

# VALUTAZIONE DELL'IDONEITA' STATICA AMMISSIBILITÀ DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Provincia Autonoma di Bolzano - Ripartizione 10 infrastrutture  
dott. ing. Umberto Simone

## INTRODUZIONE

Il patrimonio ponti oggi esistente nella provincia di Bolzano sulle strade provinciali e statali, è il risultato di un'attività di progettazione e costruzione che parte principalmente dagli anni '30 a oggi.

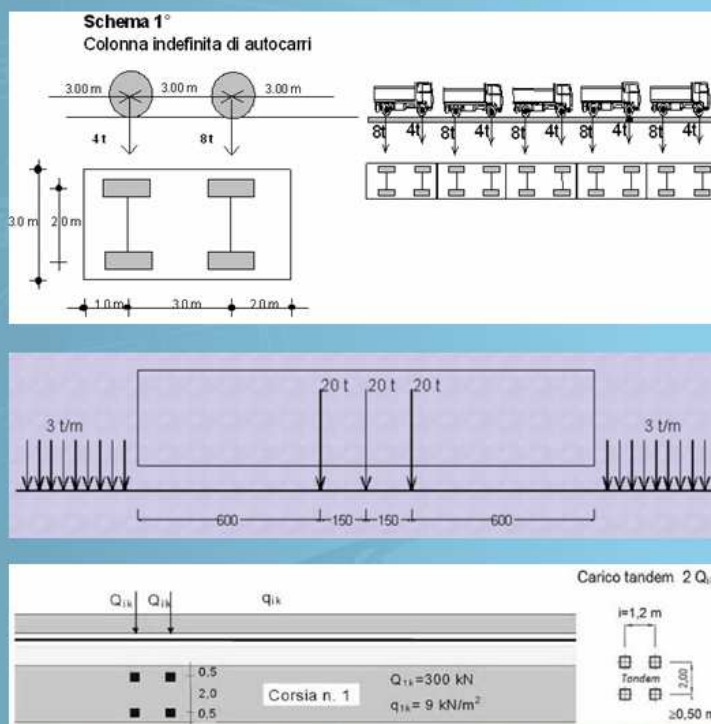
L'evoluzione delle normative dei carichi, che seguono di pari passo l'evoluzione effettiva dei carichi transitanti, nonché l'invecchiamento e degrado delle strutture, richiedono la continua verifica dei ponti esistenti, al fine di garantire la necessaria transitabilità e intervenire puntualmente dove necessario.

Il controllo della funzionalità della rete stradale, o addirittura il suo potenziamento alle nuove esigenze di transito, richiedono la migliore conoscenza possibile dell'esistente e lo "sfruttamento" maggiore possibile delle capacità statiche dell'esistente al fine di contenere gli enormi investimenti altrimenti necessari per l'ammodernamento della rete stradale ai nuovi standard e richieste dell'utenza.

## EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA PONTI

### Continuo aumento dei carichi - evoluzione dei mezzi

- Normale n. 8 del 15-9-1933
- Circ. nr. 384 del 14/2/62 del MIN.LL.PP.
- Norme Tecniche del 2/8/80
- DM 4/5/1990
- DM 14/9/2005
- DM 14/1/2008

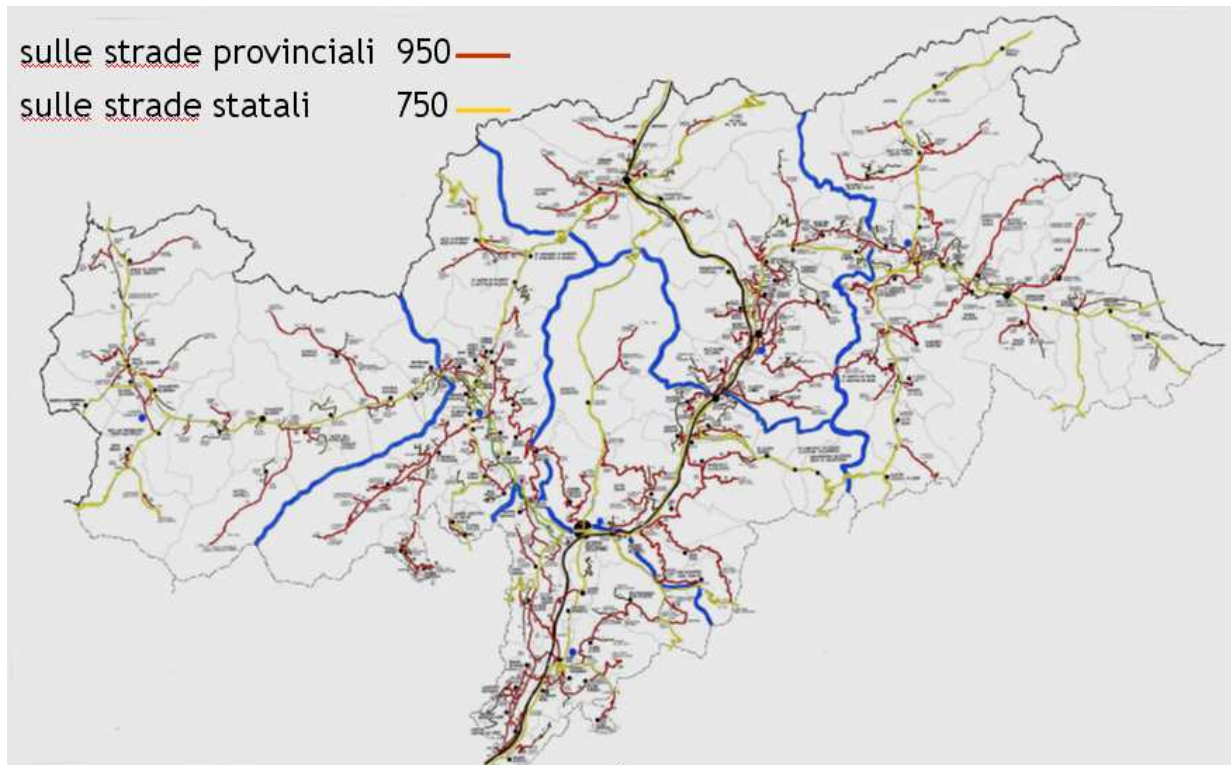


Le considerazioni sull'argomento nascono dall'esperienza sull'attività dell'Amministrazione pubblica della Provincia di Bolzano, su un patrimonio di circa 1700 ponti, mettendo in luce problemi emersi ed evoluzione della propria strategia di indagine sull'idoneità statica di ponti esistenti, con l'auspicio di sollecitare una discussione a riguardo che possa portare uno sviluppo sia teorico che normativo.

## VERIFICA IDONEITÀ STATICA E PROBLEMATICHE CONNESSE

Nella Provincia di Bolzano ci sono circa 1700 ponti sparsi tra strade provinciali e strade statali, suddivisi in circa 950 ponti su strade provinciali e 750 su strade statali.

Le strade statali sono passate dalla gestione ANAS a Provinciale nel luglio 1998.



La Provincia di Bolzano si è attivata dal 1994 per una creazione di un archivio dei ponti esistenti, con raccolta dei dati esistenti, e dove mancanti (quasi la totalità dei ponti), la ricostruzione di tali dati partendo dal rilievo, indagini sui materiali (con demolizioni spesso anche troppo spinte),

### VERIFICHE STATICHE SU PONTI PROVINCIALI

Verifica dell'esistente - problematica dell'invecchiamento dei ponti e contemporaneo aumento dei carichi

#### ponti provinciali

- Ricerca documentazione esistente
- Rilievo strutturale
- Indagini sui materiali
- riferimenti alla normativa vigente all'epoca della costruzione
- Calcolo statico
- Prova di carico
- Relazione sullo stato conservativo



ricostruzione dei calcoli statici e prove di carico: in pratica ricostruendo l'operazione di progetto a ritroso, al fine di determinare l'idoneità statica, il limite di carico di tutti i ponti esistenti, oltre che accertarne lo stato di conservazione.

L'operazione ha interessato i circa 950 ponti provinciali ed è durata quasi 5 anni con un notevole impegno economico.

## ponti provinciali

Ricostruzione dei valori di progetto e verifica del calcolo statico con normativa in vigore – verifica dei mezzi d'opera e ordinari

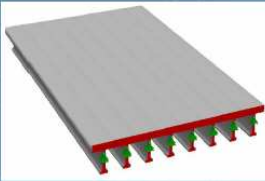



I risultati hanno fatto emergere varie problematiche:

- I ponti eseguiti per la maggiore tra gli anni '50 e '80, sono stati eseguiti con normative in evoluzione che hanno seguito di pari passo l'evoluzione dei carichi dei mezzi di trasporto, e che non rispondono più ai criteri di dimensionamento di oggi: il grande patrimonio esistente non è progettato con le attuali esigenze di transitabilità.
- lo stato di conservazione ha spesso portato a penalizzare la verifica statica in modo prudentiale, considerando l'evoluzione in atto di stati di degrado: non si definiva la validità nel tempo della verifica.
- le verifiche statiche sono state condotte spesso con stretto rigore matematico relativamente alle norme di dimensionamento statico per la progettazione.

## ponti provinciali

Verifica di calcolo statico con verifica teorica dei mezzi transitabili



$M_{sd} =$	1707,22 kNm
$V_{sd} =$	657,01 kN
$V_{sd} =$	496,19 kN

Grenzmoment (siehe 2.1.7.)		$M_{Grenz,Rd} =$	1336,97 kNm
Brücke der 2. reduzierten Klasse			
- LKW - Normalfahrzeug (25 to)	$M_{sd} =$	<b>Ja</b>	1000,13 kNm
- LKW - Baustellenfahrzeug (33 to)	$M_{sd} =$	<b>Ja</b>	1152,98 kNm
- Sattel - Normalfahrzeug (44 to)	$M_{sd} =$	<b>Ja</b>	1191,57 kNm
- Sattel - Baustellenfahrzeug (56 to)	$M_{sd} =$	<b>Nein</b>	1370,52 kNm

KLASSIFIZIERUNG		BEFAHRBARKEIT								Achslast $P_{max}$ (t/Achse)		
		Fahrzeuge	JA	A	B	C	NEIN	Einzelfahrzeug max. $C_{max}$ (t)			Linienlast max. $q_{max}$ (t/m)	
Fahrzeuge		3 - achsig (25t)	x					in Fahrbahnmitte	auf der äußersten Fahrspur	in Fahrbahnmitte	auf der äußersten Fahrspur	20
		3 - achsig (33t)	x					$n = 13$	$n = 3$	$7,8$	$6,9$	
3 - achsig	5 - achsig	5 - achsig (44t)	x					$p = 20$	$p = 16$			
33	54	5 - achsig (56t)					x					

Questo ha portato spesso a dover imporre limiti alla circolazione con limiti di carico sui ponti molto ridotti, con forte impatto sugli utenti e sull'economia dei trasporti.

Alla luce di questa situazione, l'Amministrazione pubblica ha dedicato forti investimenti al rifacimento e rinforzo di molte opere, recuperando funzionalità della viabilità e fornendo un servizio alla collettività che non poteva e non può essere rimandato nel tempo.

Esempi di limiti al transito imposti perché la verifica superava anche di poco la tensione ammissibile sono stati inevitabili, in quanto pur basandosi sulla sensibilità del calcolatore/collaudatore il rispetto dei coefficienti di sicurezza imposti dalle norme apparivano continuamente come un'operazione coscienziosa e corretta.

**funzionalità viabilità ridotta**

- Valutazione incidenza del degrado sulla transitabilità verificata => valori cautelativi
- Nuovi limiti di carico sulle strade esistenti
- Tempi di verifica lunghi
- Forte impegno economico dell'Amministrazione
- Continua programmazione di interventi di rinforzo e risanamento
- Validità nel tempo delle verifiche
- Forte impatto su utenti ed economia



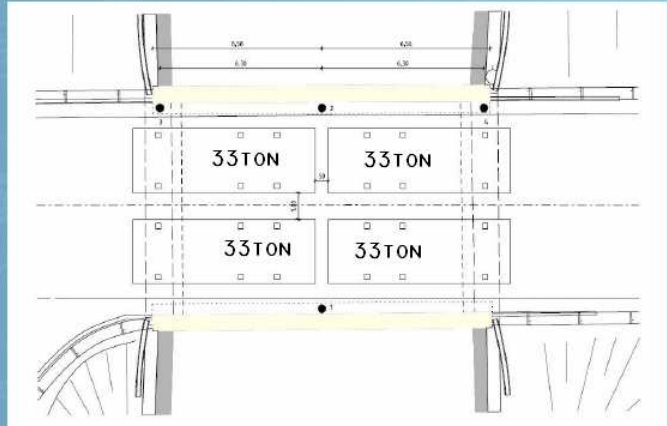
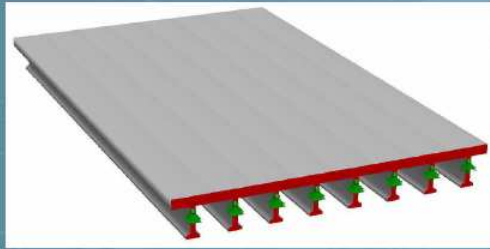
Situazioni di limiti imposti, puntualmente non rispettati, con sanzioni o addirittura sequestro dei mezzi, quando poi i ponti rimanevano perfettamente integri, hanno fatto perdere la "fede" nell'ingegnere e creato spesso imbarazzo.

Le riposte degli ingegneri si spostavano sul fatto che il ponte doveva essere percorso con un determinato coefficiente di sicurezza imposto dalle norme, quindi ecco perché un ponte resta integro quando esiste un limite e questo viene oltrepassato.

L'evidenza delle prove di carico, con comportamento perfettamente elastico, eseguite con carichi maggiori di quelli autorizzati da calcolo era l'evidenza di un margine esistente non sfruttato e che spesso sarebbe stato di notevole importanza strategica

# ponti provinciali

## Prova di carico e collaudo statico



KLASSIFIZIERUNG		BEFAHRBARKEIT								Achslast F <sub>max</sub> (t/Achse)		
Q <sub>max</sub> (t)	Fahrzeuge	JA	A	B	C	NEIN	Einzelfahrzeug max. C <sub>max</sub> (t)		Linienlast max. q <sub>max</sub> (t/m)			
Fahrzeuge		3 - achsig (25t)	x					in Fahrbahn- mitte	auf der äußersten Fahrspur	in Fahrbahn- mitte	auf der äußersten Fahrspur	20
3 - achsig	5 - achsig	3 - achsig (33t)	x					n = 13	n = 3	7,8	6,9	
33	54	5 - achsig (44t)	x					p = 20	p = 16			
		5 - achsig (56t)					x					

Parallelamente, è cresciuta la sensibilità verso un accurato studio delle verifiche statiche che sfruttassero al massimo le risorse dei materiali, cercando di andare oltre il puro valore di verifica matematico. Già negli anni '90 quindi si richiedeva una verifica agli stati limite, qualora la verifica alle tensioni ammissibili risultasse troppo riduttiva rispetto ai mezzi normalmente transitanti.

Alcuni collaudatori, sulla base della propria sensibilità e sotto la propria responsabilità, accettavano un margine di carico oltre il limite "matematico" osservando che la prova di carico aveva comportamenti deformativi migliori della previsione teorica (si poneva anche il quesito quanto un'amministrazione possa accettare qualcosa fuori norma solo sulla base di un'assunzione di responsabilità, con la consapevolezza del non rispetto delle norme).

Altri cominciavano a fare riflessioni sui coefficienti di sicurezza: ad esempio per i pesi propri, dove la normativa nazionale (DM '96) prevedeva 1.4, l'EC (eurocodice) prevedeva 1.35.

L'osservazione che l'incertezza, presente in fase di progettazione per cui i coefficienti erano nati, nel caso di verifica di un ponte esistente fosse molto contenuta, ha portato ad utilizzare valori per i pesi propri tra 1.1 e 1.2 quasi come regola generale e sempre sotto la responsabilità del gruppo di ingegneri incaricati.

Lo sforzo di avvicinarsi allo sfruttamento reale delle risorse di un ponte esistente, e non di un ipotetico progetto da dimensionarsi, non appariva ancora soddisfacente. Si cercava uno spiraglio nelle normative per andare oltre, in qualche modo abbattere responsabilmente quei coefficienti di sicurezza che su un patrimonio ormai stimato di circa 500mil di euro fanno una notevole differenza di investimento, e che l'esperienza quotidiana (passaggi di carichi nonostante i divieti senza danni di nessun genere) suggerivano possibile.

Indagando sull'origine dei coefficienti di sicurezza emergeva la base teorica del calcolo probabilistico: il metodo semi-probabilistico degli stati limite utilizza coefficienti di sicurezza che sono dedotti da un calcolo probabilistico completo.

Al fine di ridurre l'elevato impatto sociale per gli oneri di manutenzione ed adeguamento, si sono ricercati accorgimenti di calcolo più affinati possibili: obiettivo sfruttamento massimo delle risorse esistenti.

## RICERCA DI SOLUZIONI

Verifica statica ponti provinciali 1994-1998

### funzionalità viabilità ridotta

- **Sfruttamento massimo delle risorse di resistenza di una struttura esistente**
- Verifica con calcoli più accurati possibile: calcolo semiprobabilistico e non tensioni ammissibili dal 1995
- Riduzione coefficiente sicurezza pesi propri (EC=1.35 - DM 96=1.4)
- Coefficiente dinamico ridotto al 50% con prescrizione di velocità ridotta dei mezzi pesanti al limite della verifica
- Possibilità del transito in marcia isolata o in asse ponte
- Alcuni esempi di calcolo ancora più accurati con il metodo probabilistico full (EC - UNI EN 1990)

L'esperienza diretta con le prove di collaudo suggerisce la possibilità di poter sfruttare ulteriormente le resistenze residue - problema normativo sui coefficienti di sicurezza

Con l'approccio del calcolo probabilistico la misura della sicurezza si sposta dal coefficiente di sicurezza all'indice di affidabilità  $\beta$  : indice riferito alla probabilità del comportamento che soddisfi la verifica.

Il passaggio di competenze delle strade statali all'Amministrazione Provinciale, la situazione dei relativi ponti e manufatti nella situazione analoga a quelli provinciali con mancanza di documentazione e la relativa necessità di provvedere alla ricostruzione di un quadro conoscitivo completo di tali opere, suggerivano un atteggiamento prudentiale, che non portasse il rischio di mandare in tilt la rete viabile primaria, o che imponesse investimenti economici insostenibili.

## 1998: 750 PONTI SULLA RETE STATALE

Operatività su ponti statali dal 1998-2005

### Ponti su strade statali

- Dati transitabilità relativi ai tratti stradali disponibili (da ANAS)
- Attività di ispezione visiva e catalogazione di tutti i ponti statali, con esame stato di conservazione
- Con priorità dettata dallo stato di conservazione sono stati programmati interventi di risanamento - la verifica preventiva all'intervento portava spesso anche al rinforzo della struttura.
- Verifiche statiche in casi dubbi per accertare l'effettiva programmazione degli interventi

Tempi molto lunghi per acquisire un quadro conoscitivo completo dell'esistente

---

Prudenzialmente l'attività si è concentrata sull'attività di ispezione e vigilanza, cercando di isolare le criticità puntuali. Il controllo approfondito, con verifica statica, avveniva dove l'ispezione segnalava anomalie, e non a tappeto sull'intera rete.

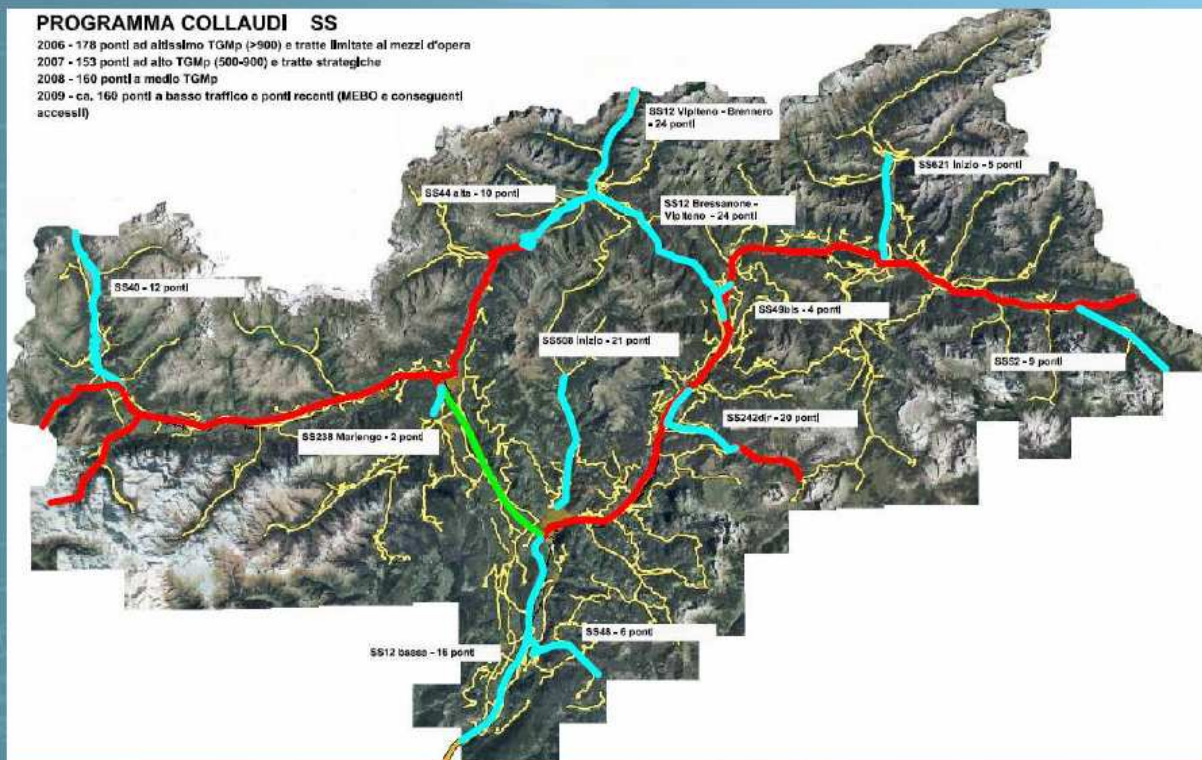
---

Lo sviluppo dei trasporti e la spinta economica che ne derivava, ha comportato comunque il dovere approfondire un quadro conoscitivo totale al fine di ottimizzare la rete, sia individuando gli interventi per l'eliminazione dei limiti di transito esistenti su tratte strategiche, sia un aumento di tali limiti con un'indagine approfondita che ne potesse riqualificare il carico ammesso.

L'individuazione della priorità delle tratte da ispezionare è stata dettata principalmente dai limiti esistenti, che condizionavano la viabilità, e dal valore di TGMP (traffico giornaliero medio dei mezzi pesanti): corrispondente alla maggiore richiesta di servizio quale la rete pubblica deve rispondere.

## RETE VIABILE STATALE

Priorità in base al tgm: utilizzo dell'utente e limiti esistenti



## CONSIDERAZIONI SUI COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Limitazione dei carichi per effetto di uno sconto dovuto al "livello necessario e prescritto" di **sicurezza** – nascono i seguenti quesiti:

- Una maggiore sicurezza, comporta alti costi per la **collettività**, oltre a forti investimenti per adeguare continuamente l'esistente. Quale è la sicurezza minima ammissibile e sostenibile?
- **Sicurezza minima che comporti una bassa probabilità di un caso di rovina: probabilità che determina i coefficienti del metodo semi-probabilistico.**
- Il coefficiente di sicurezza prescritto dalle norme, valido per nuove progettazioni, deve rimanere costante lungo tutta la vita di un'opera?
- **La definizione di vita utile, porta alla definizione di un coefficiente di sicurezza che si abbassa nell'arco del tempo, fino ad essere prossimo ad 1 (altrimenti sarebbe vita illimitata)**
- Quanta sicurezza è necessaria oltre alla **verifica di fatto** che un carico non produce danno?
- **Nel momento zero (verifica del carico) => si ha sicurezza totale. Resta il dover garantire la sicurezza nel tempo a causa dello sviluppo dell'eventuale degrado**

## CONSIDERAZIONI SUI COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Si focalizzano quindi 2 aspetti del problema dell'**affidabilità** strutturale

1. **RICERCA DELLE PROBABILITÀ AMMESSIBILI ALL'ORIGINE DELLE NORME PER I COEFFICIENTI DI SICUREZZA**
- 
2. **CONTROLLO DELLE VARIAZIONI NEL TEMPO DELLA SICUREZZA**

L'indagine sulla probabilità e origine dei coefficienti di sicurezza porta ad analizzare le basi del calcolo probabilistico.

---



## GENERALITA' SUL CALCOLO PROBABILISTICO

(Bibliografia "Introduction to Safety and Reliability of Structures" Jörg Schneider)

Nei problemi dell'ingegneria civile molte categorie possono essere descritte tramite il confronto fra due quantità stocastiche : una la sollecitazione o sforzo ( S), l'altra la capacità o resistenza (R).

Come regola ci si aspetta che la quantità definita R sia almeno tanto grande quanto la quantità S affinché non si verifichi il collasso.

tradizionalmente nell'ambito strutturale la sicurezza viene determinata seguendo schemi deterministici:

Il valore  $R_d$  della resistenza di un componente strutturale viene ricavato da un certo numero di valori caratteristici. Similmente il valore  $S_d$  della sollecitazione viene derivato da un certo numero di valori caratteristici delle azioni. Il controllo della sicurezza rispetto il collasso si svolge confrontando questi due singoli valori  $R_d$  ed  $S_d$ .

La forma deterministica della condizione di sicurezza si legge:

$$R_d \geq S_d.$$

Seguendo l'approccio probabilistico le quantità che influenzano il problema sono considerate come variabili dotate di una propria distribuzione e propri parametri statistici. Usando R ed S come variabili nel senso così definito, lo stato di condizione normale di esercizio viene definito :

$$R \geq S.$$

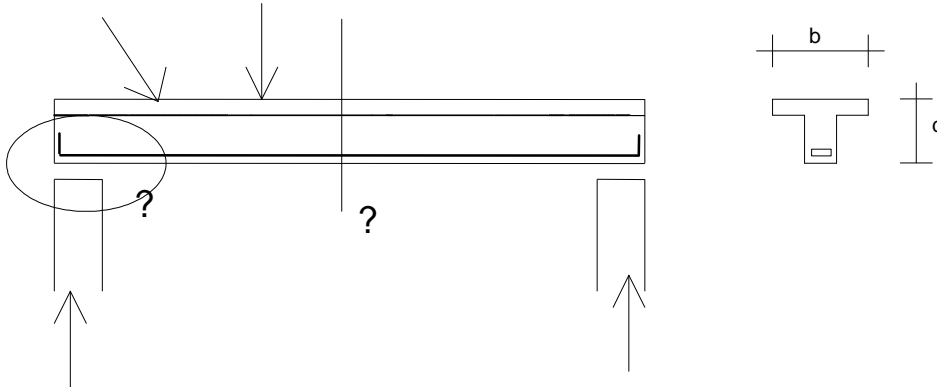
Il collasso si verifica quando :

$$R - S < 0.$$

In questa espressione R ed S sono variabili stocastiche che rappresentano, nell'ambito strutturale, la resistenza di una sezione e la sollecitazione nella stessa dovuta a carichi applicati.

### Basi della valutazione della sicurezza

Il semplice sistema strutturale riportato in figura serve ad esempio. di regola un sistema simile deve essere progettato od investigato con riferimento alla sua sicurezza strutturale od alla sua funzionalità in esercizio.



La verifica della sicurezza strutturale principalmente riguarda la flessione in una sezione di campata ed il taglio presso l'appoggio. La trave può cedere in entrambi i modi. Inoltre, l'ancoraggio delle armature presso l'appoggio deve essere pure controllato.

Con riferimento agli stati di esercizio, la trave non deve mostrare eccessiva deformazione, non deve vibrare in modo da disturbare e, se realizzata in c.a., le aperture delle fessure devono rimanere entro limiti accettabili.

La sezione in campata della trave può essere controllata confrontando R ed S. Naturalmente R ed S dipendono da numerose quantità. Ad esempio R dipende da :

resistenza dell'acciaio	$\beta_s$
resistenza del calcestruzzo	$\beta_c$
area dell'acciaio	$A_s$
dimensioni della trave	$b, h$
modello della resistenza	$m_R$

S dipende da:

Schema statico  $m_s$

densità	$\rho$
carico	$q$
vento	$qv$
neve	$qn$
sisma	$qs$

Di regola la valutazione della sicurezza dovrebbe includere il numero minore possibile di variabili, definite variabili fondamentali.

Vi sono tre tipi di variabili fondamentali:

variabili ambientali:

vento, neve, sisma, temperatura ecc, sono definiti come processi stocastici stazionari dipendenti dal tempo. Non sono controllabili dall'uomo. Pericoli derivabili da incendi ed esplosioni indotte da attività umane appartengono anch'essi a tale categoria. Fissare valori di progetto per questo tipo di variabili comporta l'accettazione di certi rischi.

variabili strutturali:

Dimensioni delle strutture, caratteristiche dei materiali ecc. sono quantità definite in fase di progetto. In fase di costruzione sono soggette a controllo e, se necessario, vengono migliorate o addirittura sostituite. Si regola non subiscono modifiche, nel tempo, ad esclusione dei processi di corrosione, e pertanto sono da considerarsi quantità fisse. Nonostante ciò la previsione di tali quantità più o meno fisse è difficoltosa e per tale ragione sono da considerarsi quantità stocastiche. In fase di controllo di una struttura esistente, le incertezze relative alle suddette quantità ( dimensioni, materiali ecc) sono da ritenersi sicuramente inferiori, in termini di varianza, semprechè il controllo sia svolto con cura.

variabili di utilizzazione:

carichi mobili ecc, possono essere controllati tramite accertamenti e permessi. In genere tali carichi sono inquadrabili come processi stocastici dipendenti dal tempo. Nonostante essi siano definiti da normative, regolamenti permessi essi vengono trattati come variabili perchè in pratica vi sono incertezze relative al rispetto dei suddetti vincoli impositivi.

E' utile una suddivisione alternativa delle variabili R ed S:

Le variabili R normalmente sono quelle che si incontrano sul lato della resistenza : dimensioni, resistenze, coeff. di attrito, coesione ecc. Spesso valori sotto la media possono essere pericolosi.

Le variabili S si dispongono sul lato delle sollecitazioni: carichi, forze ecc.

Di solito valori sopra la media sono pericolosi.

Scelto l'insieme delle variabili fondamentali, solo alcune di esse vengono selezionate e trattate come quantità effettivamente variabili. Esse vengono introdotte con almeno due parametri ( valore medio e deviazione standard). le altre variabili vengono considerate deterministiche ed introdotte con valori fissi ( valore nominale, medio, ecc), in altre parole con deviazione standard nulla.

Spesso le variabili fondamentali possono considerarsi statisticamente indipendenti.

### **Metodi di analisi della sicurezza.**

Osservazioni preliminari.

tra le altre caratteristiche prestazionali, una struttura deve possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza
- funzionalità

Entrambi i fattori devono essere garantiti per un determinato periodo di tempo ( durabilità) e raggiunti con minimo costo ( economicità).

Ciascuna situazione può venire espressa nella forma di una cosiddetta equazione di stato limite, che generalmente può desciversi nella forma:

$$G(a_0, X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) \geq 0$$

La cosiddetta equazione di stato limite separa la regione di accettabilità da quella che è caratterizzata dalla rottura.

la rottura è pertanto definita dalla condizione :

$$G(a_0, X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) < 0$$

Di interesse per l'analisi della sicurezza è la probabilità di rottura, che si può scrivere nella forma:

$$P_f = P(G(a_0, X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) < 0)$$

I metodi per determinare queste probabilità, od i corrispondenti indici di affidabilità, sono classificati a seconda del loro grado di complessità ( cosiddetto livello di sofisticazione)

Livello I : Le variabili  $X_i$  sono introdotte tramite un singolo valore, il valore medio o un qualche valore caratteristico. Questo è il livello delle attuali normative. Non è possibile stabilire la probabilità della rottura. I responsabili delle normative hanno in una certa misura il senso di responsabilità che la probabilità di rottura è accettabilmente bassa.

Livello II: le variabili  $X_i$  sono introdotte con due parametri, il valore medio e la deviazione standard. Le normative dovrebbero essere costruite in questo modo. Valutazioni circa la probabilità di rottura ottenuta su tali basi hanno un carattere nominale e possono essere utilizzate solo per confronti, esclusivamente entro il contesto considerato.

Livello III: Se le variabili  $X_i$  sono introdotte utilizzando un'adeguata funzione di distribuzione di probabilità, allora i risultati così ottenuti, sempre che i dati di input siano adeguati, forniscono risultati che possono essere usati in un contesto esteso, salvo veramente piccole probabilità.

La difficoltà particolare di certi problemi ingegneristici risiede nel fatto che spesso si ha a che fare con valori che sono lontani dalla media. In tali aree le densità di probabilità sono veramente piccole ed i risultati che si ottengono sono largamente dipendenti dalla forma della cosiddetta "coda" della distribuzione.

Inoltre va ricordato che la  $P_f$  è una probabilità soggettiva. Sostanzialmente è una questione di grado di fiducia nel fatto che ciò che è stato valutato possa cedere. Questa probabilità di carattere soggettivo non è una proprietà inerente al ponte, ad esempio, ma dipende dalla quantità di informazioni disponibili del soggetto che opera la valutazione della sicurezza. Scritta formalmente,  $p_f$  è una probabilità condizionata, che dipende dal grado di conoscenze della persona che svolge la valutazione:

$$P_f = P(G(a_0, X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) < 0)$$

Inoltre ci sono altre due limitazioni che vanno menzionate.

- Si assume che le variabili nelle equazioni di stato limite siano indipendenti l'una dall'altra. Tale limitazione è accettabile dal momento che se c'è incertezza entrambi i casi estremi- completa correlazione e nessuna correlazione- possono essere analizzati separatamente, confrontati e le differenze analizzate. Alcuni programmi sofisticati consentono di introdurre le correlazioni.
- L'errore umano non entra in questo tipo di analisi. La probabilità di rottura discusse hanno come presupposto la condizione che non vi sono errori in ciò che viene analizzato.

### Il metodo di Monte Carlo

È un metodo facilmente comprensibile secondo il modo di ragionare dell'ingegnere.

Con un potente computer a disposizione ed adatto programma, nessun metodo è così adattabile ed accurato come questo, e solamente nell'ultimo periodo, con l'avvento di potenti computers, ha trovato applicazioni crescenti.

Con il metodo di Monte Carlo ( simulazione di Monte Carlo) il calcolo esatto od approssimato della densità di probabilità dei parametri di una qualsiasi funzione di stato limite di variabili

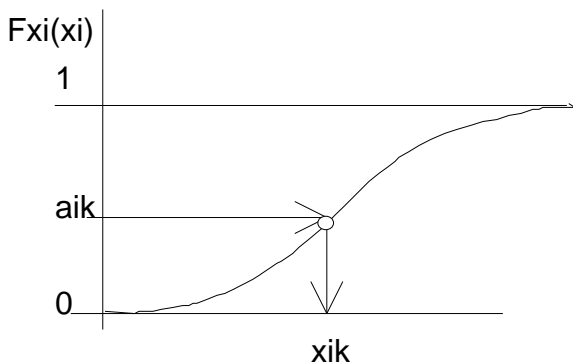
$$G = G(a_0, X_1, X_2, X_3, \dots, X_i, \dots, X_n)$$

è sostituita dall'analisi statistica di un numero elevato di valutazioni singole della funzione utilizzando un valore casuale delle distribuzioni di  $X_i$ . L'indice  $k$  sta per "k esima" simulazione ( $k=1, 2, \dots, z$ ) della serie di  $x_i$ . Ciascuna serie di  $k$  valutazioni fornisce un valore

$$g_k = G(a_0, x_{1k}, x_{2k}, \dots, x_{ik}, \dots, x_{nk})$$

L'insieme dei  $z$  risultati viene valutato in modo statistico determinandone i vari parametri ( media, varianza, coeff. di variazione ecc.)

Il cuore del metodo è costituito da un generatore di numeri casuali compresi tra 0 ed 1 ( $a_{ik}$ ). Tale numero viene interpretato come valore della funzione di distribuzione cumulativa che fornisce il corrispondente valore  $x_{ik}$  della variabile  $X_i$ .



Ora è possibile contare il numero  $z_0$  dei casi in cui  $g_k < 0$ . La probabilità  $pf$  può essere determinata sulla base della definizione della probabilità secondo la frequenza

$$pf \approx z_0/z$$

dove  $z$  rappresenta il numero totale delle valutazioni di  $G$ . Maggiore è il numero di  $Z_0$ , più affidabile è il valore della  $pf$ .

Se esaminiamo infatti il coefficiente di variazione della probabilità di rottura  $pf$ , esso può essere scritto nella forma:

$$v_{pf} \approx 1/(z \cdot pf)^{0.5}$$

Se è richiesto un coefficiente di variazione piuttosto piccolo, ad esempio del 10% per una probabilità di rovina pari a  $1/10000$ , allora devono essere sviluppate circa 1 milione di simulazioni, che rappresenta un impegno notevole anche per computer veloci.

Oltre a contare  $z_0$  e  $z$ ,  $g_k$  può essere analizzata in modo statistico determinando la media  $m_G$ , la deviazione standard  $s_G$  (e se di interesse anche i momenti di grado superiore). Da questi due valori è possibile determinare l'indice di affidabilità  $\beta$ , e da esso stimare il valore della probabilità di rovina  $pf$

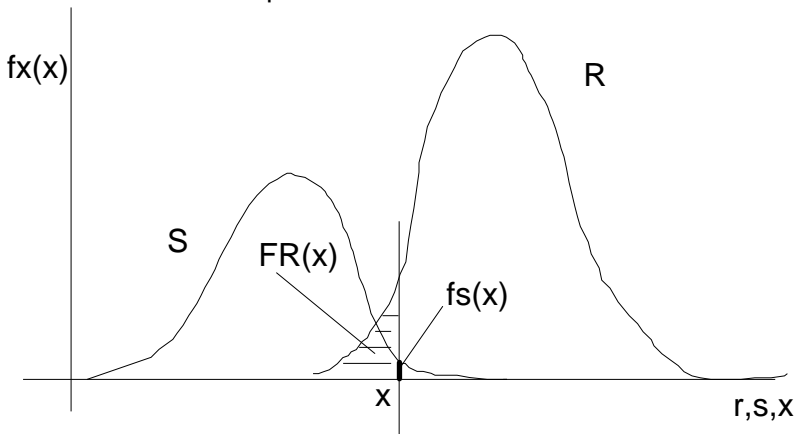
$$\beta = m_G/s_G \quad pf \approx \Phi(u = -\beta)$$

Implicitamente viene assunto che la densità di  $G$  è distribuita in modo normale. Tale stima è piuttosto buona, anche per valori relativamente piccoli di  $z$ .

Il problema  $G = R - S$

#### La soluzione classica

Le variabili  $R$  ed  $S$  nella funzione di stato limite  $G = R - S$  vengono rappresentate con le loro rispettive funzioni di densità di probabilità.



Nel calcolare la probabilità  $pf = P(R - S < 0)$ , è necessario conoscere la probabilità che  $R$  sia inferiore ad un valore  $x$ , che corrisponde al valore della funzione di distribuzione cumulativa di  $R$

$$P(R < x) = FR(x)$$

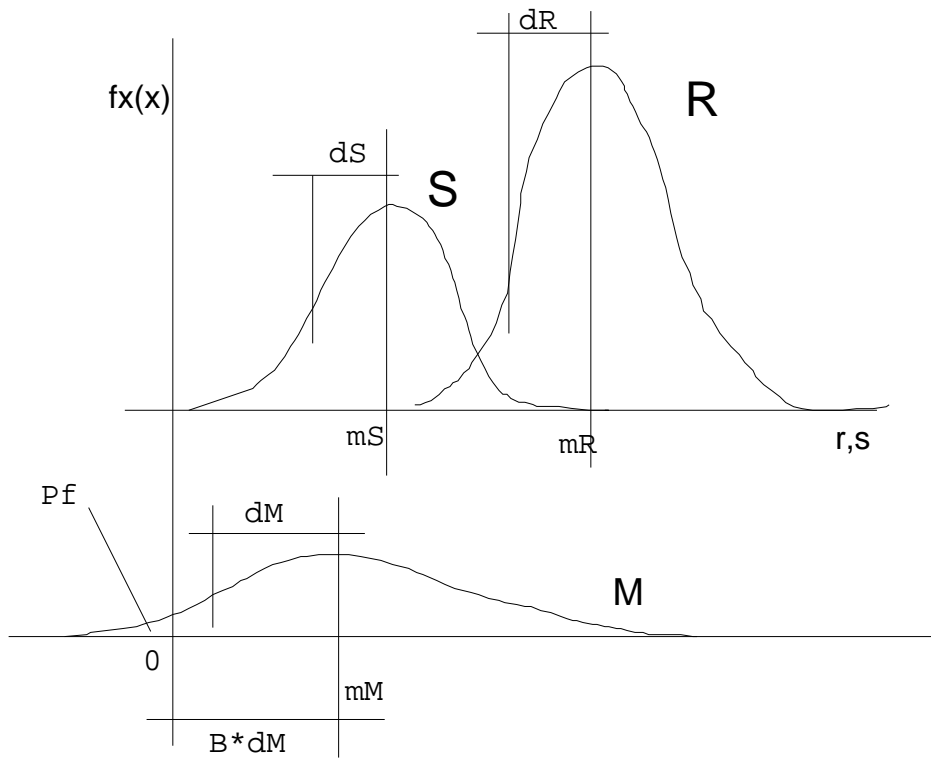
Quindi è necessario conoscere la probabilità che  $S$  sia uguale ad  $x$ , e questo si ricava dalla funzione di densità di probabilità di  $S$

$$P(S = x) = fS(x)$$

La probabilità che entrambe le espressioni siano valide è data dal prodotto delle due espressioni. Dal momento infine che  $x$  può assumere valori compresi tra  $-\infty$  e  $+\infty$ , la probabilità di rovina è data dall'integrazione estesa ai due limiti  $-\infty$  e  $+\infty$ , del prodotto  $fS(x) \cdot FR(x) dx$ .

Valori di  $pf$  compresi fra  $1/10000$  ed  $1/1000000$  sono usualmente accettabili in problemi di sicurezza strutturale.

Si fa riferimento al problema  $G = R - S$



La funzione  $G$  di fatto rappresenta la cosiddetta funzione di margine di sicurezza  $M = R - S$ . Come la somma di due variabili così pure il margine di sicurezza è una variabile distribuita secondo legge normale, se lo sono le variabili  $R$  ed  $S$ . In tale caso le variabili possono essere trattate in funzione di due soli parametri, la media e la deviazione standard.

$$m_M = m_R - m_S$$

$$d_M = (d_R^2 + d_S^2)^{0.5}$$

Dalla figura, il cosiddetto indice di affidabilità  $\beta$  risulta immediatamente definito, attraverso il seguente quoziente:

$$\beta = m_M / d_M$$

In altre parole  $\beta$  rappresenta in che misura la deviazione standard della variabile  $M$  è distante dallo zero. La probabilità di rovina ovviamente è la stessa della variabile  $M$  di essere inferiore di zero:  $pf = P(M = R - S < 0)$ . Assumendo che le variabili  $R$  ed  $S$  siano distribuite con legge normale, la probabilità di rovina  $pf$  si può leggere dalle tavole della distribuzione normale con  $u = -\beta$

$$pf = \Phi(-\beta)$$

#### *Differenziazione dell'affidabilità in letteratura.*

E' chiaro che in una certa misura è necessario distinguere livelli diversi di affidabilità. La richiesta di sicurezza con riferimento agli stati limite di esercizio è meno stringente di quella correlata allo stato limite di rottura strutturale. Inoltre, va tenuto in conto anche le conseguenze della possibile rottura, così pure il tipo di rottura, se fragile o duttile, ad esempio.

In aggiunta va considerato il periodo di riferimento, se si tratta di un anno o dell'intera vita della struttura. Gli indici di affidabilità riguardanti l'intera vita strutturale sono minori, naturalmente, perchè la probabilità accettabile di rottura per l'intera vita è all'incirca 50 - 100 volte quella relativa ad un anno.

I numeri riportati nella tabella seguente rappresentano una indicazione di larga massima dell'ordine di grandezza dell'indice  $\beta_0$  per un anno. Va tenuto conto che i numeri proposti sono legati a specifiche assunzioni riguardanti le distribuzioni di probabilità delle variabili: logonormale per le resistenze, normali per i pesi permanenti e propri, Gumbel per i carichi mobili.

Inoltre, le incertezze del modello di calcolo vanno prese in considerazione.

	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
Classe 1	1.0	1.5	2.0	2.5
Classe 2	1.5	2.0	2.5	3.0
Classe 3	2.0	2.5	3.5	4.0
Classe 4	2.5	3.0	4.5	5.0
Classe 5	3.0	4.0	5.0	6.0

Classe 1	Quasi nessuna conseguenza, stato limite di esercizio condizionato per brevi periodi
Classe 2	Conseguenze minori, nessun pericolo per la vita. Piccole conseguenze economiche in caso di rovina ( strutture agricole, serre etcc).
Classe 3	Conseguenze moderate, basso pericolo per la vita. Considerevoli conseguenze economiche in caso di rovina( edifici civili, etc.)
Classe 4	Grandi conseguenze, medio pericolo per la vita. Alte conseguenze economiche in caso di rovina. ( ponti, teatri, alti edifici)
Classe 5	Estreme conseguenze, alto pericolo per la vita. Altissime conseguenze economiche in caso di rovina. ( impianti enegrtici, dighe)
Tipo A	Non rispetto dello stato limite di servizio, struttura sempre in campo elastico.
Tipo B	Rottura duttile di un sistema iperstatico
Tipo C	Rottura duttile, ma quasi senza riserva di resistenza
Tipo D	Rottura fragile in un sistema iperstatico

Valori degli indici  $\beta$  sono regolamentati nell' EC UNI EN 1990:2006

**CALCOLO PROBABILISTICO**  
**EUROCODICE UNI EN 1990:2006 Criteri generali di progettazione strutturale**

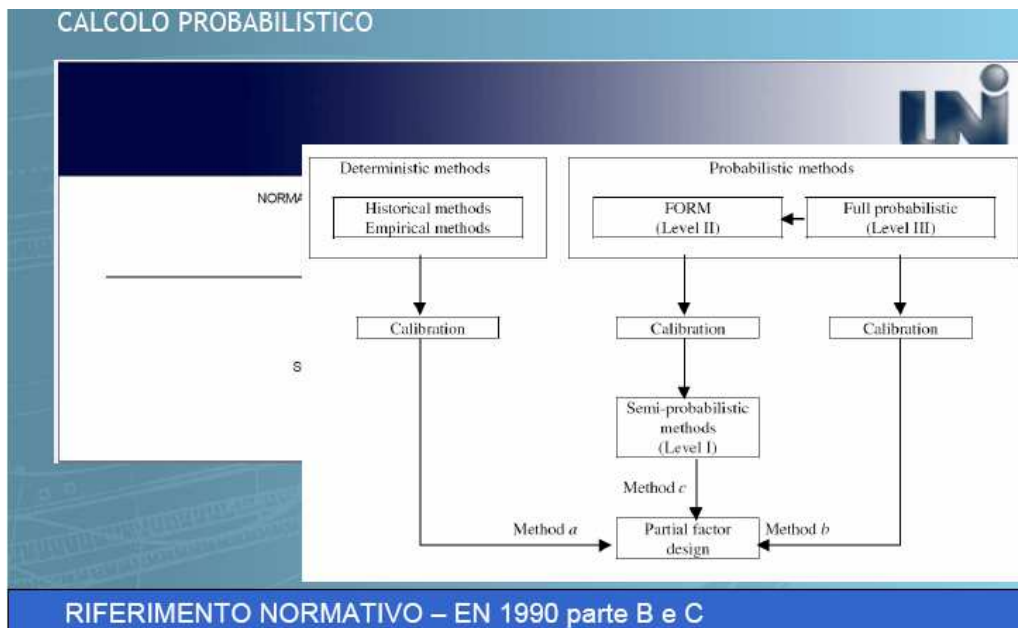


NORMA TECNICA **UNI EN 1990:2006**  
 DATA **13/04/2006**  
 AUTORI INGEGNERIA STRUTTURALE

TITOLO **Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale**  
 Eurocode - Basis of structural design

SOMMARIO La presente norma è la versione ufficiale in lingua inglese della norma europea EN 1990 (edizione aprile 2002) e dell'aggiornamento A1 (edizione dicembre 2005). La norma stabilisce principi e requisiti per la sicurezza, l'esercizio e la durabilità delle strutture, descrive i criteri generali per la loro progettazione e verifica e fornisce linee guida per i correlati aspetti di affidabilità strutturale.

Il riferimento normativo e per le linee guida per il calcolo dell'affidabilità strutturale è l'EUROCODICE UNI EN 1990 ormai aggiornato al 2006- EC detta i principi per i "Criteri generali di progettazione strutturale", in particolare la sezione B e C, indicano le basi di calcolo completamente probabilistico delle strutture.



Si evidenzia nello schema l'origine del calcolo semi-probabilistico dal metodo probabilistico

Concetti noti quali ad esempio la sola definizione di  $R_{ck}$  per il calcestruzzo, dove il valore non è un valore deterministico, ma è una curva di probabilità del valore di resistenza, dove  $R_{ck}$  è il valore caratteristico di quella curva, ovvero il frattile 5% , vengono applicati a qualsiasi grandezza in gioco - (si ricorda che dalla normativa DM'96 il valore  $R_{ck}$  di una serie di provini superiore a 15, si ricava dal valore medio meno 1.4 deviazione standard - riportando il concetto statistico di valore caratteristico frattile 5% - ovvero del 5% di probabilità che tale valore minimo non sia soddisfatto) .

Come nella fisica, da cui l'ingegneria discende in modo molto pragmatico, ogni grandezza non è deterministica, ma una curva probabilistica della misura con una distribuzione di tipo normale, lognormale o varie forme tipiche.

Pertanto misure geometriche, pesi propri, caratteristiche dei materiali e quanto altro possa entrare in gioco, sono curve probabilistiche dai quali si ottiene un valore di resistenza anch'esso non più deterministico ma una curva di probabilità dei valori.

Allo stesso modo anche la sollecitazione non è più un valore deterministico ma una curva probabilistica di valori.

La differenza tra le due curve è una funzione limite, detta funzione performance indicata con  $g$ , che rappresenta la probabilità che la verifica sia soddisfatta, dove i valori inferiori a zero indicano il fallimento della verifica.

La valutazione di questa probabilità avviene con l'indice di affidabilità  $\beta$  (beta), definito come il rapporto tra il valore medio e la deviazione standard  $\beta = \mu_g / \sigma_g$ . In pratica rappresenta quanto il valore medio è vicino al bordo campana: ovvero quanto è certo il valore medio.

**SONO GRANDEZZE STATISTICHE ANCHE RESISTENZA E SOLLECITAZIONE**

Si valuta la probabilità di  $g$  (funzione performance)  
quando  $g < 0$  fallimento verifica

**EN 1990:2002 (E)**

$P_f = \text{Prob}(g \leq 0)$  (C.2a)

If  $R$  is the resistance and  $E$  the effect of actions, the performance function  $g$  is :

$g = R - E$  Dove  $g$  è la funzione verifica = Resistenza-Sollecitazione (C.2b)

with  $R$ ,  $E$  and  $g$  random variables.

(3) If  $g$  is Normally distributed,  $\beta$  is taken as :

$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g}$  L'indice di affidabilità' = valore medio/deviazione standard (C.2c)

where :

$\mu_g$  is the mean value of  $g$ , and

L'EC (eurocodice EN 1990:2006) fornisce nuovamente valori riferiti al progetto di nuove strutture, e si evidenzia che il valore minimo tipico di 3.8 richiesto, riferito ad una vita di 50 anni (tipica vita utile di progetto), dipende dal tipo di struttura - divisa in 3 categorie se il collasso produce elevato, medio, basso perdita di vite umane (difficile dire che 1 perdita umana sia un livello basso - diventa anche un problema etico), e soprattutto si evidenzia che per la verifica da nuovo ad un solo anno di vita, il valore richiesto è di 4.7 - cosa che fa pensare anche alla possibilità di abbassare tale valore per una struttura esistente se si pensa che debba esaurire la propria vita utile in 1 o 2 anni.

**Table C1 - Relation between  $\beta$  and  $P_f$**

$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

(2) The probability of failure  $P_f$  can be expressed through a performance function  $g$  such that a structure is considered to survive if  $g > 0$  and to fail if  $g \leq 0$  :



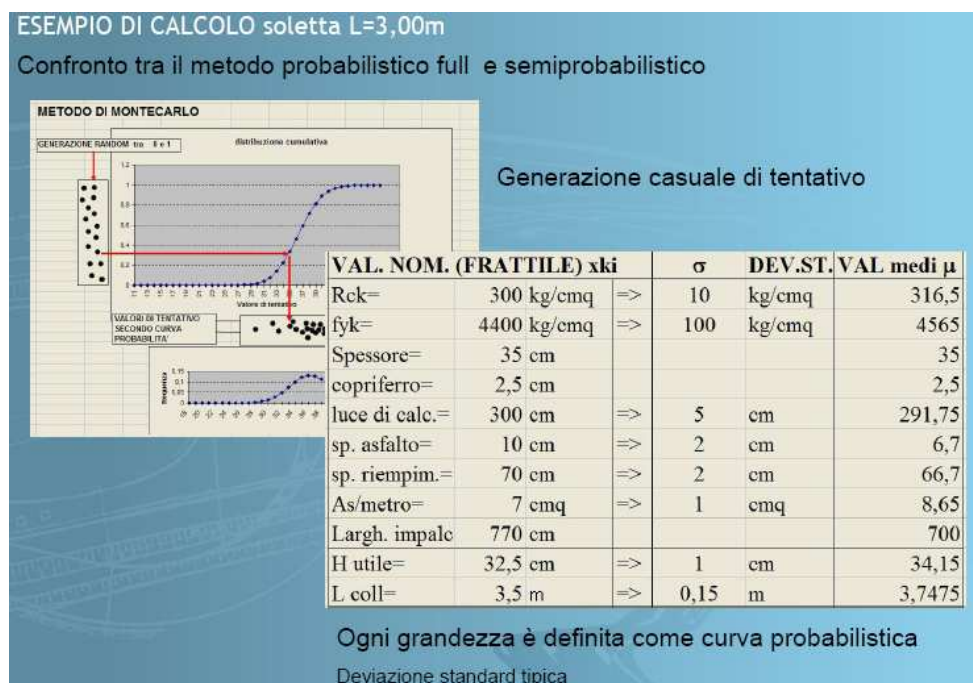
**Table C2 - Target reliability index  $\beta$  for Class RC2 structural members<sup>1)</sup>**

Limit state	Target reliability index	
	1 year	50 years
Ultimate	4,7	3,8
Fatigue		1,5 to 3,8 <sup>2)</sup>
Serviceability (irreversible)	2,9	1,5
<sup>1)</sup> See Annex B		
<sup>2)</sup> Depends on degree of inspectability, reparability and damage tolerance.		

(2) The actual frequency of failure is significantly dependent upon human error, which are not considered in partial factor design (See Annex B). Thus  $\beta$  does not necessarily provide an indication of the actual frequency of structural failure.

Alcuni ponti importanti con basso carico limite, sono stati esaminati anche con questa metodologia di calcolo, ma anche in questo caso il rispetto dei valori dell'indice di affidabilità  $\beta$ , ha portato solo modesti innalzamenti di carico, così come l'uso degli stati limite sulle tensioni ammissibili (infatti nella maggioranza dei casi di sezioni debolmente armate, il coefficiente 1.5 sulla tensione di snervamento porta al valore molto vicino alla tensione ammissibile).

Con un semplice calcolo tramite una simulazione con foglio excel, utilizzando il metodo di Montecarlo, si riporta l'esempio di una semplice soletta da ponte. Confrontando i risultati dell'indice di affidabilità beta, e calcolando parallelamente la relativa curva di probabilità dei coefficienti di sicurezza, si verifica che i coefficienti del calcolo semi-probabilistico agli stati limite, assomigliano molto al valore caratteristico frattile 5% dei valori di probabilità dei coefficienti di sicurezza (con il calcolo probabilistico completo è possibile calcolare il peso di ogni fattore che entra in gioco).



Pertanto passare dalle tensioni ammissibili, al metodo semi-probabilistico e poi ancora al metodo probabilistico completo, significa approfondire il calcolo in modo da sfruttare meglio le risorse del calcolo stesso, ma non si accede a risorse ulteriori manifeste di una struttura esistente.

**METODO DI MONTECARLO**  
VARIABILI CON GENERAZIONE CASUALE SECONDO LA DISTRIBUZIONE CUMULATIVA NORMALE

R	Fd	R	Fd	R	Fd	R	Fd	R	Fd	R	Fd	R	Fd	R	Fd	R	Fd
0.01	314	0.7	414.612	0.47	211.3615	0.1	1.391803	0.1	94.117444	0.2	51.3073	0.1	11.02386	0.0	3.049149		

**Valori di tentativo**

MOMENTO DI ROTAZIONE				TAGLIO DI ROTAZIONE				SOLL. FRAMM.				SOLL. COLEZIONE				SASSI/OT		SASSI/ST	
M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T		
4.439	14.926	5.763	17.626	5.822	18.381	5.107	18.777	17	4129	2714	3801	2249	1181	2080	7118	2300	2410		

**Calcolo valore casuale di sollecitazione e resistenza**

**Esame di tutti i valori g=R-E**

**Calcolo media e deviazione st.**

**$\beta = \text{media}/\text{dev. St.}$**

FUNZIONI DI STATO LIMITE g								
CATEGORIA		CATEGORIA		SASSI/OT		SASSI/ST		
M	T	M	T	M	T	M	T	
4.439	14.926	5.763	17.626	5.822	18.381	5.107	18.777	
3.852	14.530	5.309	17.410	5.423	18.267	5.652	18.686	
0.916	12.870	2.297	16.011	2.513	16.856	2.740	17.302	
4.019	15.832	6.538	18.942	6.431	19.285	6.634	19.682	
5.935	16.483	7.253	18.184	7.436	19.937	7.638	20.332	
5.297	17.012	6.594	18.629	6.789	20.420	6.988	20.811	
5.554	14.829	6.959	17.708	7.155	18.530	7.371	19.036	
3.982	14.607	4.956	17.620	5.074	18.414	5.293	18.626	
0.803	13.888	2.283	16.808	2.342	17.636	2.573	18.063	
5.257	16.146	6.283	18.010	6.720	18.916	6.906	19.692	
1.597	14.451	2.989	17.223	3.056	18.016	3.214	18.450	
4.926	15.351	6.233	18.000	6.361	18.746	6.565	19.132	
2.870	14.303	4.251	17.125	4.400	17.809	4.621	18.322	
3.555	14.942	4.982	17.850	5.118	18.853	5.341	19.096	
5.151	14.511	6.629	17.475	6.722	18.316	6.906	18.749	
3.115	14.941	4.819	17.597	4.578	18.340	4.790	18.729	
2.400	13.262	3.977	16.324	4.099	17.300	4.347	17.753	
2.495	15.062	3.809	17.256	4.017	18.214	4.217	18.211	
6.659	16.987	7.915	19.542	8.056	20.250	8.251	20.633	
3.100	15.225	4.512	18.093	4.665	18.898	4.885	19.318	
MEDIO=	3.830	15.069	5.197	17.640	5.369	18.624	5.571	19.031
$\sigma =$	1.458	0.807	1.441	0.745	1.449	0.725	1.446	0.718
$\beta =$	2.63	18.68	3.61	23.96	3.70	25.66	3.85	26.49
$\beta =$	0.431%	0.000%	0.015%	0.000%	0.011%	0.000%	0.000%	0.000%

**Confronto tra il metodo probabilistico full e semiprobabilistico**

FUNZIONI DI STATO LIMITE g																	
CATEGORIA		CATEGORIA		SASSI/OT		SASSI/ST		CATEGORIA		SASSI/OT		SASSI/ST		CATEGORIA		SASSI/OT	
M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T
4.439	14.926	5.763	17.626	5.822	18.381	5.107	18.777	17	4129	2714	3801	2249	1181	2080	7118	2300	2410

**La verifica dell'indice  $\beta$  non si discosta molto dalla verifica con il metodo semiprobabilistico**

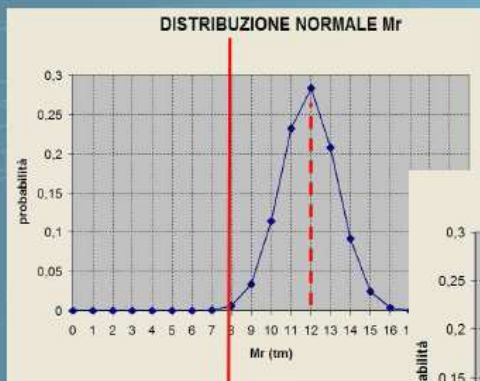
**Analisi probabilità coefficienti di sicurezza dei valori di tentativo**

**Confronto con coefficiente di sicurezza stato limite di rottura**

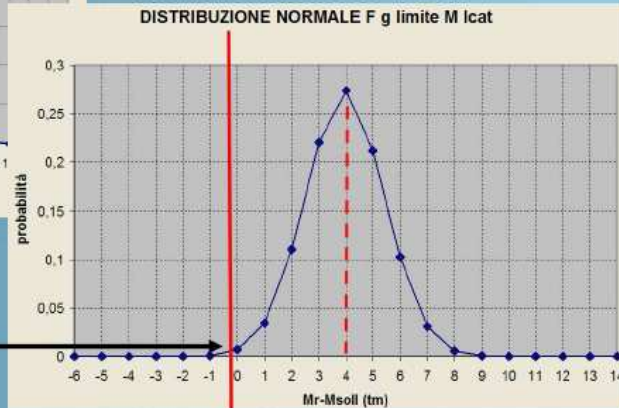
FATTORI DI SICUREZZA							
valori centrali (medi)				secondo Stato Limite Ultimo			
$\gamma_c =$	$\gamma_N =$	$\gamma_s =$	$\gamma_{Rd} =$	$\gamma_c =$	$\gamma_N =$	$\gamma_s =$	$\gamma_{Rd} =$
1.50	2.64	1.81	3.51	1.86	3.87	1.92	4.09
1.19	2.33	1.44	3.17	1.47	3.49	1.52	3.68
1.25	1.97	1.51	2.44	1.55	2.61	1.60	2.71

## CALCOLO PROBABILISTICO

Si mette in luce il significato dei coefficienti di sicurezza correlato all'indice di affidabilità



Con una previsione statistica di progetto si determina una probabilità della resistenza che avrà un ponte realizzato con quel progetto



Con ragionevole bassa probabilità di fallire sotto il carico richiesto

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA

EN 1990:2002 (E)

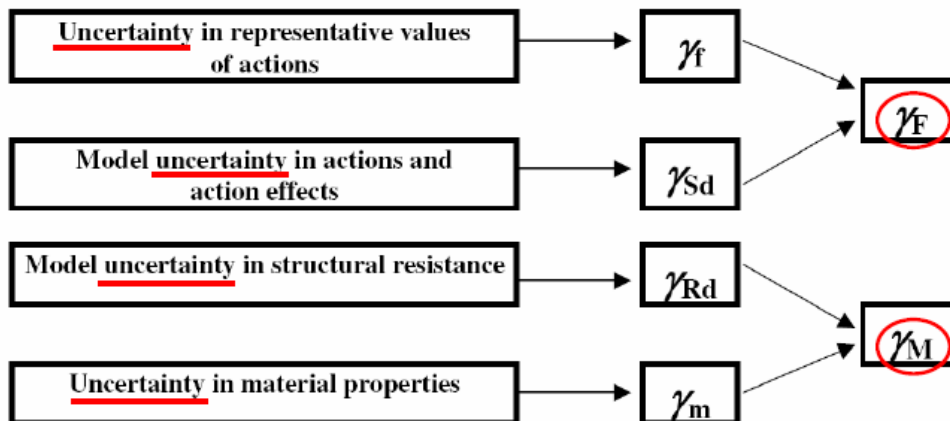


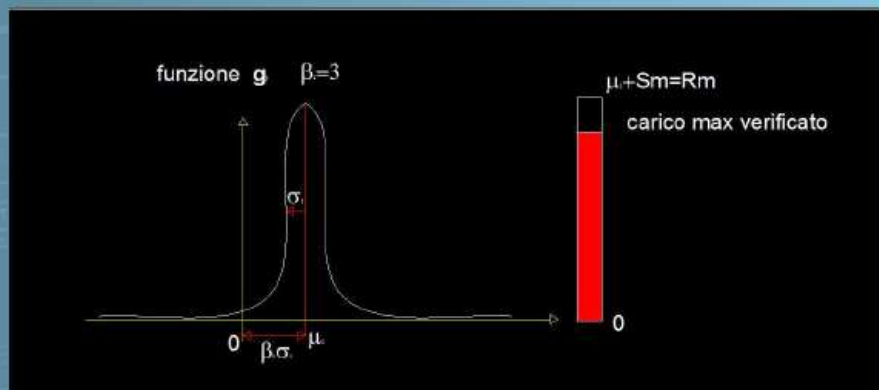
Figure C3 - Relation between individual partial factors

Sono le incertezze esistenti a determinare i coefficienti di sicurezza

Il ponte esistente non è una probabilità di essere in vari modi possibili con resistenze diverse. Il ponte esistente è uno con un preciso valore intrinseco di resistenza al carico - potrebbe essere uno di quelli vicino allo zero della funzione performance, ma comunque maggiore di zero.

Poter ridurre le incertezze a quasi zero, vorrebbe dire utilizzare il suo valore medio, in cui la sua affidabilità  $\beta$  sia comunque molto alta perché la campana risulta molto stretta: ridottissime incertezze dei valori risultanti.

## PRECISIONE DELLA MISURA



Ridurre l'incertezza (dev. Standard), vuol dire poter sfruttare l'effettivo valore misurato; quanto più la misura è certa tanto l'affidabilità tende all'infinito

Ogni misura indiretta (derivata da altre misure elaborate matematicamente) aumenta l'incertezza rispetto ad una misura diretta (effetto di dispersione dei risultati).

Pertanto la "certezza" maggiore si ha misurando proprio ciò che si vuol conoscere: il carico portato senza effetto di danno sulla struttura, entro il limite elastico.

## MISURA DIRETTA DEL CARICO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

(limite elastico e danno)

=> VERIFICA STATICA DI FATTO (prove su un modello 1:1)

Ottenibile con una una prova di carico controllata, si misura la capacità di carico di un ponte entro il limite elastico fino al carico necessario per la normale apertura al traffico.

Mezzi d'opera di oggi: **3 assi da 33t – 4 assi da 40t – 5 assi da 56t**

Operazione relativamente semplice e controllabile per ponti con travi e solette in semplice appoggio con luce tra i 3 e i 20 m

(90% dei ponti sul territorio provinciale => 1550 su 1700)

Con la misura diretta scompare l'incertezza  $\beta \Rightarrow \infty$

## MISURA DIRETTA DEL CARICO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

(limite elastico e danno)

=> CONTROLLO DELL'AFFIDABILITÀ NEL TEMPO  $\beta$ => ?

- Ogni modello teorico possibile si scontra con l'effettivo andamento del singolo ponte suscettibile di proprie variazioni
- l'andamento nel tempo potrebbe essere discontinuo: evoluzioni rapide, rallentamenti quasi totali, instabilità improvvise

**L'andamento nel tempo é affidato all'eventuale monitoraggio e all'ispezione del singolo ponte**

**Non può affidarsi ad una previsione teorica del decadimento nel tempo**

I modelli teorici e osservazioni sperimentali, possono costituire la base per prescrivere la frequenza delle ispezioni ed eventuali monitoraggi

Si osserva che anche le nuove norme, considerano il collaudo una verifica nel momento zero che può aver bisogno di un controllo nel tempo, anche ai soli fini della conferma del collaudo.

## NTC - DM 14/01/2008

Collaudo ponti stradali - cenni cap. 9 Collaudo statico

BOZZA 7/3/08 Istruzioni per l'applicazione delle NTC

### DIREZIONE NUOVE NORME

Il collaudo di un'opera nuova potrà prevedere il monitoraggio nel tempo e verificare l'ispezionabilità => corrisponde alla verifica nel tempo

#### • 9.1 Prescrizioni generali

- Il collaudatore statico potrà effettuare: ... **monitoraggio programmato** di grandezze significative.. da proseguire, eventualmente, anche dopo il collaudo della stessa
- il Certificato di collaudo, contiene un **giudizio sull'ispezionabilità** ai fini della manutenzione, con riferimento all'intero periodo della loro vita utile.

Per ponti semplici (semplice appoggio con luci modeste 90% della rete), si è approntata una semplice metodologia, di “verifica di fatto”, del carico portato e verifica nel tempo dell’affidabilità dei risultati:

## 1. MISURA DELL’IDONEITA’ STATICA DI UN PONTE - VERIFICA STATICA DI FATTO

Ottimizzando la prova di carico, si misura la capacità di carico di un ponte entro il limite elastico fino al carico dei mezzi d’opera – limite di danno

- esame del ponte con precisa descrizione codificata del quadro conservativo, mettendo in luce fenomeni fessurativi, rotture locali e fenomeni di ogni genere.
- Monitoraggio del ponte con strumentazione in grado di dare in tempo reale la deformata del ponte.
- Carico del ponte con mezzi d’opera, carichi via via crescenti, prima 1 poi 2 e su, fino al carico di cui si necessita autorizzare il transito, o alla valutazione di massima da parte dell’ingegnere incaricato collaudatore della valutazione dell’opera
- Osservazione della stabilizzazione della freccia, osservazione del ritorno completamente elastico dopo scarico del ponte.
- Ripetizione della prova
- Riesame dello stato fessurativo e di degrado del ponte in confronto alla situazione precedente al carico.

si sottolinea che il 90% dei ponti in provincia sono travi e solette in semplice appoggio con luce tra i 3 e i 20 m

## 2. VERIFICA DELL’AFFIDABILITA’ NEL TEMPO

- Viene eseguita un’ispezione approfondita e codificata nel momento zero della verifica con prova di carico.
- La dichiarazione di idoneità statica per i carichi provati è condizionata allo stato di conservazione riscontrato nel momento della prova e resta vincolata ad una frequenza di ispezioni (o eventualmente di un monitoraggio) prescritta dal “collaudatore” stesso
- Il confronto tra ispezioni successive potrà indicare l’andamento del decadimento dello stato conservativo (andamento nel tempo)
- Il confronto tra le ispezioni successive, verificato dallo stesso “collaudatore”, porterà ad una rivalutazione delle frequenze di ispezione (anche con eventuale allungamento dei tempi se i fenomeni sembrano stabili)
- Il confronto potrà far emergere degradi tali da invalidare l’idoneità statica precedentemente accertata portando a verifiche approfondite con analisi materiali e calcoli “convenzionali” con valutazione analitica dei carichi ammessi.
- I difetti e velocità del degrado possono invalidare la “collaudabilità” dell’opera : si procede al rifacimento o intervento di urgenza

## RISULTATI SU 331 PONTI STATALI ANALIZZATI TRA 2006 E 2007

Il controllo prosegue per i restanti ponti nel 2008 e sarà completato nel 2009

- Eliminati molti dei limiti di transito per carico esistenti: migliorata l'efficienza stradale
- Individuati ponti critici su cui concentrare le risorse (anche semplici interventi di manutenzione che blocchino i fenomeni di degrado)
- Previsione di massima degli interventi nei prossimi anni
- Stabilito un momento zero per controllare le evoluzioni del degrado

CRITICITA' del metodo semplificato : mancanza di una normativa specifica

- supporto che consenta al "collaudatore" una valutazione non arbitraria e non apparentemente contraria alle norme
- supporto che consenta all'Amministrazione di accettare tali "collaudi" con la necessaria diligenza del controllo