$$

$$z_0 = \frac{A}{\mu K_s U}$$

$$\frac{dP_v(z)}{dz} + \frac{P_v(z)}{z_0} = \gamma$$

$$P_v(z) = \frac{\gamma A}{\mu K_s U} \left[ 1 - e\left(-\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

$$P_{hf}(z) = \frac{\gamma A}{\mu U} \left[ 1 - e\left(-\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

$$c_z(z) = \left[ 1 - e\left(-\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

Coefficiente di Janssen

GEOMETRIA DEL SILO

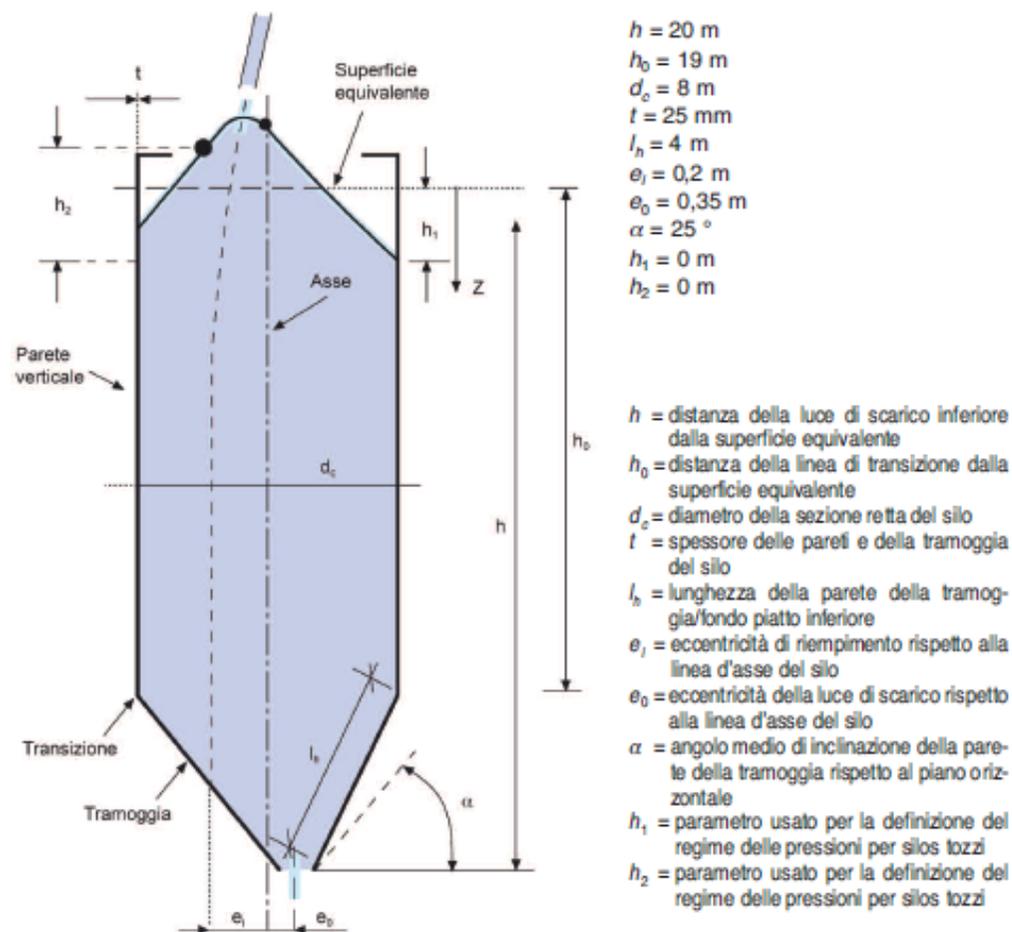


Figura 6.2 – Caratteristiche del silo

FLUSSO A IMBUTO (O DI NUCLEO)	Modello di flusso nel quale si determina un canale di materiale fluente in una zona limitata al di sopra del foro di scarico e il materiale adiacente alla pareti rimane fisso.
FLUSSO DI MASSA	Modello di flusso nel quale, in fase di scarico, tutte le particelle sono mobilitate.
FONDO PIATTO	Fondo di un silo con angolo di giacitura sull'orizzontale minore di 20°.
MATERIALE FLUIDIZZATO	Materiale insilato iniettato con aria compressa, che cambia in maniera significativa il comportamento del materiale.
MODELLO DI FLUSSO	Forma del materiale fluente nel silo quando il flusso sia stabilizzato.
SEZIONE A PARETI VERTICALI	Parte del silo o del serbatoio con pareti verticali.
SILO AD ALTA VELOCITÀ DI RIEMPIMENTO	SILO per cui la quota della superficie equivalente in fase di riempimento cresce con velocità superiore a 10 m/h.
SILO CIRCOLARE A PARETI SOTTILI	SILO con sezione trasversale circolare, senza irrigidimenti e con $d_c/t > 200$ .
SILO OMOGENEIZZANTE	SILO contenente un materiale fluidizzato.
SILO SNELLO	$h/d_c \geq 1,5$ .
SILO TOZZO	$h/d_c \leq 1,5$ .
SUPERFICIE EQUIVALENTE	Superficie orizzontale che determini un volume di materiale immagazzinato uguale a quello relativo alla superficie reale.
TRAMOGGIA	Fondo di un silo con angolo di giacitura sull'orizzontale maggiore di 20°.
TRANSIZIONE	Curva piana di intersezione della tramoggia con la sezione a pareti verticali.

SCHEMATIZZAZIONE DEL

Tenendo presente le del  
come:

- silo a pareti verticali
- silo snello – secondo
- silo a parete sottile –

Il riempimento avviene

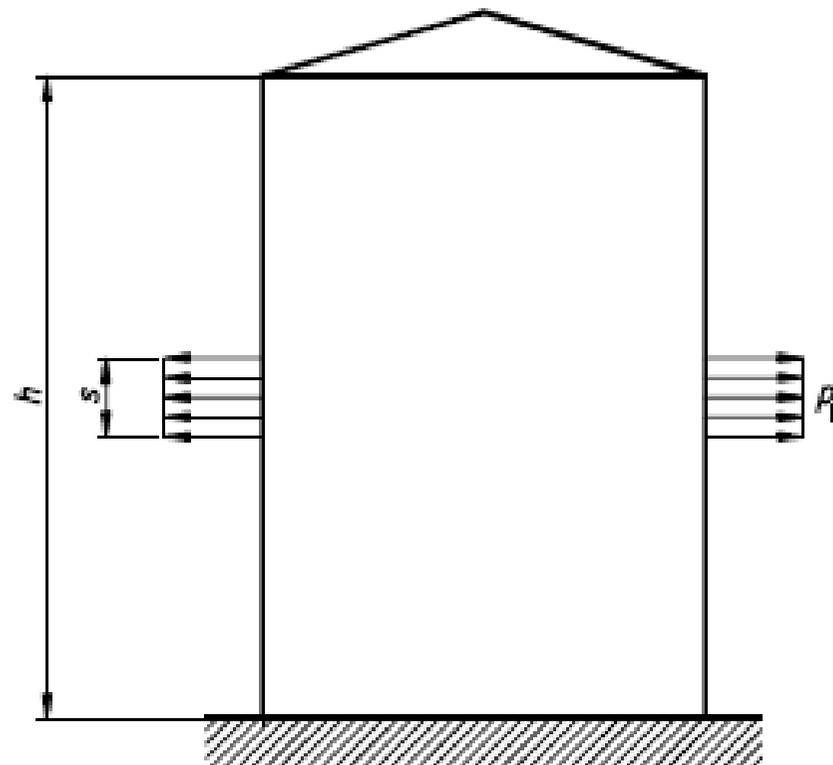
Lo svuotamento avviene

Il silo è da considerare c

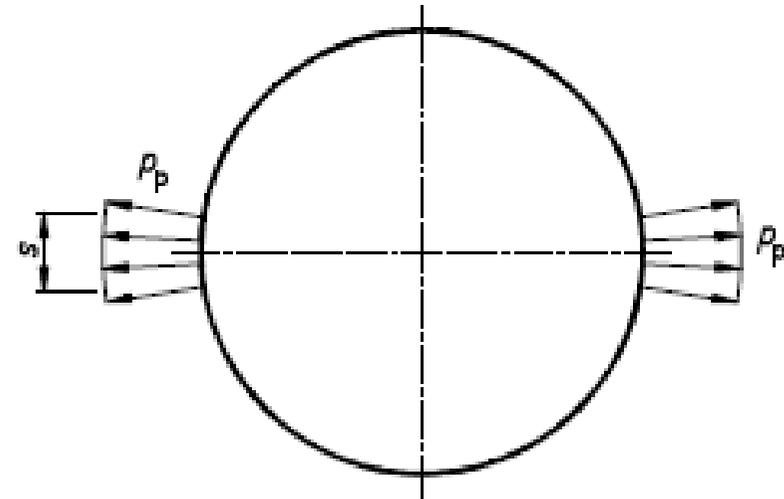
Il flusso è del tipo a iml

Tabella 6.1 – Pressioni per se

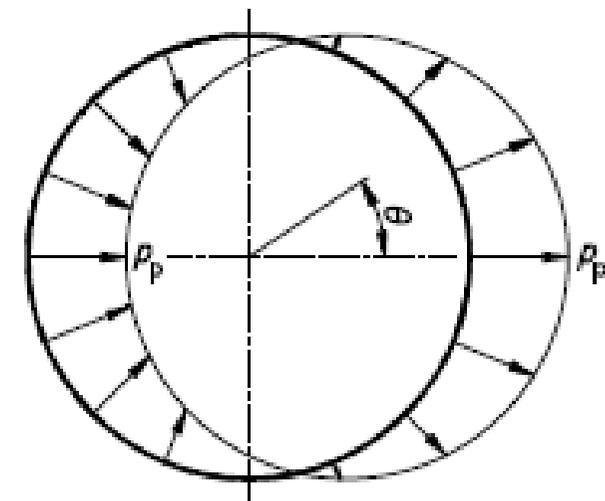
$z$ (m)	$P_{w}(z)$ (
0,00	0
1,90	28
3,80	52
5,70	71
7,60	88
9,50	10
11,40	11:
13,30	12:
15,20	13:
17,10	13:
19,00	14:



Prospetto



Pianta di un silo circolare  
con parete spessa



Pianta di un silo circolare  
con parete sottile

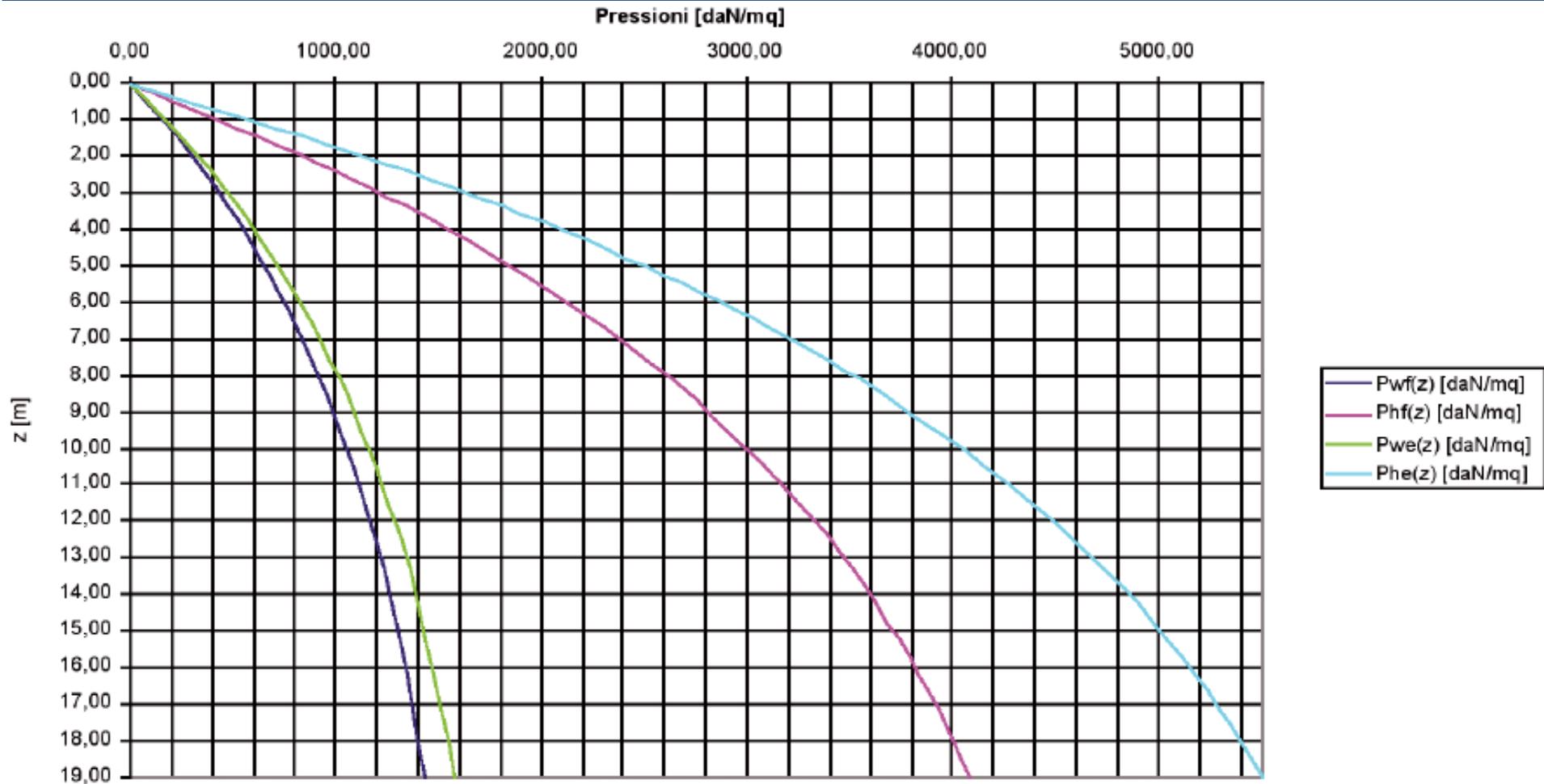


Figura 6.3 – Pressioni per sezioni a parete verticale

$P_{wf}(z)$ = Pressione verticale sezioni a parete verticale in fase di CARICO

$P_{hf}(z)$ = Pressione orizzontale sezioni a parete verticale in fase di CARICO

$P_{we}(z)$ = Pressione verticale sezioni a parete verticale in fase di SCARICO

$P_{he}(z)$ = Pressione orizzontale sezioni a parete verticale in fase di SCARICO

Pressioni sulla Tramoggia/Fondo Piatto

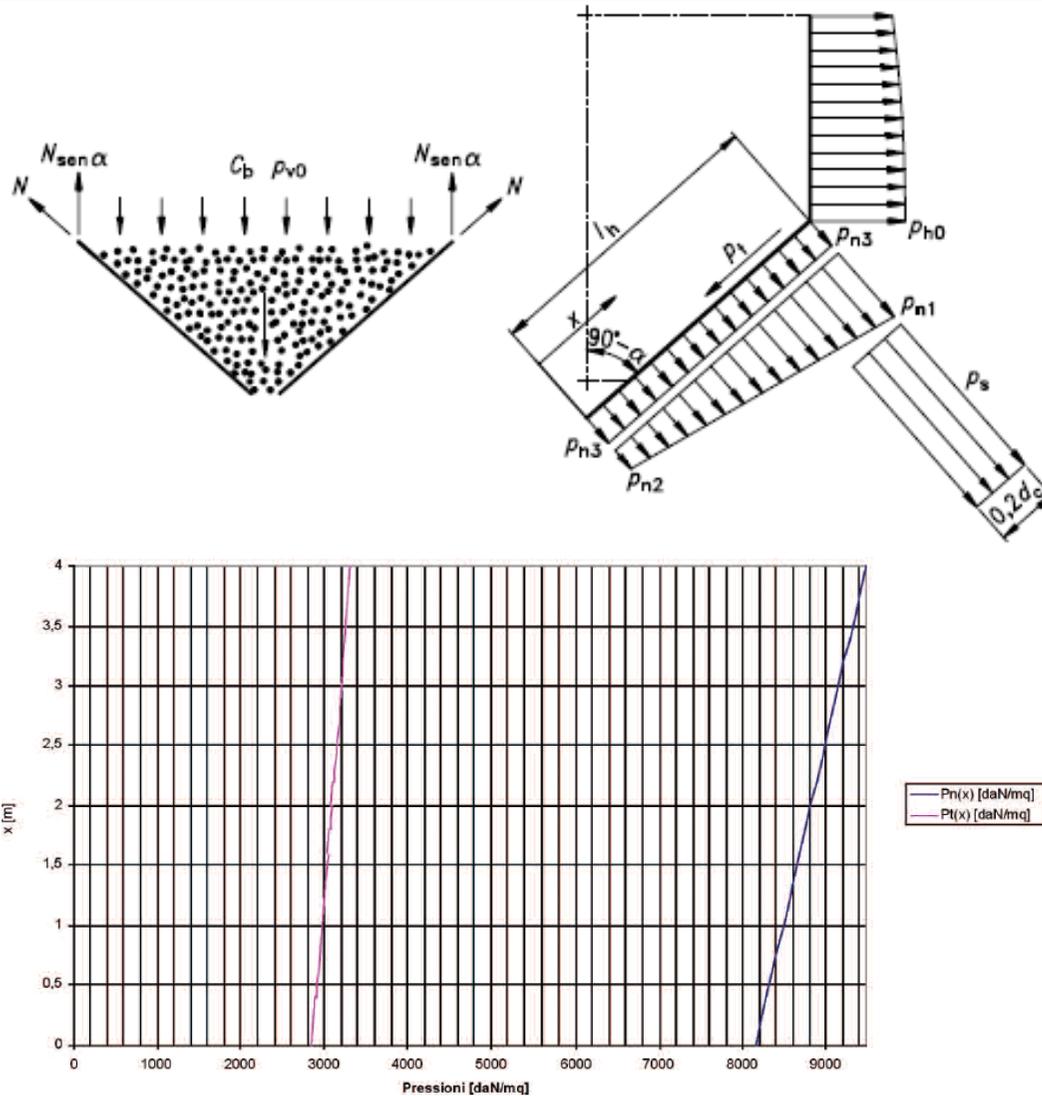


Tabella 6.3 – Pressioni sulla tramoggia

x (m)	Fase di carico/scarico	
	$P_n(x)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$P_t(x)$ (daN/m <sup>2</sup> )
0,00	8156,69	2854,84
0,20	8219,57	2876,85
0,40	8285,77	2900,02
0,60	8351,97	2923,19
0,80	8418,17	2946,36
1,00	8484,37	2969,52
1,20	8550,56	2992,69
1,40	8616,76	3015,86
1,60	8682,96	3039,03
1,80	8749,16	3062,20
2,00	8815,36	3085,37
2,20	8881,56	3108,54
2,40	8947,75	3131,71
2,60	9013,95	3154,88
2,80	9080,15	3178,05
3,00	9146,35	3201,22
3,20	9212,55	3224,39
3,40	9278,74	3247,56
3,60	9344,94	3270,73
3,80	9411,14	3293,90
4,00	9477,34	3317,07

Figura 6.5 – Pressioni in fase di carico/scarico sulla tramoggia

PRESSIONI E SPINTE DELLE TERRE SU PARETI DI STRUTTURE

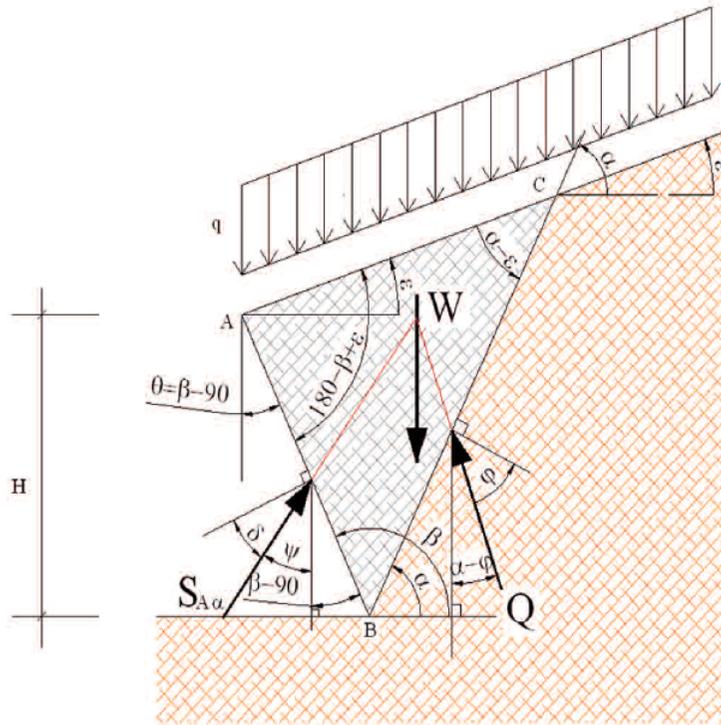


Figura 7.1 – Forze agenti sul cuneo di spinta di Coulomb

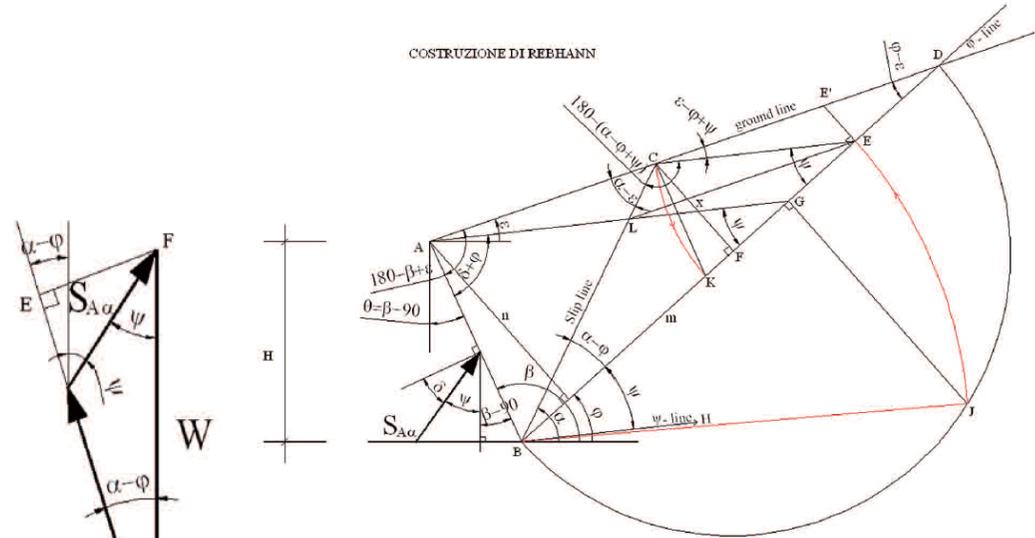


Figura 7.2 – Costruzione di Rebhann

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \sin(\beta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$S_{a,q} = \frac{1}{2} K_a q H \frac{\sin \beta}{\sin(\beta - \varepsilon)}$$

Pressioni e Spinte in presenza di accelerazioni sismiche – secondo Mononobe e Okabe [NTC2008]

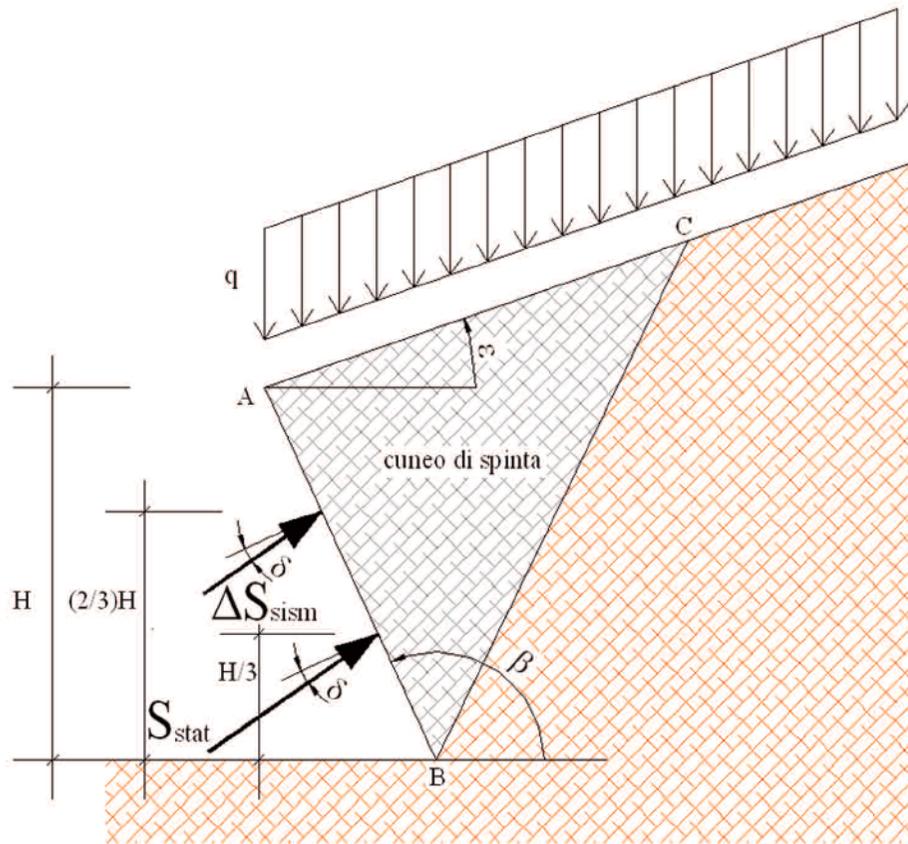


Figura 7.5 – Spinte statiche e sismiche agenti su una parete di sostegno

$K$  = coefficiente di spinta attiva (statica + sismica).

Per  $\varepsilon \leq \varphi - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\beta \sin(\beta - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\sin(\beta - \theta - \delta) \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Per  $\varepsilon > \varphi - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\beta \sin(\beta - \theta - \delta)}$$

$$a_{\max} = S_S S_T a_g \longrightarrow$$

dal reticolo di  
Riferimento NTC2008

$$K_h = \beta_m \left( \frac{a_{\max}}{g} \right)$$

$$K_V = \pm 0,50 K_h$$

$$\theta = \arctan(K_h / (1 - K_V))$$

$$S_{STAT+DIN} = \frac{1}{2} \gamma (1 \mp K_V) K H^2$$

## Pressioni e Spinte in presenza di accelerazioni sismiche [NTC2008]

Tabella 7.5 – Valori di  $\beta_m$

Valori di $\alpha_g$	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
$0,20 < \alpha_g(g) \leq 0,40$	0,31	0,31
$0,10 < \alpha_g(g) \leq 0,20$	0,29	0,24
$\alpha_g(g) \leq 0,10$	0,20	0,18

Tabella 7.6 – Categoria topografica

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 7.7 – Valori di  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 7.8 – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{S30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{S30} > 800$ m/s)
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{S30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{v30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti

Tabella 7.9 – Coefficienti di amplificazione stratigrafica

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Pressioni e Spinte in presenza di accelerazioni sismiche – UN CONFRONTO NUMERICO

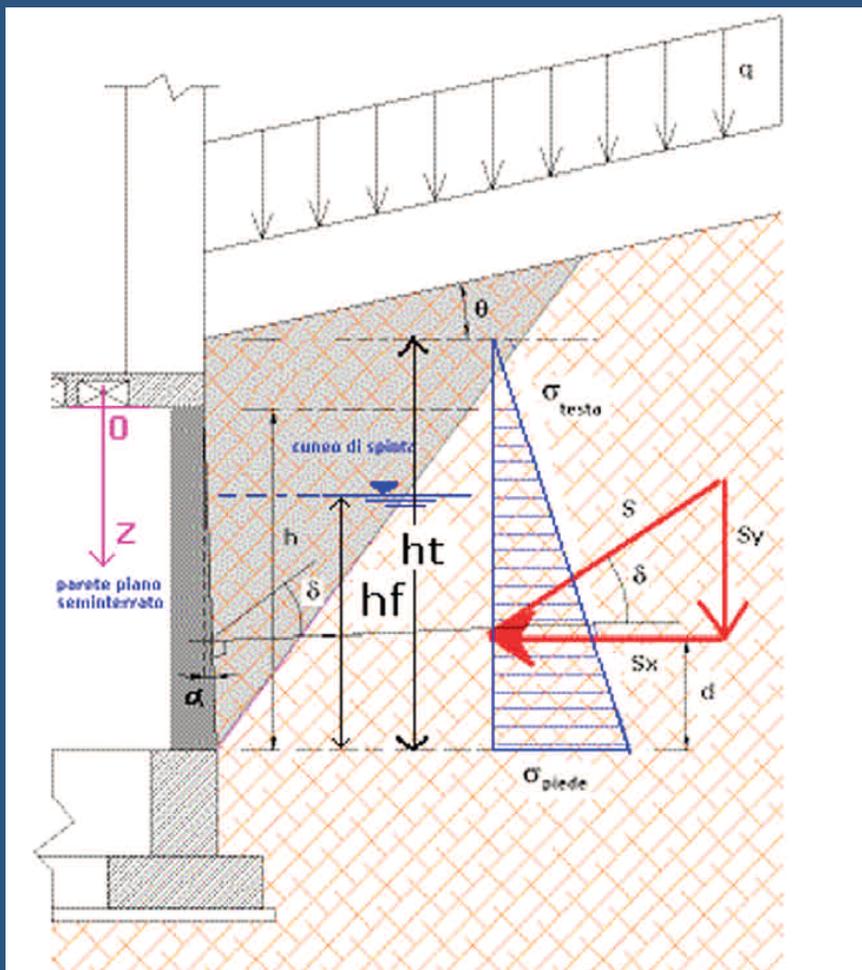


Figura 7.7 – Pressioni esercitate da un terrapieno su una parete seminterrata



Atena Lucana  
 Latitudine : 40°27' 21,96"  
 Longitudine : 15°32' 29,16"

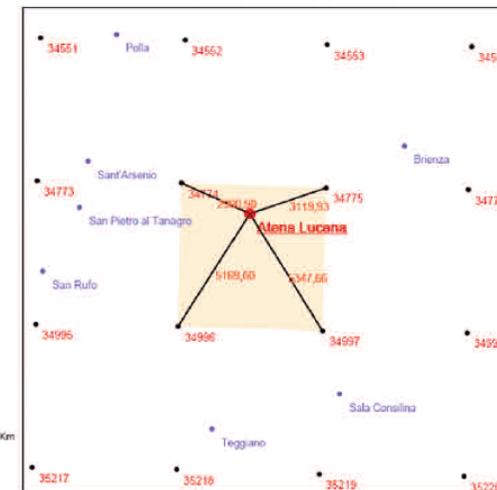


Figura 7.8 – Località in zona sismica

D.M. 1996	D.M. 2005 - Ordinanza 3274 del 20.03.2003	D.M. 2008

Figura 7.9 – Confronto spinte sismiche

ACCELERAZIONI SISMICHE : I terremoti

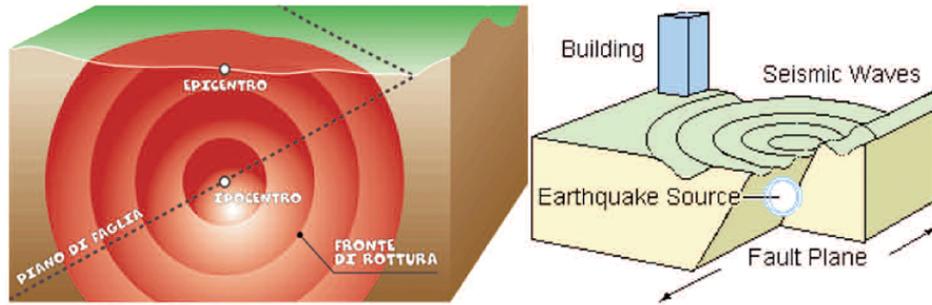


Figura 8.1 – Schematizzazione di un evento sismico

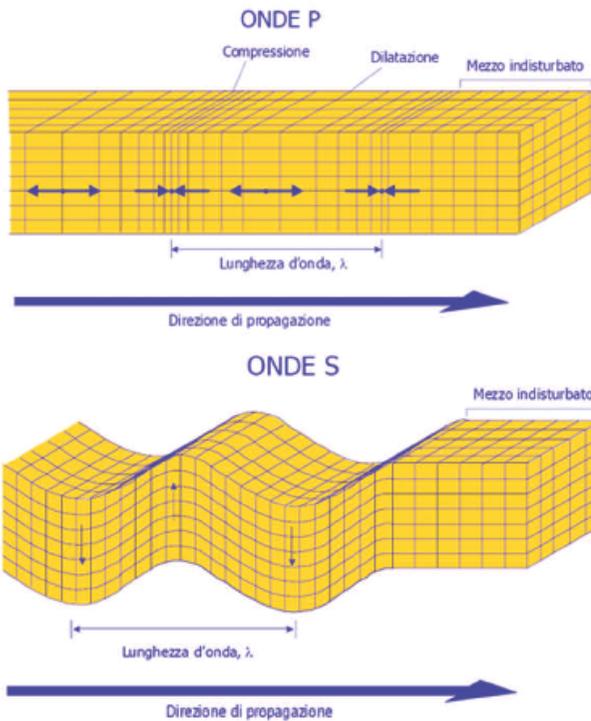


Figura 8.3 – Onde di spostamento

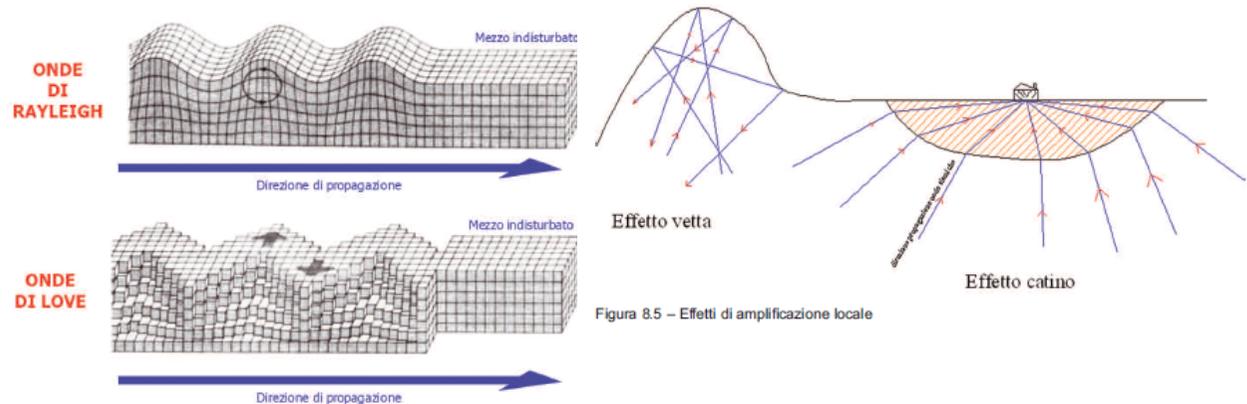


Figura 8.4 – Onde di superficie

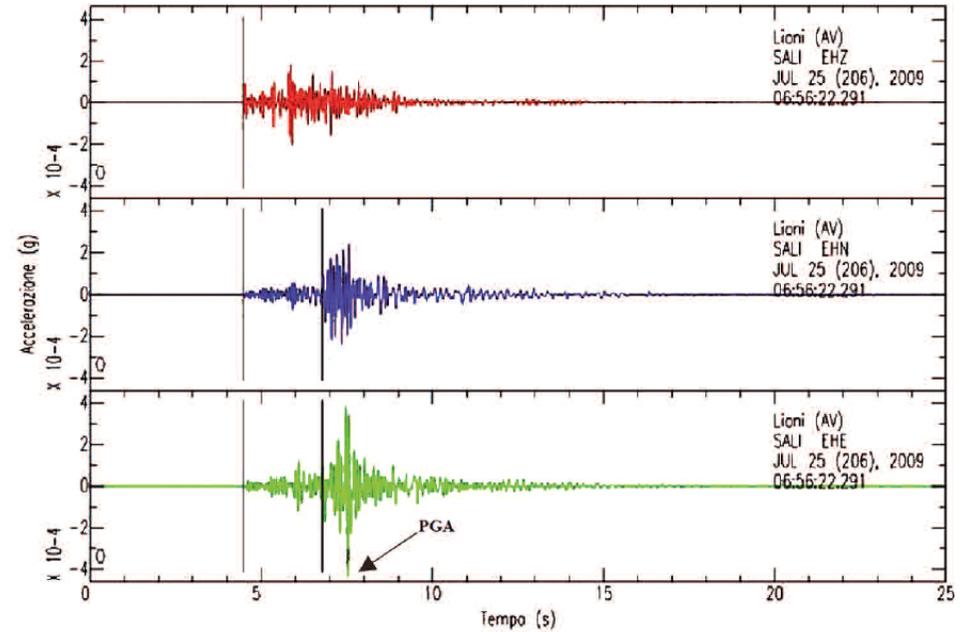
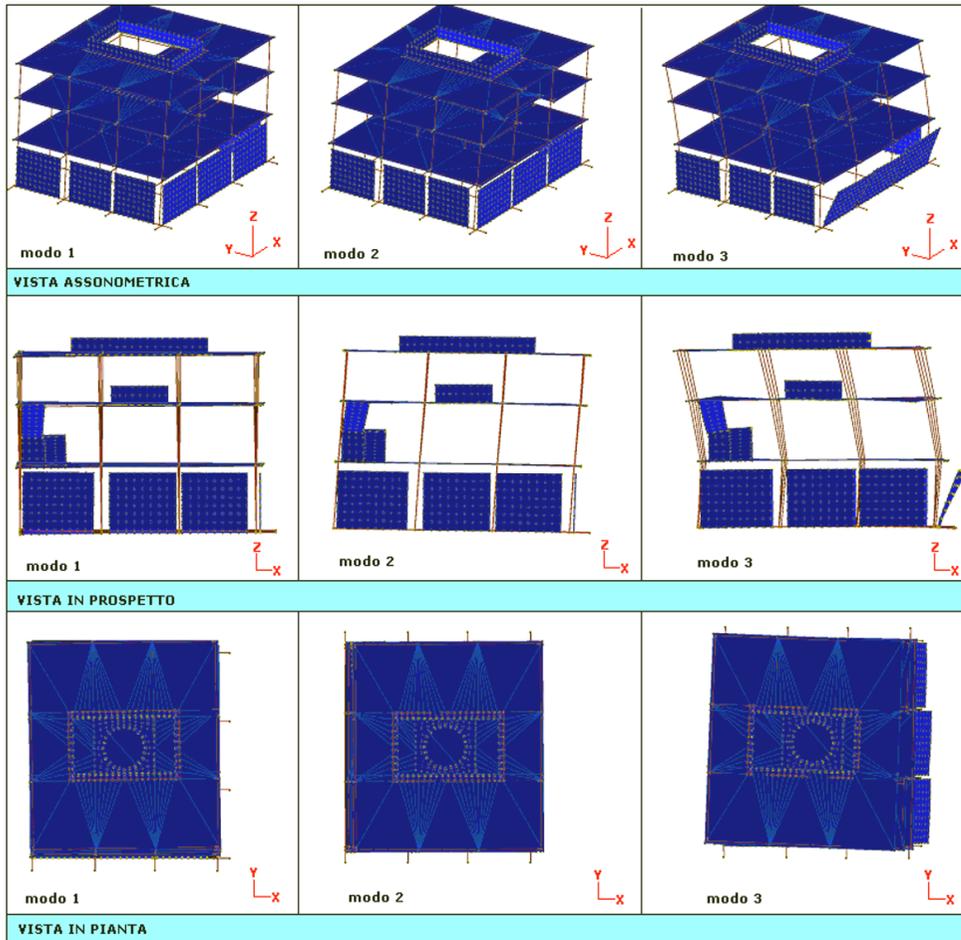


Figura 8.2 – Accelerogramma di un sisma (EHZ = componente verticale accelerazione sismica al suolo, EHN – EHE = componenti orizzontali accelerazione sismica al suolo)

ACCELERAZIONI SISMICHE : Spettro elastico e Spettro di Progetto



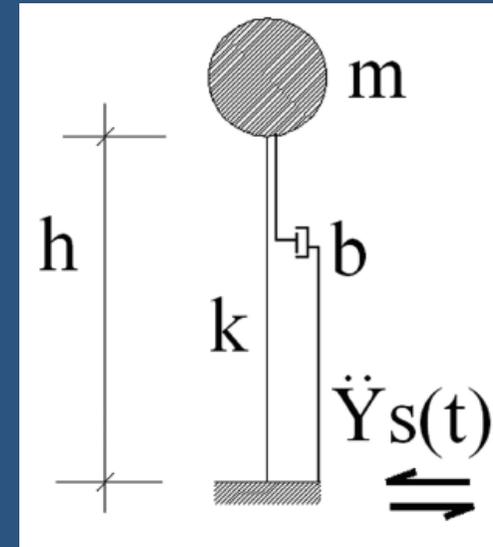
$$m\ddot{X}(t) + b\dot{X}(t) + kX(t) = -m\ddot{Y}_s(t)$$

$$k = \frac{3EI}{h^3}$$

$$\omega^2 = \frac{k}{m}$$

$$b = 2\nu\omega$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$



$$S_V = \omega S_d$$

$$S_a = \omega^2 S_d$$

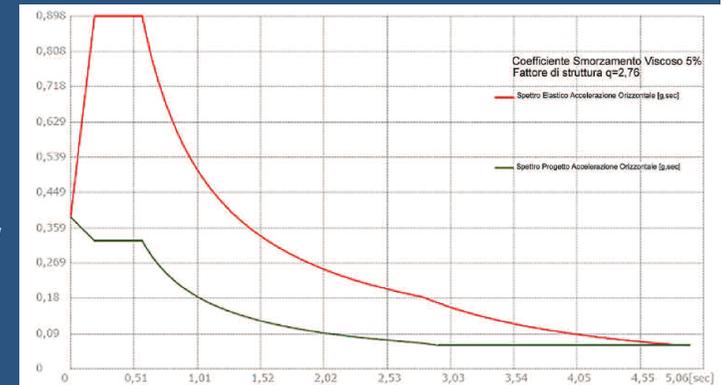


Figura 8.9 – Spettro elastico e spettro di progetto per accelerazioni orizzontali (D.M. 14/01/2008)

ACCELERAZIONI SISMICHE : Definizione dello spettro di progetto  
 accelerazione orizzontale [NTC2008]

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

$$S = S_S S_T$$

$a_g$  = valore massimo dell'accelerazione orizzontale al suolo su suolo di riferimento rigido orizzontale, dipende dalla posizione del punto rispetto al reticolo di riferimento e per i dettagli sull'algoritmo operativo si rimanda al paragrafo 8.3;

$F_0$  = fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;

$S$  = coefficiente di sottosuolo;

$S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica;

$T_B$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante;

$T_C$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante;

$T_D$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante;

$\eta = 1/q$  = fattore di struttura dipendente dalla tipologia strutturale e tabellato per le diverse tipologie edilizie, oppure definito dal progettista con analisi non lineare.

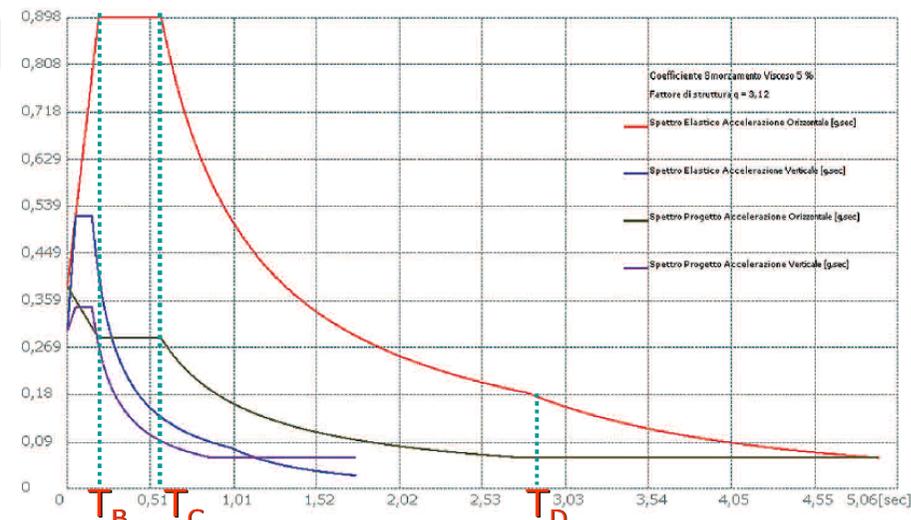


Figura 8.13 – Spettri di progetto per stato limite ultimo per accelerazioni orizzontali e verticali (D.M. 14/01/2008)

Tabella 8.2 – Categoria topografica

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 8.3 – Valori di  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 8.4 – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{S30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{S30} > 800$ m/s)
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{S30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{v30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti

Tabella 8.5 – Coefficienti di amplificazione stratigrafica

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

## Spettro di progetto accelerazioni verticali [NTC2008]

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

$$F_v = 1,35 F_0 \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,50}$$

Tabella 8.6 – Coefficienti amplificazione stratigrafica per accelerazioni verticali

Categoria di sottosuolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

ACCELERAZIONI SISMICHE : Calcolo delle accelerazioni sismiche sul reticolo di riferimento [NTC2008]

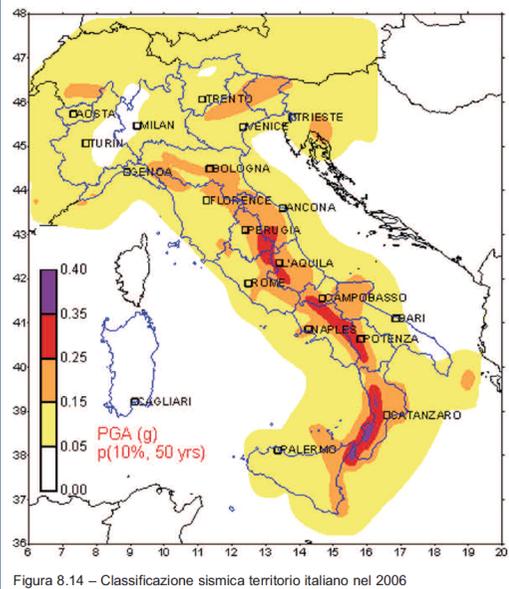


Figura 8.14 – Classificazione sismica territorio italiano nel 2006

<b>1</b>	<p><b>Classe I</b> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli</p> <p><b>Classe II</b> Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza, Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.</p> <p><b>Classe III</b> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.</p> <p><b>Classe IV</b> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì servite da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di energia elettrica.</p>
----------	---

- SLO = stato limite di operatività: a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso – includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione – non deve subire danni e interruzioni d'uso significative;
- SLD = stato limite di danno: a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso – includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione – subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di una parte delle apparecchiature;
- SLV = stato limite di salvaguardia della vita: a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- SLC = stato limite di prevenzione del collasso: a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali. La costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

3

Tabella 8.7 – Valori di  $C_U$

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0,70	1,0	1,5	2,0

2

Tabella 8.8 – Valori di  $V_N$

Tipi di costruzione		Vita nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\leq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

$$V_R = V_N C_U$$

Tabella 8.9 – Valori di  $P_{VR}$

Stati limite		Probabilità $P_{VR}$ di superamento nel periodo di riferimento $V_R$ (%)
Stati limite di esercizio	SLO	81
	SLD	63
Stati limite ultimi	SLV	10
	SLC	5

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

4

## ACCELERAZIONI SISMICHE : Calcolo delle accelerazioni sismiche sul reticolo di riferimento [NTC2008]

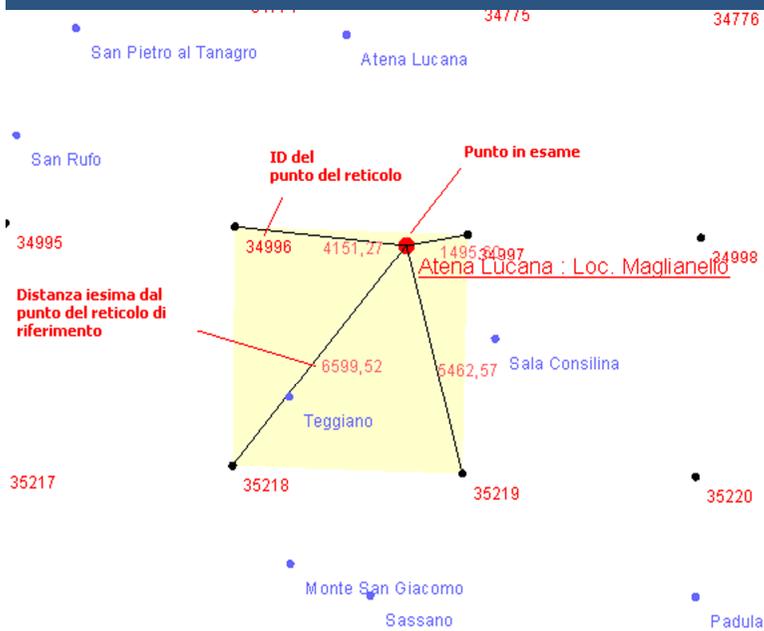


Tabella 8.10 – Parametri spettrali (tabella 1, allegato A al D.M. 14/01/2008)

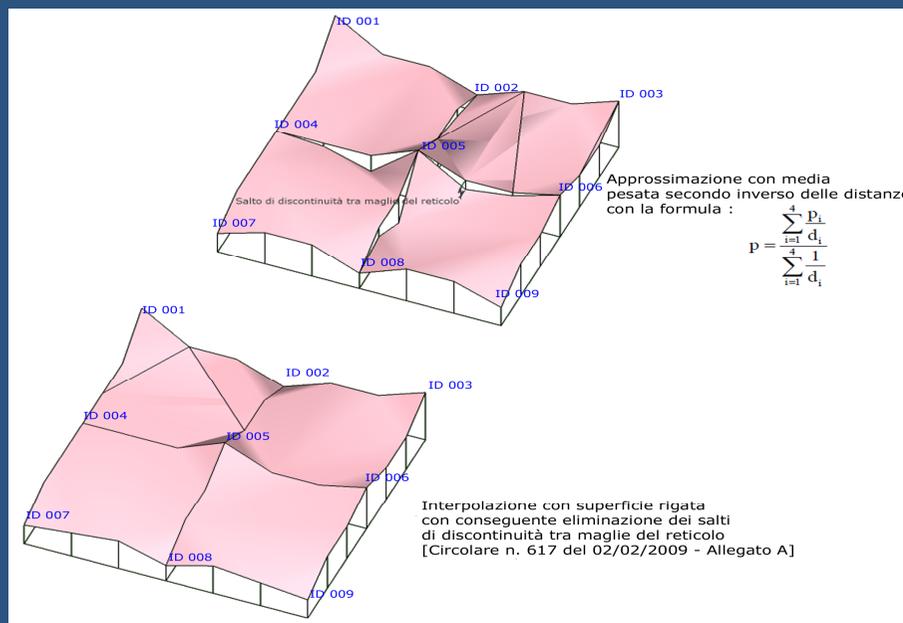
ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$			$T_R = 140$			$T_R = 201$			$T_R = 475$			$T_R = 975$			$T_R = 2475$		
			$a_g$	$F_o$	$T_c'$	$a_g$	$F_o$	$T_c'$	$a_g$	$F_o$	$T_c'$	$a_g$	$F_o$	$T_c'$	$a_g$	$F_o$	$T_c'$	$a_g$	$F_o$	$T_c'$	$a_g$	$F_o$	$T_c'$	$a_g$	$F_o$	$T_c'$	$a_g$	$F_o$	$T_c'$
13111	6.5448	45.134	0.263	2.50	0.18	0.340	2.51	0.21	0.394	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.545	2.50	0.24	0.640	2.49	0.25	0.943	2.44	0.27	1.267	2.42	0.27	1.767	2.43	0.29
13333	6.5506	45.085	0.264	2.49	0.18	0.341	2.51	0.21	0.395	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.543	2.50	0.24	0.636	2.50	0.25	0.935	2.44	0.27	1.254	2.42	0.28	1.751	2.44	0.29
13555	6.5564	45.035	0.264	2.50	0.18	0.340	2.51	0.20	0.393	2.55	0.22	0.466	2.50	0.24	0.540	2.51	0.24	0.630	2.51	0.25	0.923	2.45	0.27	1.237	2.43	0.28	1.729	2.44	0.29
13777	6.5621	44.985	0.263	2.50	0.18	0.338	2.52	0.20	0.391	2.55	0.22	0.462	2.51	0.24	0.535	2.51	0.24	0.621	2.52	0.25	0.909	2.46	0.27	1.217	2.44	0.28	1.703	2.44	0.29
12890	6.6096	45.188	0.264	2.46	0.19	0.364	2.51	0.21	0.431	2.50	0.22	0.509	2.48	0.24	0.585	2.50	0.24	0.695	2.47	0.25	1.006	2.44	0.27	1.338	2.43	0.27	1.844	2.44	0.29
13112	6.6153	45.139	0.286	2.46	0.19	0.366	2.51	0.21	0.433	2.50	0.22	0.511	2.48	0.24	0.586	2.50	0.25	0.695	2.47	0.25	1.005	2.45	0.27	1.336	2.43	0.27	1.841	2.44	0.29
13334	6.621	45.089	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.434	2.50	0.22	0.511	2.49	0.24	0.586	2.51	0.25	0.694	2.46	0.25	1.001	2.45	0.27	1.332	2.43	0.27	1.835	2.44	0.29
13556	6.6268	45.039	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.433	2.51	0.22	0.510	2.49	0.24	0.584	2.51	0.25	0.691	2.48	0.25	0.996	2.45	0.27	1.325	2.44	0.28	1.828	2.44	0.29
13778	6.6325	44.989	0.288	2.46	0.19	0.366	2.52	0.21	0.430	2.51	0.22	0.507	2.50	0.24	0.580	2.51	0.25	0.686	2.49	0.25	0.989	2.45	0.27	1.318	2.44	0.28	1.819	2.44	0.29

$$\ln(p) = \ln(p_1) + \ln\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \ln\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[ \ln\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1}$$

5

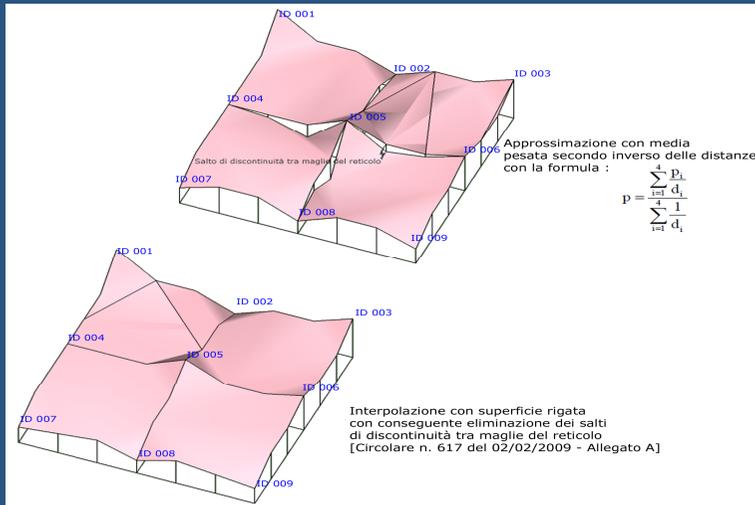
$$P = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

7



6

ACCELERAZIONI SISMICHE : Eliminazione delle discontinuità di 1° specie sulla frontiera delle varie celle del reticolo di riferimento NTC2008



$$\begin{cases} 4x = (x_1 + x_2 + x_3 + x_4) + r(-x_1 - x_2 + x_3 + x_4) + s(-x_1 + x_2 + x_3 - x_4) + rs(x_1 - x_2 + x_3 - x_4) \\ 4y = (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) + r(-y_1 - y_2 + y_3 + y_4) + s(-y_1 + y_2 + y_3 - y_4) + rs(y_1 - y_2 + y_3 - y_4) \end{cases}$$

Con le posizioni

$$\begin{aligned} A &= -x_1 - x_2 + x_3 + x_4; B = -x_1 + x_2 + x_3 - x_4; C = x_1 - x_2 + x_3 - x_4; X = 4x - (x_1 + x_2 + x_3 + x_4) \\ D &= -y_1 - y_2 + y_3 + y_4; E = -y_1 + y_2 + y_3 - y_4; F = y_1 - y_2 + y_3 - y_4; Y = 4y - (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \end{aligned}$$

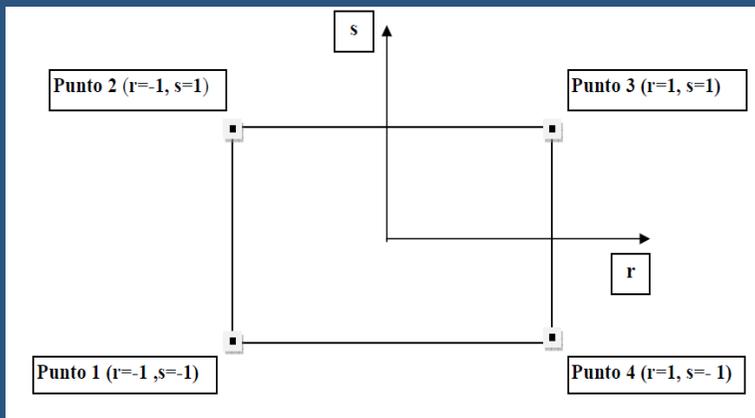
Si perviene infine alle relazioni:

$$\begin{cases} Ar + Bs = X - Crs \\ Dr + Es = Y - Frs \end{cases}$$

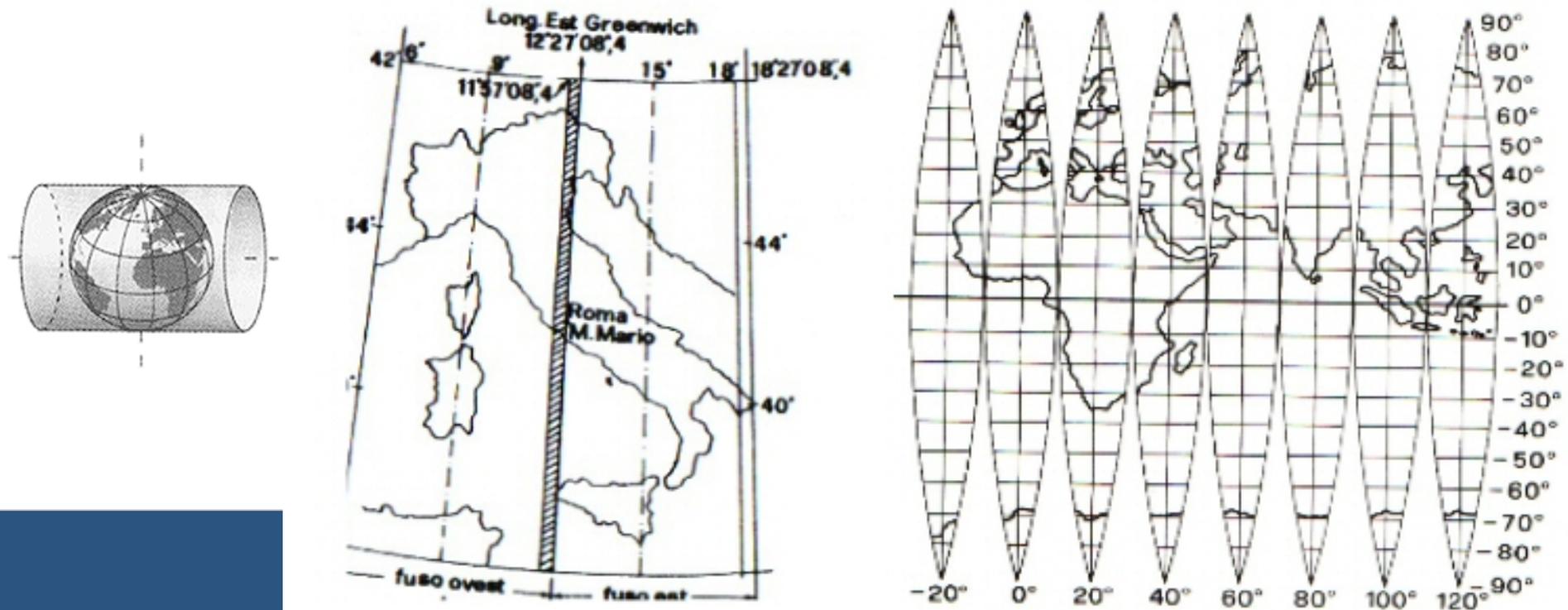
Il sistema di equazioni non lineari può essere risolto facilmente per iterazione, ricavando le coordinate r,s corrispondenti alle x,y. Al primo ciclo di iterazione i valori di r ed s si ricavano ponendo  $Crs = Frs = 0$  e risolvendo il sistema di equazioni lineari così ottenuto; ai cicli successivi, i valori di  $Crs$  ed  $Frs$  si valutano utilizzando i valori di r ed s ricavati nell'iterazione precedente e risolvendo il solito sistema di equazioni lineari. La convergenza è molto rapida.

Detto allora  $p(a_g, F_G, T_G)$  il generico parametro che interessa, il suo valore nel punto di coordinate r,s si ricava, in funzione dei valori da esso assunti nei 4 vertici, attraverso l'espressione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 a_i p_i = [(1-r)(1-s)p_1 + (1-r)(1+s)p_2 + (1+r)(1+s)p_3 + (1+r)(1-s)p_4]$$



ACCELERAZIONI SISMICHE : Proiezione Cartografica UTM utilizzata per passaggio da coordinate geografiche a cartografiche e viceversa



Si definisce Curvatura Totale o Gaussiana di una superficie :

$$k = (1/C_{min}) * (1/C_{max})$$

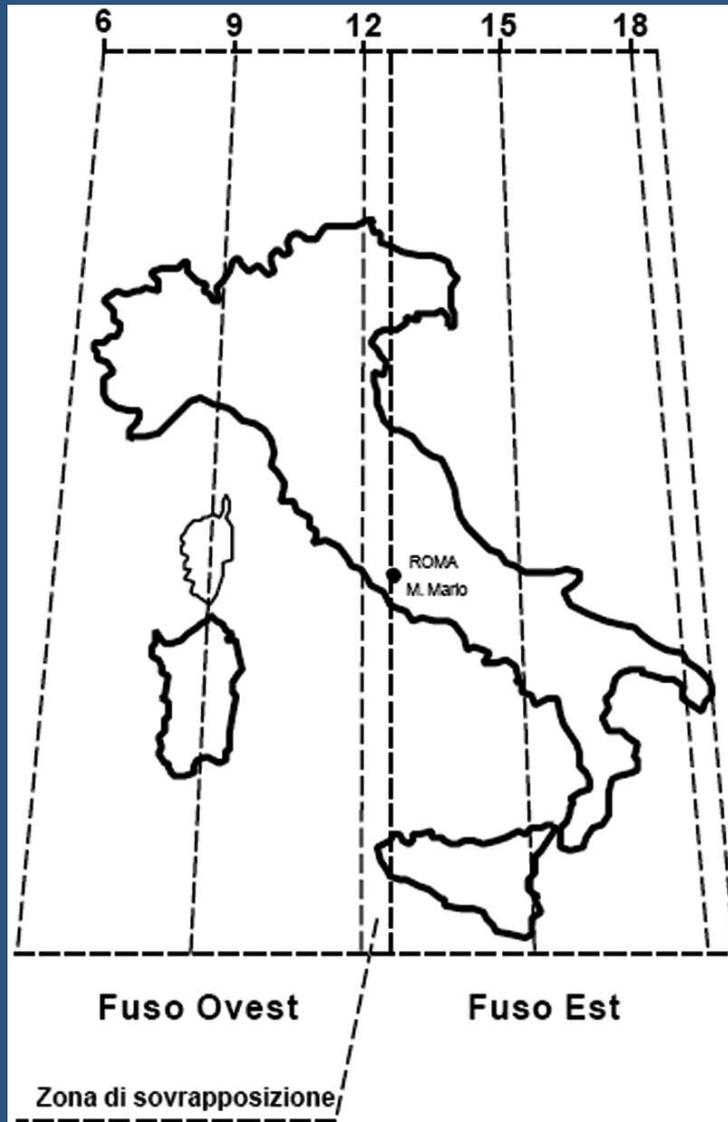
$C_{min}$ ,  $C_{max}$  = Curvatura massima e minima di una curva contenuta localmente nella superficie e passante per il punto considerato

**Teorema 2.2.1 (Minding).** Siano  $S_1, S_2$  superfici con curvatura di Gauss costante rispettivamente  $K_1$  e  $K_2$ . Allora:

$$S_1 \text{ e } S_2 \text{ sono localmente isometriche} \iff K_1 = K_2$$

**Corollario 2.2.1.** Dato che il piano è banalmente una superficie dove  $K = 0$ , allora le superfici sviluppabili sono superfici in cui la curvatura di Gauss è nulla.

ACCELERAZIONI SISMICHE : Formule di sviluppo in serie di Taylor troncato ( Hirvonen) e algoritmi cartografici utilizzati da LDSISM per calcolo posizione del punto fornito sul reticolo di riferimento NTC2008



Se si adopera la proiezione cartografica di Gauss-Boaga:  
 $\lambda_0 = 9^\circ - 12^\circ 27' 8,40'' = -3^\circ 27' 8,40''$  per il fuso 32 ovest  
 $\lambda_0 = 15^\circ - 12^\circ 27' 8,40'' = 2^\circ 32' 51,60''$  per il fuso 33 est  
 Longitudine di Monte Mario =  $12^\circ 27' 8,40''$

Se si adopera la proiezione cartografica UTM:  
 $\lambda_0 = 9^\circ$  per il fuso 32 ovest  
 $\lambda_0 = 15^\circ$  per il fuso 33 est

$\lambda' = \lambda - \lambda_0$   
 $a =$  semiasse maggiore dell'ellissoide di Hayford (raggio equatoriale):  
 $a = 6378388$  m  
 $b =$  semiasse minore dell'ellissoide di Hayford (raggio polare):  
 $b = 6356911,946$  m  
 $c = a^2/b = 6399936,608$  m  
 $e'^2 = (a^2 - b^2)/b^2$   
 $e^2 = (a^2 - b^2)/a^2$

$$v_1 = \sqrt{1 + e'^2 \cos^2 \varphi}$$

$$\xi = \arctg \left( \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\cos(v_1 \lambda')} \right)$$

$$v = \sqrt{1 + e'^2 \cos^2 \xi}$$

Coefficienti dello sviluppo in serie già contratti di 0,9996:

$$A_1 = 111092,08210$$

$$A_2 = 16100,59187$$

$$A_4 = 16,96942$$

$$A_6 = 0,02226$$

$$Y = \operatorname{arcsin} h \left( \cos \xi \cdot \operatorname{tg} \frac{\lambda'}{v} \right)$$

$$X = A_1 \xi - A_2 \sin 2\xi + A_4 \sin 4\xi - A_6 \sin 6\xi$$

in cui

$$\operatorname{arcsin} h(x) = \ln \left( x + \sqrt{1 + x^2} \right)$$

Se si è adoperata la proiezione cartografica di Gauss-Boaga:

$E =$  coordinata cartografica Est ( in km)

$N =$  coordinata cartografica Nord ( in km)

$E = Y + 1500$  km per fuso ovest

$E = Y + 2520$  km per fuso est

$N = X$

Se si è adoperata la proiezione cartografica UTM:

$E = Y + 500$  km

$N = X$

# ACCELERAZIONI SISMICHE : Valutazioni numeriche sulla variabilità dei parametri spettrali sul reticolo di riferimento [NTC2008]

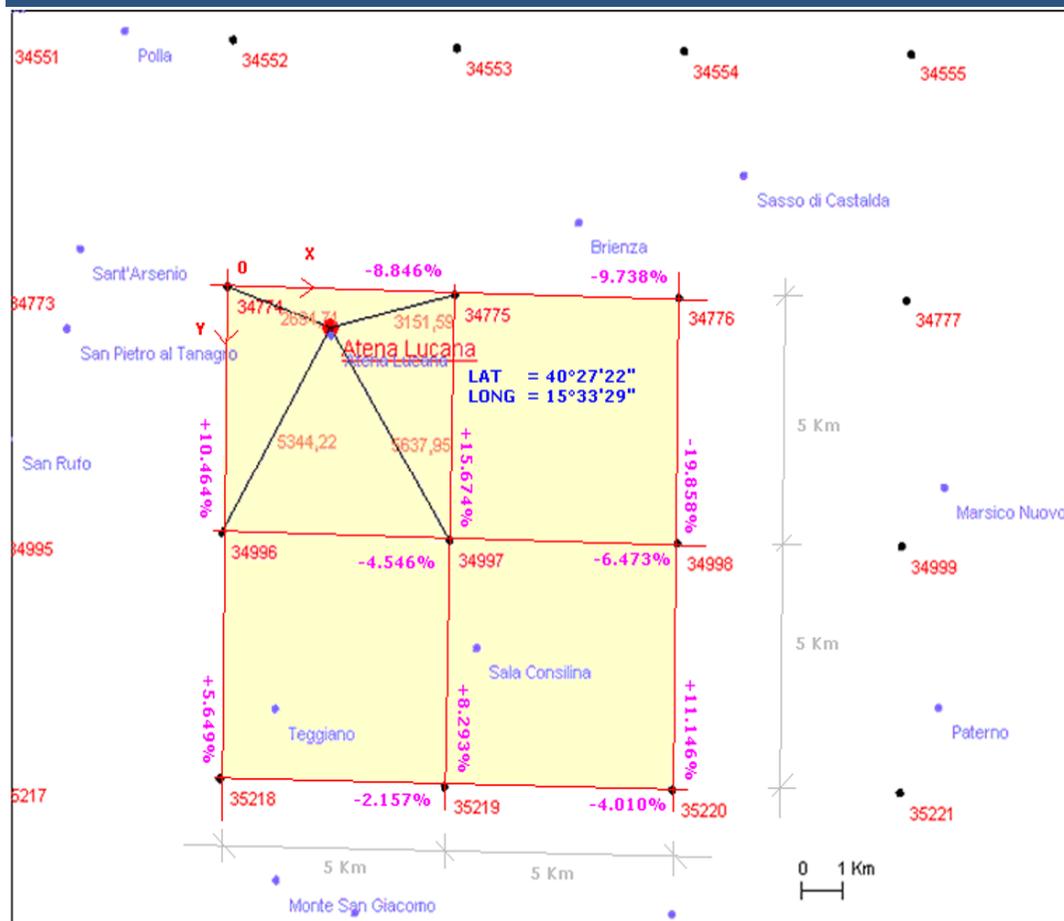


Tabella 8.11 – Variazione accelerazioni sismiche orizzontali sulla maglia del reticolo di figura 8.18

X (km) \ Y (km)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,2955	0,2962	0,29437	0,29178	0,2855	0,26936	0,26908	0,2688	0,26532	0,26204	0,24313
1	0,2981	0,2980	0,2961	0,29495	0,2898	0,29717	0,27176	0,2722	0,26865	0,26654	0,25802
2	0,3013	0,3012	0,2991	0,2991	0,2948	0,2942	0,2760	0,2764	0,27277	0,27199	0,26729
3	0,3056	0,3053	0,3026	0,3025	0,2995	0,2995	0,2817	0,2811	0,27729	0,27682	0,27417
4	0,3117	0,3107	0,3065	0,3051	0,3030	0,3042	0,2888	0,2855	0,2813	0,2806	0,2822
5	0,3264	0,328	0,3094	0,3258	0,3051	0,31158	0,29636	0,3111	0,28408	0,30617	0,29141
6	0,3292	0,3296	0,3283	0,3274	0,3241	0,3199	0,3124	0,3127	0,31064	0,30845	0,30185
7	0,3312	0,3315	0,3297	0,3295	0,3272	0,3264	0,3151	0,3152	0,31327	0,31199	0,309
8	0,333	0,3342	0,3318	0,3318	0,3302	0,3303	0,3184	0,3184	0,31651	0,3157	0,31412
9	0,3374	0,337	0,3343	0,3337	0,3328	0,3338	0,3229	0,3216	0,31958	0,31871	0,31874
10	0,3448	0,3395	0,3368	0,3350	0,3345	0,3374	0,3302	0,3242	0,32195	0,32078	0,32389

Tabella 8.12 – Variazione percentuale tra i vertici del reticolo di riferimento investigato di figura 8.18

ID punto reticolo di partenza	ID punto reticolo di arrivo	Variazione percentuale tra i due punti investigati (%)
34774	34775	- 8,846
34775	34776	- 9,738
34996	34997	- 4,546
34997	34998	- 6,473
35218	35219	- 2,157
35219	35220	- 4,010
34774	34996	+ 10,464
34996	35218	+ 5,649
34775	34997	+ 15,674
34997	35219	+ 8,293
34776	34998	- 19,858
34998	35220	+ 11,146



# LoadSPEED

## BRIDGE EXTENSION 1.00

```
protected override void Dispose(bool disposing)
{
    if (disposing && (components != null))
    {
        //this.backBuffer.Dispose();
        myBuffer.Dispose();
        this.bitmap.Dispose();
        //this.g.Dispose();
        components.Dispose();
    }
    base.Dispose(disposing);
}
```

PONTI STRADALI 1°, 2°, 3° categoria : Definizione dei carichi di progetto [NTC2008]

Ponti di 1° categoria : carichi mobili al valore intero

Ponti di 2° categoria : carichi mobili a valore ridotto

Ponti di 3° categoria : passerelle pedonali



CARICO	CLASSIFICAZIONE NTC2008	TIPO DI CARICO
Peso proprio elementi strutturali	G1	Carico fisso proprio
Carichi permanenti non strutturali (pavimentazione, marciapiedi, sicurvia, parapetti)	G2	Carico fisso portato
Precompressione	P	Carico fisso portato
Vento a ponte carico	Q	Carico Variabile
Vento a ponte scarico	Q	Carico Variabile
Neve	Q	Carico Variabile
Distorsioni termiche	Q	Carico Variabile
Cedimenti dei vincoli	G2	Carico fisso portato
Ritiro e Viscosità del calcestruzzo	G2	Carico fisso portato
Resistenze parassite dei vincoli	G2	Carico fisso portato
Accelerazioni sismiche orizzontali e verticali	E	Carico Sismico
Spinta delle terre, spinte idrauliche	G3	Carico fisso portato
Carichi variabili da traffico stradale	Q	Carico Variabile
Azioni eccezionali : Urti	A	Carico Eccezionale

PONTI STRADALI 1°, 2°, 3° categoria : Definizioni carichi variabili da traffico [NTC2008]

Ponti di 1° categoria : carichi mobili al valore intero

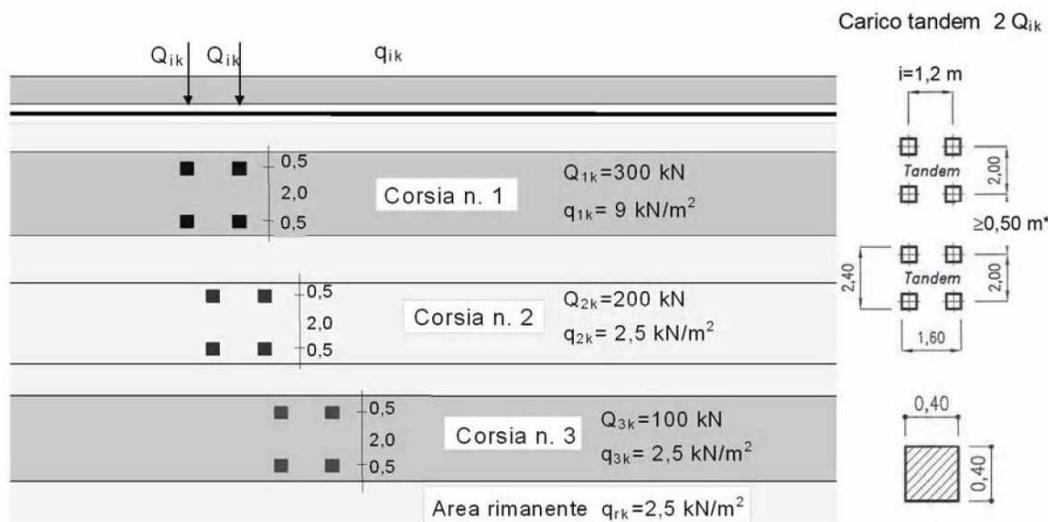
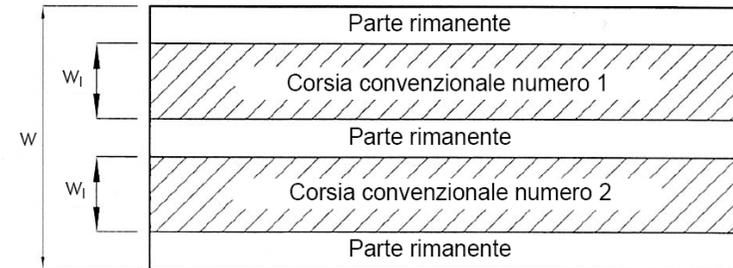
Ponti di 2° categoria : carichi mobili a valore ridotto

Ponti di 3° categoria : passerelle pedonali



Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

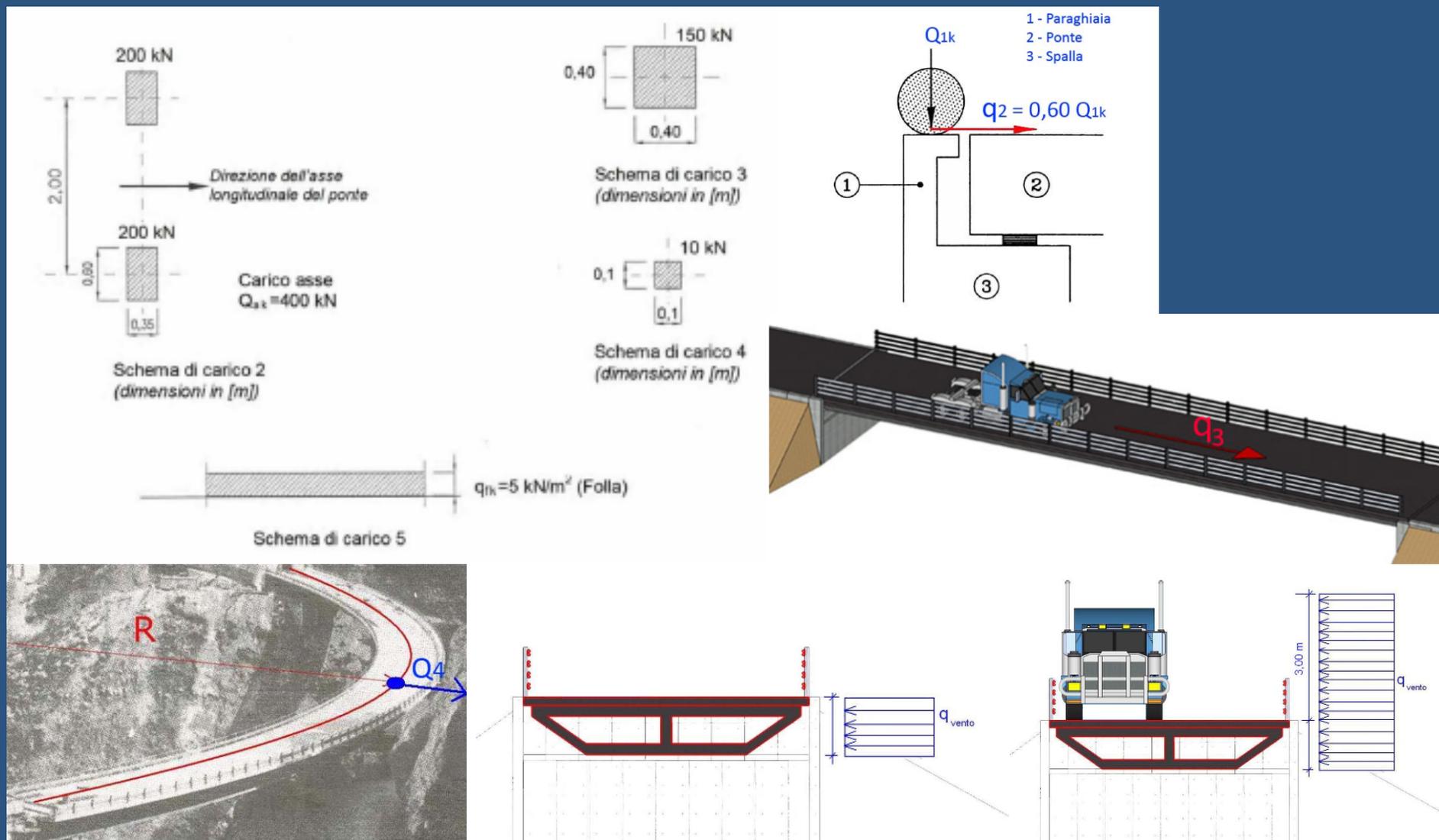
Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n)$



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

\*per  $w_1 \leq 2,90$  m

PONTI STRADALI 1°, 2°, 3° categoria : Definizioni carichi variabili da traffico [NTC2008]



PONTI STRADALI 1°, 2°, 3° categoria : Combinazioni di carico per verifiche SLU [NTC2008]

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3° categoria  
 (\*\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{c1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{c2}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico	0,6	0,2	0,0
	SLU e SLE			
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_1$	0,6	0,6	0,5

Verifiche per Vita Illimitata

Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	
B	
C	

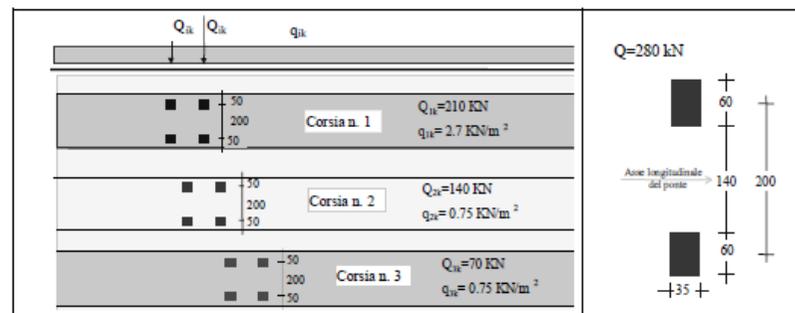
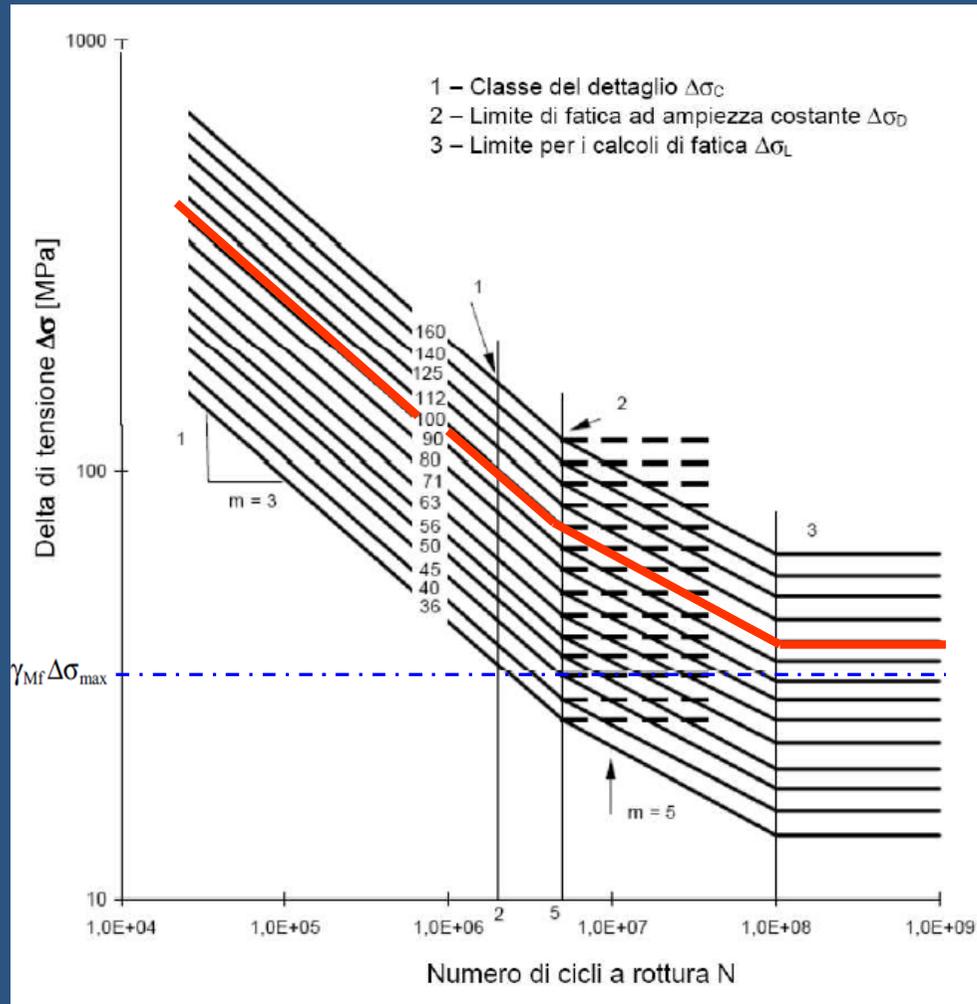


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

Tabella 5.1.VII – Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti

SAGOMA DEL VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C



Verifiche a Vita Illimitata

L'equazione della curva S-N è

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_C \left( \frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{per } N \leq 5 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_D \left( \frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m+2}} \quad \text{per } 5 \cdot 10^6 < N \leq 10^8,$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_L \quad \text{per } N > 10^8$$

dove  $m=3$ , cosicché risulta

$$\Delta\sigma_D = 0,737\Delta\sigma_C; \quad \Delta\sigma_L = 0,549\Delta\sigma_C.$$

Tabella C4.2.XII - Coefficienti parziali  $\gamma_{Mf}$  per verifiche a fatica

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,00$	$\gamma_{Mf}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,15$	$\gamma_{Mf}=1,35$

$$\Delta\sigma_{max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_D$$

PONTI STRADALI 1°, 2°, 3° categoria : Carichi per verifiche a Danneggiamento [NTC2008]



Figura 5.1.5 - Modello di carico a fatica n. 3

Verifiche a Danneggiamento (metodo di Palmgren-Miner)

Tabella 5.1.X - Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta

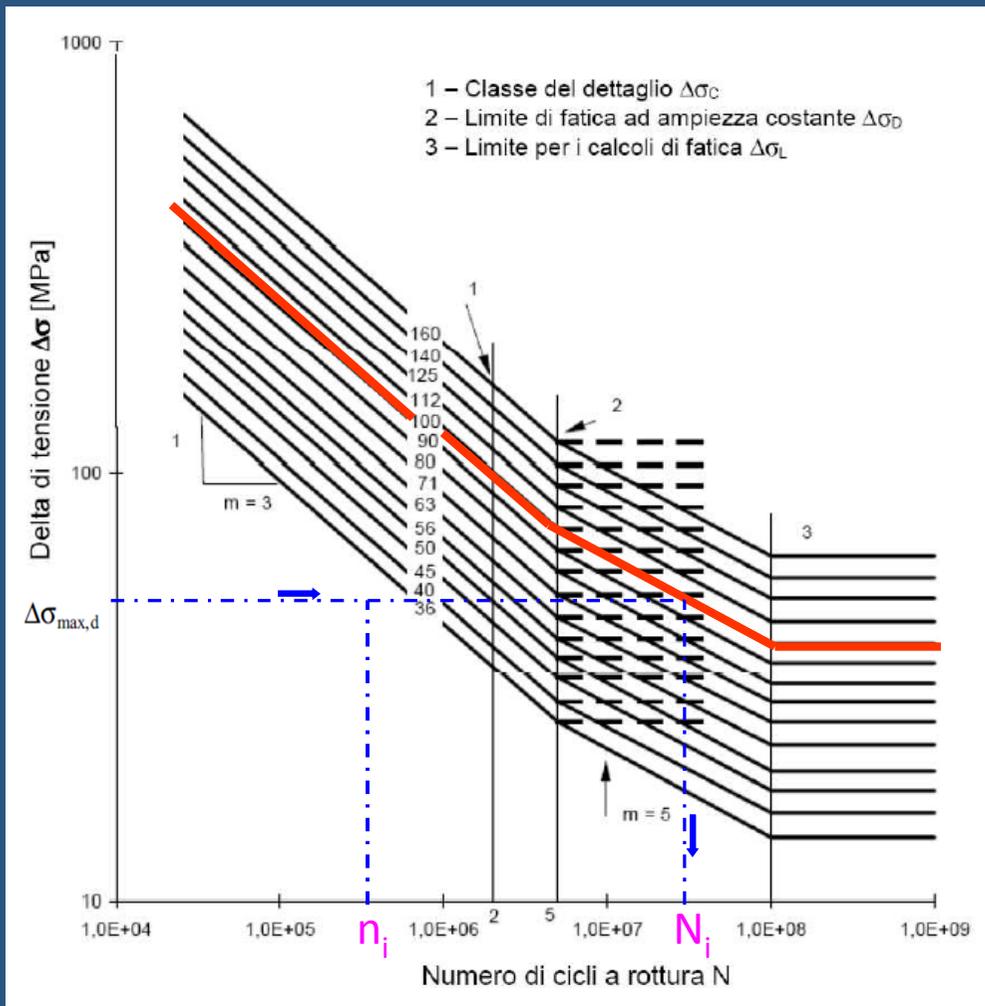
Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 <sup>6</sup>
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 <sup>6</sup>
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 <sup>6</sup>
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 <sup>6</sup>

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab. 5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	COMPOSIZIONE DEL TRAFFICO PESANTE PER TIPO DI VEICOLO %		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0 %	40,0 %	80,0 %
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0 %	10,0 %	5,0 %
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0 %	30,0 %	5,0 %
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0 %	15,0 %	5,0 %
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0 %	5,0 %	5,0 %

Ciascun autocarro normalizzato attraversa il ponte in assenza di alcun altro veicolo, inducendo il relativo Delta di tensione nel dettaglio per poi poter procedere alla verifica con il criterio di Palmgren Miner, verificando quindi che risulti:

$$\begin{aligned}
 &n_{AB}/N_{AB} + \\
 &n_{ABB}/N_{ABB} + \\
 &n_{ABCC}/N_{ABCC} + \\
 &n_{ABBB}/N_{ABBB} + \\
 &n_{ABCCC}/N_{ABCCC} \leq 1
 \end{aligned}$$

Lunga percorrenza >100 km  
 Media percorrenza tra 50 e 100 km  
 Traffico Locale < 50 km



Verifiche a Danneggiamento

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	As riferiti alla sezione lorda
90		9) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	As riferiti alla sezione netta
		10) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	As riferiti alla sezione lorda
		11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	As riferiti alla sezione netta

Verifica a Danneggiamento Criterio di Palmgren-Miner ( tensioni normali)

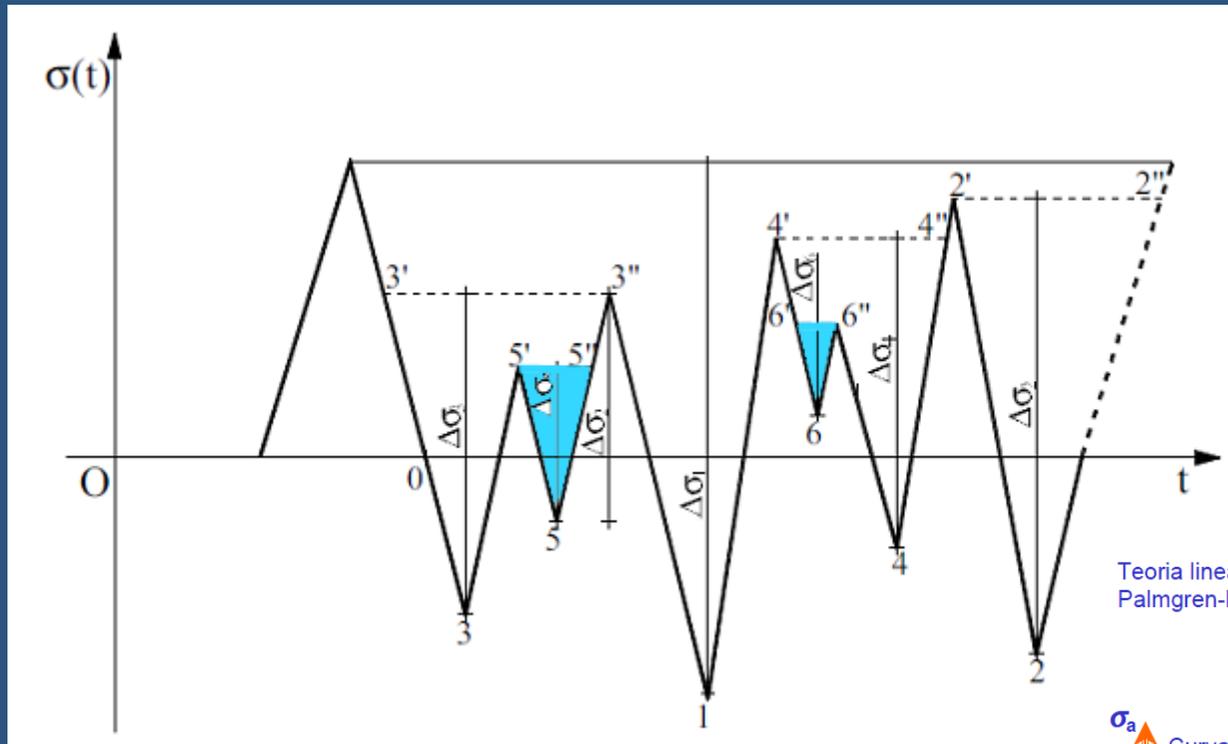
$$D = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Verifica a Danneggiamento Criterio di Palmgren-Miner ( tensioni normali + tangenziali)

Carico combinato tensioni normali+tangenziali

$$D = D_\sigma + D_\tau \leq 1$$

Approfondimento Verifiche a Fatica- Metodi di conteggio del numero dei cicli :  
IL METODO DEL SERBATOIO



Teoria lineare di Palmgren-Miner

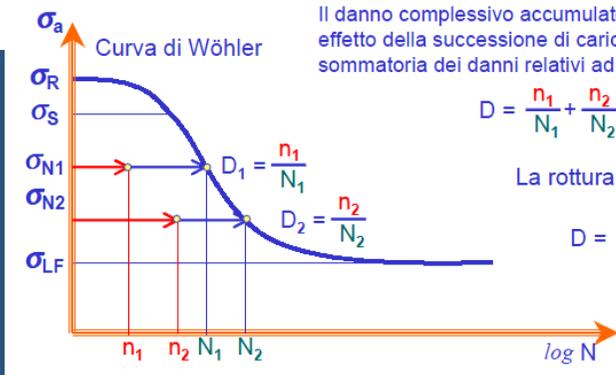
Il danno accumulato dal materiale per effetto del carico ciclico è proporzionale al rapporto tra il numero di cicli che il componente ha subito  $n_1$  ed il numero di cicli  $N_1$  che provoca rottura al livello di sollecitazione  $\sigma_{N1}$

Il danno complessivo accumulato dal materiale per effetto della successione di carichi ciclici è dato dalla sommatoria dei danni relativi ad ogni livello di carico:

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots$$

La rottura si verifica se:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \geq 1$$



In alcuni software per il conteggio dei cicli di carico, tuttavia viene utilizzato il metodo del FLUSSO DI PIOGGIA, che è molto più complicato e per brevità si omette, ma ha il vantaggio di essere più facilmente programmabile..

PONTI FERROVIARI : Definizione dei carichi di progetto [NTC2008]



CARICO	CLASSIFICAZIONE NTC2008	TIPO DI CARICO
Peso proprio elementi strutturali	G1	Carico fisso proprio
Carichi permanenti non strutturali (armamento, parapetti, ballast,ecc)	G2	Carico fisso portato
Precompressione	P	Carico fisso portato
Vento a ponte carico	Q	Carico Variabile
Vento a ponte scarico	Q	Carico Variabile
Neve	Q	Carico Variabile
Distorsioni termiche	Q	Carico Variabile
Cedimenti dei vincoli	G2	Carico fisso portato
Ritiro e Viscosità del calcestruzzo	G2	Carico fisso portato
Resistenze parassite dei vincoli	G2	Carico fisso portato
Accelerazioni sismiche orizzontali e verticali	E	Carico Sismico
Spinta delle terre, spinte idrauliche	G3	Carico fisso portato
Carichi variabili da traffico ferroviario	Q	Carico Variabile
Azioni eccezionali : Urti, deragliamenti	A	Carico Eccezionale

PONTI FERROVIARI : Definizioni carichi variabili verticali da traffico ferroviario [NTC2008]

Treno di carico LM71 : Traffico ferroviario Normale

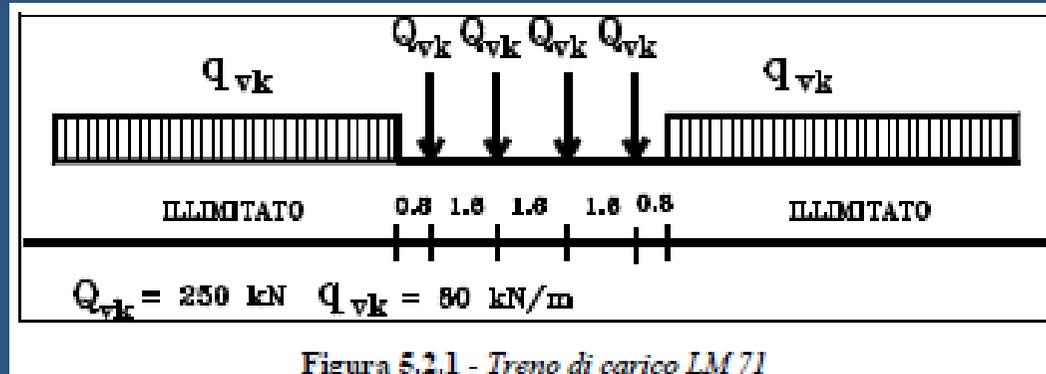
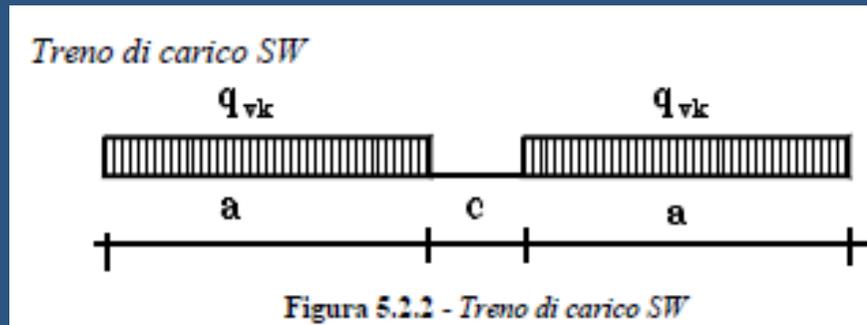


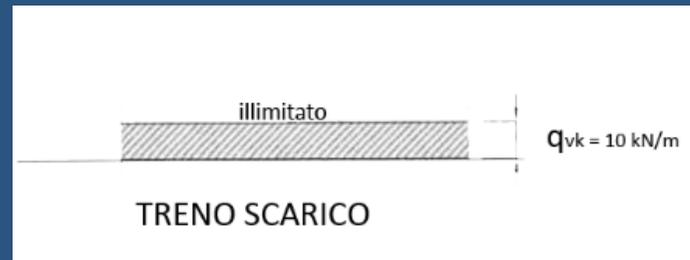
Figura 5.2.1 - Treno di carico LM 71

Treno di carico SW : Traffico ferroviario Pesante



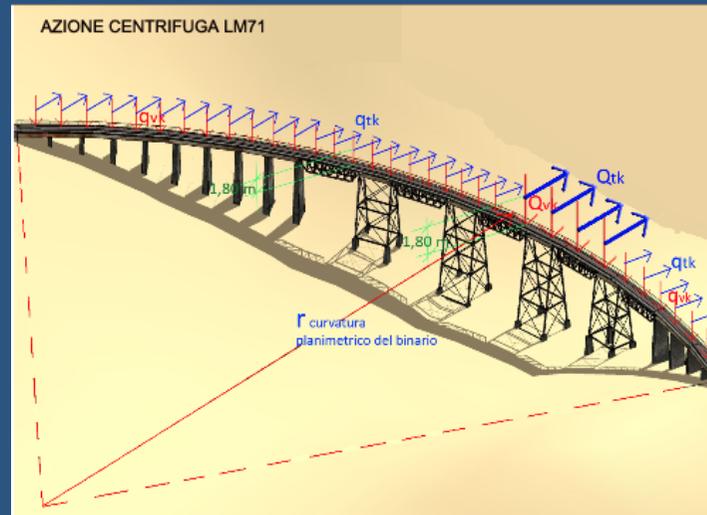
Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Treno SCARICO

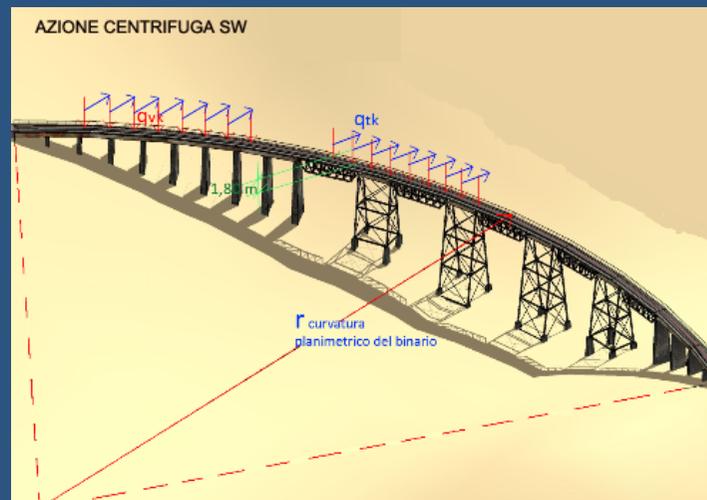


PONTI FERROVIARI : Definizioni carichi variabili verticali/orizzontali da traffico ferroviario  
[NTC2008]

AZIONE CENTRIFUGA LM71 :

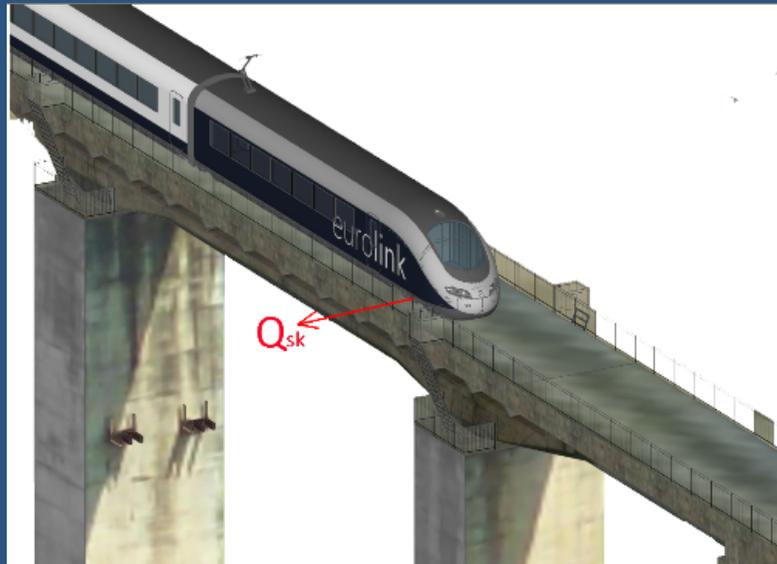


AZIONE CENTRIFUGA SW :



PONTI FERROVIARI : Definizioni carichi variabili verticali/orizzontali da traffico ferroviario  
[NTC2008]

SERPEGGIO :



AVVIAMENTO E FRENATURA LM71 :

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;
- 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.

Per il treno scarico la frenatura e l'avviamento possono essere trascurate.

Per lunghezze di carico superiori a 300 metri dovranno essere eseguiti appositi studi per valutare i requisiti aggiuntivi da tenere in conto ai fini degli effetti di frenatura ed avviamento.

Per la determinazione delle azioni di frenatura e avviamento relative a ferrovie diverse da quelle ordinarie (ferrovie leggere, metropolitane, a scartamento ridotto, ecc.) dovranno essere eseguiti appositi studi in relazione alla singola tipologia di infrastruttura.



## PONTI FERROVIARI : Definizioni carichi variabili verticali/orizzontali da traffico ferroviario [NTC2008]

### AVVIAMENTO E FRENATURA SW:

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;
- 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.

Per il treno scarico la frenatura e l'avviamento possono essere trascurate.

Per lunghezze di carico superiori a 300 metri dovranno essere eseguiti appositi studi per valutare i requisiti aggiuntivi da tenere in conto ai fini degli effetti di frenatura ed avviamento.

Per la determinazione delle azioni di frenatura e avviamento relative a ferrovie diverse da quelle ordinarie (ferrovie leggere, metropolitane, a scartamento ridotto, ecc.) dovranno essere eseguiti appositi studi in relazione alla singola tipologia di infrastruttura.



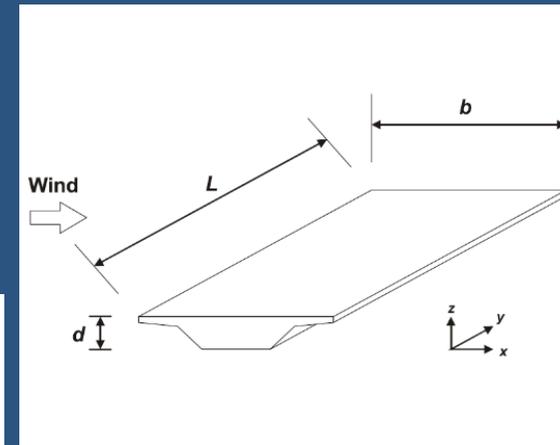
PONTI FERROVIARI : Azioni Variabili Ambientali [NTC2008]

VENTO A PONTE SCARICO

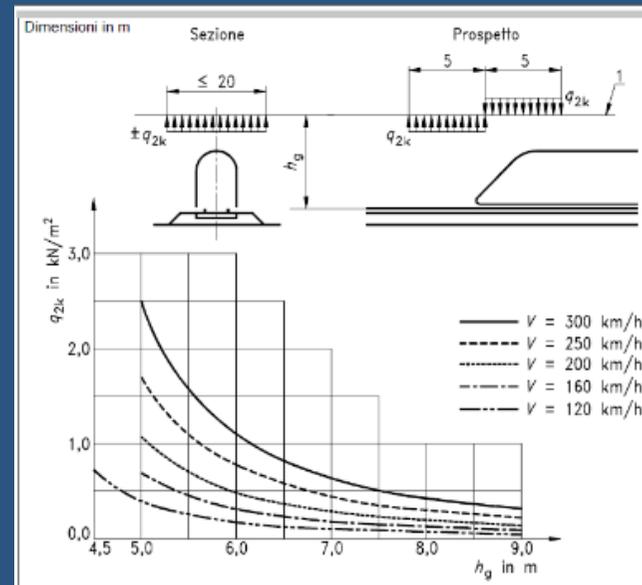
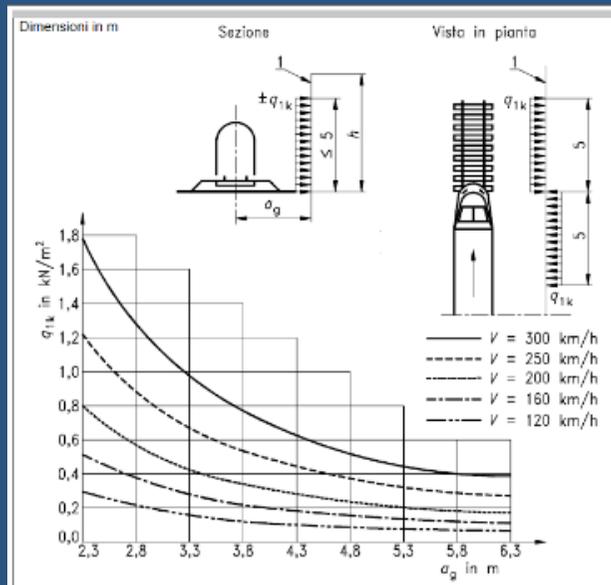
VENTO A PONTE CARICO

Nei casi ordinari il treno viene individuato come una superficie piana continua 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 sulle barriere antirumore presenti, così da individuare la situazione più gravosa.

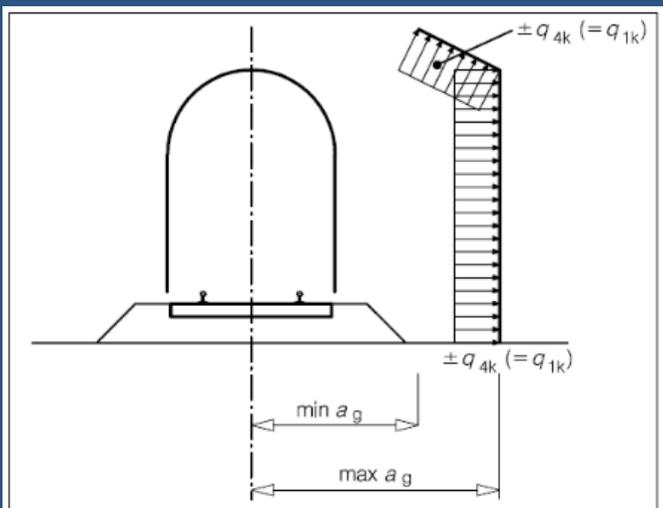
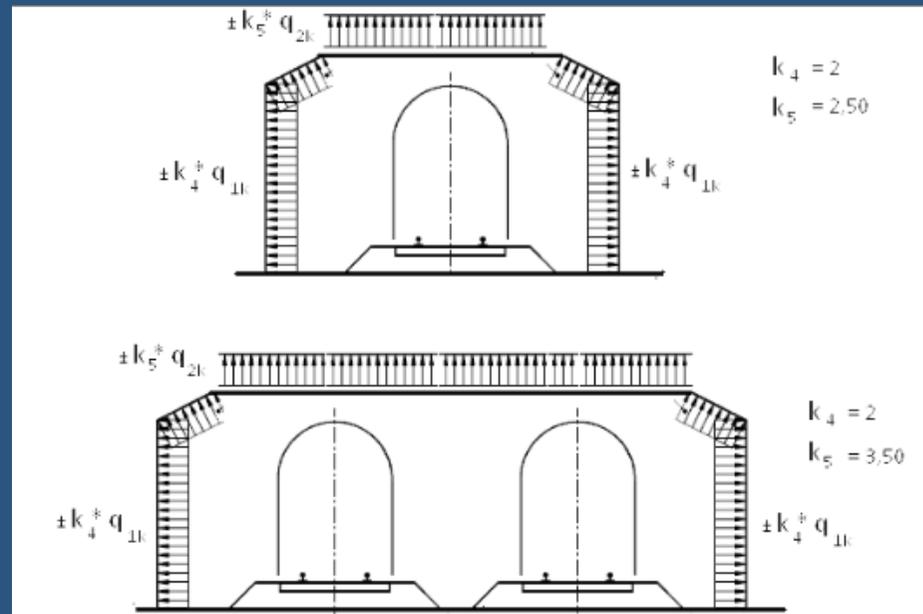
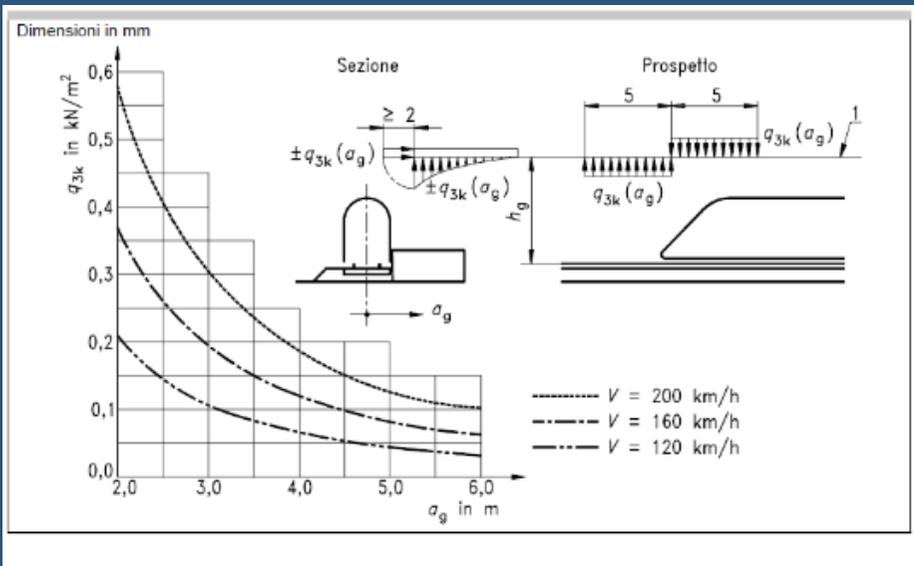


EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI



PONTI FERROVIARI : Azioni Variabili Ambientali [NTC2008]

EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI

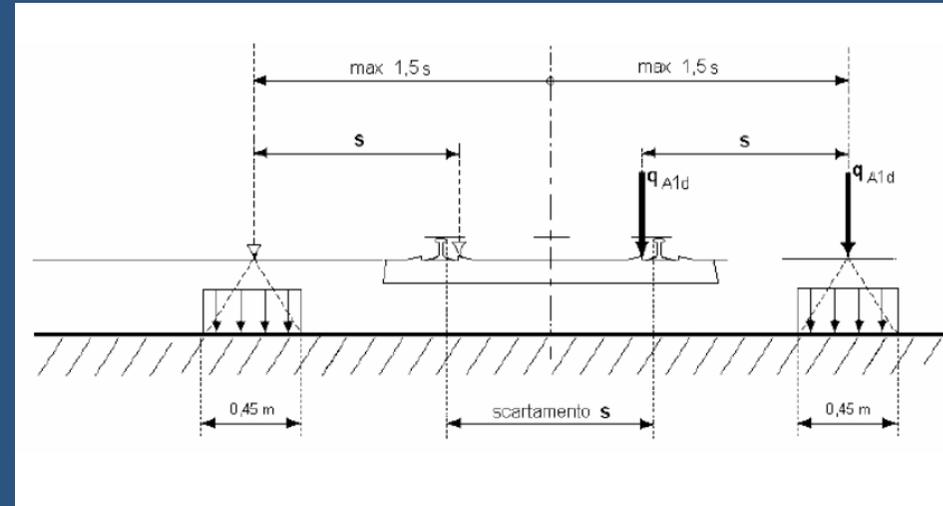


PONTI FERROVIARI : Azioni Eccezionali [NTC2008]

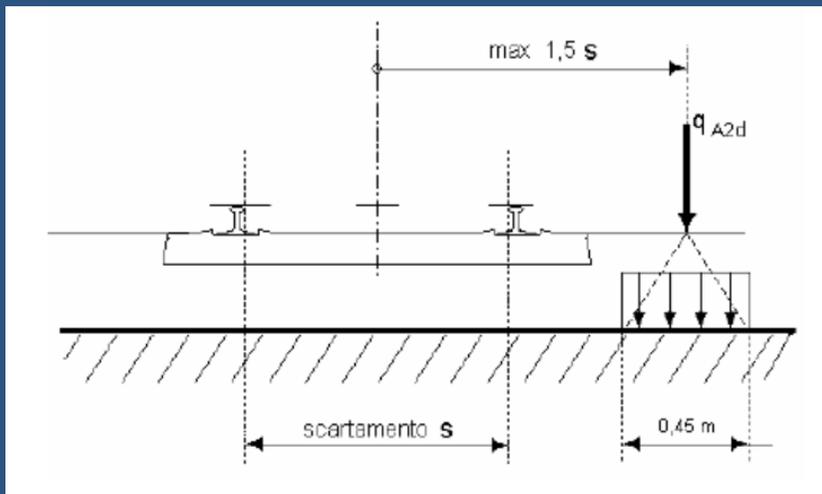
ROTTURA DELLA CATENARIA



DERAGLIAMENTO SOPRA PONTE 1



DERAGLIAMENTO SOPRA PONTE 2



PONTI FERROVIARI : EFFETTI DINAMICI [NTC2008]

per le usuali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza non superiore a 200 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7, è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici  $\Phi$  definiti nel presente paragrafo;

I coefficienti di incremento dinamico  $\Phi$  che aumentano l'intensità dei modelli di carico teorici si assumono pari a  $\Phi_2$  o  $\Phi_3$ , in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

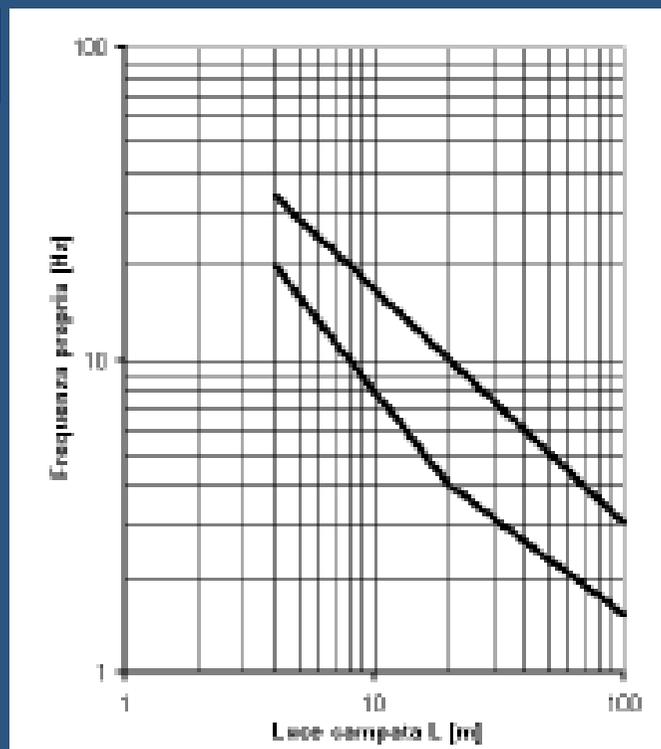
$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (5.2.6)$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (5.2.7)$$

dove:

$L_\phi$  rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 5.2.II.



Tab. 5.2.II - Lunghezza caratteristica  $L_\phi$  (continua)

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L_\phi$
<b>IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO CON BALLAST (LASTRA ORTOTROPA O STRUTTURA EQUIVALENTE)</b>		
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 mensole fino a 0,50 m) <sup>0</sup> ;	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.3 Travi trasversali: intermedie e di estremità.	2 volte la luce delle travi trasversali.
2	Piastra 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 luce delle travi trasversali
	2.3 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale
<b>IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO SENZA BALLAST (PER TENSIONI LOCALI)</b>		
3	3.1 Sostegni per rotaie (Longherine) - come elemento di un grigliato - come elemento semplicemente appoggiato	3 volte l'interasse delle travi trasversali 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	luce della trave trasversale
<b>IMPALCATO DI PONTE IN CLS CON BALLAST (PER IL CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI E TRASVERSALI)</b>		

TRAFFICO NORMALE

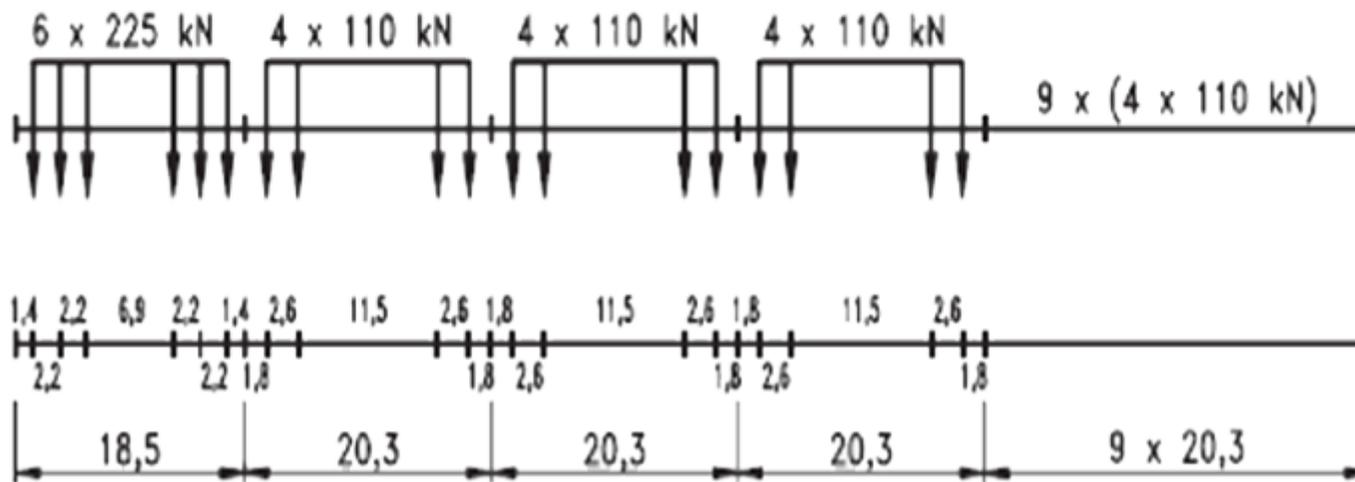
Tipo 1 - Treno passeggeri trainato da locomotiva

$$\Sigma Q = 6\,630 \text{ kN}$$

$$V = 200 \text{ km/h}$$

$$L = 262,10 \text{ m}$$

$$q = 25,3 \text{ kN/m}^2$$



TRAFFICO NORMALE

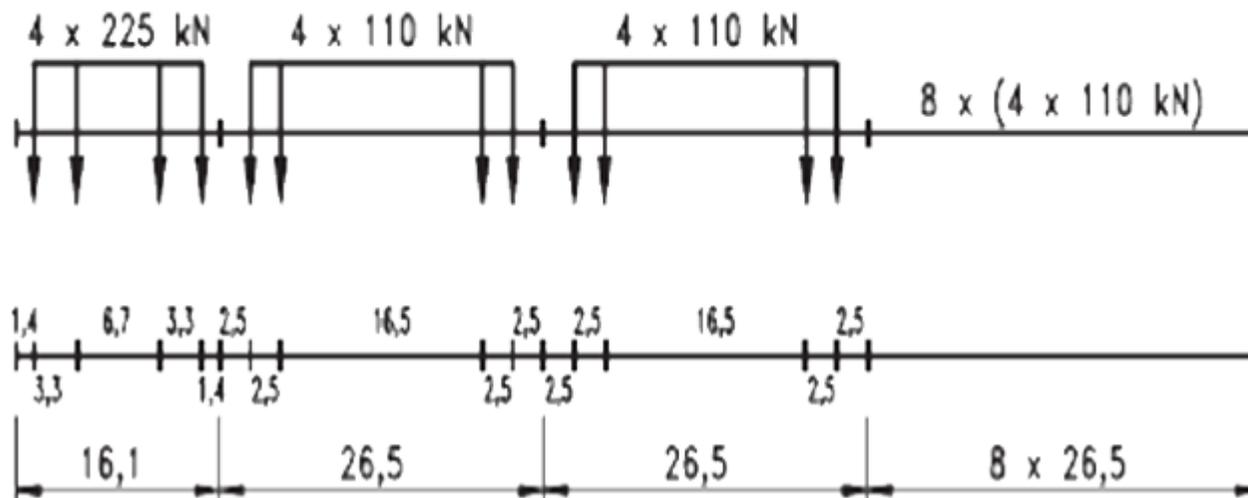
Tipo 2 - Treno passeggeri trainato da locomotiva

$$\Sigma Q = 5\,300 \text{ kN}$$

$$V = 160 \text{ km/h}$$

$$L = 281,10 \text{ m}$$

$$q = 18,9 \text{ kN/m}^2$$



TRAFFICO NORMALE

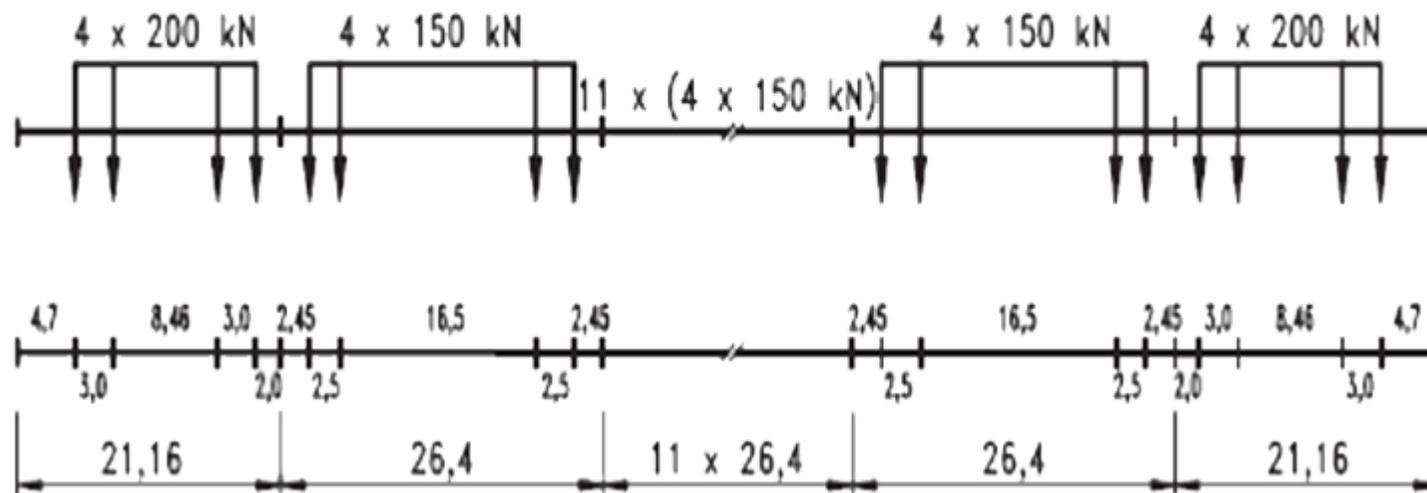
Tipo 3 - Treno passeggeri ad alta velocità

$$\Sigma Q = 9\,400 \text{ kN}$$

$$V = 250 \text{ km/h}$$

$$L = 385,52 \text{ m}$$

$$q = 24,4 \text{ kN/m}^2$$



TRAFFICO NORMALE

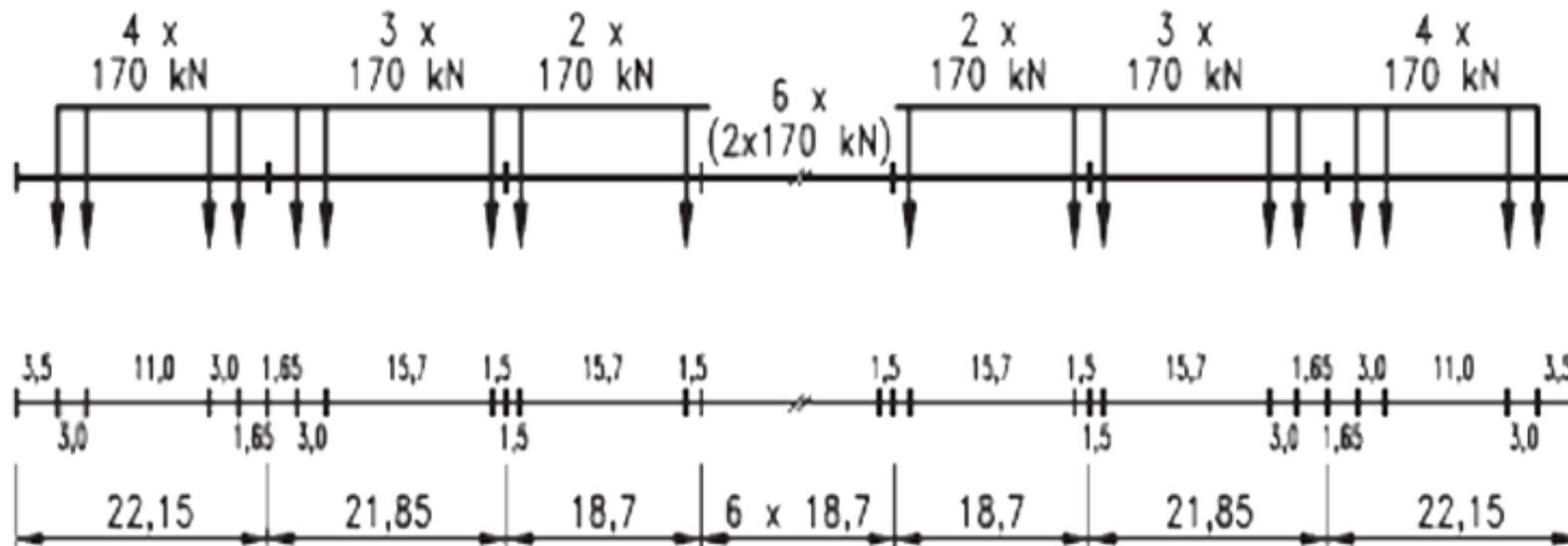
Tipo 4 - Treno passeggeri ad alta velocità

$$\Sigma Q = 5\,100 \text{ kN}$$

$$V = 250 \text{ km/h}$$

$$L = 237,60 \text{ m}$$

$$q = 21,5 \text{ kN/m}^2$$



TRAFFICO NORMALE

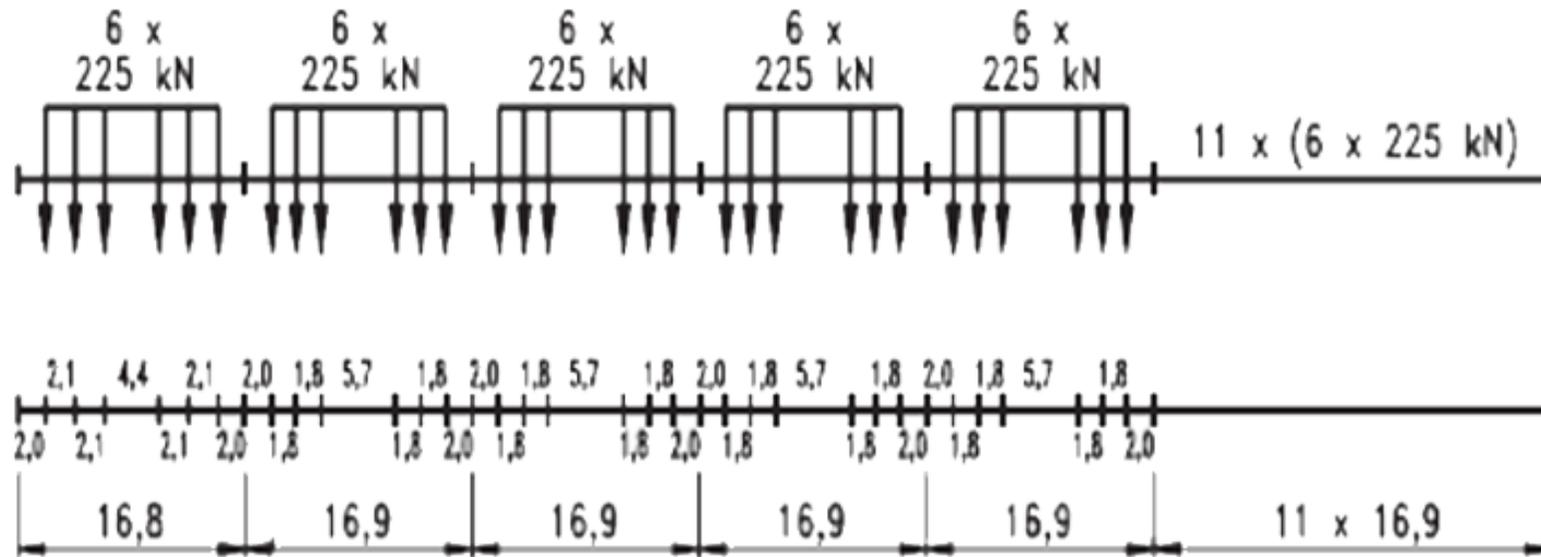
Tipo 5 - Treno merci trainato da locomotiva

$$\Sigma Q = 21\,600 \text{ kN}$$

$$V = 80 \text{ km/h}$$

$$L = 270,30 \text{ m}$$

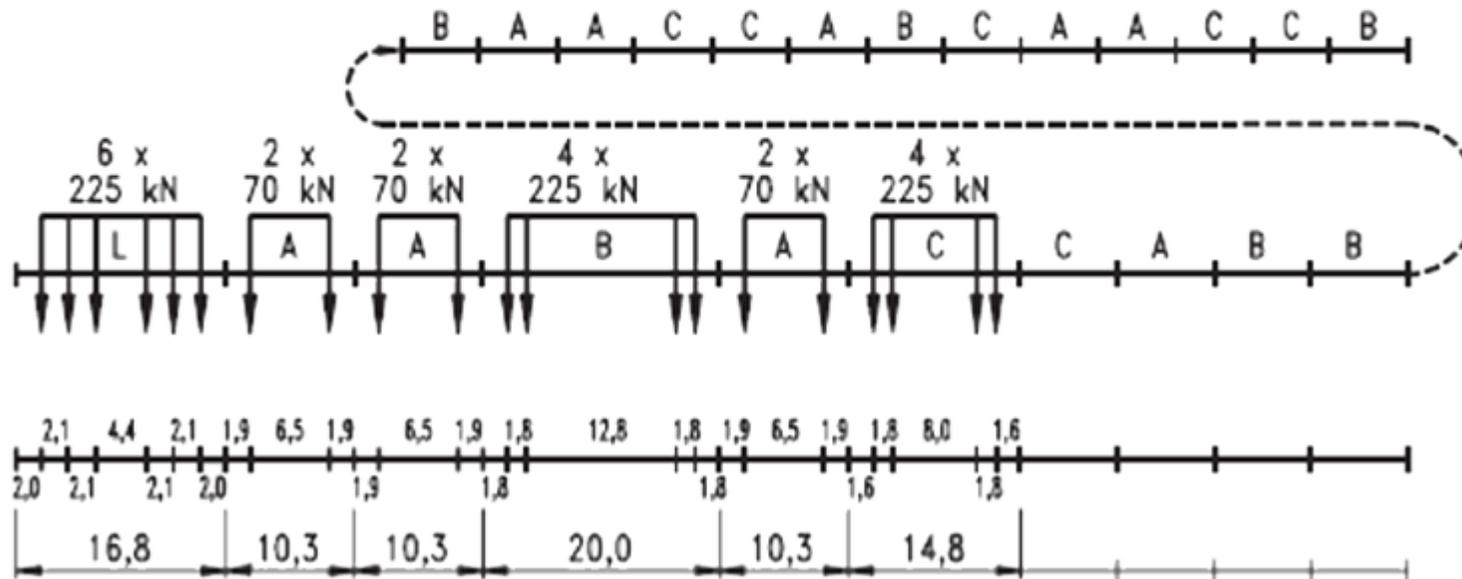
$$q = 80,0 \text{ kN/m}^2$$



TRAFFICO NORMALE

Tipo 6 - Treno merci trainato da locomotiva

$\Sigma Q = 14\,310\text{ kN}$   
 $V = 100\text{ km/h}$   
 $L = 333,10\text{ m}$   
 $q = 43,0\text{ kN/m}^2$



TRAFFICO NORMALE

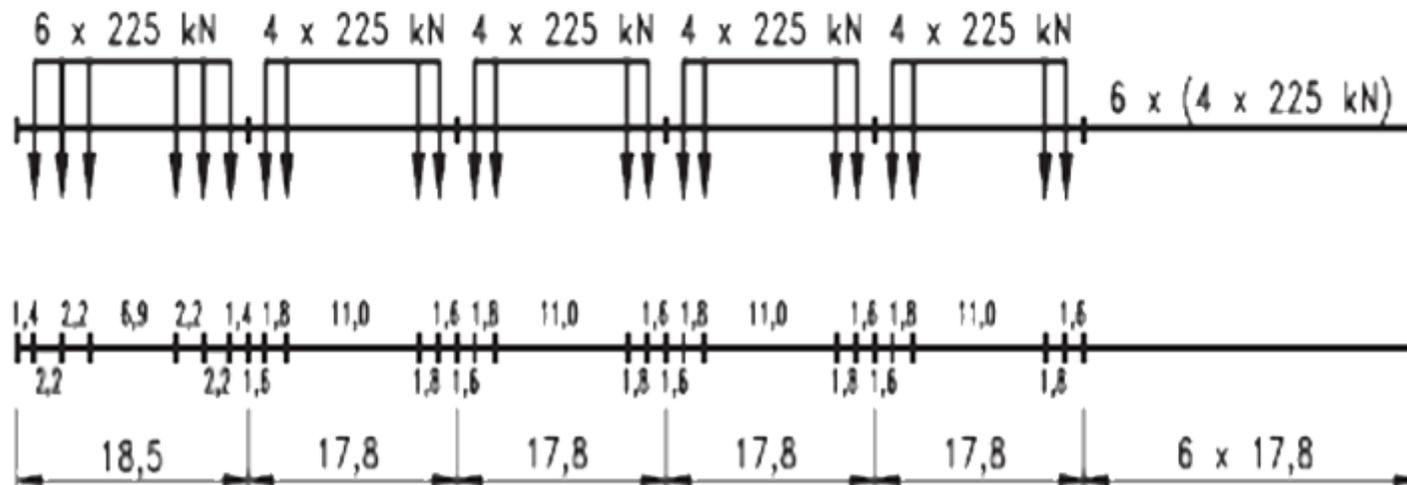
Tipo 7 - Treno merci trainato da locomotiva

$$\Sigma Q = 10\,350 \text{ kN}$$

$$V = 120 \text{ km/h}$$

$$L = 196,50 \text{ m}$$

$$q = 52,7 \text{ kN/m}^2$$



TRAFFICO NORMALE

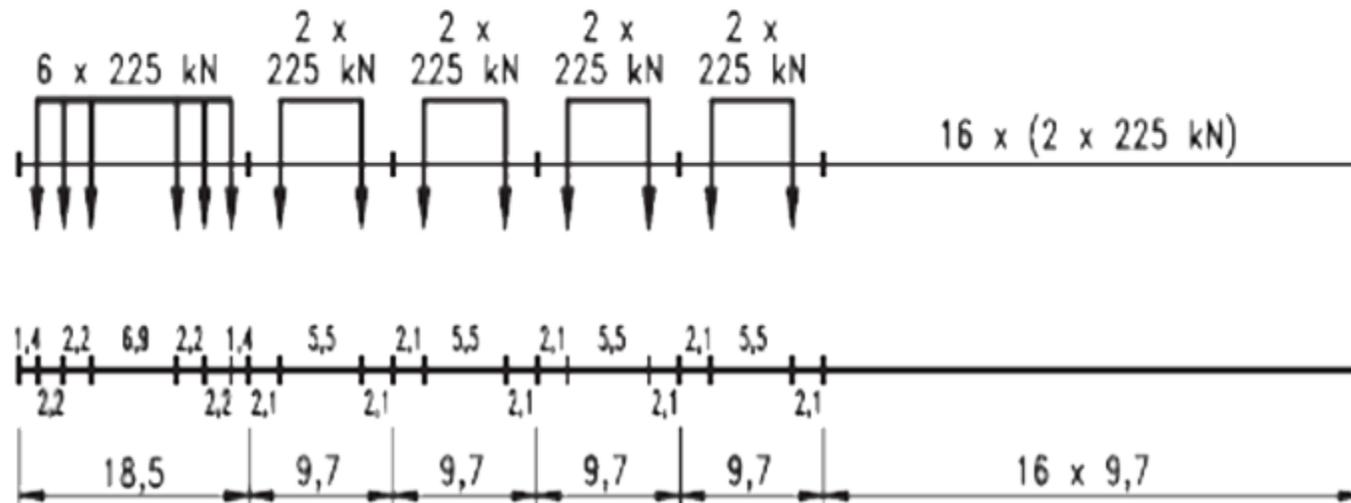
Tipo 8 - Treno merci trainato da locomotiva

$$\Sigma Q = 10\,350 \text{ kN}$$

$$V = 100 \text{ km/h}$$

$$L = 212,50 \text{ m}$$

$$q = 48,7 \text{ kN/m}^2$$



PONTI FERROVIARI : Verifiche a FATICA per DANNEGGIAMENTO [EC1-PARTE3-APPEND.F]

TRAFFICO NORMALE

Le verifiche a fatica per Danneggiamento saranno condotte con la legge di Palmgren-Miner e considerando la curva caratteristica del dettaglio.

Ciascun convoglio ferroviario normalizzato per verifiche a fatica attraversa il ponte, determinando il relativo delta di tensione nel dettaglio per procedere poi alle verifiche di danneggiamento.

Per ponti a due o più binari i vari treni di fatica devono essere applicati al massimo a due binari, nelle posizioni più sfavorevoli.

Per tenere in conto gli effetti dinamici derivanti dal movimento dei treni reali in servizio, le sollecitazioni prodotte dal carico statico di un treno che viaggia a velocità  $v$  deve poi essere moltiplicato per :

$1 + (1/2)*f1 + (1/4)* f2$ , come definiti in EC1 - parte 3 appendice E

$n_x$ = Numero di cicli indotti dal treno di tipo TREN0x durante la vita utile del ponte

$N_x$ = Numero di cicli a rottura indotti dal tipo di TREN0x

Si dovrà poi verificare con la legge di Palmgren-Miner che per il dettaglio in esame risulti :

$$\left( \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \frac{n_4}{N_4} + \frac{n_5}{N_5} + \frac{n_6}{N_6} + \frac{n_7}{N_7} + \frac{n_8}{N_8} \right) \leq 1$$

TRAFFICO MERCI PESANTE

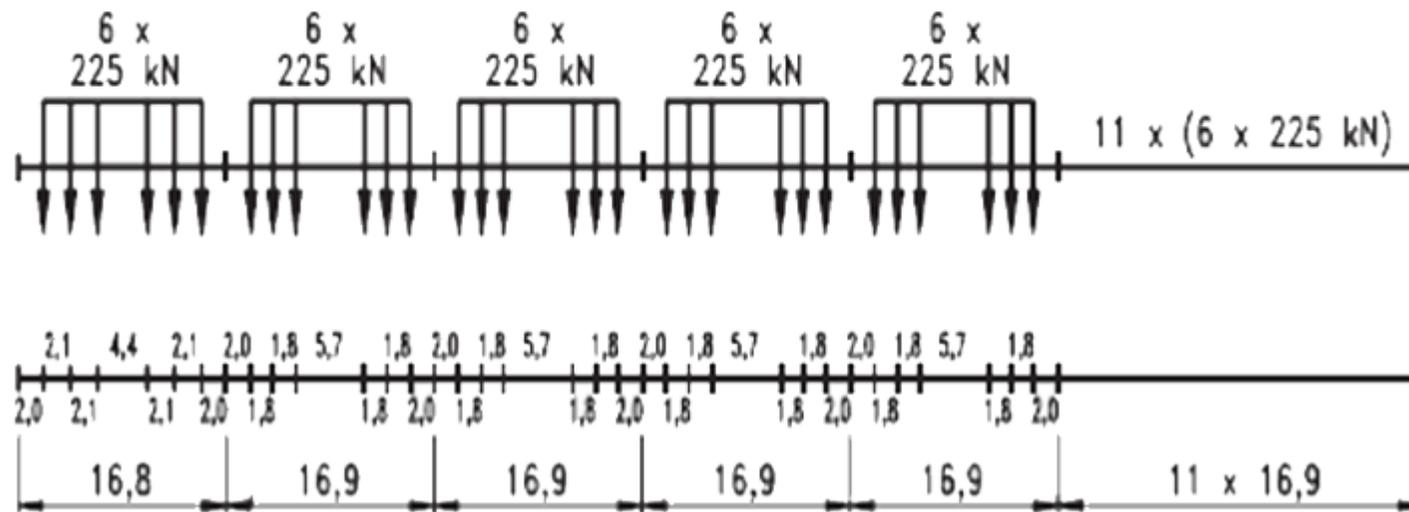
Tipo 5 - Treno merci trainato da locomotiva

$$\Sigma Q = 21\,600 \text{ kN}$$

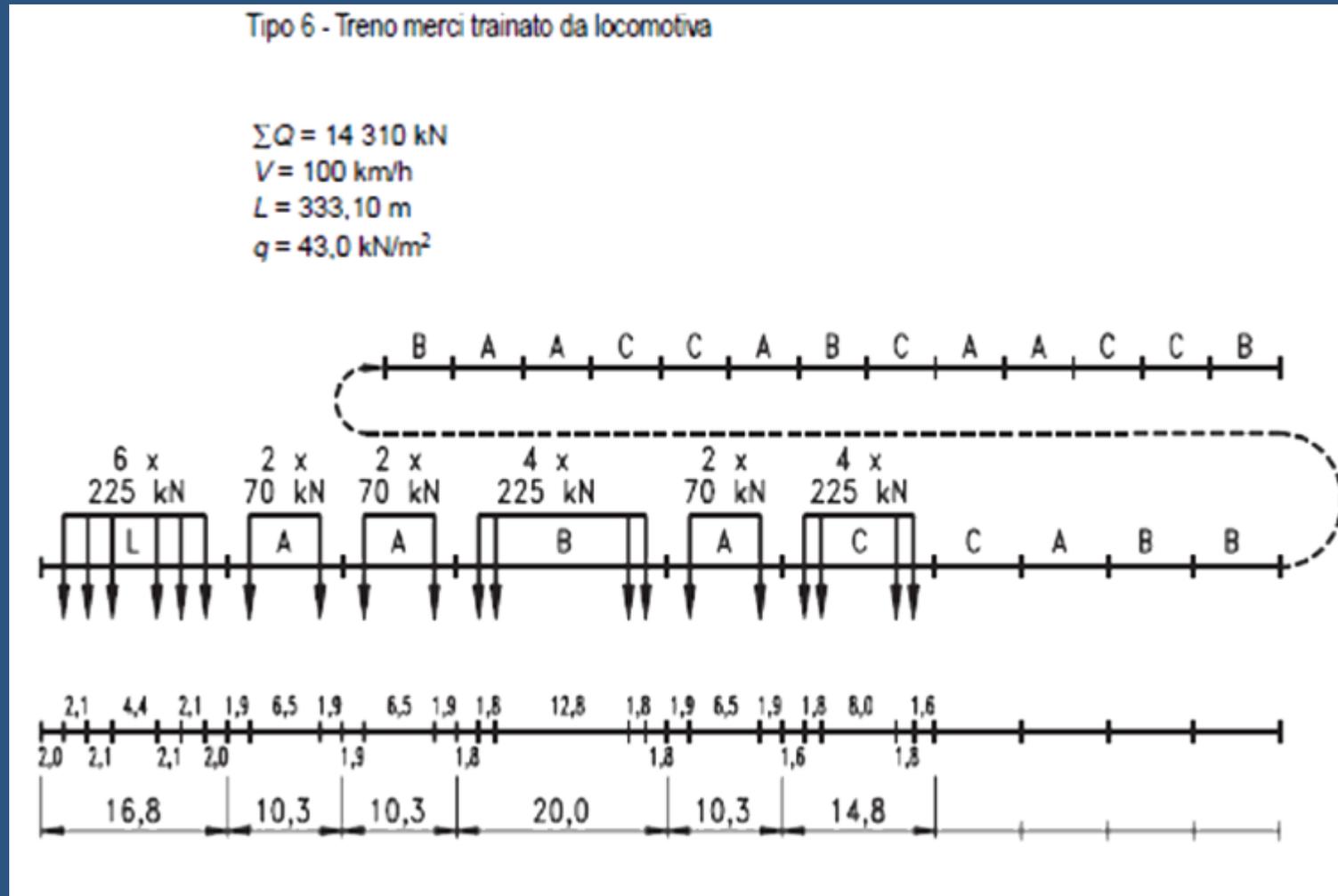
$$V = 80 \text{ km/h}$$

$$L = 270,30 \text{ m}$$

$$q = 80,0 \text{ kN/m}^2$$



TRAFFICO MERCI PESANTE



TRAFFICO MERCI PESANTE

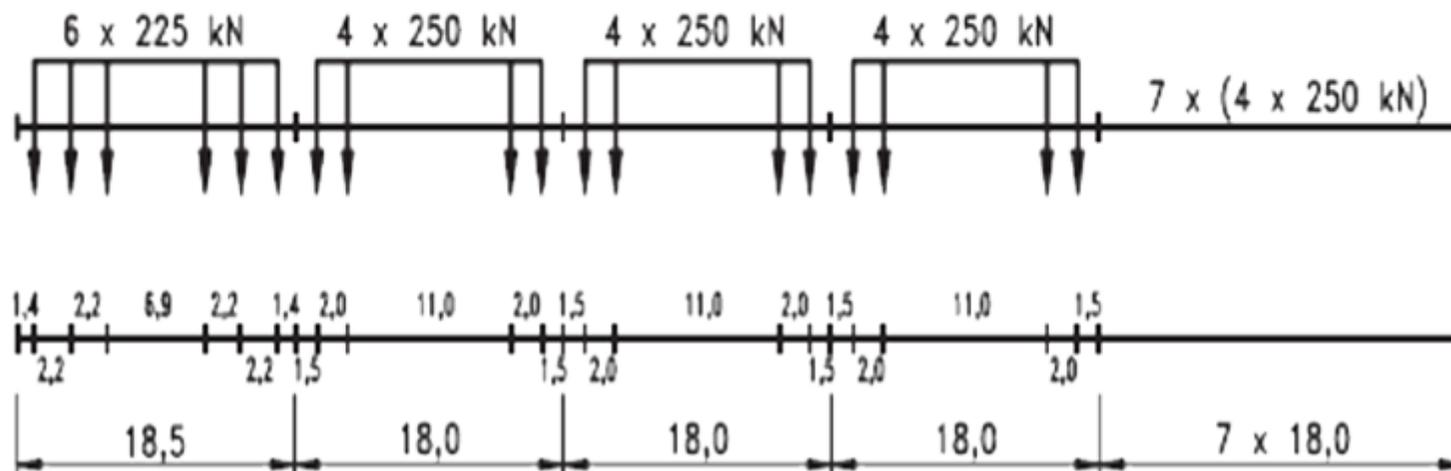
Tipo 11 - Treno merci trainato da locomotiva

$$\Sigma Q = 11\,350 \text{ kN}$$

$$V = 120 \text{ km/h}$$

$$L = 198,50 \text{ m}$$

$$q = 57,2 \text{ kN/m}^2$$



TRAFFICO MERCI PESANTE

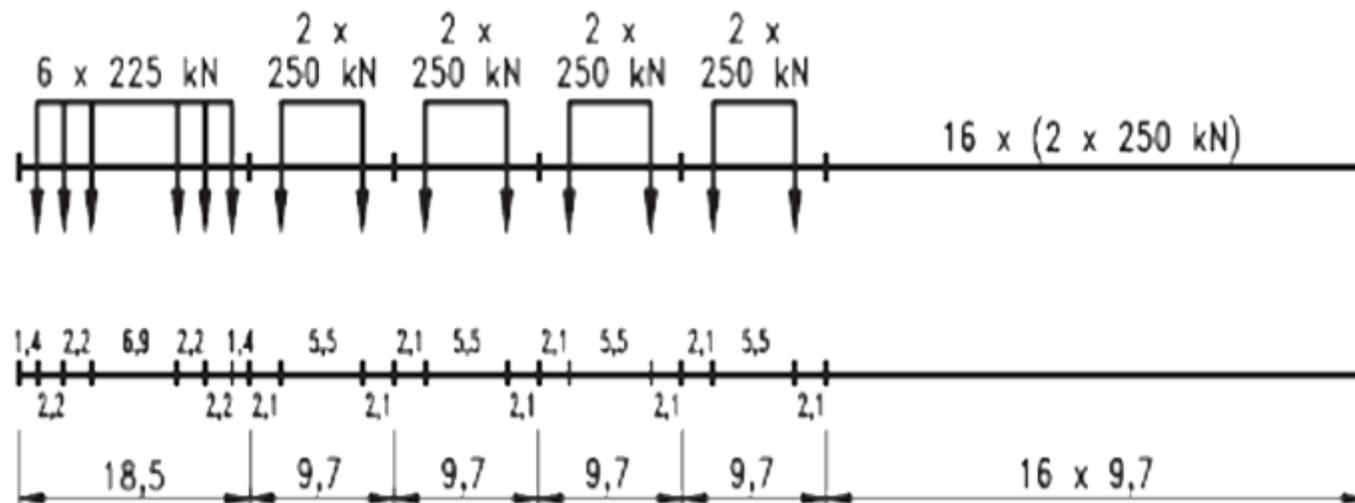
Tipo 12 - Treno merci trainato da locomotiva

$$\Sigma Q = 11\,350 \text{ kN}$$

$$V = 100 \text{ km/h}$$

$$L = 212,50 \text{ m}$$

$$q = 53,4 \text{ kN/m}^2$$



PONTI FERROVIARI : verifiche a FATICA per DANNEGGIAMENTO [EC1-PARTE3-APPEND.F]

TRAFFICO MERCI PESANTE

Le verifiche a fatica per Danneggiamento saranno condotte con la legge di Palmgren-Miner e considerando la curva caratteristica del dettaglio.

Ciascun convoglio ferroviario normalizzato per verifiche a fatica attraversa il ponte, determinando il relativo delta di tensione nel dettaglio per procedere poi alle verifiche di danneggiamento.

Per ponti a due o più binari i vari treni di fatica devono essere applicati al massimo a due binari, nelle posizioni più sfavorevoli.

Per tenere in conto gli effetti dinamici derivanti dal movimento dei treni reali in servizio, le sollecitazioni prodotte dal carico statico di un treno che viaggia a velocità  $v$  deve poi essere moltiplicato per :

$1 + (1/2)*f_1 + (1/4)* f_2$ , come definiti in EC1 - parte 3 appendice E

$n_x$ = Numero di cicli indotti dal treno di tipo TREN0x durante la vita utile del ponte

$N_x$ = Numero di cicli a rottura indotti dal tipo di TREN0x

Si dovrà poi verificare con la legge di Palmgren-Miner che per il dettaglio in esame risulti :

$$\left( \frac{n_5}{N_5} + \frac{n_6}{N_6} + \frac{n_{11}}{N_{11}} + \frac{n_{12}}{N_{12}} \right) \leq 1$$

PONTI FERROVIARI : Combinazione dei Treni di carico e della azioni da essi derivate [NTC2008]

Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )	-	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )
	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )
	Altri	-	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> /SW/0 <sup>0</sup> )	-

<sup>(1)</sup> LM71 "++" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	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  
<sup>(1)</sup> Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\phi, \alpha$ , ecc.)  
<sup>(2)</sup> 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 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Il gruppo 4 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 carichi e (0,4) per impalcati con tre o più binari carichi.

PONTI FERROVIARI : Combinazioni di carico SLU [NTC2008]

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_p$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_B$  coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

PONTI FERROVIARI : Combinazioni di carico SLU [NTC2008]

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni.

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$\sigma_1$	$0,80^{(2)}$	$0,80^{(1)}$	0,0
	$\sigma_2$	$0,80^{(2)}$	$0,80^{(1)}$	-
	$\sigma_3$	$0,80^{(2)}$	$0,80^{(1)}$	0,0
	$\sigma_4$	1,00	$1,00^{(1)}$	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

(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  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

## GRAZIE PER L'ATTENZIONE ..

Segue breve dimostrazione dei software allegati al testo

LOADSPEED rel. 1.01

*(sconto del 25% su libro e software  
per i partecipanti al convegno*

*~~78 €~~ → 58,50 €)*

LDSISM



**NEW!**

Loadspeed BRIDGE Extension 1.00

*(non allegato al testo, acquistabile a parte  
dal sito <http://www.studiobufano.net>)*

