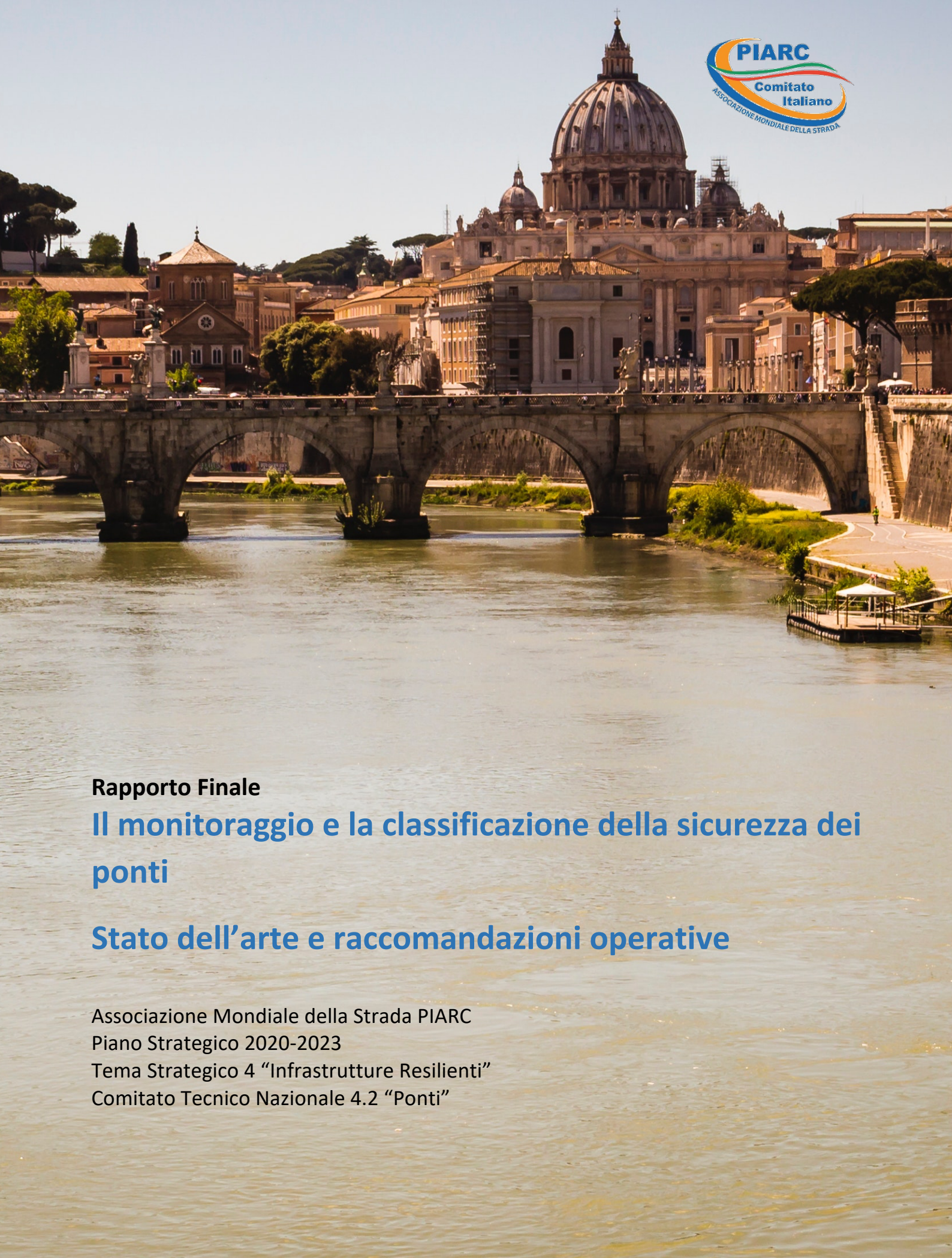




Rapporto Finale

Il monitoraggio e la classificazione della sicurezza dei ponti

Stato dell'arte e raccomandazioni operative

Associazione Mondiale della Strada PIARC
Piano Strategico 2020-2023
Tema Strategico 4 "Infrastrutture Resilienti"
Comitato Tecnico Nazionale 4.2 "Ponti"

ASSOCIAZIONE MONDIALE DELLA STRADA PIARC

Comitato Tecnico Nazionale CT 4.2

"PONTI"

Nel periodo 2020-2023 hanno contribuito ai lavori del comitato i seguenti membri ed esperti:

Prof.	Bernardino	CHIAIA	Coordinatore del Centro SISCON Sicurezza delle Infrastrutture e delle Costruzioni del Politecnico di Torino
Ing.	Alberto	CONTARDI	Ingegneria e monitoraggio strutture, Sina Spa
Prof.	Mario	DE MIRANDA	Professore con incarico di eccellenza, Università IUAV di Venezia - Partner, Studio De Miranda Associati
Ing.	Michele	FRIZZARIN	Partner, Franchetti spa
Prof.	Carmelo	GENTILE	Professore Ordinario, Politecnico di Milano
Ing.	Lorenzo	LEPORI	Direzione Operativa, AIR – Ponti, Viadotti e Gallerie, Responsabile Monitoraggio Strutturale, Anas spa
Ing.	Paolo	MANNELLA	Direzione Operativa, AIR – Responsabile Ponti, Viadotti e Gallerie ANAS S.p.A.
Prof.	Michele	MELE	Professore Benemerito, Università Sapienza di Roma - Partner, Studio Mele Engineering Associati
Ing.	Giuseppe	PAQUALATO	Direttore Tecnico, Sina spa
Ing.	Riccardo	ROMANELLI	Partner, DSPM Industria s.r.l.
Prof.	Giulio	VENTURA	Professore Ordinario, Politecnico di Torino

CONTRIBUTI AL PRESENTE RAPPORTO

La presente pubblicazione è stata realizzata sotto gli auspici ed il coordinamento del Comitato Tecnico Nazionale CT 4.2 "Ponti". Questa pubblicazione è stata possibile grazie al contributo dei seguenti Membri del Comitato ed esperti (in ordine alfabetico):

Prof. Bernardino Chiaia

Ing. Alberto Contardi

Prof. Mario De Miranda

Ing. Michele Frizzarin

Prof. Carmelo Gentile

Ing. Lorenzo Lepori

Prof. Michele Mele

Ing. Giuseppe Pasqualato

Ing. Riccardo Romanelli

Prof. Giulio Ventura

Indice

Indice.....	4
Introduzione.....	8
Parte prima: Il monitoraggio dei ponti	9
1 Il controllo della sicurezza	10
1.1 Scopo della presente parte	10
1.2 Considerazioni generali sui sistemi di monitoraggio strutturale.....	10
2 La Carta d'Identità Strutturale del Ponte.....	13
2.1 Premesse	13
2.2 Valenza e centralità del Piano di Manutenzione	13
2.3 Criteri Operativi.....	13
2.4 Scopi	14
2.5 Elementi costituenti la CIS del ponte	14
3 Ispezioni visive.....	16
3.1 Documentazione di supporto, nomenclatura e numerazione	16
3.1.1 Convenzione ANAS	17
3.1.2 Convenzione SINA (S.I.O.S.).....	18
3.2 Modalità di esecuzione delle ispezioni.....	19
3.2.1 Modalità adottate da ANAS.....	19
3.2.2 Modalità adottate da SINA (S.I.O.S.)	20
4 Monitoraggio Geometrico	24
4.1 Scopi	24
4.2 Variazioni naturali della configurazione geometrica del ponte	24
4.3 Metodologie utilizzabili	24
4.3.1 Considerazioni preliminari	24
4.3.2 Laser scanner.....	25
4.3.3 Metodologie interferometriche	25
4.3.4 Metodologie basate sul GPS/GNSS	25
4.4 Precisione richiesta e tolleranze ammissibili.....	26
4.5 Modalità di esecuzione del monitoraggio geometrico.....	26
5 Monitoraggio dinamico	27
5.1 Campo di applicazione e limiti del monitoraggio dinamico	27
5.2 Documenti ed istruzioni normative.....	29
5.3 Obiettivi e metodologia generale del monitoraggio dinamico	29
5.4 L'identificazione modale in condizioni operative.....	31
5.5 Valutazione e rimozione delle interferenze ambientali e operative	33
5.6 Individuazione delle anomalie strutturali e carte di controllo	34
5.7 Riferimenti bibliografici.....	35
6 Monitoraggio statico	36
6.1 Introduzione.....	36

6.2	Grandezze di interesse per il monitoraggio statico, precisione richiesta e tolleranze ammissibili	36
6.3	Spostamenti relativi	36
6.4	Deformazioni	37
6.5	Temperature	37
6.6	Cedimenti di fondazione e spostamenti alle pile	38
6.7	Rotazioni/inclinazioni	38
6.8	Considerazioni sulle scelte tecnologiche per i sistemi di monitoraggio	38
6.9	Considerazioni sulle scelte tecnologiche per la selezione del sistema di sensori	39
6.10	Elaborazione dei dati di monitoraggio statico e quasistatico	39
7	Sensori e caratteristiche	41
7.1	Misure inclinometriche	41
7.1.1	Servoinclinometri	42
7.1.2	Inclinometri MEMS	42
7.1.3	Considerazioni	43
7.1.4	Indice di prestazione inclinometri	43
7.2	Misure di deformazione	44
7.2.1	Estensimetri	44
7.2.2	Considerazioni	45
7.3	Misure di spostamento lineare	46
7.3.1	potenziometri lineari	46
7.3.2	trasduttori lineari a filo	47
7.3.3	Trasduttori lineari LVDT (Linear Variable Differential Transformer)	48
8	Metodi di indagine sullo stato dei cavi da precompressione	57
8.1	Introduzione	57
8.2	Metodi proposti negli ultimi decenni	57
8.2.1	Esami visuali	57
8.2.2	Test ad ultrasuoni	57
8.2.3	Emissioni acustiche	57
8.2.4	Geo radar	58
8.2.5	Metodo elettrochimico	58
8.2.6	Variazione del flusso magnetico	58
8.3	Il Metodo MFL : Magnetic Flux Leakage	58
8.3.1	Descrizione	58
8.3.2	Esperienze	59
8.3.3	Elementi di efficienza, utilizzabilità e affidabilità	59
8.4	Diffrazione dei raggi X per la stima delle tensioni	59
8.5	Conclusioni	60
Parte seconda: La classificazione della sicurezza (rating)		62
9	Lo stato dell'arte nel Rating dei ponti stradali	63
9.1	Metodi di valutazione delle prestazioni	63
9.2	Panoramica sui Weighted Average Approaches	63

9.2.1	United Kingdom's BCI.....	63
9.2.2	South Africa's BCI	65
9.2.3	Australia's BCN.....	66
9.3	Esempio di Worst-Conditioned Component Approach	68
9.3.1	Germany's BCI	68
9.3.2	Brasil Bridge Rating	70
9.4	I metodi qualitativi	73
9.4.1	Australia's Bridge Health Indicator.....	73
9.4.2	Austria's Qualitative Bridge Rating.....	74
9.5	Focus sul panorama nord-americano.....	74
9.5.1	Bridge sufficiency Rating	80
9.6	Focus sul panorama italiano.....	83
9.7	Bibliografia sullo stato dell'arte del rating dei ponti	91
10	Una proposta di rating "performance-based" di ponti e viadotti.....	93
10.1	Analisi critica delle Linee Guida 2020.....	93
10.2	Spunti per una possibile revisione dei criteri di rating dei ponti.....	94
10.3	Schema semplificato per una procedura di Bridge Health Assessment	95
10.4	Proposta di integrazione della procedura proposta dalle LG20	95
10.5	Proposta per l'individuazione dei pesi da assegnare ai parametri.....	97
10.6	Metodo di prioritizzazione Classi "Alte" (Alta, Medio-Alta, Media)	97
10.6.1	Calcolo dei punteggi <i>pi</i>	98
10.7	Metodo di prioritizzazione classi basse	100
10.8	Esempio di applicazione del metodo proposto	101
10.8.1	Scelta dei ponti	102
10.8.2	Individuazione delle caratteristiche salienti	102
10.8.3	Variazione artificiale dei parametri	103
10.8.4	Analisi di sensitività e verifica delle priorità	105
11	Proposte alternative di rating.....	108
Allegati		109
Allegato A - Caratteristiche e performance tipiche dei sensori		110
11.1A.1	Prestazioni di un servoinclinometro.....	110
11.2A.2	Prestazioni di un inclinometro MEMS	112
11.3A.3	Prestazioni di un estensometro	113
11.4A.4	Prestazioni di un potenziometro lineare	115
11.5A.5	Prestazioni di un trasduttore lineare a filo.....	117
11.6A.6	Prestazioni di un trasduttore lineare LVDT (Linear Variable Differential Transformer)	118
Allegato B – Proposte alternative di rating		121
11.7B.1	Procedura di rating dei ponti basata sulla capacità portante statica.....	121
11.8B.2	Procedura di rating dei ponti basata sull'indice di affidabilità	121
11.9B.2.1	Criterio di rating	122
11.10	B.2.2 Determinazione dei parametri	123

11.11	B.2.3 Incertezze aggiuntive	124
11.12	B.2.4 Esempi applicativi.....	125

Introduzione

La maggior parte dei ponti esistenti in tutto il mondo è stata costruita fra gli anni '60 e '80 del secolo scorso per la impellente necessità di implementare decisamente le reti stradali conseguente al rapido sviluppo dei rapporti commerciali e delle comunicazioni.

Questo grande patrimonio del costruito, di importanza vitale oggi più che mai, pur non avendo esaurito il prevedibile ciclo di vita, versa in uno stato di degrado generalizzato che va dalla richiesta di manutenzione straordinaria alla assoluta inadeguatezza al servizio.

Le cause di questo stato di fatto sono diverse ma principalmente e sostanzialmente possono ascriversi a due circostanze:

- uno stato dell'arte ancora lacunoso e privo di adeguato background sperimentale sia sulle caratteristiche comportamentali nel tempo dei materiali impiegati, acciai e, soprattutto, calcestruzzi, che sulle tecnologie da applicare per la loro durabilità;
- la crescita del traffico stradale e il contemporaneo deciso incremento dei pesi dei veicoli circolanti verificatisi negli ultimi decenni del secolo scorso.

Questa situazione ha fatto sì che in molti paesi si cominciasse a sviluppare strumenti che servissero a tenere traccia dei dati rilevati, fornendo procedure e modalità per la manutenzione e le esigenze di miglioramento ed aggiornamento del livello dei servizi richiesti ai ponti compresi nelle reti da gestire, dando così vita ai primi Sistemi di Gestione dei Ponti (BMS - Bridge Management Systems): così in PIARC già nel 1996 con il C11 Committee report "--" si indicava la necessità che tali sistemi di gestione si sviluppasse ampiamente, chiedendo ai propri membri un impegno in tale direzione.

Le disposizioni normative e le linee guida ministeriali emanate negli ultimi anni nel nostro Paese stanno dando prescrizioni ed istruzioni razionali e concreti alle Società responsabili della gestione di asset stradali per impostare sistemi BMS con criteri di uniformità in tutto il territorio nazionale.

Si tratta comunque per i gestori di un lavoro certamente non facile e molto impegnativo sia sotto il profilo tecnico che economico, spesso per la ingente mole di dati da rilevare, analizzare ed elaborare per ottimizzare la pianificazione degli interventi, talvolta però anche per deficit di know-how specifici e di cultura gestionale.

In questo contesto è parso perciò opportuno dedicare il lavoro del Comitato Tecnico Ponti di PIARC Italia in questo ciclo quadriennale ad un approfondimento delle due tematiche cardine di ogni BMS, vale a dire da una parte il controllo delle condizioni di sicurezza degli oggetti di controllo e dall'altra la classificazione delle condizioni di sicurezza al fine di definire correttamente i criteri di priorità delle azioni correttive.

A questi due temi quindi, il monitoraggio e la classificazione di sicurezza (rating) dei ponti, è dedicato questo quaderno, anzitutto per tracciare una cornice di inquadramento ed uno stato dell'arte per quanto possibile completo ed aggiornato in materia, fornendo un sufficiente livello conoscitivo di base per chi ne avesse bisogno, ai piccoli uffici tecnici di comuni e province ad esempio, indirizzando i gestori, pur restando nei limiti delle linee guida ministeriali, verso le procedure più corrette di monitoraggio e alcune tecniche più avanzate, senza dimenticare i sistemi più tradizionali e spesso dimenticati quale il controllo periodico delle geometrie strutturali, fornendo infine anche possibili criteri operativi per definire più in dettaglio le priorità quando un insieme di opere in base al sistema di classificazione adottato risulti essere compreso, affollandola, tutto in una unica classe.

Last but not least è pensare che la lettura di queste pagine possa essere utile per futuri aggiornamenti ed integrazioni delle Linee Guida e, perché no?, anche per utili provvedimenti normativi, quale potrebbe essere ad esempio l'obbligo di richiedere un nuovo documento di progetto, la carta di identità strutturale (CIS) come definita nella prima parte del quaderno, fondamentale per la disponibilità immediata degli elementi di riconoscimento delle caratteristiche strutturali quando si debba prontamente intervenire nel corso del ciclo di vita del ponte.

Parte prima: Il monitoraggio dei ponti

1 Il controllo della sicurezza

1.1 Scopo della presente parte

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in seno al Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, ha emanato in data 6/5/2020 le "linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" (LG20). Tali linee guida sistematizzano e sviluppano il corrente stato dell'arte e della tecnica per la gestione di questo grande patrimonio infrastrutturale con particolare contesto ai profili legati alla normativa italiana sulle costruzioni ed alle prescrizioni vigenti sui ponti. Inoltre, vengono richiamati dei principi generali sul monitoraggio strutturale dei ponti mentre, per aspetti più tecnici si rimanda alla norma specialistica UNI-TR-11634 2016 (Linee guida per il monitoraggio strutturale) e ad altre norme più di dettaglio quali la UNI 10985 (Linee guida per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici), ISO 14963-2003 (Mechanical vibration and shock — Guidelines for dynamic tests and investigations on bridges and viaducts), ISO 18649-2004 (Mechanical vibration — Evaluation of measurement results from dynamic tests and investigations on bridges).

Sebbene quanto riportato nelle normative indicate sia certamente condivisibile, dal punto di vista degli enti gestori della rete viaria tali normative non contengono informazioni pratiche e direttamente utilizzabili per la formulazione o la comparazione di offerte tecniche relative a sistemi di monitoraggio. Parimenti, per non specialisti della progettazione di sistemi di monitoraggio, è molto difficile discernere tra le proprietà utili e le limitazioni che i diversi sistemi di monitoraggio oggi reperibili sul mercato possono offrire.

Le presenti raccomandazioni vogliono offrire, a tecnici non professionisti del settore del monitoraggio strutturale dei ponti, dei criteri generali per la valutazione di differenti sistemi di monitoraggio, evidenziandone peculiarità, contesto applicativo e limitazioni. Verrà inoltre esposta la metodologia attraverso la quale tale valutazione viene operata, nell'idea di consentire l'analisi di situazioni diverse da quelle considerate nelle presenti linee guida.

1.2 Considerazioni generali sui sistemi di monitoraggio strutturale

In generale bisogna innanzitutto tener presente che il monitoraggio strutturale non è un fine, ma un mezzo. Ciò nel senso che non si raccolgono dati di monitoraggio al fine di possedere questi dati. Viceversa si parte da un modello meccanico interpretativo dell'opera da monitorare, si progetta su questa base il sistema di monitoraggio e si analizzano dunque i dati secondo il modello interpretativo stabilito. Il sistema di monitoraggio rappresenta dunque il mezzo per alimentare il modello interpretativo prestabilito in fase di progetto. Tale approccio è ben richiamato nei

principi generali riportati all'interno della UNI-TR-11634 2016 (Linee guida per il monitoraggio strutturale) dove si evidenzia che un sistema di monitoraggio strutturale è un sistema che va progettato per la singola opera e che vede, come componenti principali (§ 4.1):

- il modello numerico della struttura;
- un sistema di raccolta e gestione dati;
- un insieme di procedure di elaborazione dati;
- procedure decisionali da attivare a valle delle risultanze delle elaborazioni.

L'approccio della UNI-TR-11634 2016 prevede cioè la necessità di un modello ed anche di un opportuno periodo di taratura basata sul confronto tra i dati acquisiti e le previsioni di modello al fine di affinare e tarare il modello stesso. Tale periodo può ritenersi di almeno un anno in modo da cogliere gli effetti delle variazioni di temperatura stagionale. Il modello è il cardine interpretativo che trasforma una semplice raccolta dati in un'autentica informazione e valutazione ingegneristica dello stato della struttura. Il modello, e le connesse procedure di elaborazione dati, costituiscono la chiave per poter procedere all'accertamento dell'integrità strutturale entro breve tempo dall'insorgere di un fenomeno di danneggiamento. Idealmente, tale processo dovrebbe avvenire in maniera automatica o, in ogni caso, il sistema deve segnalare la necessità di una interpretazione specialistica dei dati acquisiti. In generale si richiama il fatto che l'analisi della struttura e dei possibili scenari di danneggiamento, unitamente alla valutazione della conseguente variazione nella misura delle grandezze attese ai sensori del sistema di monitoraggio è l'unico strumento per poter valutare se uno scostamento di comportamento atteso debba o meno attivare soglie di attenzione o allarme.

Sebbene quindi per l'acquisizione delle grandezze da monitorare il sistema di acquisizione possa essere in qualche modo standardizzato, il monitoraggio strutturale non è la rete di sensori ed il sistema di acquisizione, ma è un processo progettuale che parte dall'analisi della singola struttura e giunge a specifici modelli interpretativi ed alla definizione di procedure decisionali.

Per quanto riguarda l'analisi della struttura ed il conseguente layout del sistema di sensori, la UNI-TR-11634 2016 richiama l'importanza di non ampliare arbitrariamente la rete di sensori, *"ma piuttosto individuare un numero ridotto di grandezze significative che contengono le informazioni essenziali sulla struttura"*. Ed ancora *"è infatti importante che la scelta di queste grandezze sia fatta con molta attenzione al fine di evitare di includere nel sistema di monitoraggio il rilievo di grandezze ininfluenti nei modelli interpretativi o, il che è ancora più grave, di non includere grandezze che potrebbero essere significative"*. Queste raccomandazioni sono purtroppo nella pratica spesso disattese, con prodotti commerciali che puntano, con sensori a basso costo, ad acquisire un numero elevatissimo di grandezze fisiche con la errata filosofia che avere un grande numero di dati sia sempre positivo, sfruttando l'alone di metodologie di recente emersione (ad es. Big Data) che tuttavia sono state concepite con uno spirito ed un background metodologico che non ha in verità relazione con il monitoraggio della singola struttura da ponte. Parimenti, è da stigmatizzare errata l'idea che da molti dati di scarsa qualità ed elevato rumore possano derivare informazioni di buona qualità.

Un ultimo aspetto importante richiamato dalla UNI-TR-11634 2016 è che l'analisi della struttura e la conseguente progettazione del sistema di monitoraggio individua, per ogni grandezza fisica, l'accuratezza richiesta e la strategia di misura più opportuna allo scopo. In particolare, ogni sensore o sistema di misura ha delle peculiari caratteristiche metrologiche che lo rendono adatto o meno al monitoraggio di una particolare struttura. Ad esempio, ci si attende che una struttura in muratura abbia spostamenti e deformazioni molto minori di una struttura in acciaio. Conseguentemente, una tipologia di sensore adatta per la struttura in acciaio può essere inadatta a monitorare una struttura in muratura. L'utilizzo di sensori, ed in generale sistemi di misura, inadeguati può condurre alla lettura di valori praticamente nulli nelle condizioni di normale esercizio della struttura, con la conseguenza che le uniche variazioni nelle letture saranno dovute solo al rumore di misura ed all'influenza della temperatura. **Questi aspetti saranno discussi in dettaglio all'interno delle presenti Raccomandazioni.**

Facendo riferimento nuovamente all'esigenza di disporre di un modello numerico rappresentativo della struttura, sebbene tale approccio sia giustamente da considerarsi come il più rigoroso, sembra opportuno operare una distinzione tra opere di nuova costruzione ed opere esistenti.

Nel primo caso, essendo l'opera di nuova realizzazione, è naturale possedere già il modello numerico dal quale definire degli intervalli di valori entro cui prevede possibili variazioni della risposta strutturale nelle condizioni di esercizio. I parametri della risposta ritenuti maggiormente significativi ai fini di un controllo strumentale dell'opera, quali ad esempio escursioni tensionali o variazioni di deformazione o di rotazione locale in alcune sezioni significative, possono essere quindi monitorati nel tempo, verificando che le misure effettuate corrispondano alle previsioni progettuali. Tuttavia, al fine della redazione della Carta d'Identità Strutturale del Ponte (CIS), è necessario che la progettazione contempli le opportune combinazioni delle azioni richieste dalla CIS in aggiunta a quelle di normativa per il progetto dell'opera.

Nel caso di opere esistenti e di gestione di asset complessi, in cui il monitoraggio strutturale può inserirsi ragionevolmente nell'ambito del processo di sorveglianza periodica caratterizzato dalle visite ispettive, può manifestarsi l'esigenza di ricorrere ad installazioni di impianti di monitoraggio, al fine di incrementare il livello di controllo delle opere gestite. In tali casi, l'implementazione di modelli numerici adeguatamente rappresentativi delle opere monitorate può risultare molto gravoso e piuttosto complesso, necessitando di notevole dispiego di risorse per una corretta caratterizzazione delle stesse, specie nei casi in cui la documentazione di progetto risulti carente o del tutto assente.

In tali circostanze è ammissibile l'utilizzo di modelli strutturali semplificati che porgano il range di variazione atteso per le grandezze monitorate in caso di degrado strutturale. Tale determinazione risulta necessaria al fine di attivare le opportune indagini di natura più approfondita alla osservazione del superamento del range di variazione atteso. Assicura inoltre che il sistema di monitoraggio installato abbia una effettiva efficacia nella individuazione di stati di danneggiamento ritenuti pericolosi per l'opera monitorata.

Nel caso, invece, di bridge stock di rilevanti dimensioni e numerosità (sempre in carenza di documentazione progettuale) in cui l'adozione e l'elaborazione di modelli strutturali costituisce un oneroso problema di natura tecnica ed economica, può utilizzarsi un modello interpretativo del tipo *"data driven"* basato esclusivamente su dati misurati che analizzati statisticamente cercano di riconoscere possibili anomalie di comportamento.

Il sistema di monitoraggio basato su questo tipo di modello, caratterizzato da natura statistica e non deterministica e con grado di incertezza nel considerare la serie di dati misurati a base di analisi come popolazione statistica, può costituire un valido **strumento di supporto decisionale** e di prioritizzazione cui far seguire i necessari approfondimenti di natura ispettiva ed analitica.

Si precisa tuttavia che per i ponti di nuova e recente costruzione e di dimensioni normali, ossia con luci inferiori ai 200m, nei quali vengono poste in essere le attività di controllo e mantenimento definite dai Piani di Ispezione e Manutenzione previste dal DM 14.1.2008, non è normalmente prevista attività di monitoraggio statico o dinamico continuativo.

Tali condizioni si applicano anche ai ponti di non recente costruzione per i quali sono state accertate buone condizioni di conservazione, ossia Classi di Attenzione Bassa o Medio-Bassa. Secondo le LG20.

2 La Carta d'Identità Strutturale del Ponte

2.1 Premesse

L'obiettivo di tutte le attività di Monitoraggio/Ispezione/Definizione del Rischio descritte nelle LG20, che necessariamente vengono riassunte nelle finalità e rese esecutive dalla figura dell'Ispettore della Sicurezza del Ponte (ISP) consiste nel valutare e certificare che le condizioni dell'opera, differenti da quelle presenti al momento del Collaudo statico e della messa in servizio, siano accettabili.

Per differenza di condizioni si intende differenza di:

- Assetto geometrico e statico del ponte;
- Condizioni di deterioramento dei sistemi di protezione;
- Condizioni di eventuale degrado e perdita di materiale resistente degli elementi strutturali;
- Condizioni di eventuale degrado di elementi non strutturali.

Riguardo ai fenomeni di deterioramento e degrado la differenza tra lo stato di fatto e quello iniziale è facilmente individuabile in quanto lo stato iniziale è descritto dai disegni di progetto o è comunque rilevabile in loco visivamente o con misurazioni.

La differenza di assetto geometrico e statico è individuabile solo conoscendo l'assetto iniziale reale, che non è individuabile dai disegni di progetto, che descrivono l'assetto teorico.

Allo scopo di rendere disponibile per le successive attività di controllo tale assetto iniziale si propone che al termine della costruzione di un *nuovo ponte*, al termine delle operazioni di collaudo, il Progettista del Ponte predisponga un documento da integrare nel Piano di Manutenzione, la Carta d'Identità Strutturale del Ponte (CIS), con gli scopi e gli elementi nel seguito descritti.

Per i *ponti esistenti* la CIS può essere redatta, quantomeno parzialmente e in parte in maniera induttiva, in occasione della Prima Ispezione.

A tale scopo la sua redazione dovrebbe essere preferenzialmente affidata al Progettista dell'opera, se disponibile.

2.2 Valenza e centralità del Piano di Manutenzione

Il Piano di Manutenzione del ponte è l'ultimo, in ordine di emissione, dei documenti che compongono il progetto esecutivo, ed è il documento fondamentale che consente il mantenimento in esercizio del ponte in condizioni di sicurezza.

È un documento la cui redazione è obbligatoria dal 1999 (DPR 21/12/1999 N. 554 Art. 40), e la cui messa in atto è implicitamente altrettanto obbligatoria, e tuttavia si riscontra in numerosi casi che la sua applicazione è disattesa, con conseguenze negative per la conservazione dell'opera e la sua sicurezza.

Si vuole qui sottolineare che, allo scopo di garantire le necessarie condizioni di sicurezza del manufatto ed evitare eccessivi costi per la collettività a causa del degrado anticipato delle opere, i Piani di Manutenzione dovrebbero/devono:

- a. Essere redatti in forma semplice chiara e puntuale (non generica) e deve prevedere attività di fattibile e possibilmente agevole applicazione da parte degli addetti a ispezione e manutenzione.
- b. Comprendere gli aspetti realmente importanti per la conservazione e sicurezza dell'opera.
- c. Essere comunicato/coordinato e concordato prima della sua emissione con l'Ente proprietario/gestore in modo che quest'ultimo lo conosca e condivida dall'inizio della sua applicazione
- d. Essere posto in atto sin dalle prime fasi dall'Ente gestione, e da esso attuato sistematicamente con preventivo reperimento delle necessarie risorse finanziarie.

2.3 Criteri Operativi

Lo scopo del Programma di Monitoraggio consiste nel pervenire alla ragionevole certezza – in termini sostanziali – ed alla certificazione – in termini formali – che la struttura del Ponte presenti le condizioni di adeguata sicurezza dopo un periodo di esercizio più o meno lungo.

Le condizioni di adeguata sicurezza vengono accertate verificando che:

- La struttura del ponte ed il sistema di fondazioni e terreno si stiano comportando in maniera normale, secondo le previsioni di progetto;
- Le aggressioni ambientali siano state contrastate efficacemente dalle protezioni applicate (impermeabilizzazioni, copriferrì, verniciature) e dalle attività di manutenzione poste in essere degli Enti Gestori;
- Eventuali eventi di degrado non contrastati dalle attività di manutenzione non abbiano provocato danneggiamenti significativi ai fini statici.

Per porre in essere tali verifiche è necessario:

- Disporre delle condizioni iniziali del ponte, come illustrato nel §22.2 ;
- Realizzare delle Ispezioni Visive e Controlli sullo stato di conservazione dei materiali, come descritto nel §3.
- Effettuare un Monitoraggio Geometrico, come descritto nel §4;

Allo scopo di ottenere informazioni integrative, può risultare utile effettuare anche:

- Un Monitoraggio Dinamico, come descritto nel §5, e
- un Monitoraggio Statico, come descritto nel §6.

2.4 Scopi

Lo scopo generale della CIS del ponte consiste nell'evidenziare i parametri iniziali dell'opera - lo Stato-0 - che costituiscono la base di partenza e di confronto per le successive valutazioni sulla salute strutturale del ponte da effettuare nell'ambito del Programma di Ispezione.

2.5 Elementi costituenti la CIS del ponte

Gli elementi che si prevede facciano parte della C.I.S. del ponte sono quelli di seguito descritti.

a. Geometria Iniziale

Si prevede di ottenere la definizione, mediante rilievo topografico, della geometria iniziale del ponte al momento della messa in servizio dello stesso.

Per geometria iniziale del ponte si intendono i seguenti elementi riportati in un disegno di assieme:

- Posizione dei capisaldi e dei target per i successivi rilievi topografici;
- Posizione (x, y, z) dei centri degli apparecchi d'appoggio ottenuta da un rilievo topografico;
- Posizione di punti significativi, materializzati dai target, sulla travata; si raccomanda di rilevare almeno due punti, a valle e monte:
 - delle sezioni sugli appoggi;
 - delle sezioni in mezzzeria della campata;
 - a un quarto della luce;
 - e due punti in sommità di ciascuna pila ed eventuali antenne.

Dichiarazione delle temperature ambientali e superficiali misurate durante il rilievo.

Nel caso di opere esistenti per le quali non risulti disponibile un rilievo topografico iniziale, la geometria iniziale, come anticipato al punto 2.1, può essere assunta come quella rilevata all'atto della Prima Ispezione Approfondita e del relativo primo rilievo topografico effettuato, purché esso riporti le informazioni sopra evidenziate e sia stato effettuato con una rete di misura in grado di fornire l'informazione con i limiti di accuratezza evidenziati al successivo paragrafo 4.4 "Precisione richiesta e tolleranze ammissibili".

b. Funzionamento statico del ponte

Descrizione del funzionamento strutturale del ponte e del suo comportamento previsto nel tempo.

Viene descritto sinteticamente lo schema statico, il sistema di vincolo a terra, i principi del funzionamento strutturale, la deformata per carichi verticali permanenti e per le deformazioni termiche.

c. Azioni sugli appoggi

Indicazione della entità delle reazioni sugli appoggi per carichi permanenti e massime in servizio. Nel caso di opere esistenti, qualora non sia disponibile il progetto originario dell'opera, tale contenuto, limitatamente ai carichi permanenti, può essere stimato in occasione della prima ispezione approfondita e confermato o aggiornato non appena si disponga di un rilievo geometrico di dettaglio dell'opera e dei relativi calcoli su modello numerico.

d. Spostamento dei giunti di dilatazione

Aperture iniziali dei giunti, al collaudo, con indicazione della temperatura al momento del rilievo.

Aperture previste nei giunti di dilatazione e in altre parti delle strutture per variazioni di temperatura e per fenomeni lenti.

Nel caso di opere esistenti, qualora non sia disponibile il progetto originario dell'opera, tale contenuto può essere stimato in occasione della prima ispezione approfondita anche con analisi semplificate ed eventualmente confermato, qualora l'evidenza di anomalie lo renda necessario, con successivi calcoli su modello numerico.

e. Deformabilità

Si riporta un riassunto dei parametri di deformabilità del ponte espressi dalle prove di carico effettuate: deformate; frecce/carico applicato.

Si riportano le previsioni di deformazione per variazioni termiche e per fenomeni lenti per fondazioni ed elementi in calcestruzzo.

Nel caso di opere esistenti, qualora non sia disponibile il progetto originario dell'opera o le risultanze delle prove di carico effettuate all'atto del collaudo, tale contenuto può essere stimato, limitatamente alle variazioni termiche ed ai fenomeni lenti, anche con calcoli semplificati in occasione della prima Ispezione Approfondita con l'opportunità di un aggiornamento, qualora vengano evidenziate anomalie che lo richiedano, su modello numerico.

f. Parametri dinamici

Si riportano, se disponibili, i parametri principali del comportamento dinamico del ponte:

- Modi di vibrare: primi tre flessionali verticali, primo flessionale orizzontale longitudinale e trasversale e primo torsionale,
- Corrispondenti frequenze di vibrazione, calcolati teoricamente e eventualmente misurati sperimentalmente.

Nel caso di opere esistenti, qualora non sia disponibile il progetto originario dell'opera o le risultanze di prove di caratterizzazione dinamica già eseguite, tale contenuto può essere omesso con l'opportunità di un aggiornamento nel caso i cui il riscontro di eventuali anomalie lo rendesse necessario, con calcoli su modello numerico.

g. Indicatori della salute strutturale

Si riportano in funzione della tipologia strutturale i principali elementi indicatori di reale degrado strutturale ossia di potenziale o reale perdita di capacità portante della struttura.

Ad esempio: perdita di sezione per corrosione di armature o lamiere nelle aree che fanno parte di sezioni resistenti fondamentali: ad esempio ali nelle sezioni di momento massimo in mezzzeria; anime agli appoggi.

Altro esempio: perdita delle condizioni di appoggio per movimenti di spalle e/o pile.

h. Valutazioni e indicazioni sulla precisione richiesta nelle misurazioni e sulla incertezza dei dati.

3 Ispezioni visive

Secondo quanto richiesto dalla Circolare ministeriale n. 6736 del 1967, le opere d'arte italiane devono essere ispezionate con cosiddette "ispezioni minori" per quattro volte nel corso di ogni anno solare. Un esame generale e completo dei manufatti più importanti deve essere poi eseguito da ingegneri in possesso della pertinente abilitazione professionale almeno una volta all'anno.

Inoltre dovrebbero essere oggetto di sorveglianza non soltanto ponti, viadotti e cavalcavia, ma anche gallerie, tombini, portali segnaletici, pensiline di esazione, torri faro e ogni altro elemento strutturale significativo dell'infrastruttura.

La sorveglianza periodica mediante ispezioni ordinarie normalmente viene attuata secondo due differenti tipologie di ispezioni, denominate Ispezione Ricorrente o di sorveglianza ed Ispezione Principale o Approfondita.

- Le **Ispezioni Ricorrenti** sono ispezioni visive e senza mezzi speciali, eseguite con periodicità trimestrale su tutte le opere d'arte gestite, e prevedono il controllo sommario degli elementi del piano viabile e degli elementi strutturali dell'opera. Sono eseguite direttamente dai sorveglianti ed eventualmente validate dai responsabili della struttura di gestione.
- Le **Ispezioni Principali** sono ispezioni di tipo visivo, con o senza ausilio di mezzi speciali, eseguite con periodicità annuale e condotte da un ingegnere; prevedono il riconoscimento e la registrazione di tutti gli ammaloramenti dell'opera. L'esecuzione di tali ispezioni potrebbe essere prevista anche nel caso in cui una ispezione Ricorrente abbia avuto esito negativo.

Le nuove Linee guida prevedono invece che la programmazione di tali ispezioni sia eseguita con una periodicità differente, funzione della classe di attenzione delle opere. Tuttavia, non è ad oggi chiaro se debbano prevalere le tempistiche della Circolare del 1967 o delle LG20.

Nei capitoli successivi si riportano le procedure e modalità di ispezione e gestione delle opere d'arte (ponti, viadotti e sovrappassi) che sono stati finora adottati dai principali gestori stradali italiani in riferimento al sistema ispettivo di cui alla Circolare del 1967. Per ogni capitolo sono poi riportate, a titolo esemplificativo, le convenzioni, i sistemi e le modalità utilizzate da ANAS e dal gruppo ASTM.

3.1 Documentazione di supporto, nomenclatura e numerazione

Il processo ispettivo è stato negli anni codificato e standardizzato dai gestori stradali, al fine di produrre per tutte le infrastrutture un quadro conoscitivo uniforme e su vasta scala.

Preliminarmente è necessario prevedere un'approfondita analisi di tutte le strutture, principalmente mediante ricerca, archiviazione ed analisi dei dati storici, se disponibili.

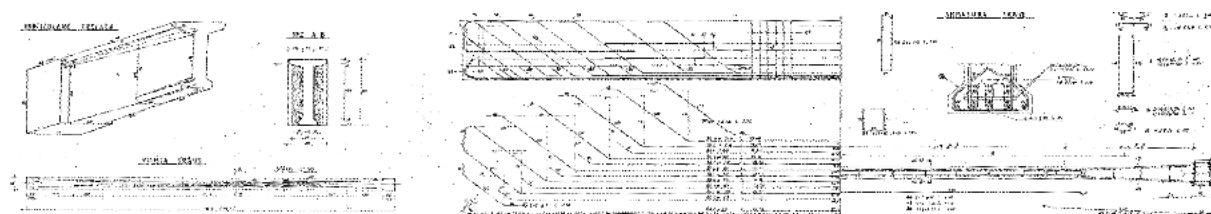


Figura 3.1: Esempio di estratto di dati storici

Al fine di standardizzare le modalità di ispezione e di coadiuvare gli ispettori, ogni gestore stradale si è dotato quindi di Manuali di Ispezione, spesso suddivisi tra le due tipologie ispettive sopra descritte.

Parallelamente, al fine di una uniformità nella identificazione del degrado, ogni gestore ha redatto un Catalogo dei difetti, allegato ai manuali di ispezione, che lista le difettosità che possono essere riscontrate, suddivise in Classi ciascuna afferente ad una tipologia di elemento (es. Fondazioni, Impalcati, Giunti, Armature, Armatura da precompressione ecc.).

Per consentire una univoca nomenclatura e numerazione degli elementi costituenti l'opera, ogni gestore si è dotato di una convenzione, la quale è usualmente dettagliatamente illustrata nei relativi manuali di ispezione.

3.1.1 Convenzione ANAS

La convenzione assunta da ANAS prevede che tutti gli elementi siano numerati concordemente al verso delle progressive crescenti. Per gli elementi paralleli all'asse stradale (p.es travi, cordoli ecc.) la numerazione viene eseguita - immaginando di percorrere il ponte nel senso delle progressive crescenti - da sinistra verso destra.

La numerazione in senso longitudinale è progressiva per ciascun elemento (da 1 ad n). Per quella in senso trasversale, la numerazione è relativa al numero di elementi trasversali presenti per la i-esima parte d'opera ispezionata.

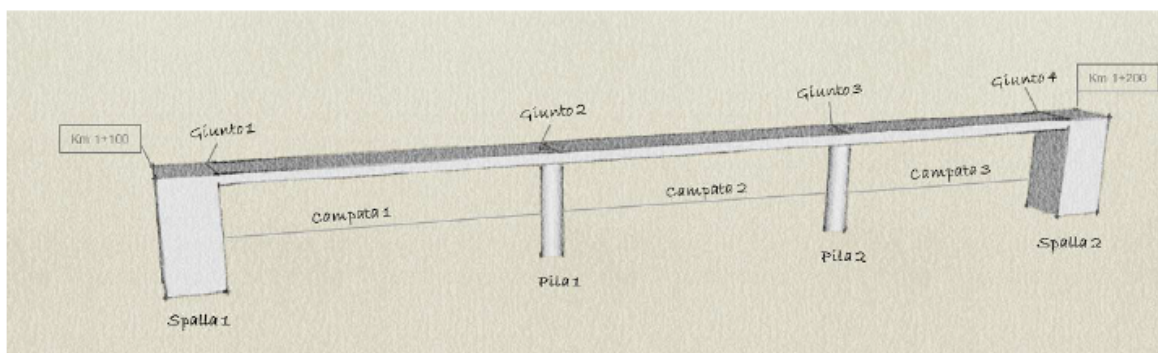


Figura 3.2: Estratto manuale ispezioni ANAS – nomenclatura elementi su ponte a travata

Così ad esempio, in riferimento alla figura, relativamente all'elemento "Campata 1", le travi di impalcato saranno numerate da 1 ad n, in cui n è il numero totale delle travi presenti per la campata. Analogamente per le campate successive.

Solo per le Ispezioni Ricorrenti, le quali prevedono una modalità di rilevamento del degrado semplificata, anche la scomposizione della struttura in parti è prevista in modo semplificato, non prevedendo di identificare ciascuna parte o elemento strutturale componente l'opera a cui associare difetti, ma riferendosi a dei macro oggetti. In tal senso è previsto che l'opera venga scomposta in due "macro elementi", uno relativo al piano viabile, l'altro alla struttura. Ciascun macro-elemento è suddiviso in sotto parti, rappresentative di parti d'opera concettualmente afferenti ad una porzione della struttura. Ad esempio, per il macro elemento Struttura, vi è la distinzione tra "impalcato", "sottostrutture" e "stralli" e per ciascun elemento sono previsti dei sotto elementi, identificativi degli elementi costituenti.

Nel caso dell'impalcato ad esempio, sono presenti i gruppi travi, traversi, solette, cordoli e sbalzi, intendendo quindi di limitarsi ad esprimere, nel caso del gruppo "travi" ad esempio, un giudizio sullo stato di conservazione globale delle travi costituenti l'impalcato dell'i-esima campata, in luogo di ispezionare dettagliatamente ciascuna trave presente. Analogamente per gli altri gruppi previsti.

Si riporta di seguito un esempio di strutturazione degli elementi nell'ambito delle ispezioni ricorrenti, tratto dal relativo manuale ANAS.

A Piano Viabile 1 Pavimentazione, Segnaletica e Giunti Presenza di ormaie e/o buche Presenza fessurazioni dell'asfalto Presenza segnaletica verticale Presenza segnaletica orizzontale Presenza giunti danneggiati 2 Barriere di sicurezza Presenza barriera danneggiata Presenza ringhiera/parapetti danneggiati Danno agli elementi di ancoraggio delle barriere	B Struttura 1 Struttura in c.a., c.a.p., acciaio, mista a Impalcato in c.a., cap Stato delle travi/cassoni/archi Stato dei traversi Stato delle solette Stato dei cordoli Stato degli sbalzi b Impalcato in acciaio e misto Stato delle travi/cassoni/archi (compresi bulloni e saldature) Stato dei traversi (compresi bulloni e saldature) Stato delle solette Stato dei cordoli Stato degli sbalzi c Sottostrutture Stato appoggi Stato pulvini Stato pile Stato spalle Stato sistema drenaggio acque piattaforma Stato fondazioni (cedimento, scalzamento, erosione) d Stralli Stato antenne/stralli	B Struttura 2 Struttura in muratura a Parti in muratura Stato arco in muratura Stato piloni in muratura b Impalcato Stato delle solette Stato dei cordoli Stato degli sbalzi c Sottostrutture Stato delle spalle Stato sistema drenaggio acque piattaforma Stato fondazioni (cedimento, scalzamento, erosione)
---	--	---

Figura 3.3: Estratto manuale ispezioni ANAS - Suddivisione dell'opera in parti, per ispezioni ricorrenti

Nel caso delle ispezioni principali, le quali prevedono di dover ispezionare ciascun elemento costituente l'opera, il modello BMS sviluppato da ANAS per gestire in modo informatizzato l'intero processo ispettivo prevede di suddividere l'opera in una serie di "elementi padre" a cui sono associati dei "sotto elementi". Per ciascun sotto elemento sono quindi associabili una serie di difettosità, di cui al catalogo, in ragione dei difetti tipici previsti per il del materiale di cui il sotto elemento è costituito.

La tabella che segue, estratta dal manuale di ispezione principale, riporta la struttura precedentemente descritta.

Id Elem	Nome Elemento	Id Sotto Elemento	Nome Sotto Elemento	Materiale			
				CA	CAP	Acciaio	Muratura
1	Spalle	1.A	Muro frontale	X			X
		1.B	Muro d'ala	X			X
		1.C	Muro Andatore	X			X
		1.D	Paraghiaia	X			X
		1.E	Fondazione	X			
		1.F	Baggioli	X		X	
		1.G	Appoggi			N.A.	
		1.H	Ammortizzatori sismici			N.A.	
2	Pile	2.A	Fusti	X		X	X
		2.B	Pulvini	X		X	
		2.C	Fondazione	X			
		2.D	Baggioli	X		X	
		2.E	Appoggi			N.A.	
		2.F	Ammortizzatori sismici			N.A.	
3	Impalcato	3.A	Travi	X	X	X	
		3.B	Traversi	X	X	X	
		3.C	Sbalzi	X	X	X	
		3.D	Solette	X	X	X	
		3.E	Cordoli	X		X	
		3.F	Solettone	X	X	X	
		3.G	Cassoni	X	X	X	
		3.H	Arco	X	X	X	X
		3.I	Lastre Ortotrope			X	
		3.L	Smaltimento acque			N.A.	
4	Giunti					N.A.	
5	Antenne / Stralli			X	X	X	

Figura 3.4: Modello di scomposizione dell'opera per ispezioni principali previsto da ANAS

3.1.2 Convenzione SINA (S.I.O.S.)

Anche nel caso di SINA (gruppo ASTM), per ogni opera viene compilata una distinta di elementi strutturali singoli (ad esempio travi, traversi, pile, pulvini, appoggi, ecc...).

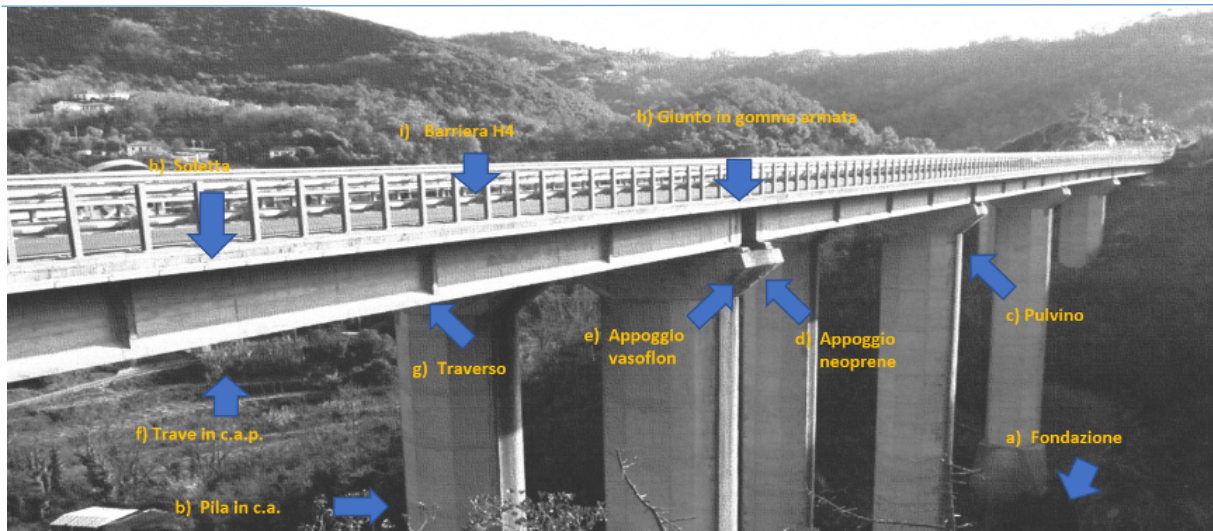


Figura 3.5: Esempio di classificazione elementi (SINA)

Ad ogni tipologia di elemento, a seconda della funzione all'interno della struttura, del contesto ambientale e del materiale, è poi assegnato un elenco di possibili anomalie. Fino a dicembre 2020, SINA utilizzava una propria lista di difettologie. A partire dal 2021, è stato adottato l'elenco dei difetti proposto dalle nuove LG20.

3.2 Modalità di esecuzione delle ispezioni

Le ispezioni consistono nella compilazione di schede ispettive in cui vengono attribuiti dei giudizi qualitativi (per le ricorrenti) e quantitativi (per le principali) in riferimento allo stato di conservazione dell'opera e dei suoi elementi costituenti, assegnando dei voti o delle intensità ai difetti riscontrabili sul campo sulla base del catalogo dei difetti.

Nel caso delle ispezioni ricorrenti può essere prevista la compilazione di una scheda semplificata, in cui è previsto di assegnare un giudizio qualitativo sullo stato di conservazione relativamente a ciascun gruppo di elementi costituenti i vari elementi previsti dalla scomposizione dell'opera di cui al precedente capitolo.

Per le ispezioni principali è prevista la compilazione di una scheda di ispezione dettagliata, in cui l'ispettore ispeziona ciascun elemento costituente l'opera, assegnando uno o più difettosità in ragione delle condizioni presenti al momento dell'ispezione. Per ciascun difetto è richiesto di esprimere un giudizio relativo all'intensità con cui quel difetto si presenta. E' richiesto infine di esprimere la percentuale di estensione della difettosità, rispetto alla dimensione dell'elemento considerato.

3.2.1 Modalità adottate da ANAS

ANAS ha sviluppato due APP a supporto del processo ispettivo, denominate BMS Mobile (ispezioni principali) ed IDEA Mobile (ispezioni ricorrenti). I tecnici ANAS dedicati alle ispezioni sono stati dotati di Tablet su cui è caricata la rispettiva APP (BMS o IDEA), tramite cui possono essere compilate le schede di ispezione in modo sistematico ed armonizzato. Le APP si sincronizzano con il server centrale, caricano le opere della campagna ispettiva sull'applicazione ed al termine della compilazione i dati rilevati vengono direttamente inviati al server centrale per essere archiviati.

Le APP consentono di effettuare anche foto ai difetti, associate direttamente alla parte d'opera che manifesta una specifica criticità, le quali costituiscono archivio consultabile in fase di analisi risultati e pianificazione degli interventi manutentivi.

Le APP consentono di richiamare i manuali di ispezione per una loro rapida consultazione in campo, nonché il catalogo dei difetti tramite link diretto per ciascun difetto selezionato.

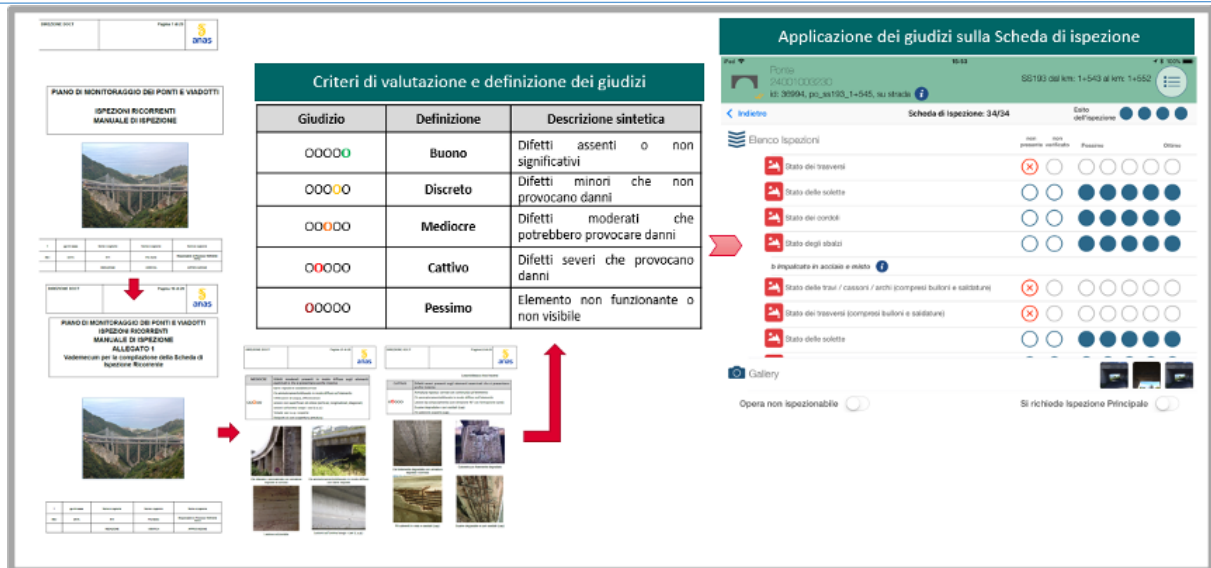


Figura 3.6: Ispezione ricorrente – APP IDEA e definizione dei giudizi

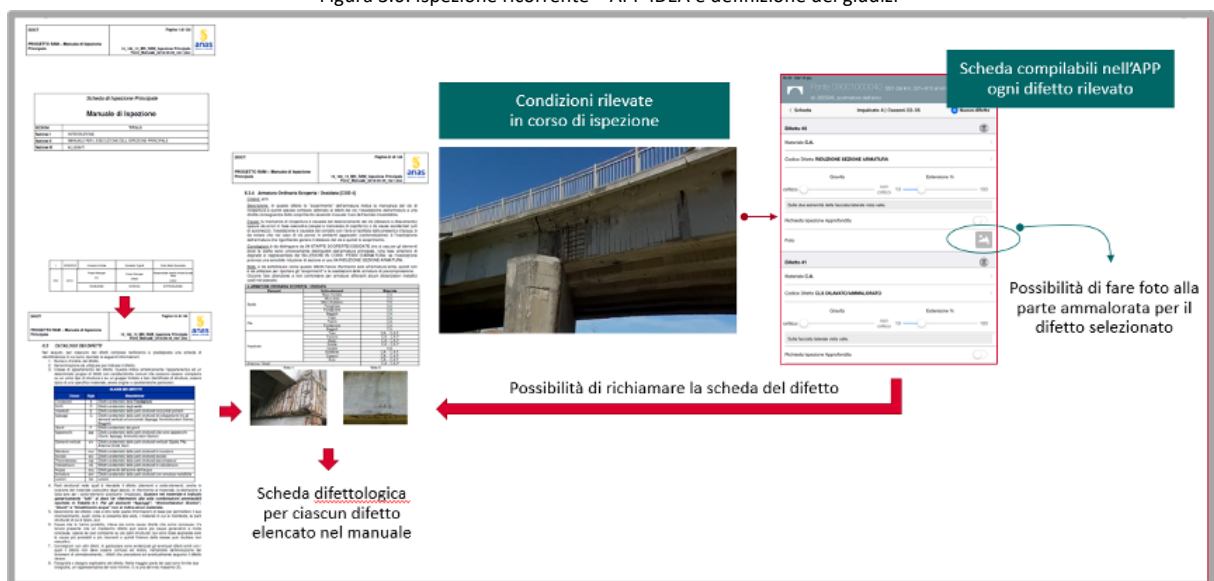


Figura 3.7: Ispezione principale – APP BMS

Nell'APP BMS è prevista infine la possibilità di inviare una segnalazione per esecuzione di ispezioni approfondite, ossia delle ispezioni eseguite anche mediante attrezzatura specifica o metodo strumentali di diagnostica.

Le ispezioni approfondite vengono effettuate sulla base di un piano di indagine, sviluppato in ragione delle difettosità critiche riscontrate nonché per ottenere un adeguato grado di conoscenza della struttura, ed eseguite sia tramite il Laboratorio Diagnostica Strutturale del Centro di Ricerca ANAS di Cesano che ricorrendo a laboratori esterni di cui alle NTC2018.

3.2.2 Modalità adottate da SINA (S.I.O.S.)

La procedura ispettiva SINA prevede due percorsi diversi a seconda della gravità degli ammaloramenti riscontrati. Nel caso in cui l'ispettore si trovi di fronte ad una situazione di emergenza, ovvero una rottura incipiente, una possibile perdita di equilibrio della struttura o un quadro fessurativo molto esteso che in precedenza non era mai stato notato, viene avviata la procedura denominata SHM (Structural Health Monitoring). Se invece i fenomeni di degrado osservati rientrano tutti nell'ambito dei normali ammaloramenti comunemente riscontrabili e non si ha il sospetto che possa avvenire entro tempi brevi una crisi strutturale, l'ispettore procede con le usuali attività ispettive secondo la procedura indicata nel seguente paragrafo.

Una volta all'anno il rilevamento dello stato di conservazione viene effettuato mediante la visita principale, che è una visita visiva approfondita e ravvicinata, solitamente tramite l'uso di passerella By-bridge.



Figura 3.8: Esempio di ispezione effettuata con Bybridge

Esistono quindi due tipi di ispezioni di dettaglio, scelte sulla base delle esigenze della società concessionaria:

- Restituzione grafica: rilevazione delle anomalie riscontrate e loro precisa registrazione su schemi grafici degli elementi;

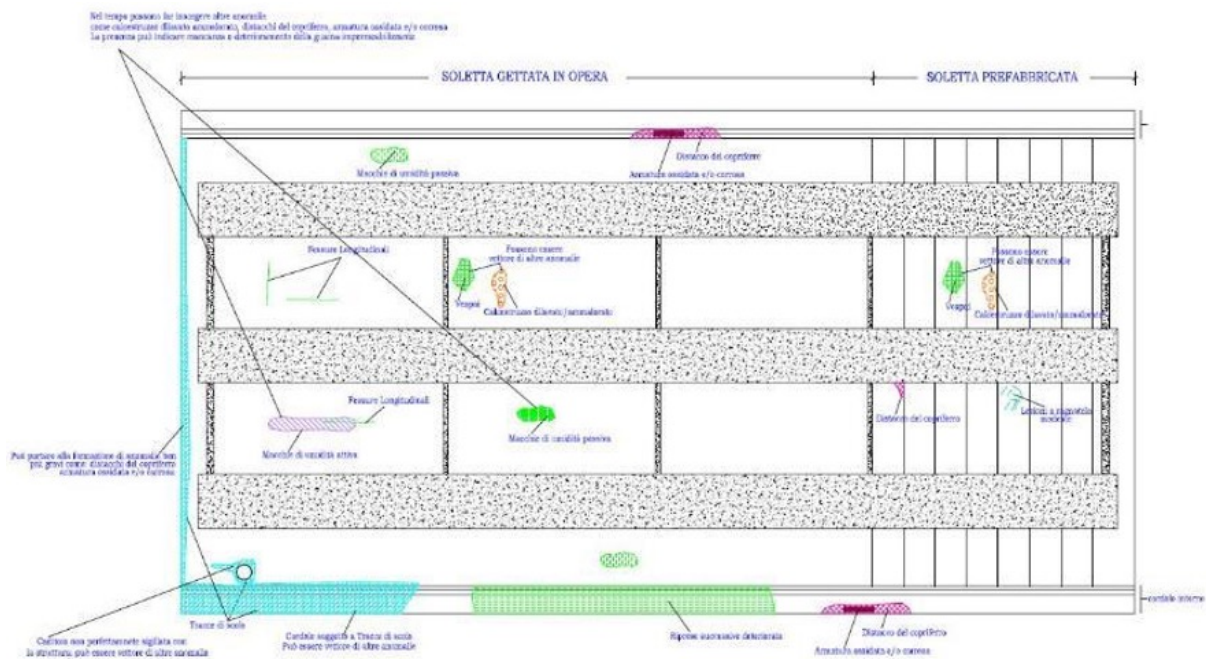


Figura 3.9: Restituzione grafica delle anomalie

- **Stima percentuale:** rilevazione delle anomalie riscontrate e loro stima percentuale senza disegni o ulteriori misurazioni.

Tutti gli ammaloramenti osservati vengono così registrati nel database. Analogamente a quanto previsto dalle LG20, oltre all'estensione viene indicata anche l'intensità dei fenomeni riscontrati.

Nelle ulteriori tre visite annuali, viene effettuata l'ispezione visiva di sorveglianza, nella quale avviene la valutazione dello stato evolutivo delle principali anomalie riscontrate nelle ispezioni di dettaglio e il riscontro delle segnalazioni precedentemente registrate.

Nel caso in cui, durante una qualsiasi visita ispettiva, vengano riscontrate situazioni di degrado meritevoli più di altre di essere poste all'attenzione dell'ente gestore, solitamente situazioni di puntuale criticità strutturale, viene emessa una "segnalazione". Il processo prevede che ogni singolo ispettore riconosca e suddivida le situazioni di criticità nelle tre sottocategorie:

1. **Strutturale:** fenomeni di ammaloramento o condizioni generali che si ritiene possano compromettere a lungo termine la stabilità (locale o globale) della struttura e tali da richiedere interventi di manutenzione a carattere straordinario.
2. **Ambientale:** depositi di detriti, ristagni d'acqua, anomalie del sistema di scolo delle acque meteoriche quali ostruzioni, interruzioni, mancanza di sistemi per lo scolo delle acque quali pluviali, canalette, embrici; particolari stati della vegetazione; uso anomalo dell'area sottostante l'opera.
3. **Sicurezza:** fenomeni di ammaloramento o condizioni generali che si ritiene possano mettere in pericolo la sicurezza dell'utenza o di chi si trova nelle immediate vicinanze dell'opera. Tipicamente si tratta di piccole parti strutturali più o meno incoerenti in procinto di cadere su viabilità sottostanti.

Il contenuto della segnalazione è generalmente una fotografia (o più fotografie) ed un commento chiaro a corredo, che indichi l'ubicazione precisa, il difetto rilevato ed eventualmente il grado di severità riscontrato.

	A.d.F. A10 Savona - Ventimiglia Report Segnalazioni - Ispezione anno 2020	
Determinazione opera: Manutenzione Segno Via: Italia Codice opera: PD01	N° Computo: 8	Prog. Indicato: Rin 00+012 Prog. Finale: Rin 00+053
Riferimenti: L1940_F0-00000720A, PG Compensi: 00 Elementi: G - APP0000 - 4 Fotografia classificata come: Segnalazione Scorsa il 20-01-2020 Nota esterne - segnalazioni: segnalato nelle precedenti ispezioni		
Segnalazione strutturale Anno: 2020		

Figura 3.10: SINA: esempio di segnalazione

L'attività di censimento delle anomalie coinvolge tutta la rete infrastrutturale del gruppo ASTM nel corso di un intero anno, al termine del quale dalle segnalazioni raccolte e dal database archiviato vengono determinate le necessità e le priorità degli eventuali interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Nel caso in cui esista invece il sospetto, da parte dell'ispettore o di un altro qualsiasi soggetto, che una situazione di degrado possa portare in tempi rapidi alla crisi della struttura, o alla perdita di funzionalità della stessa, o che ci possa essere una significativa riduzione di capacità portante, viene immediatamente attivata la procedura SHM.

La prima operazione consiste in un giudizio critico da parte dell'ingegnere strutturista, che valuta la gravità del danno, l'urgenza dell'intervento di riparazione e la necessità di applicare subito misure di gestione del traffico al fine di ridurre transitoriamente i carichi agenti sull'opera. Normalmente in questo contesto viene effettuata un'ispezione straordinaria ravvicinata, mirata a reperire tutte le informazioni necessarie riguardanti soltanto la parte della struttura in cui si trova il degrado in oggetto, anche mediante semplici misurazioni. Se viene confermata la riduzione di capacità portante, viene successivamente effettuata la verifica di sicurezza secondo quanto richiesto dalle attuali norme tecniche, verifica che potrebbe evidenziare la necessità di ulteriori misure di riduzione del traffico.

Al termine di questo processo analitico conoscitivo, vengono definite le caratteristiche dell'eventuale intervento di ripristino e le relative tempistiche.

Si sottolinea che questa procedura deve essere rapida ed efficace, al fine di minimizzare i rischi per gli utenti dell'infrastruttura. Per questo motivo non segue le tempistiche delle attività ispettive ordinarie. Una volta partita la segnalazione di pericolo, il giudizio ingegneristico viene fornito immediatamente e senza ulteriori passaggi intermedi. È poi compito dell'ingegnere, di fronte a un quadro della situazione più chiaro e definito, stabilire il livello di urgenza della procedura.

4 Monitoraggio Geometrico

4.1 Scopi

Il principale scopo del monitoraggio geometrico consiste nel controllo dell'evoluzione della geometria del ponte nel tempo. Tale controllo ha come finalità l'accertamento che tale evoluzione sia ragionevolmente corrispondente alle previsioni di progetto e l'eventuale rilevamento precoce di comportamenti anomali.

L'evoluzione della geometria del ponte parte da quella definita allo Stato-0 nella Carta d'Identità Strutturale ed è definita come differenza tra la geometria reale misurata in sede di Ispezione e la geometria dello Stato-0.

4.2 Variazioni naturali della configurazione geometrica del ponte

Nella valutazione della corretta evoluzione nel tempo della geometria del ponte va considerato che il Ponte stesso nel corso della sua vita utile è soggetto a movimenti, e quindi alla modifica della sua geometria, di varia natura e origine.

In particolare:

- Deformazioni di *origine termica*, con cicli giornalieri e stagionali.
- Deformazioni indotte dai *carichi* di esercizio.
- Deformazioni indotte dai *sovraccarichi permanenti*, la cui entità può variare nel tempo a seguito di ricariche di pavimentazioni o inserimento di barriere di sicurezza in calcestruzzo o altro.
- Deformazioni indotte dalla *cedevolezza differita delle fondazioni*.
- Nelle strutture che comprendono componenti in calcestruzzo: deformazioni indotte dai fenomeni reologici del calcestruzzo, *viscosità e ritiro*.
- Nelle strutture che comprendono componenti in acciaio: deformazioni indotte dallo *scorrimento delle giunzioni bullonate*.
- Nelle strutture che comprendono cavi da precompressione: deformazioni indotte dal *rilassamento* dei trefoli dei cavi.
- Nelle strutture che comprendono stralli, cavi pendini: deformazioni indotte dal *rilassamento dei trefoli* o delle funi in caso di elevate sollecitazioni.

4.3 Metodologie utilizzabili

La principale metodologia utilizzabile per il Controllo Geometrico consiste nel Rilievo Topografico con *Stazione Totale*.

Per consentire la massima precisione e velocità di esecuzione deve essere previsto nella fase di costruzione e di collaudo il posizionamento e la protezione di capisaldi e target, come riportato nella Carta di Identità delle Strutture.

Altre metodologie utilizzabili sono le seguenti:

- Fotogrammetria terrestre
- Fotogrammetria da drone
- Laser scanner terrestre con tecnica Lidar
- Interferometria radar terrestre
- Interferometria radar satellitare,
- Interferometria radar satellitare,
- Sistemi GPS/GNSS.

4.3.1 Considerazioni preliminari

E' opportuno fare alcune considerazioni nella selezione della metodologia da utilizzare tenendo presente lo scopo specifico per il quale il rilievo geometrico viene effettuato (v. §4.1) e la richiesta precisione e relative tolleranze di cui al §4.4.

Dal punto di vista delle valutazioni di natura strutturale è necessario avere una elevata precisione delle letture in pochi punti della struttura (v. §2). Per questo motivo la tecnologia più adatta è quella della stazione totale. Questa tecnologia vede notevolmente incrementate le sue prestazioni con alcuni semplici accorgimenti già evidenziati al (v. §2), ovvero la

posa di mire fisse opportunamente protette per evitarne il degrado nel tempo e con la costruzione di una opportuna rete di misura topografica che deve essere articolata in maniera da garantire l'accuratezza richiesta. A tale scopo il confronto di due misurazioni successive a breve distanza di tempo può fornire maggiore garanzia dell'efficacia della rete di misura.

Le metodologie di fotogrammetria, laser scanner e lidar si differenziano profondamente dalla precedente in quanto il loro obiettivo è la ricostruzione della geometria totale. Tale ricostruzione viene eseguita attraverso la comparazione di immagini provenienti da diversi punti di vista nella fotogrammetria e attraverso l'acquisizione di nuvole di punti nel caso del laser scanner e del lidar.

4.3.2 Laser scanner

L'accuratezza del rilievo *laser scanner e lidar* è minore di quella ottenibile dalla stazione totale, ed ancora minore nel caso della fotogrammetria. Essa può essere migliorata con il posizionamento di targets nei punti di interesse, ma va accuratamente valutata. E' illusorio pensare che l'acquisizione di moltissimi punti (laser scanner/lidar) possa produrre un miglior risultato rispetto all'acquisizione di pochi punti (stazione totale). Quando la qualità del dato di partenza è inferiore il miglioramento che è possibile ottenere acquisendo molti dati è limitato. Bisogna inoltre tener presente che l'elaborazione e la gestione dei dati derivanti da un rilievo laser scanner/lidar/fotogrammetrico è molto onerosa da un punto di vista computazionale ed estrarre dati relativi a specifici punti di interesse dal punto di vista strutturale non è immediato. Si ritiene che tali metodologie siano più adatte alla verifica o creazione di elaborati di rilievo "as built" che non al monitoraggio geometrico evolutivo di lungo termine per strutture da ponte.

4.3.3 Metodologie interferometriche

Le metodologie *radar interferometriche*, sia terrestri che satellitari, condividono la proprietà che tali tecnologie misurano la distanza tra il radar e l'oggetto, ovvero effettuano una acquisizione del dato di rilievo che è monodimensionale ed è riferita ad una certa area geometrica la cui ampiezza è funzione dell'apertura del fascio radar. Le precisioni ottenibili sono interessanti (dell'ordine di grandezza del centesimo di millimetro per l'interferometria terrestre e di 1mm per la satellitare). E' utile aggiungere alcune considerazioni sull'utilizzo di queste metodologie.

Per quanto riguarda l'*interferometria terrestre* poiché gli spostamenti vengono misurati lungo la linea di vista, essi necessitano in generale di una proiezione per ricavare la componente di spostamento di interesse strutturale. Ciò implica che lo strumento deve essere opportunamente posizionato affinché il procedimento di proiezione non introduca errori eccessivi. Inoltre il dato acquisito non è georeferenziato e ciò rende difficile la comparazione di due letture effettuate a distanza nel tempo a meno di non realizzare un punto fisso di lettura ed un sistema di posizionamento che garantisca la ripetibilità della misura. Risulta in ogni caso opportuno acquisire anche la distanza di alcuni punti di riferimento e dettagliare la procedura di calcolo per la restituzione dei risultati. In generale, si ritiene che l'interferometria terrestre sia molto adatta per letture relative a prove di carico statiche e dinamiche mentre il suo impiego per il monitoraggio geometrico di lungo termine appare limitato.

Per quanto riguarda l'*interferometria satellitare*, il suo campo di impiego principale è legato alla valutazione di spostamenti verticali nel tempo. Tale valutazione va effettuata anche tenendo conto degli spostamenti verticali di punti adiacenti posti al di fuori della struttura in quanto le misurazioni di lungo periodo sono significativamente influenzate dalla tettonica terrestre, che introduce spostamenti orizzontali dell'ordine di grandezza di 1cm/anno e verticali funzione della particolare posizione della struttura. La valutazione di spostamenti orizzontali è in generale molto complessa e dipende dalla metodologia di elaborazione utilizzata, che generalmente impiega tecniche di "Multi-geometry data fusion". In generale bisogna tener presente che la ricostruzione del campo di spostamenti può avere errori dell'ordine di grandezza del 40% rispetto allo spostamento reale. La metodologia appare dunque utile per inquadrare la fenomenologia di eventuali dissesti in assenza di dati pregressi, mentre è di interesse più limitato per valutazioni quantitative accurate di natura strutturale.

4.3.4 Metodologie basate sul GPS/GNSS

Un'ultima famiglia di sistemi per il rilievo geometrico degli spostamenti di singoli punti è quella dei *ricevitori GPS/GNSS*. I ricevitori GPS/GNSS forniscono le coordinate tridimensionali della loro posizione e sono quindi in grado di misurare il loro spostamento nel tempo. In condizioni ottimali la precisione del posizionamento è dell'ordine di 20mm in verticale e di 10mm in orizzontale, che possono migliorare fino a circa 4 mm con osservazioni di lungo periodo. Bisogna tuttavia

aggiungere che queste accuratezze, per essere raggiunte, necessitano di correzioni per effetti atmosferici effettuate integrando i dati con stazioni di riferimento che forniscono gli opportuni dati di correzione. Ciò richiede quindi una infrastruttura software e di comunicazione dedicata.

E' utile infine osservare che, per monitoraggi geometrici in grado di inviare segnalazioni di attenzione in tempo reale, la scelta si restringe alle stazioni totali robotizzate ed all'interferometria terrestre accoppiata con un opportuno software di elaborazione. Metodologie quali la fotogrammetria ed il laser scanner o lidar non risultano utilizzabili a causa dei lunghi tempi di elaborazione ed alla difficoltà nell'automazione dell'elaborazione stessa. La metodologia di posizionamento GPS/GNSS può essere utilizzata purché l'approssimazione della sua misura sia dimostrata compatibile con le valutazioni di natura strutturale.

4.4 Precisione richiesta e tolleranze ammissibili

Per quanto riguarda la precisione richiesta dalle misurazioni topografiche possono preliminarmente essere assunti i seguenti valori:

- Spostamento delle fondazioni : ± 10 mm
- Spostamenti orizzontali delle sommità delle pile: $\pm H_{pila}/5000$, con min. ± 3 mm
- Spostamenti verticali impalcati: $\pm L_{uce}/10000$, con min. ± 2 mm.

4.5 Modalità di esecuzione del monitoraggio geometrico

Il monitoraggio viene effettuato in generale attraverso le seguenti fasi:

- Rilievo topografico nei medesimi punti definiti dal CIS, rilevando per ciascuna misura la temperatura ambientale e superficiale;
- Presa in conto durante i rilievi di possibili oscillazioni dei valori a causa di vibrazioni della struttura; si farà riferimento nelle misure finali al valore medio tra i picchi di oscillazione;
- Ricalibrazione della geometria per tener conto della differenza di temperatura rispetto a quella dello Stato-0;
- Ricalibrazione della geometria per tener conto delle deformazioni per fenomeni lenti;
- In tale ricalibrazione va tenuto in conto che le deformazioni per fenomeni lenti vengono calcolate teoricamente con modelli affetti da inevitabili imprecisioni nel simulare il reale comportamento del calcestruzzo di cui è necessario tenere conto considerando un range di valori con variazioni indicativamente del $\pm 20\%$ rispetto a quelle teoriche.
- Analogamente la valutazione teorica delle deformazioni naturali, di altra origine è affetta da imprecisioni che si suggerisce di tenere in conto con una variazione indicativamente di $\pm 10\%$.
- Comparazione con la geometria allo Stato-0, ed espressione di una valutazione sulla regolarità del comportamento in servizio del ponte.

5 Monitoraggio dinamico

5.1 Campo di applicazione e limiti del monitoraggio dinamico

Il monitoraggio dinamico viene effettuato attraverso la misura in continuo della risposta dinamica di una struttura in più punti di rilevazione. Generalmente viene acquisita la risposta in termini di accelerazione o velocità con frequenze di campionamento dell'ordine di 100-200 Hz.

Numero e posizione dei sensori di misura da utilizzarsi nel monitoraggio dinamico di un ponte dipendono dallo schema strutturale dell'opera. Per ponti a travata (travate isostatiche in semplice appoggio o travate continue) è generalmente sufficiente strumentare 3 sezioni trasversali per campata con 2 accelerometri/sismometri verticali disposti alle opposte estremità della sezione (ed eventualmente un ulteriore sensore disposto in direzione orizzontale trasversale). Per ponti di grande luce o a schema speciale (ponti ad arco, ponti a telaio o ad arco-telaio, ponti strallati, ecc.) occorre considerare che il traffico eccita un numero significativo di modi principali di vibrare e che i modi superiori presentano vari nodi e flessi, cosicché il numero di sezioni trasversali da strumentare (almeno con 2 sensori verticali ed 1 sensore orizzontale trasversale) deve essere tale da descrivere con una adeguata risoluzione spaziale le deformate modali, flessionali e torsionali, di ordine superiore.

A differenza di quanto accade nel monitoraggio statico, in cui le grandezze oggetto di misura rappresentano anche gli indicatori della condizione strutturale e sono dipendenti dai carichi d'esercizio e dal livello di azioni accidentali presenti sull'opera, gli indicatori di prestazione assunti in sede di monitoraggio dinamico sono generalmente le caratteristiche dinamiche modali dell'opera. Tali parametri – frequenze proprie, deformate e smorzamenti dei modi principali di vibrare – possono essere "estratti", o identificati, dalla risposta dinamica di un sistema lineare anche non conoscendo le leggi di variazione delle forzanti (micro-tremori, traffico, vento) presenti.

Dal punto di vista operativo, una volta definite le caratteristiche tecniche di sensori e catena di misura, le risposte acquisite vengono raccolte in set di dati aventi prefissata lunghezza temporale e con riferimento ad ogni set di dati viene applicata una procedura di analisi modale in condizioni operative o di identificazione modale. In altri termini, per ogni set di dati (ad esempio costituito dalle storie temporali della risposta registrata nei differenti punti monitorati per l'intervallo temporale di 3600 s) vengono identificati i parametri modali e viene verificata la loro invarianza temporale in termini sia di frequenze naturali sia di deformate modali. Infatti, per un sistema lineare ed invariante nel tempo frequenze naturali e deformate modali sono idealmente invarianti e comunque dipendenti unicamente dalla distribuzione di massa e rigidità.

E' tuttavia ben noto che le condizioni ambientali (ad esempio, variazioni di temperatura) ed operative (ad esempio, variazioni di intensità del traffico viario) possono indurre variazioni nelle frequenze proprie che, sebbene piuttosto contenute, sono comunque tali da creare un effetto maschera rispetto alle variazioni indotte dallo sviluppo di possibili anomalie o danneggiamenti o cambiamenti della condizione strutturale. E', pertanto, opportuno che il monitoraggio sia accompagnato dall'acquisizione di informazioni relative alle condizioni ambientali dell'opera (in particolare dalla temperatura dell'aria misurata durante le acquisizioni della risposta).

A titolo di esempio, la Figura 5.1 illustra le variazioni subite dalle frequenze naturali di un cavalcavia in esercizio prevalentemente per effetto della variabilità delle condizioni di temperatura: è, infatti, possibile distinguere con confidenza le fluttuazioni di ogni frequenza determinate dalle variazioni giornaliere di temperatura. D'altro canto, tali fluttuazioni sono sostanzialmente regolari cosicché una anomalia concentrata nel tempo (quale, ad esempio, una perdita di rigidità indotta da un sisma o da un evento eccezionale) risulta comunque identificabile attraverso una soluzione di continuità nel tracciato di una o più frequenze proprie. Al contrario e per quanto noto nella letteratura tecnico-scientifica, le deformate dei modi principali di vibrare non presentano significative fluttuazioni al variare delle condizioni ambientali / operative, laddove sono più sensibili allo sviluppo di anomalie strutturali (temporanee o permanenti) e sono pertanto degli indicatori assai utili soprattutto per opere con schema strutturale complesso e densamente strumentate. A questo proposito, la Figura 5.2 dimostra che la variazione delle deformate modali, descritta attraverso il coefficiente di correlazione MAC (Allemang and Brown 1982) rispetto a quanto stimato all'inizio del monitoraggio, non è significativamente influenzata dalle variazioni delle condizioni ambientali ed operative: il coefficiente di correlazione continua ad essere pressoché unitario per tutti i modi e durante l'intero periodo d'osservazione. Pertanto, un'anomalia di comportamento della struttura può essere riconosciuta non soltanto attraverso variazioni delle frequenze proprie ma anche attraverso la variazione di una o più deformate modali rispetto a quanto osservato all'inizio del monitoraggio.

Va ancora rilevato che le variazioni di frequenza, rispetto al valore medio, illustrate in Figura 5.1 relativamente ad un periodo di 4 settimane (672 ore) sono comprese tra $\pm 1.5\%$ (prima frequenza) e $\pm 3.7\%$ (terza frequenza). Inoltre, la

letteratura tecnico-scientifica indica che le fluttuazioni indotte dagli effetti ambientali ed operativi sulle frequenze naturali sono usualmente comprese entro $\pm 5\%$. A titolo di ulteriori esemplificazioni, l'evoluzione nel tempo delle frequenze naturali in dipendenza da fattori ambientali, operativi e di danno è illustrata e discussa con riferimento al monitoraggio dei ponti Z24 (Peeters and De Roeck 2001) e Infante D. Enrique (Magalhaães et al. 2012).

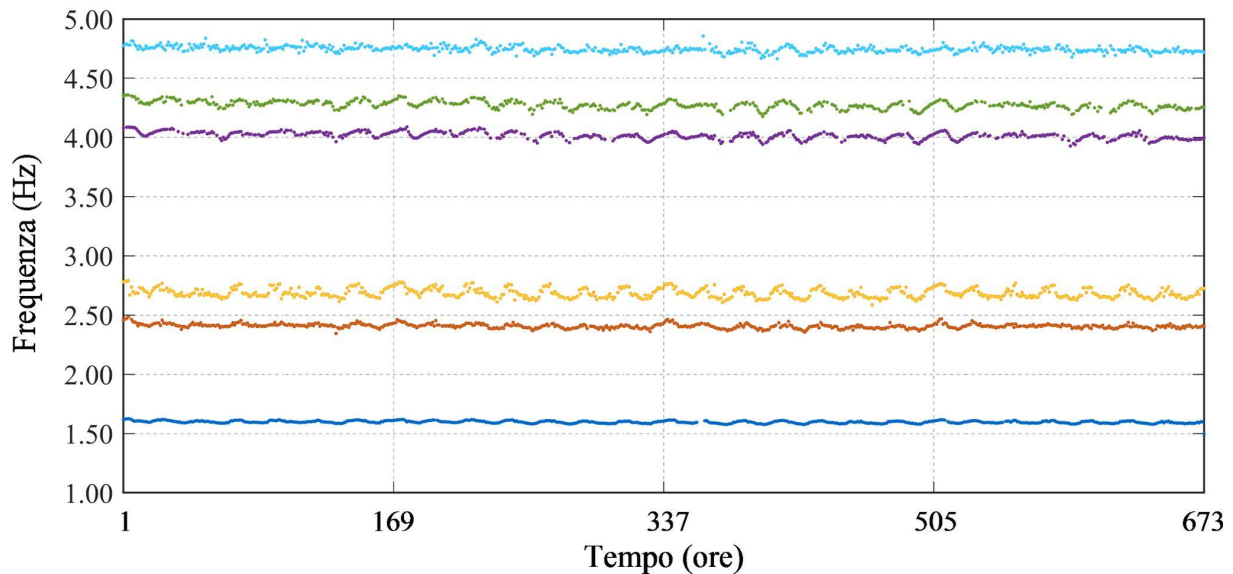


Figura 5.1: Fluttuazioni delle frequenze naturali determinate dalle variazioni ambientali.

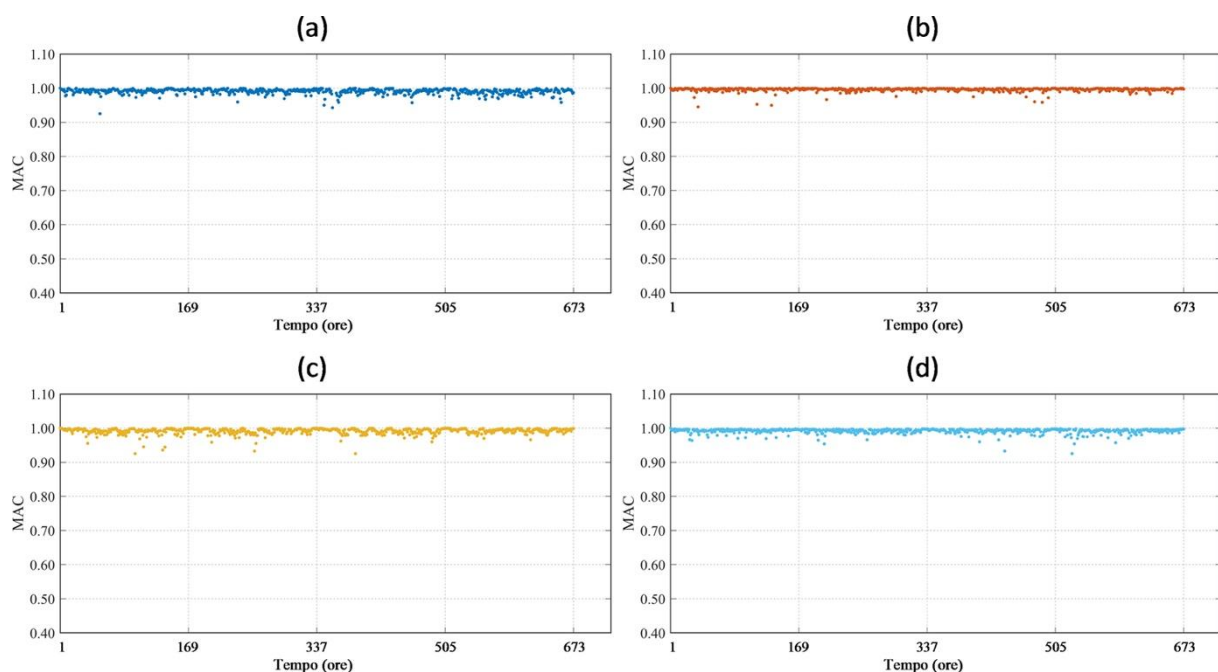


Figura 5.2: Invarianza temporale delle deformate modali con le variazioni ambientali.

Dal momento che – individuati gli effetti maschera (ambientali e operativi) – variazioni dei parametri modali sono determinate da variazioni di rigidezza, in definitiva, il monitoraggio dinamico basato sull'analisi modale conduce ad identificare eventuali variazioni di rigidezza. Va tuttavia considerato che: (a) variazioni assai contenute o molto localizzate di rigidezza possono essere individuate con difficoltà, soprattutto in assenza di una adeguata distribuzione di sensori e (b) i parametri modali non sono correlati a capacità strutturale e resistenza, cosicché il monitoraggio dinamico non consente da solo di risalire alla vita utile dell'opera strumentata.

D'altro canto, il monitoraggio dinamico di un ponte è caratterizzato da alcuni vantaggi:

- Non è invasivo, in quanto richiede la sola installazione di sensori che, resi solidali alla struttura, consentono di registrare la risposta dinamica (tipicamente in termini di accelerazioni e velocità) in corrispondenza dei punti strumentati;
- L'acquisizione della risposta dinamica è perfettamente compatibile con le condizioni operative delle infrastrutture e la presenza di traffico costituisce una forzante dinamica in grado di eccitare dinamicamente un numero significativo di modi propri della struttura, con una ricaduta benefica sull'efficacia del monitoraggio dinamico;
- Per strutture caratterizzate da schema statico semplice (quali campate in semplice appoggio alle estremità), l'installazione di pochi sensori consente di identificare almeno l'evoluzione delle frequenze naturali, che sono a loro volta correlate alla distribuzione di rigidità.

Ancora si osserva che conformemente a quanto indicato nelle "Linee Guida per la classificazione del rischio, la valutazione di sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti", il monitoraggio – in particolare dinamico – si applica di regola a ponti caratterizzati da Classe di Attenzione alta o medio-alta, anche nelle more di effettuare una verifica accurata delle opere. Inoltre, come è peraltro anche testimoniato dalla letteratura scientifica e tecnica, il monitoraggio dinamico è generalmente raccomandato per ponti a tipologia speciale (ponti strallati o sospesi, ponti di grande luce, ponti caratterizzati da soluzioni strutturali innovative, ponti con difficoltà di ispezione, ponti storici, ecc.): per queste tipologie strutturali, generalmente caratterizzate da relativa flessibilità e schema statico complesso, le azioni ambientali (ed in particolare il traffico viario) sono in grado di eccitare un gran numero di modi principali di vibrare fornendo quindi un numero estremamente significativo di informazioni utili per individuare, precocemente e con confidenza, l'insorgere di eventuali anomalie o danneggiamenti. In ponti di tipologia più ricorrente, quali quelli in precompresso a campata isostatica, si deve tener presente che, perché vi sia una variazione di rigidità e quindi una variazione individuabile di caratteristiche dinamiche, lo sforzo di precompressione deve decadere di quanto basta a generare la fessurazione delle sezioni al lembo teso.

5.2 Documenti ed istruzioni normative

- 1) ISIS CANADA (2001). Guidelines for Structural Health Monitoring.
- 2) FHWA (2002). Development of a model health monitoring guide for major bridges.
- 3) UNI 10985 (2002). Vibrazioni di ponti e viadotti. Linee guida per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici.
- 4) SAMCO (2006). Guidelines for Structural Health Monitoring, SAMCO Final Report.
- 5) D.M. 14/01/2008 (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).
- 6) Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (2009). Investigations et évaluation dynamiques des ponts.
- 7) GB 50982-2014 (2014). Technical code for monitoring of building and bridge structures.
- 8) UNI 11634 (2016). Linee guida per il monitoraggio strutturale.
- 9) D.M. 20/02/2018 (2018). Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018).
- 10) MIT / CSLP (2020). Linee guida per la classificazione del rischio, la valutazione di sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- 11) Regione Lombardia (2020). Linee Guida per il monitoraggio dei ponti.

5.3 Obiettivi e metodologia generale del monitoraggio dinamico

Fermo restando che l'obiettivo principale di un sistema di monitoraggio è l'individuazione di anomalie, danneggiamenti e malfunzionamenti dell'organismo strutturale soggetto a monitoraggio, il progetto e la gestione di sistemi di monitoraggio dinamico sono convenzionalmente (Rytter 1993) finalizzati all'individuazione dei seguenti livelli di degrado / danneggiamento:

- 1) Livello 1, identificazione della presenza di un'anomalia,
- 2) Livello 2, identificazione della posizione dell'anomalia;
- 3) Livello 3, quantificazione della gravità dell'anomalia;
- 4) Livello 4, prognosi e definizione della vita residua.

Va rilevato che l'impiego di tecniche di identificazione modale e di analisi statistica delle sole informazioni diagnostiche sperimentali (metodi *data driven* quali il controllo dell'invarianza temporale dei parametri modali) consente l'individuazione della presenza di un danno (Livello 1) e la relativa localizzazione (Livello 2) anche in dipendenza di numero e posizione dei sensori impiegati. Per l'adeguata valutazione dell'entità del danneggiamento (Livello 3) nonché delle residue capacità dell'opera è richiesta anche una modellazione strutturale che dovrebbe essere calibrata, almeno in principio, in modo da riprodurre le caratteristiche dinamiche dell'opera integra (o prima dello sviluppo del danneggiamento).

Per quanto riguarda una possibile metodologia generale di tipo *data driven*, correntemente adottata ed ormai pienamente riconosciuta nella letteratura tecnico-scientifica internazionale, si può far riferimento allo schema illustrato in Figura 5.3. Tale approccio consta dei punti seguenti: (a) acquisizione della risposta strutturale con frequenza di campionamento sufficientemente elevata; (b) analisi statistica e pre-processing dei dati acquisiti (tipicamente mediante individuazione e rimozione di eventuali picchi spuri, applicazione di filtro passa-basso e decimazione); (c) identificazione delle caratteristiche modali da ciascun set di dati acquisiti; (d) tracciamento dell'evoluzione temporale dei parametri modali identificati ed individuazione di eventuali anomalie.

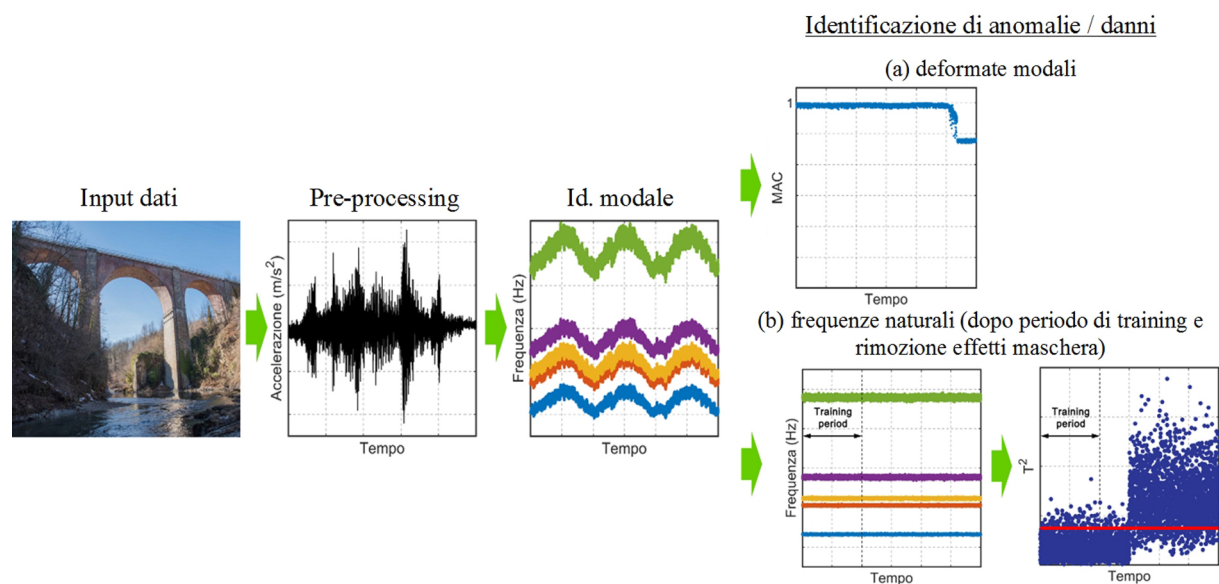


Figura 5.3: Identificazione di anomalie / danni in base al monitoraggio dinamico.

La caratterizzazione del degrado (Livello 1 e 2) avviene attraverso due percorsi paralleli e finalizzati in principio a verificare l'invarianza temporale di deformate modali e frequenze proprie. In particolare:

1. Il monitoraggio delle forme modali consente di identificare alterazioni locali nel comportamento dinamico dell'opera sin dall'inizio dell'attività di monitoraggio;
2. Per quanto attiene le frequenze naturali, una volta condotta la rimozione degli effetti maschera mediante tecniche esplicite di regressione lineare o mediante tecniche implicite che non richiedano la misura degli effetti ambientali, si esamina l'evoluzione temporale delle frequenze depurate dagli effetti ambientali / operativi e si elaborano carte di controllo basate sulle proprietà statistiche delle frequenze filtrate. In linea di principio, l'approccio in termini di frequenze proprie è operativo dopo un periodo di "allenamento" atto a individuare gli effetti indotti sulle frequenze proprie dalle normali variazioni ambientali ed operative.

Qualora si disponga di un modello strutturale validato dell'opera e venga riconosciuta la presenza di un danneggiamento, il modello può essere convenientemente utilizzato per analisi di Livello 3 ovvero per quantificare la gravità del danneggiamento individuato ed effettuare verifiche di sicurezza convenzionali. In questo caso si procede dapprima ad identificare il danno nel modello mediante aggiornamento di alcuni parametri strutturali del modello stesso. L'aggiornamento dei parametri viene condotto in modo da minimizzare una misura della differenza tra la risposta del modello e quella della struttura reale, essendo le risposte generalmente definite in termini di frequenze proprie e deformate modali.

Si osserva che questo tipo di approccio è concettualmente simile all'aggiornamento del modello numerico che viene correntemente eseguito al collaudo di un ponte di nuova costruzione. Naturalmente, per un ponte esistente in configurazione danneggiata, è necessario che siano chiaramente individuate le caratteristiche dinamiche dell'opera nello stato danneggiato e, in particolare, la variazione di frequenze proprie e deformate modali rispetto alla configurazione strutturale non danneggiata. Per lo sviluppo di analisi di Livello 3 è, quindi, necessario disporre di un modello validato della struttura non danneggiata. Ciò premesso, si può – ad esempio – procedere a molteplici simulazioni dello stato danneggiato e procedere all'identificazione di quello effettivo in base alla minimizzazione di una funzione obiettivo. In alternativa, se il monitoraggio ha fornito indicazioni sulla zona danneggiata, è possibile identificare direttamente la diminuzione delle caratteristiche elastiche e/o geometriche relativamente alla zona danneggiata. Va ancora rilevato che questa tipologia di analisi è in grado di quantificare, com'è usuale per i metodi dinamici, variazioni di rigidezza ma non perdite di resistenza. D'altro canto, i metodi dinamici hanno il vantaggio di operare con riferimento a grandezze (frequenze proprie e deformate modali) che è possibile stimare in modo indipendente dall'entità dei carichi applicati.

A maggior chiarezza, è opportuno sottolineare che un modello numerico adatto allo sviluppo di analisi di Livello 3 deve esibire un soddisfacente confronto con i parametri modali (frequenze e deformate modali) identificati. Se tale confronto evidenzia una corrispondenza uno-a-uno tra i modi del modello e l'osservazione sperimentale (ovvero se tutti i modi principali osservati sono rappresentati dal modello e nella effettiva sequenza) e tutte le frequenze corrispondenti non risultano troppo distanti dai valori identificati, il modello è da considerarsi una ragionevole rappresentazione del ponte. In caso contrario, il modello presenta errori di modellazione o semplificazioni eccessive, la cui natura va compresa ed emendata prima di procedere ad analisi successive.

Va, ancora, rilevato quanto segue:

- il problema inverso di aggiornamento (identificazione) dei parametri strutturali incerti è caratterizzato da molteplicità di soluzione; pertanto, al fine di limitare gli effetti del mal-condizionamento intrinseco del problema inverso è prassi limitare il numero dei parametri incerti da identificare (tipicamente il limite è costituito dal numero di frequenze proprie individuate nella caratterizzazione dinamica) ed associare a ciascun parametro incerto un predefinito intervallo di variazione (ricerca);
- l'utilizzo dei risultati di una prova diretta di carico (caratterizzazione statica) non si presta ad una accurata validazione (o aggiornamento dei parametri) del modello, soprattutto in ragione della maggiore incertezza delle informazioni sperimentali relative a posizione ed entità dei carichi applicati. Inoltre, dal momento che ogni deformata statica è esprimibile come sovrapposizione di deformate modali, la deformata statica generalmente resa disponibile da una prova diretta di carico coincide sostanzialmente con la prima deformata modale. Pertanto, le "informazioni" rese disponibili sulle caratteristiche intrinseche di rigidezza da una caratterizzazione dinamica sono n volte superiori a quelle di una singola caratterizzazione statica, ove n è il numero di modi principali identificati nella caratterizzazione dinamica. Parallelamente, un opportuno set di prove statiche può essere di ausilio a ben validare il modello strutturale dinamico di un ponte esistente.

Ciò premesso in linea generale, nel seguito verranno introdotti alcuni commenti il più possibile pratici ed operativi su questioni di rilievo quali l'accuratezza dell'identificazione modale, la rimozione degli effetti ambientali / operativi e l'utilizzo di carte di controllo.

5.4 L'identificazione modale in condizioni operative

In base a quanto sin qui osservato appare palese che l'affidabilità delle procedure di identificazione del degrado basate sul monitoraggio dinamico e sull'identificazione modale è condizionata dall'accuratezza di stima dei parametri modali. Quest'ultima, a sua volta, dipende da tre fattori essenziali: le caratteristiche tecniche di sensori e catena di misura, la dimensione della finestra temporale assunta in sede di identificazione modale e le procedure numeriche di identificazione modale.

Per quanto attiene tipologia e caratteristiche tecniche dei sensori di misura, nell'ipotesi che la conversione A/D venga condotta con sistema di acquisizione non integrato con i sensori, certamente adeguati per il monitoraggio (e la caratterizzazione dinamica) di un ponte sono:

- Accelerometri piezo-elettrici ad alta sensibilità (sensibilità nominale di 5 V/g e campo di misura di ± 1 g, ovvero sensibilità nominale di 10 V/g e campo di misura di ± 0.5 g);
- Accelerometri a bilanciamento di forza (force balance, con sensibilità nominale maggiore di 2.5 V/g);
- Sismometri (sensori elettro-dinamici di velocità con sensibilità nominale non inferiore a 78 V/(m/s)).
- Inoltre, considerando che il traffico viario è comunque in grado di determinare su un ponte vibrazioni (in termini di accelerazione e velocità) non piccolissime, anche accelerometri MEMS con conversione A/D integrata risultano

del tutto adeguati per il monitoraggio di ponti, purché presentino sensibilità nominale non inferiore a 1 V/g e rumore spettrale non superiore a 20 $\mu\text{g}/\text{VHz}$. Più critico è il caso dei ponti in muratura che, per la loro rigidità, possono mostrare accelerazioni decisamente più ridotte. In questo caso gli accelerometri piezoelettrici sono maggiormente indicati in quanto dotati di rumore spettrale decisamente più contenuti (circa 2 $\mu\text{g}/\text{VHz}$).

Dal momento che nel monitoraggio dinamico viene misurata solo la risposta dell'opera con frequenza di campionamento generalmente compresa tra 100 e 200 Hz, l'intervallo di acquisizione su cui effettuare l'identificazione modale deve essere sufficientemente lungo da consentire il ragionevole raggiungimento di certe caratteristiche statistiche della forzante dinamica non misurata (che deve essere approssimativamente un "rumore bianco", ovvero deve presentare energia costante nella banda di frequenze indagata). In altri termini, la lunghezza della finestra temporale da acquisire e da utilizzare nell'analisi che conduce alla stima delle caratteristiche modali è un parametro di importanza strategica: tale intervallo temporale non deve essere inferiore al valore suggerito nella letteratura tecnico-scientifica di 2000 volte il periodo fondamentale dell'opera. A titolo d'esempio, finestre di acquisizione di 45-60 minuti sono adatte a qualsiasi tipologia d'infrastruttura, a meno che non si tratti di ponti molto deformabili (periodo fondamentale superiore a 2 secondi e frequenza fondamentale inferiore a 0.5 Hz). Si osserva, inoltre, che suddividere le acquisizioni continue in intervalli orari ed effettuare l'identificazione di frequenze e deformate modali a cadenza oraria può essere comodo anche per la formazione di archivi dei risultati identificati.

Si evidenzia infine che approcci semplificati quali l'utilizzo di trasformate di Fourier su dataset di lunghezza limitata per l'identificazione di frequenze fondamentali nei segnali acquisiti non sono ascrivibili nei metodi di monitoraggio dinamico. I risultati forniti da tali approcci sono fortemente influenzati dai carichi transienti e non porgono alcuna indicazione sulle deformate modali, che sono i parametri più stabili rispetto alle influenze di tipo ambientale. Sebbene tali metodi trovino diffusione specialmente in apparecchiature di tipo wireless al fine di contenere i consumi elettrici, essi non consentono, come prima evidenziato, una robusta determinazione delle caratteristiche dinamiche della struttura monitorata.

Per quanto riguarda le tecniche di identificazione modale da utilizzarsi per l'essenziale fase di identificazione modale ed i successivi studi statistici sull'evoluzione delle grandezze modali si consiglia l'utilizzo dei metodi denominati nella letteratura tecnico-scientifica come *Frequency Domain Decomposition* (FDD, Brincker et al. 2001), operante nel dominio delle frequenze e *Stochastic Subspace Identification* (SSI, Peeters and De Roeck 1999), operante nel dominio del tempo. Le due tecniche suddette, unitamente ad altre, sono implementate anche in codici di calcolo commerciali (di largo utilizzo e comprovata affidabilità) quali MACEC (Università Cattolica di Leuven) e ARTEMIS (SVS, Aalborg).

Va rilevato e sottolineato che l'applicazione di tecniche semplificate a storie temporali di lunghezza non adeguata conduce a risultati non accurati. Inoltre, le tecniche SSI operanti nel dominio del tempo sono caratterizzate da una grande capacità di essere automatizzate e sono pertanto più adatte all'applicazione nell'ambito di un monitoraggio dinamico. Al contrario, le tecniche FDD sono caratterizzate da buona efficienza computazionale e facilità di uso interattivo cosicché la loro applicazione è raccomandata nell'ambito di indagini singole di caratterizzazione dinamica.

A titolo d'esempio, la Figura 5.4 illustra i risultati dell'applicazione delle tecniche FDD ed SSI ad un ponte ad arco in muratura (Figura 5.4a).

Il metodo FDD opera nel dominio delle frequenze con riferimento alla matrice spettrale (ovvero alla matrice contenente gli auto-spettri e gli spettri incrociati delle storie temporali misurate) a cui viene applicata, per ogni valore di frequenza, la procedura di decomposizione in valori singolari. Per ogni frequenza, il primo (e maggiore) valore singolare rappresenta "l'intensità" del modo di vibrare dominante a quella frequenza, laddove il vettore singolare corrispondente contiene la deformata modale associata. I successivi valori singolari contengono gli effetti del rumore (elettrico o ambientale) ovvero gli effetti di modi propri prossimi a quello dominante. Il tipico andamento in funzione della frequenza dei valori singolari della matrice spettrale è illustrato in Figura 5.4b: in particolare, è possibile osservare come il primo valore singolare sia largamente prevalente sui successivi e presenti picchi ben definiti in corrispondenza delle frequenze proprie, com'è atteso in base alle proprietà delle funzioni che costituiscono la matrice spettrale.

(a)



(b)

(c)

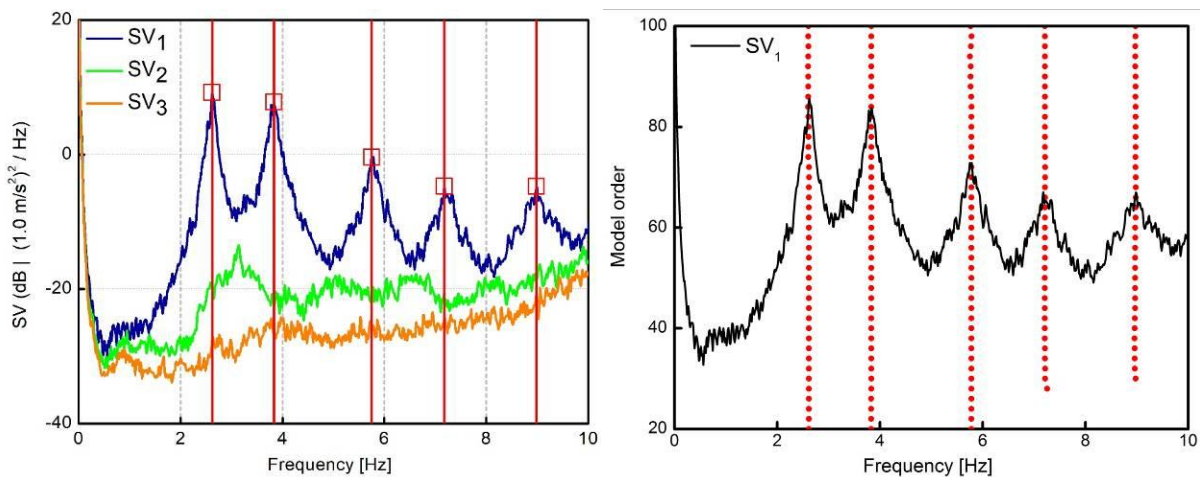


Figura 5.4: Ponte ad archi in muratura: (a) Vista del ponte; (b) Rappresentazione grafica dei valori singolari (metodo FDD) e identificazione delle frequenze naturali del ponte; (c) Diagramma di stabilizzazione (metodo SSI-Cov) e identificazione delle frequenze naturali del ponte attraverso gli allineamenti di poli stabili.

Il metodo SSI si basa sulla rappresentazione in forma discreta, nello spazio di stato, delle equazioni del moto di un sistema lineare ed invariante nel tempo, sottoposto a forzante non nota. Utilizzando l'approccio basato sulla covarianza (*Covariance-driven Stochastic Subspace Identification* o SSI-Cov), una volta definita una matrice di Toeplitz contenenti le matrici di covarianza dei segnali misurati per differenti valori del ritardo si effettua la decomposizione della matrice di Toeplitz per valori progressivamente crescenti dell'ordine n della matrice di stato. I parametri modali ottenuti per valori crescenti di n sono rappresentati nella classica forma del diagramma di stabilizzazione illustrato in Figura 5.4c: un "modo fisico" è individuato in quanto si ripresenta con valori dei suoi parametri modali (frequenza propria, smorzamento e deformata modale) pressoché invarianti al variare di n . Tale invarianza è facilmente verificata attraverso gli allineamenti di poli stabili, rappresentati nel diagramma di stabilizzazione di Figura 5.4c. In particolare, la Figura 5.4c riporta il confronto tra la prima linea del valore singolare (ottenuta dall'applicazione della decomposizione in valori singolari alla matrice spettrale) e gli allineamenti di poli stabili ottenuti per valori crescenti di n : il confronto mostra la sostanziale coincidenza tra i picchi individuati nella prima curva dei valori singolari (SV) ottenuta con FDD e gli allineamenti di poli stabili ottenuti con SSI.

5.5 Valutazione e rimozione delle interferenze ambientali e operative

Una volta ripetuta l'identificazione modale automatica su un numero significativo di osservazioni (dataset), i valori di frequenza identificati sono raccolti in una matrice di osservazione $\mathbf{Y}$, di dimensioni $n \times N$, essendo n il numero di frequenze identificate e N il numero di osservazioni. Un eventuale cambiamento nel comportamento dinamico della struttura, possibilmente correlato allo sviluppo di un danno, può quindi essere rilevato dall'applicazione di strumenti di controllo statistico di processo ai dati contenuti nella matrice $\mathbf{Y}$. Per fare ciò, tuttavia, è necessario rimuovere gli effetti

delle variazioni dei fattori ambientali ed operativi, che possono mascherare l'effetto del danneggiamento. Al fine di eliminare gli effetti delle variazioni nelle condizioni ambientali, l'analisi statistica di processo non viene eseguita sulla matrice $\mathbf{Y}$, ma su una appropriata matrice di errore residuo $\mathbf{E}$, calcolata come segue:

$$\mathbf{E} = \mathbf{Y} - \hat{\mathbf{Y}} \quad (5.1)$$

essendo $\hat{\mathbf{Y}}$ una matrice che contiene le stime delle serie temporali delle frequenze di risonanza calcolate attraverso un modello statistico appropriato a partire da una popolazione di controllo, rappresentata dai dati acquisiti nel "periodo di riferimento" o "periodo di allenamento" durante il quale si suppone che il ponte permanga nelle sue condizioni non danneggiate. Tale periodo di allenamento deve essere sufficientemente lungo da consentire di osservare le tipiche fluttuazioni stagionali e giornaliere dei fattori ambientali cui il ponte è esposto. In genere, un periodo di 9-12 mesi può essere ritenuto adeguato allo scopo.

La rimozione degli effetti ambientali e operativi può essere condotta sia mediante modelli regressivi lineari multivariati (MLR, Sharma 1995), sia mediante analisi per componenti principali (PCA, Sharma 1995). L'utilizzo di modelli MLR richiede la misura delle grandezze, quali temperatura, umidità ed intensità del traffico, che influenzano la variazione delle frequenze naturali; al contrario, l'analisi PCA è particolarmente vantaggiosa quando non si dispone di misure di fattori ambientali poiché prescinde da tale informazione ma lavora soltanto con dati di vibrazione.

Partendo dal presupposto che $\hat{\mathbf{Y}}$ riproduca la parte della varianza delle frequenze naturali corrispondente ai cambiamenti delle condizioni ambientali / operative, $\mathbf{E}$ contiene solo la varianza residua derivante da errori di identificazione ed effetti ambientali / operativi non modellati. Se si sviluppa un certo danno, ciò influisce solo sui dati contenuti in $\mathbf{Y}$, mentre $\hat{\mathbf{Y}}$ rimane inalterato. Pertanto, $\mathbf{E}$ conterrà la varianza indotta dal danno che potrà essere rilevato attraverso una analisi di novità (discussa nella sezione successiva).

Va ancora segnalato e sottolineato che i medesimi algoritmi di valutazione e rimozione degli effetti ambientali ed operativi potrebbero essere applicati ai dati (spostamenti, deformazioni, rotazioni, ecc.) raccolti anche nell'ambito di un monitoraggio statico.

5.6 Individuazione delle anomalie strutturali e carte di controllo

Come già rilevato, gli algoritmi di identificazione del danno basati su monitoraggio dinamico operano secondo le due strategie illustrate in Figura 5.3. Fin dall'inizio del monitoraggio, l'insorgere di eventuali anomalie (strutturali o anche relative al funzionamento dei sensori) potrà essere individuata attraverso la correlazione (MAC) tra le deformate modali successivamente identificate e quelle di riferimento o altre caratteristiche relative (complessità) delle deformate modali che dovranno mantenersi prossime a quanto osservato all'inizio del monitoraggio. Una volta trascorso il "periodo di allenamento" sarà possibile utilizzare, con tutto rigore ed efficacia, anche l'evoluzione delle frequenze naturali e le strategie basate su "carta di controllo". Come già anticipato, una volta rimossi gli effetti ambientali / operativi e calcolata la matrice di errore residuo $\mathbf{E}$, la presenza del danno viene rilevata utilizzando una carta di controllo, di cui si riportano esempi qualitativi in Figura 5.3 e Figura 5.5.

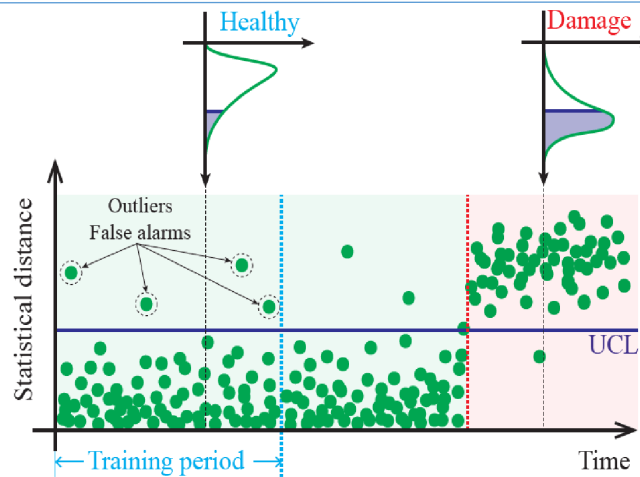


Figura 5.5: Esempio di carta di controllo che evidenzia il passaggio da una condizione di riferimento non danneggiata (Healthy) ad una potenzialmente danneggiata (Damage).

La carta di controllo rappresenta l'evoluzione nel tempo di una certa distanza statistica calcolata sui valori contenuti in **E**. Definendo una regione in controllo, la comparsa di processi fuori controllo, possibilmente associati a danni, viene rilevata sotto forma di punti che violano la regione in controllo.

La distanza statistica utilizzata nella carta di controllo (generalmente si tratta della norma di Mahalanobis o della distanza statistica T^2 di Hotelling, Montgomery 1997) è positiva per definizione e la regione di controllo è definita da un intervallo $[0, UCL]$, dove UCL rappresenta la soglia limite di controllo, calcolata come il valore della distanza statistica corrispondente a un certo livello di confidenza α , vale a dire una certa probabilità di non superamento (tipicamente del 95%) nel periodo di riferimento.

Il medesimo approccio basato su carta di controllo e soglia limite UCL può essere utilizzato facendo riferimento alle grandezze misurate nell'ambito di un monitoraggio statico. In tal modo, le "soglie di controllo" di ogni grandezza misurata sono valutate in modo statisticamente significativo e robusto (pur di riferirsi ad un periodo di allenamento di durata appropriata) e non postulate in modo spesso non documentato.

5.7 Riferimenti bibliografici

- R.J. Allemang, D.L. Brown. A correlation coefficient for modal vector analysis. In: Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference (IMAC 1982), 1982, pp. 110-116.
- R. Brincker, L. Zhang, P. Andersen. Modal identification of output-only systems using frequency domain de-composition. Smart Mater Struct 10 (3) (2001) 441-445.
- F. Magalhães, À. Cunha, E. Caetano. Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: from automated OMA to damage detection. Mech Syst Signal Process 28 (2012) 212-228.
- D. Montgomery. Introduction to statistical quality control. Wiley, New York, 1997.
- B. Peeters, G. De Roeck. Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis. Mech Syst Signal Process 13(6) (1999) 855-878.
- B. Peeters, G. De Roeck. One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental effects versus damage events, Earthquake Eng Struct Dyn 30(2) (2001) 149-171.
- A. Rytter. Vibration based inspection of civil engineering structure. Ph.D. Thesis, Aalborg University, Denmark, 1993.
- S. Sharma. Applied Multivariate Techniques, John Wiley & Sons, New York, 1995.

6 Monitoraggio statico

6.1 Introduzione

Per monitoraggio statico di una struttura da ponte si intende l'acquisizione di grandezze fisiche (spostamenti, rotazioni, inclinazioni, deformazioni ...) volte a valutare, sulla scorta di un opportuno modello, sia cambiamenti alla sua geometria dovuti ad esempio a cedimenti del sistema di fondazione, come anticipato nel §4 sul Monitoraggio Geometrico, sia variazioni del suo meccanismo di funzionamento meccanico indotte da degrado, danneggiamento strutturale, fessurazione, perdita di precompressione, corrosione ed ogni altro fenomeno che alteri lo stato corrente della struttura dalle sue condizioni iniziali e di progetto.

In questo capitolo, in funzione degli obiettivi di monitoraggio, verranno esposte alcune considerazioni sulle tecnologie esistenti per acquisire le grandezze da monitorare, in modo da evidenziare le opportune considerazioni sulle scelte tecnologiche più opportune.

Il monitoraggio statico, quando implementato in maniera permanente, è capace di fornire informazioni utili sull'evoluzione temporale della struttura, e quindi sulla determinazione delle origini di fenomeni di dissesto o degrado a carico della stessa (ad esempio cedimenti, transito di carichi eccezionali, degrado indotto da eventi ambientali, antropici o sismici).

Il monitoraggio statico può essere, in generale, suddiviso nelle seguenti tipologie:

1. monitoraggio statico temporaneo per prove di carico;
2. monitoraggio statico permanente per la rilevazione dell'insorgere di cedimenti (le misure vengono effettuate a ponte scarico);
3. monitoraggio quasistatico permanente per la rilevazione dell'insorgere di cedimenti e per la valutazione degli effetti dei carichi mobili al fine di intercettare perdite di rigidità o cedimenti permanenti indotti dai carichi.

In funzione della tipologia di monitoraggio elencata si hanno differenti requisiti prestazionali sulla strumentazione di misura e quindi sulla tecnologia più idonea da adottare.

Tale casistica sarà esaminata nei paragrafi successivi. Occorre tuttavia premettere alcune considerazioni sull'ordine di grandezza delle misure attese.

6.2 Grandezze di interesse per il monitoraggio statico, precisione richiesta e tolleranze ammissibili

In generale, nel monitoraggio di strutture da ponte, le grandezze statiche o quasistatiche di più comune interesse sono:

- spostamenti relativi;
- deformazioni;
- temperature;
- cedimenti di fondazione e spostamenti alle pile;
- rotazioni/inclinazioni;

Inoltre, nel §4.4 del capitolo relativo al monitoraggio geometrico sono stati indicati alcuni valori per la precisione richiesta e le tolleranze ammissibili. Tali valori verranno qui richiamati per discutere le varie tecnologie di misura per le grandezze fisiche elencate. Infatti, da un certo punto di vista il monitoraggio geometrico e quello statico temporaneo (1) e statico permanente per la rilevazione dell'insorgere di cedimenti (2) appaiono sovrapporsi, anche se ciascuno ha le proprie specificità: da un lato il monitoraggio geometrico non richiede l'installazione di una strumentazione fissa, dall'altro il monitoraggio statico offre una storia temporale molto più dettagliata, una chiara determinazione degli effetti termici ed una tempestività nella segnalazione di stati di attenzione che non è possibile ottenere con il monitoraggio geometrico.

6.3 Spostamenti relativi

La misura di spostamenti relativi è generalmente effettuata in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio o ai giunti. Poiché per gli spostamenti è in generale richiesta una risoluzione ed accuratezza dell'ordine di grandezza del decimo di mm, non esistono da questo punto di vista particolari criticità e sia trasduttori di spostamento resistivo, che induttivo o a filo (per ampiezze di spostamento più elevato) sono in grado di fornire adeguate prestazioni. Tuttavia, per monitoraggio

di tipo permanente è utile osservare che tecnologie resistive o a filo possono presentare problemi di lungo periodo derivanti da infiltrazione di acqua o polveri anche a seguito dell'invecchiamento delle guarnizioni di tenuta. Per una maggiore affidabilità sono da preferire sensori di tipo induttivo (LVDT) che risultano, per il loro concetto costruttivo, notevolmente più resistenti agli agenti ambientali e più accurati.

6.4 Deformazioni

La misura della deformazione è possibile con opportuni trasduttori (estensimetri) che vengono fissati sulla superficie dell'elemento strutturale da monitorare. Tale operazione risulta abbastanza semplice durante brevi monitoraggi legati a prove di carico, ma sensibilmente più complessa in sistemi di monitoraggio permanente. Infatti, mentre nei monitoraggi di breve periodo l'estensimetro può essere di tipologia con supporto flessibile incollato sulla superficie dell'elemento strutturale, per monitoraggi permanenti sono più indicati sensori con opportuna protezione, quali con supporti di tipo metallico o basati sul principio della misurazione accurata dello spostamento relativo tra due punti posti a distanza nota.



Figura 6.1: Esempi di estensimetri per misure di lungo periodo o su superfici irregolari

Si fa osservare che, mentre la misura della deformazione nelle strutture in acciaio riesce a fornire indicazioni anche a livello di comportamento globale della struttura (attraverso opportuni modelli), nel caso di strutture in calcestruzzo è di interpretazione molto più problematica. Essendo la deformazione un dato fortemente locale, esso che può essere fortemente influenzato dalla tipologia e dimensione degli inerti, da fenomeni di fessurazione anche localizzata nel punto di misura o nelle adiacenze. Gli ordini di grandezza delle misure attese sono ben coperti da tutte le tecnologie disponibili purché interfacciate con un opportuno sistema di acquisizione. Essendo la misura della deformazione molto variabile in funzione dell'obiettivo specifico per la quale essa viene acquisita, non è possibile fissare un criterio di scelta generale.

6.5 Temperature

La temperatura influenza fortemente gli spostamenti e le deformazioni delle strutture da ponte. Inoltre, ha una influenza anche molto significativa sui sensori di misura, nel senso che, a grandezza fisica misurata costante, i sensori mostrano uno scostamento funzione della temperatura che, in generale, può essere solo parzialmente compensato.

La misura della temperatura non offre difficoltà significative dal punto di vista tecnologico. Si tenga tuttavia presente che essa non può essere acquisita con sensori collocati all'interno di altra strumentazione (sensori integrati) in quanto si misurerebbe la temperatura della scatola del sensore e non la temperatura ambiente o quella della superficie della struttura. La temperatura del sensore può essere utile per compensare effetti termici a livello del sensore, ma non per compensare effetti strutturali.

Sebbene sia importante acquisire la misurazione della temperatura dell'aria, di punti significativi della struttura e del manto stradale, bisogna riconoscere che non è mai possibile depurare completamente la risposta strutturale dall'effetto della temperatura. Infatti, la reale distribuzione di temperatura nella struttura da ponte varierà da punto a punto sia in funzione dell'esposizione delle varie superfici sia in funzione dello stato e della velocità di variazione delle condizioni meteorologiche. Poiché gli effetti termici sono spesso dello stesso ordine di grandezza di quelli indotti dai carichi, si sottolinea l'importanza che ogni sistema di monitoraggio sia dotato di un modello strutturale interpretativo prestabilito in fase di progetto, in accordo alle raccomandazioni riportate all'interno della UNI-TR-11634 2016 (Linee guida per il monitoraggio strutturale).

6.6 Cedimenti di fondazione e spostamenti alle pile

Immaginando il sistema di fondazione a livello di pila/spalla come una entità rigida, i cedimenti di fondazione sono in genere distinti nelle tre componenti di traslazione e nelle tre di rotazione. Sebbene lo spostamento/rotazione assoluti del blocco di fondazione siano determinabili solo con tecniche di tipo geomatico, alcune sue componenti sono misurabili con sensori di inclinazione posti sulle pile o lungo le campate:

- cedimenti verticali delle fondazioni possono essere individuati misurando la rotazione rigida della campata insistente sulla fondazione. Riferendosi ai limiti di cui al monitoraggio geometrico, un cedimento di 10 mm richiede la capacità di riuscire a misurare dai 6 mdeg per una campata di 100m ai 60 mdeg per una campata di 10 m. Per una effettiva capacità di misurazione del dato si può ritenere che la risoluzione effettiva del sensore di misura e della sua catena di acquisizione debbano essere almeno 10 volte migliori, ovvero tra 0.6 mdeg e 6 mdeg in funzione della luce delle campate;
- rotazioni attorno agli assi orizzontali del sistema di fondazione generano spostamenti orizzontali in testa alle pile/spalle, che possono essere individuati misurando la rotazione rigida della pila/spalla. Riferendosi ai limiti di cui al monitoraggio geometrico ($\pm H_{pila}/5000$, con min. $\pm 3\text{mm}$), si richiede la capacità di riuscire a misurare dai 2 mdeg per una pila alta 100m agli 11 mdeg per una pila alta 10 m ovvero, seguendo il principio sopra esposto, si richiede una risoluzione effettiva del sensore di misura e della sua catena di acquisizione compresa tra 0.2 mdeg ed 1 mdeg in funzione dell'altezza della pila.

6.7 Rotazioni/inclinazioni

La misura di rotazioni ed inclinazioni, oltre a quanto esposto per quanto riguarda cedimenti fondazionali, può essere utilizzata per valutare gli abbassamenti degli impalcati da ponte o di altri elementi strutturali. Ciò può essere utile sia per valutare l'insorgere di abbassamenti verticali permanenti che per il controllo della rigidità e del buon funzionamento meccanico del sistema strutturale. Se si considerano i limiti elencati per il monitoraggio geometrico per gli spostamenti verticali di impalcato ($\pm L_{luce}/10000$, con min. $\pm 2\text{mm}$), si richiede la capacità di riuscire a misurare dai 5 mdeg per una campata di 100m ai 23 mdeg per una campata di 10 m ovvero, seguendo il principio sopra esposto, si richiede una risoluzione effettiva del sensore di misura e della sua catena di acquisizione compresa tra 0.5 mdeg e 2 mdeg in funzione della luce della campata.

6.8 Considerazioni sulle scelte tecnologiche per i sistemi di monitoraggio

La scelta di una architettura specifica di un sistema di monitoraggio statico o quasistatico è fortemente influenzata dalla tipologia di monitoraggio che deve mettersi in campo.

Il *monitoraggio statico temporaneo per prove di carico* è la tipologia più semplice in quanto, a causa della brevità del tempo di misura e della elevata intensità dei carichi, effetti quali la variazione della temperatura e la deriva delle letture degli strumenti nel tempo sono molto modesti. Inoltre è possibile effettuare buone medie delle letture strumentali onde limitare effetti di rumore elettrico nelle misure. Data la brevità della prova è possibile utilizzare efficacemente sia strumentazione con collegamento cablato che wireless, ed essa può anche essere con architettura proprietaria del fornitore in quanto è esclusa la necessità di approvvigionare ricambi per operazioni di manutenzione nel lungo periodo. Si evidenzia tuttavia che, avendo la prova di carico una valenza metrica, la sensoristica deve essere accompagnata da un test report metrologico riferibile (ISO 17025). Ciò è un aspetto non secondario in quanto una larga parte di sistemi di monitoraggio venduti o noleggiati sul mercato sono sprovvisti di certificato metrologico ed anzi accompagnati da datasheets che non hanno alcun valore di certificazione.

Nel caso di *monitoraggio statico permanente* il sistema è destinato ad avere una lunga vita operativa ed essere soggetto a manutenzione periodica. La componentistica da impiegare, sia in termini di sensori che di sistema di acquisizione, deve dunque garantire una lunga disponibilità di ricambi nel tempo ed anche la possibilità di variare il produttore di un componente. Ciò deve portare ad escludere architetture proprietarie, ad esempio bus di comunicazione dati di campo non standardizzati, sensori con architettura e sistema di comunicazione ed acquisizione proprietari. In generale, si raccomanda di evitare la possibilità che il guasto di un singolo componente renda il sistema di monitoraggio inutilizzabile e che il ritiro del produttore dal mercato implichi la perdita del sistema di monitoraggio al primo guasto funzionale. L'architettura del sistema può essere di tipo wireless nel caso in cui il monitoraggio escluda l'elaborazione di dati conseguenti al transito di carichi mobili sul ponte.

Nel caso di *monitoraggio quasistatico permanente* (con elaborazione dei dati derivanti dal transito di carichi mobili) il sistema necessita degli accorgimenti generali già evidenziati nel monitoraggio statico permanente e deve essere inoltre

in grado di acquisire le grandezze fisiche con una velocità tale da cogliere il transito dei carichi mobili in maniera temporalmente accurata. Ciò implica frequenze di campionamento degli strumenti dell'ordine di 100Hz, la generazione di quantitativi di dati consistenti e la necessità di una accurata sincronizzazione temporale dell'acquisizione. Queste esigenze e la natura permanente del monitoraggio portano ad escludere architetture di tipo wireless in questo campo applicativo a causa degli eccessivi consumi elettrici necessari. E' opportuno infine osservare che l'elaborazione di dati provenienti dal transito di carichi mobili richiede lo sviluppo di algoritmi in grado di effettuare valutazioni di carattere strutturale pur non essendo nota l'intensità e la posizione del carico mobile stesso. In alternativa o in aggiunta, il sistema di elaborazione dati deve essere interfacciato con un sistema WIM (weight in motion) onde acquisire le informazioni sui carichi in transito, da utilizzare per verificare la compatibilità tra carichi e misure osservate al sistema di monitoraggio.

La crescente diffusione di sistemi per la pesatura dinamica dei carichi mobili (WIM) apre interessanti opportunità per il monitoraggio delle opere d'arte. Mentre infatti la lettura dei transitori di carichi incogniti non trova applicazione pratica se non nei processi di identificazione dinamica operativa, la possibilità di pesatura dei carichi può consentire:

- Valutazioni di rigidità della struttura e sue variazioni nel tempo, nonché in generale "prove di carico" con cui individuare l'insorgenza e l'evoluzione di fenomeni di degrado strutturale (quando accoppiata ad un sistema di monitoraggio "quasistatico" (ad es. lettura delle rotazioni agli appoggi)
- Quantificazioni statistiche dei carichi di esercizio reali con molteplici obiettivi, quali verifiche di transitabilità.

6.9 Considerazioni sulle scelte tecnologiche per la selezione del sistema di sensori

Dalle considerazioni esposte si può concludere che, mentre per alcune grandezze fisiche (spostamenti, deformazioni, temperature) non vi sono particolari criticità sulla scelta della tecnologia da impiegare una volta valutati gli ordini di grandezza per le quantità da misurare (ad esempio entità degli spostamenti attesi ad un appoggio) e garantita la durabilità fisica della strumentazione nel tempo (nel caso di monitoraggi permanenti), la misura delle rotazioni richiede una attenzione specifica. Ciò in quanto i valori estremamente modesti per le rotazioni da misurare richiedono in generale una elevata risoluzione effettiva (comprendente gli effetti di derivate a lungo termine e di effetti in temperatura non compensati). Tale risoluzione effettiva è oggi tecnicamente raggiungibile solamente con tecnologie di tipo servoinclinometrico, mentre la più comune tecnologia MEMS, anche nei prodotti migliori oggi disponibili sul mercato, risulta poco idonea alla misura di rotazioni in regime statico. Essa tuttavia, può trovare proficuo impiego nella realizzazione di prove di carico e nel monitoraggio accelerometrico dinamico, dove recenti prodotti a basso rumore possono essere impiegati con successo nell'identificazione dinamica di strutture sufficientemente deformabili. Per offrire un'idea comparativa della differenza di prestazioni tra sensori inclinometrici MEMS e sensori servoinclinometrici si faccia riferimento all' "Allegato A - Caratteristiche e performance tipiche dei sensori", che illustra e compara le loro caratteristiche.

6.10 Elaborazione dei dati di monitoraggio statico e quasistatico

L'elaborazione dei dati di monitoraggio statico e quasistatico deve necessariamente basarsi sulla individuazione, in fase di progetto, dei potenziali meccanismi di crisi e di degrado della struttura, nonché sul calcolo della risposta attesa per carichi mobili realmente transitanti sulla struttura. Queste analisi, unite ad un periodo di osservazione degli effetti termici, consentono di definire gli algoritmi per un controllo dello stato di salute strutturale efficace ed affidabile. Allo stesso tempo, consentono di localizzare potenziali problematiche strutturali. A tal fine risulta utile evidenziare l'utilità della redazione della carta di identità strutturale del ponte, che fornisce utili indicazioni sugli ordini di grandezza massimi delle misure attese. Essi possono differire in maniera sostanziale dai dati di progetto, calcolati per uno scenario probabilistico necessariamente conservativo.

Si fa osservare che, mentre il monitoraggio statico a ponte scarico risulta efficace nel tracciare la storia di deformazioni e spostamenti che assumono carattere permanente sulla struttura (a parte le oscillazioni termiche giornaliere e stagionali) e non offre significative difficoltà interpretative, molto più complessa risulta l'interpretazione dei dati in regime quasistatico (in presenza di carichi mobili). Infatti, in un ponte stradale l'intensità e la disposizione dei carichi mobili sono incogniti. Ciò richiede lo sviluppo di algoritmi di elaborazione dei dati che riescano a rendere la valutazione dello stato di salute strutturale sostanzialmente indipendente dai carichi applicati. In alternativa, è possibile integrare i dati provenienti dai sensori con dati di transito di sistemi WIM. Eventuali distanze dalla porta di pesatura dinamica possono essere compensate con sistemi di telecamere dotati di riconoscimento targhe, in modo da avere una valutazione del carico transitante in tempo reale sulla struttura. E' opportuno evidenziare che, nell'interpretazione dei dati in regime quasistatico, non è possibile limitare le analisi ad una analisi statistica dei dati non supportata da uno specifico modello interpretativo. Infatti le caratteristiche dei regimi di traffico sono estremamente variabili in funzione

di molti fattori (giorno della settimana, stagionalità, eventi speciali, condizioni meteo per citarne alcuni) che rendono ogni valutazione effettuata con semplici approcci statistici estremamente incerta ed intempestiva.

7 Sensori e caratteristiche

Il monitoraggio si pone l'obiettivo di rilevare in modo quantitativo il comportamento statico e dinamico delle strutture. Assume quindi particolare importanza la capacità di misurare le variazioni nel tempo di grandezze geometriche e dinamiche.

Le principali grandezze fisiche più comunemente misurate sono:

- **inclinazioni** in corrispondenza di punti salienti della struttura (pile, impalcato etc..)
- **deformazioni** locali in zone particolarmente sollecitate della struttura o in corrispondenza di fessure/cricche, se presenti;
- **spostamenti** locali (ad esempio misura di spostamenti relativi di giunti o apparecchi di appoggio)
- **accelerazioni** locali, lungo asse verticale oppure nelle 3 direzioni (generalmente finalizzate all'analisi modale).

La qualità dei risultati ottenibili da una campagna di rilevamenti sperimentali è strettamente connessa alle scelte adottate nella progettazione del sistema di monitoraggio stesso. La conversione delle grandezze fisiche di interesse in segnali elettrici viene effettuata mediante sensori di misura. E' quindi importante prendere in considerazione le caratteristiche prestazionali dei sensori per poter valutare se il loro comportamento è adatto allo scopo che viene loro assegnato.

Per ciascuna delle grandezze fisiche sopra elencate ci sono diverse tecnologie utilizzate per poter trasdurre le variazioni delle variabili da misurare in un segnale elettrico, gestibile dai sistemi di trasmissione ed acquisizione dei segnali. In larga parte il principio fisico di funzionamento di un sensore ne determina le prestazioni complessive.

Le condizioni operative tipiche richiedono di valutare le prestazioni dei sensori tenendo conto di:

- temperature operative nel campo $-10 + 60$ °C;
- esposizione ad agenti atmosferici, grado di protezione richiesto NON inferiore a IP64;

I parametri più significativi per la valutazione delle prestazioni dei sensori sono in genere:

- Ripetibilità;
- Linearità;
- Stabilità termica;
- Rumore/risoluzione.

Nella trattazione seguente verranno prese in rassegna le principali e più utilizzate tipologie di sensori. Lo scopo non è quello di approfondirne gli aspetti tecnologici, bensì di richiamare le componenti più importanti delle prestazioni e fornire un criterio sintetico ed immediato di comparazione e valutazione.

Occorre infatti considerare che i produttori di sensoristica, per ragioni di varia natura, non forniscono schede tecniche direttamente comparabili. Le applicazioni prevalenti di un tipo di sensore ne determinano, ad esempio, i parametri di maggior interesse, che vengono quindi dettagliati nella documentazione a corredo omettendone altri. Le definizioni delle variabili metrologiche, nonostante il grande sforzo di unificazione a livello mondiale, sono tuttora impiegate in modo non sempre omogeneo.

Poter sintetizzare in un indice adimensionale l'idoneità di impiego di un sensore preso in esame, rispetto allo scopo di misura, offrirebbe una soluzione semplice ad una comparazione complessa.

Per le ragioni sopra richiamate, l'analisi alla base di questo contributo, si pone come obiettivo la definizione di un **Indice di Prestazione (Performance Index)**.

7.1 Misure inclinometriche

Le misure di deformazione delle strutture includono i rilievi inclinometrici lungo la campata e le pile.

Si tratta di misure distribuite nella struttura che forniscono letture puntuali dell'inclinazione rispetto al vettore gravità.

Le configurazioni utilizzate sono quella monoassiale oppure biassiale.

Allo stato attuale, volendo raggruppare gli inclinometri di maggiore impiego in base alla loro tecnologia di funzionamento, si ottengono due categorie:

- **Servoinclinometri** (denominati Force Balance) caratterizzati da elevata accuratezza e stabilità termica;
- **Inclinometri MEMS** (resistivi, capacitivi, a fluido) caratterizzati da un basso costo.

Per una struttura tipica in semplice appoggio della luce di 40m,, l'ordine di grandezza delle inclinazioni da misurare è di 0,01°.

Si tratta indubbiamente di valori molto piccoli che necessitano di una appropriata selezione del sensore

I parametri metrologici, che hanno maggiore impatto nella qualità delle misure inclinometriche sono:

- Ripetibilità;
- Linearità;
- Stabilità termica.

7.1.1 Servoinclinometri

Noti anche come inclinometri Force Balance basano il proprio funzionamento su un sistema elettromeccanico bilanciato in retroazione (meccanismo di d'Arsonval) il cui schema a blocchi è qui di seguito raffigurato.

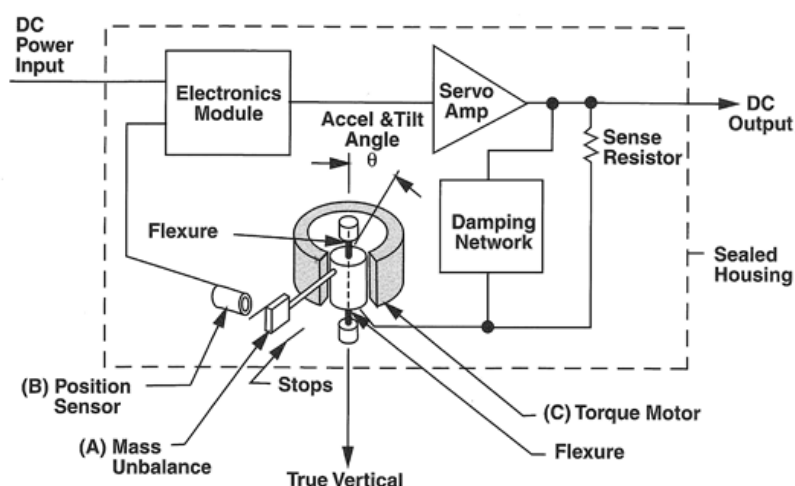


Figura 7.1: Rappresentazione schematica del meccanismo di d'Arsonval

Questa tecnologia offre vantaggi legati ad una apprezzabile massa sismica che, in assenza di movimento data la retroazione, e l'utilizzo di smorzamento permette di ottenere:

- linearità elevata;
- bassa isteresi;
- stabilità termica;
- insensibilità al rumore strutturale di fondo.

Per una consultazione delle principali caratteristiche prestazionali di un servoinclinometro monoassiale si rimanda all'allegato "A.1 Prestazioni di un servoinclinometro".

7.1.2 Inclinometri MEMS

Lo sviluppo della tecnologia dei semiconduttori ha permesso di realizzare elementi sensibili basati su microstrutture al silicio denominate Micro Electro-Mechanical Systems. I principi fisici maggiormente diffusi per convertire la variazione di inclinazione assoluta (rispetto al vettore gravità) in segnale elettrico sono quello Capacitivo e Resistivo.

Questa famiglia di sensori è caratterizzata da un basso consumo e generalmente da un basso costo. Le prestazioni ottenibili in termini di accuratezza complessiva, stabilità termica e ripetibilità sono tuttavia inferiori rispetto alle unità servoinclinometriche (Force balance) analizzate nel paragrafo precedente.

Per un confronto in termini di prestazioni si rimanda all'allegato "A.2 Prestazioni di un inclinometro MEMS".

7.1.3 Considerazioni

La scelta dei sensori per le misure di inclinazione NON può prescindere da una specifica tecnica da soddisfare, diversamente si corre il rischio di effettuare campagne di monitoraggio con dati fisici di partenza non rispondenti alle prestazioni necessarie allo scopo delle misure locali.

Occorre infatti considerare che:

- l'inclinazione è una misura assoluta (riferita alla gravità locale) e non una grandezza ottenibile in modalità relativa
- Il solo parametro di risoluzione NON può essere il solo criterio di scelta, dal momento che è largamente insufficiente a descrivere la prestazione del sensore
- In funzione delle posizioni di misura sulla struttura, deve essere soddisfatta una specifica tecnica con performance minime, che tiene conto delle accuratezze necessarie
- Ogni sensore deve essere accompagnato da un test report metrologico riferibile (ISO 17025) o da test report del costruttore che specifichi i punti sperimentali di misura eseguiti almeno in 3 livelli di temperatura.

Solo in questo modo si conosce il comportamento atteso dell'inclinometro e le incertezze complessive.

7.1.4 Indice di prestazione inclinometri

Per poter confrontare diverse tipologie di inclinometri, valutandone in modo sintetico la prestazione complessiva, si propone una formula sintetica basata su poche variabili significative.

- LIN: Errore di scostamento dalla linearità (BFSL) **espresso in °**

$$LIN [°] = (Err. Linearità [\%FS] * FS [°]) / 100$$

$$\text{esempio: } Err. Linearità = 0,05\% FS ; FS = \pm 3° ; \rightarrow LIN = 0,0015°$$

- RIS: Risoluzione della misure di inclinazione **espressa in °**

$$RIS [°] = Risoluzione [°]$$

$$\text{esempio: } Risoluzione = 1 \mu rad \rightarrow RIS = 0,000057°$$

- DTZ: Deriva termica dello Zero **espressa in °/°C**

$$DTZ [°] = STZ [°/°C] * 40$$

$$\text{esempio: } STZ \text{ Stabilità Termica di Zero} = 0,0005°/°C \rightarrow DTZ = 0,02°$$

Si calcola l'indice di prestazione

$$PI = \frac{1}{DTZ + \sqrt{LIN^2 + RIS^2}} \quad (7.1)$$

utilizzando i dati dell'esempio si ottiene $PI=46,5$

L'indice di prestazione totale deve tenere conto dell'attendibilità metrologica della documentazione a corredo dell'inclinometro. Si applicano quindi dei coefficienti di sicurezza in funzione dell'attendibilità e completezza delle caratteristiche dei sensori:

- Per sensori corredati da Certificato di Calibrazione LAT + Certificato di Conformità (CoC) si assume:

$$PI_{Tot} = PI \quad (7.2)$$

- Test Report Riferibile con almeno **3 livelli di temperatura** + Certificato di Conformità (CoC) :

$$PI_{Tot} = \frac{PI}{1,5} \quad (7.3)$$

- Test Report Riferibile ad **1 sola temperatura** + Certificato di Conformità (CoC) :

$$PI_{Tot} = \frac{PI}{2,5} \quad (7.4)$$

- Quando i soli dati disponibili sono quelli nominali del costruttore:

$$PI_{Tot} = \frac{PI}{4,0} \quad (7.5)$$

Si sono prese in esame le specifiche tecniche di oltre 40 modelli di inclinometri incrociandoli con le prestazioni ottenute nelle misure sperimentali. Di seguito i valori di confronto per determinare l'idoneità dell'inclinometro per i diversi impieghi:

$PI_{Tot} \geq 45$ inclinometro ottimo per misure in ogni posizione

$25 < PI_{Tot} < 45$ inclinometro adatto anche per misure in posizioni importanti (es. pile)

$15 < PI_{Tot} < 25$ inclinometro NON adatto per misure in posizioni importanti

$PI_{Tot} < 15$ inclinometro NON adatto per monitoraggi strutturali

7.2 Misure di deformazione

Le misure di deformazione delle strutture includono i rilievi di allungamenti, e stato di sforzo locale.

I sensori utilizzati per queste misure si possono dividere in tre tipologie:

- **Estensimetri** (Barrette estensimetriche a ponte completo con montaggio a vite)

Sono ampiamente utilizzate per le misure permanenti su strutture metalliche e di CAP. Deve essere prescritta una procedura di montaggio che garantisca l'assenza di scorrimento libero rispetto alla struttura.

- **Applicazioni estensimetriche locali** (Rosette o $\frac{1}{4}$ - $\frac{1}{2}$ ponte estensimetrico)

Vengono generalmente applicate in piccole zone localizzate per determinare lo stato di sforzo locale; nel caso delle rosette estensimetriche per ottenere sperimentalmente le direzioni principali degli sforzi. L'utilizzo delle rosette estensimetriche è limitato ai materiali metallici. Nel caso di calcestruzzi la dimensione del trasduttore deve essere tale da non subire significativamente l'effetto della dimensione degli inerti, e vengono quindi impiegati trasduttori di lunghezza appropriata, spesso superiore a 5cm

- **Fibre ottiche** (fibre sensibili con unità di condizionamento detta «interrogatore»)

Adatte sia per l'impiego in strutture metalliche o in cemento armato che per posa sotto strati bituminosi o in ambienti elettromagneticamente perturbati. La loro installazione è più agevole quando prevista sin dalle fasi di progettazione della struttura.

Per una struttura tipica, l'entità delle deformazioni da risolvere è di $5\mu\epsilon$.

I parametri determinanti da considerare per la scelta di un estensometro sono :

- Ripetibilità
- Linearità
- Stabilità termica

7.2.1 Estensimetri

La deformazione della base di misura del sensore (76mm nell'esempio) viene letta da un ponte estensimetrico completo, applicato in modo opportuno all'interno della struttura della barretta. La sensibilità del sensore si ottiene per taratura su macchina di prova a trazione e viene espressa in mV/V / $\mu\epsilon$.

Questa tecnologia offre vantaggi tra i quali:

- Ancoraggio stabile alla struttura ed assenza di scorrimento;
- Sensibilità all'inflessione trascurabile;
- Elevato rapporto segnale/rumore;
- Stabilità termica.

Il range di misura nominale è di $\pm 250 \mu\epsilon$ o $\pm 500 \mu\epsilon$ con sensibilità 0,5 mV/V – 1mV/V.

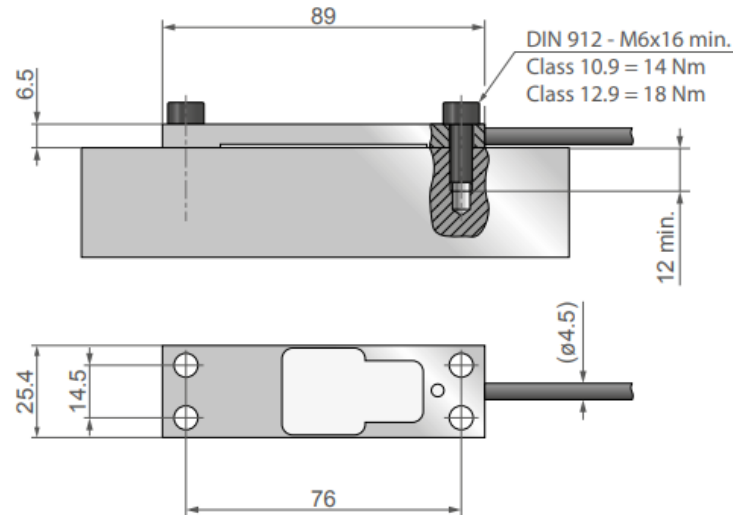


Figura 7.2: Disegno tipico di un estensimetro

Le caratteristiche di misura di un estensimetro sono illustrate, in funzione dell'effetto della temperatura, nell'allegato "A.3 Prestazioni di un estensimetro".

7.2.2 Considerazioni

La scelta dei sensori per le misure di deformazione deve essere basata sul valore atteso di deformazione massima.

- La deformazione è rilevata come integrale sulla base di misura e rappresentativa del valore locale;
- Il solo parametro di sensibilità in mV/V / $\mu\epsilon$ nominale NON è sufficiente per una misura con incertezze controllate;
- In funzione delle posizioni di misura sulla struttura, deve essere soddisfatta una specifica tecnica con performance minime;
- Ogni sensore deve essere accompagnato da un test report metrologico riferibile (ISO 17025) o da test report del costruttore che indichi la sensibilità effettiva, la non linearità ed il coefficiente di deriva termica.

Solo in questo modo si conosce il comportamento atteso dell'estensimetro e le incertezze complessive.

Indice di prestazione estensimetri

Per poter confrontare diverse tipologie di estensimetri, valutandone la prestazione complessiva, si propone una formula sintetica basata su poche variabili significative.

- LIN: Errore di scostamento dalla linearità (BFSL) **espresso in $\mu\epsilon$**

$$LIN [\mu\epsilon] = (Err. Linearità [\%FS] * FS [\mu\epsilon]) / 100$$
 esempio: Err. Linearità = 0,25% FS ; FS = $\pm 250 \mu\epsilon$; $\rightarrow LIN = 0,625 \mu\epsilon$
- DTZ: Deriva termica dello Zero **espressa in $\mu\epsilon / ^\circ C$**

$$DTZ [\mu\epsilon] = STZ [\mu\epsilon / ^\circ C] * 40$$
 esempio: STZ Stabilità Termica di Zero = $0,05 \mu\epsilon / ^\circ C$ $\rightarrow DTZ = 2 \mu\epsilon$

Si calcola l'indice di prestazione

$$PI = 100 * \frac{1}{DTZ + LIN} \quad \text{utilizzando i dati dell'esempio si ottiene } PI = 38,10$$

L'indice di prestazione totale deve tenere conto dell'attendibilità metrologica della documentazione a corredo dell'estensimetro. Si applicano i coefficienti seguenti:

- Certificato di Calibrazione LAT con Coeff. termico + Certificato di Conformità (CoC):

$$PI_{Tot} = PI \quad (7.6)$$

- Test Report Riferibile con Coeff. termico + Certificato di Conformità (CoC):

$$PI_{Tot} = \frac{PI}{1,5} \quad (7.7)$$

- Dati nominali del costruttore:

$$PI_{Tot} = \frac{PI}{4,0} \quad (7.8)$$

Di seguito i valori di confronto per determinare l'idoneità dell'estensimetro per i diversi impieghi:

$PI_{Tot} \geq 30$ estensimetro ottimo per misure in ogni posizione

$20 < PI_{Tot} < 30$ estensimetro adatto anche per misure in posizioni importanti

$15 < PI_{Tot} < 20$ estensimetro NON adatto per misure in posizioni importanti

$PI_{Tot} < 15$ estensimetro NON adatto per monitoraggi strutturali

7.3 Misure di spostamento lineare

Le misure di spostamento lineare hanno lo scopo di determinare la traslazione lineare relativa tra due punti di interesse sulla struttura. L'ampiezza di questi spostamenti è dell'ordine di grandezza dei [mm]. Esempi tipici sono la misura degli spostamenti dei giunti, per effetto delle dilatazioni termiche, o la variazione di apertura delle fessure.

I sensori utilizzati per queste misure si possono dividere in tre tipologie:

- **Potenzimetri lineari** (con montaggio mediante giunti sferici alle estremità);
- **Trasduttori lineari a filo;**
- **Trasduttori lineari lvdt** (Linear Variable Differential Transformer).

I parametri determinanti da considerare per la scelta opportuna di questa tipologia di trasduttori sono :

- Campo di misura;
- Linearità e Ripetibilità;
- Grado di protezione.

7.3.1 potenziometri lineari

Sono comunemente impiegati per rilievi permanenti, quando il requisito di accuratezza complessiva della misura non è particolarmente stringente ($>0,25$ mm). Il loro principio di funzionamento è quello del "divisore di tensione". Un elemento resistivo (a filo avvolto, in plastica conduttiva oppure ibrido) viene alimentato ai suoi capi da una tensione costante, accuratamente regolata. Un cursore (wiper) è costantemente in contatto con la pista resistiva e si sposta per effetto dello scorrimento dell'astina mobile del trasduttore. La tensione che si misura tra un capo del resistore ed il cursore è proporzionale alla posizione rispetto alla corsa elettrica totale. Il campo di misura è in genere compreso tra un minimo di 50 mm ed un massimo di 150 mm. La lettura del segnale può anche essere eseguita, alimentando il resistore con una corrente costante. Esistono diverse tipologie, che si differenziano nella tecnologia dell'elemento resistivo, nei dettagli meccanici costruttivi, nel grado di protezione ambientale.

Il loro condizionamento ed acquisizione è abbastanza semplice garantendo un costo contenuto per singolo punto di misura.

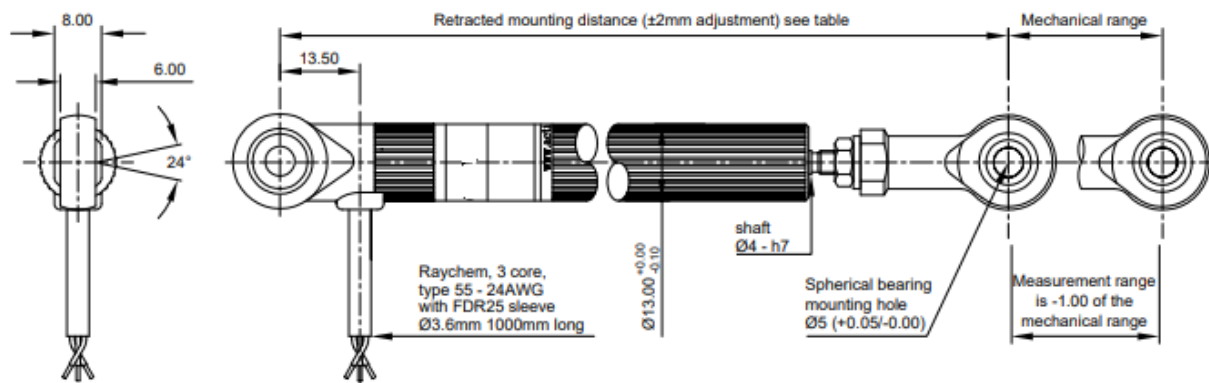


Figura 7.3: Disegno tipico di un potenziometro lineare

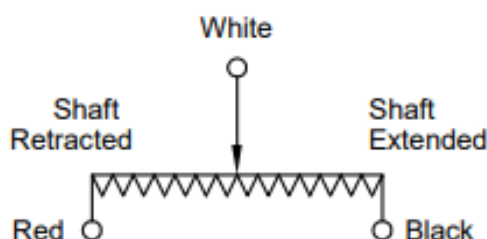


Figura 7.4: Schema elettrico di potenziometro lineare resistivo

Una sintesi delle prestazioni di un trasduttore potenziometrico lineare resistivo è riportata nell'allegato "A.4 Prestazioni di un potenziometro lineare".

7.3.2 trasduttori lineari a filo

Nelle applicazioni che richiedono un campo di misura di 200 mm o superiore è opportuno l'utilizzo di trasduttori a filo. In questo caso un capo del filo estensibile è fissato rigidamente ad un punto della struttura, potendosi estendere oppure riavvolgere dal corpo del trasduttore. Il moto lineare del filo dà luogo ad una rotazione per mezzo di un tamburo precaricato con una molla torsionale, così da garantire una tensione del filo stesso evitando che lo stesso possa andare in bando. La generazione del segnale elettrico, il suo condizionamento ed acquisizione sono analoghi a quanto brevemente richiamato per i potenziometri lineari. L'accuratezza di misura attesa è dell'ordine di alcuni millimetri.

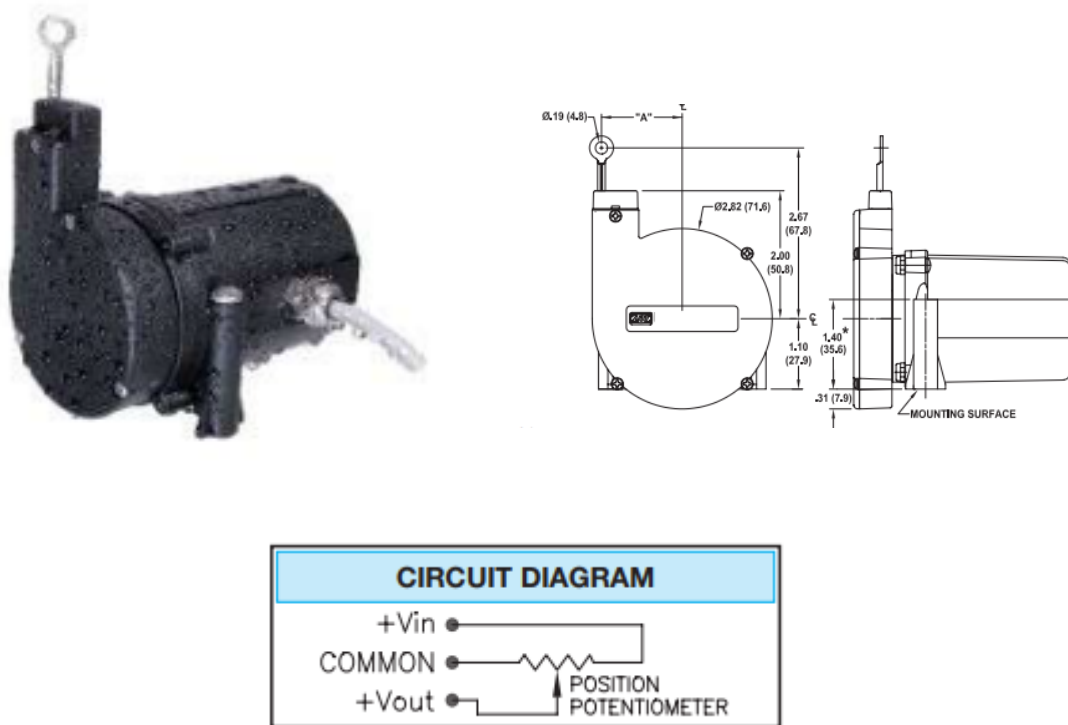


Figura 7.5: Disegno meccanico e Schema elettrico di un tipico trasduttore lineare a filo di tipo resistivo

A titolo di esempio, una rappresentazione delle prestazioni tipiche di un trasduttore di posizione a filo sono illustrate nell'allegato "A.5 Prestazioni di un trasduttore lineare a filo".

7.3.3 Trasduttori lineari LVDT (Linear Variable Differential Transformer)

Sono dei trasduttori che lavorano grazie al principio del trasformatore lineare, da impiegare per misure di spostamento che richiedono un maggiore livello di accuratezza ($<0,25$ mm), con campi di misura di 50 mm.

La loro caratteristica distintiva è quella della totale assenza di contatto tra la parte mobile del trasduttore, denominata nucleo, e la parte statorica. Questo garantisce una elevata risoluzione e ripetibilità ed assenza di fenomeni di usura/invecchiamento.

Una bobina primaria, viene alimentata con una tensione alternata con frequenza di alcuni kHz. Il nucleo, che si sposta assialmente all'interno del corpo dell'LVDT, varia l'accoppiamento con le due bobine secondarie. Il condizione di segnale (esterno oppure integrato nel trasduttore) esegue la demodulazione ed il filtraggio, fornendo una tensione o corrente proporzionale allo spostamento lineare.

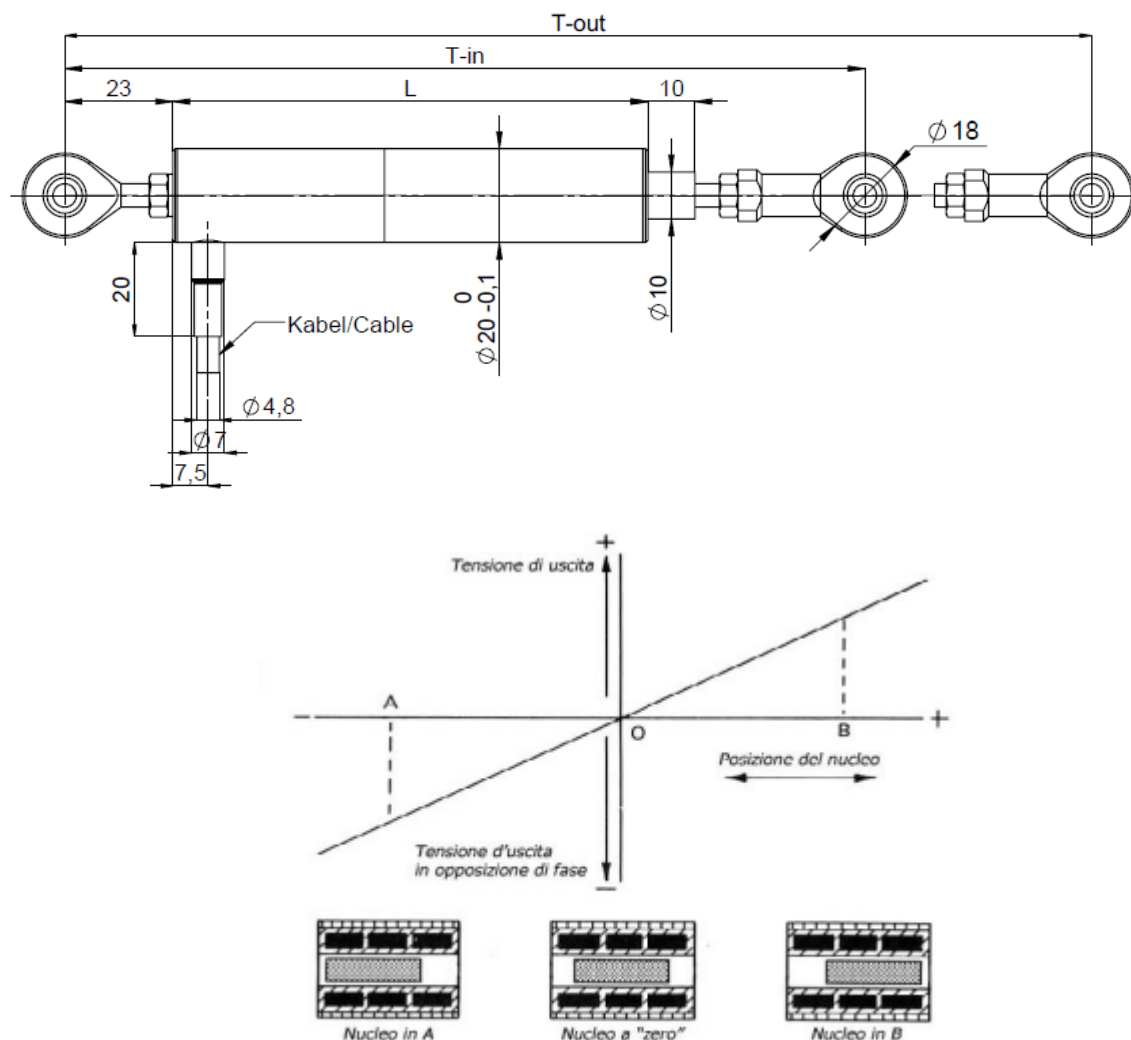


Figura 7.6: Disegno meccanico e schema di funzionamento di un trasduttore LVDT

A titolo di esempio, una rappresentazione delle prestazioni tipiche di un trasduttore lineare LVDT e la deviazione delle misure per effetto della temperatura sono illustrate nell'allegato "A.6 Prestazioni di un trasduttore lineare LVDT (Linear Variable Differential Transformer)".

7.3.4 CONSIDERAZIONI

La scelta della tipologia di trasduttore più idonea per le misure di spostamento lineare deve essere effettuata preliminarmente tenendo conto dei punti seguenti:

- Campo di misura necessario per il monitoraggio.
Per campi di misura **> 150 mm** è generalmente adeguato l'utilizzo di trasduttori lineari a filo. In questi casi si predilige la semplicità e flessibilità del montaggio.
- Quando il campo di misura è inferiore, la scelta va effettuata in funzione dell'accuratezza richiesta e della durata del monitoraggio.
In particolare, con prescrizioni di accuratezza **<0,1 mm** è necessario l'impiego di trasduttori **LVDT**, che garantiscono inoltre maggiore affidabilità e ripetibilità nel tempo, particolarmente importante per misure permanenti.
I potenziometri lineari sono invece adeguati per tutte le misure che richiedono minore accuratezza (**>0,1 mm**).
- Ogni sensore deve essere accompagnato da un test report metrologico riferibile (ISO 17025) o da test report del costruttore che indichi la sensibilità effettiva, la non linearità ed il coefficiente di deriva termica.
Il comportamento dei trasduttori lineari, nelle condizioni operative di monitoraggio, è noto soltanto se sono verificate e dichiarate le principali specifiche metrologiche.

7.3.5 INDICE DI PRESTAZIONE TRASDUTTORI LINEARI

Per poter confrontare diverse tipologie di trasduttori per misure di spostamento lineare, valutandone la prestazione complessiva, si applica una formula sintetica basata su poche variabili significative.

- FS: Fondo scala di misura **espresso in mm**
- LIN: Errore di scostamento dalla linearità (BFSL) **espresso in mm**

$$LIN [mm] = (Err. Linearità [\%FS] * FS [mm]) / 100$$
 esempio: Err. Linearità = 0,25% FS ; FS= 50 mm ; -> LIN= 0,125 mm
- DTZ: Deriva termica dello Zero **espressa in mm /°C**

$$DTZ [mm] = STZ [mm /°C] * 40$$
 esempio: STZ Stabilità Termica di Zero = 0,01 mm /°C -> DTZ= 0,4 mm
- AI: Indice di affidabilità che compara la stabilità delle caratteristiche di misura nel corso della durata del monitoraggio
 esempio AI= 0,75 per i trasduttori lineari a filo

AI= 1 per i trasduttori potenziometrici lineari

AI= 3 per i trasduttori lineari con tecnologia LVDT/Induttiva

Si calcola l'indice di prestazione

$$PI = 10 * \frac{AI}{\left(\frac{DTZ}{2*FS}\right) + LIN * \left(\frac{FS}{50}\right)} \quad (7.9)$$

utilizzando i dati dell'esempio (trasduttore LVDT) si ottiene PI=232,5

L'indice di prestazione totale deve tenere conto dell'attendibilità metrologica della documentazione a corredo del trasduttore. Si applicano i coefficienti seguenti:

- Certificato di Calibrazione LAT con Coeff. termico + Certificato di Conformità (CoC):

$$PI_{Tot} = PI \quad (7.10)$$
- Test Report Riferibile con Coeff. termico+ Certificato di Conformità (CoC):

$$PI_{Tot} = \frac{PI}{1,5} \quad (7.11)$$
- Dati nominali del costruttore:

$$PI_{Tot} = \frac{PI}{4,0} \quad (7.12)$$

Di seguito i valori di confronto per determinare l'idoneità del trasduttore lineare per i diversi impieghi:

$PI_{Tot} \geq 200$ trasduttore lineare ottimo per misure in ogni posizione

$150 < PI_{Tot} < 200$ trasduttore lineare adatto anche per misure in posizioni importanti

$75 < PI_{Tot} < 150$ trasduttore lineare NON adatto per misure in posizioni importanti

$PI_{Tot} < 75$ ammissibile soltanto per i trasduttori a filo con $FS \geq 150$ mm

E' importante osservare che in tutte le posizioni di misura che richiedono un'accuratezza <0,1 mm è necessario l'impiego di trasduttori LVDT.

7.4 MISURE ACCELEROMETRICHE

Il monitoraggio dinamico, ampiamente trattato nel §5, si basa sul rilievo temporale delle accelerazioni in diverse posizioni della struttura che includono le campate e le pile.

Queste misure sono distribuite nella struttura ed hanno lo scopo di rilevare i valori puntuali di accelerazione, in direzione verticale o nelle tre direzioni.

I sensori più comunemente utilizzati sono gli accelerometri, in configurazione monoassiale o triassiale. Lo sviluppo della tecnologia costruttiva dei sensori ha reso disponibili diverse tipologie, che si differenziano sostanzialmente in termini di prestazioni e risposta in frequenza. Come noto, la variazione di fattori ambientali quali la temperatura, influenza le frequenze proprie di oscillazione. E' quindi importante che la stabilità termica degli accelerometri utilizzati sia elevata, al fine di non sovrapporre un "effetto maschera" di natura strumentale.

Il rumore contenuto nel segnale di uscita di un accelerometro è un parametro molto importante affinché lo stesso sia adeguato ad impieghi di monitoraggio su strutture.

L'entità dell'accelerazione misurata è infatti proporzionale all'ampiezza dell'oscillazione (A) ed al quadrato della frequenza (f).

$$\ddot{x} = -A * (2\pi * f)^2 \quad (7.13)$$

Le rigidità delle strutture e le loro masse determinano comportamenti dinamici con oscillazioni e frequenze proprie contenute.

Il rumore intrinseco nel segnale di uscita dell'accelerometro vincola quindi la risoluzione di misura. Non è infatti possibile apprezzare in modo ripetibile una componente di accelerazione lineare confrontabile con il rumore acquisito.

Allo stato attuale, volendo raggruppare gli accelerometri con risposta in frequenza a partire dalla continua (0 Hz - DC response), di maggiore impiego in base alla loro tecnologia di funzionamento, si ottengono due categorie:

- **Servoaccelerometri** (denominati Force Balance) caratterizzati da elevata accuratezza e stabilità termica e basso rumore
- **Accelerometri MEMS** (capacitivi) caratterizzati da minore costo pur con prestazioni adeguate al monitoraggio, se opportunamente scelti.
Vi sono anche accelerometri con una risposta in frequenza AC, che non sono in grado di misurare la componente statica, offrendo una banda passante a partire da 0,1-0,15 Hz :
- **Accelerometri piezoelettrici** caratterizzati da basso rumore ma linearità dell'ordine dell'1%, circa un ordine di grandezza peggiore rispetto ai MEMS di ultima generazione.
Si citano anche i sismometri, dispositivi elettro-dinamici per il rilievo della velocità di oscillazione, caratterizzati da elevata sensibilità, in genere superiore a 70 V/m/s.

7.4.1 SERVOACCELEROMETRI

Noti anche come accelerometri Force Balance basano il proprio funzionamento su un sistema elettromeccanico bilanciato in retroazione (meccanismo di d'Arsonval) il cui schema a blocchi è qui di seguito raffigurato.

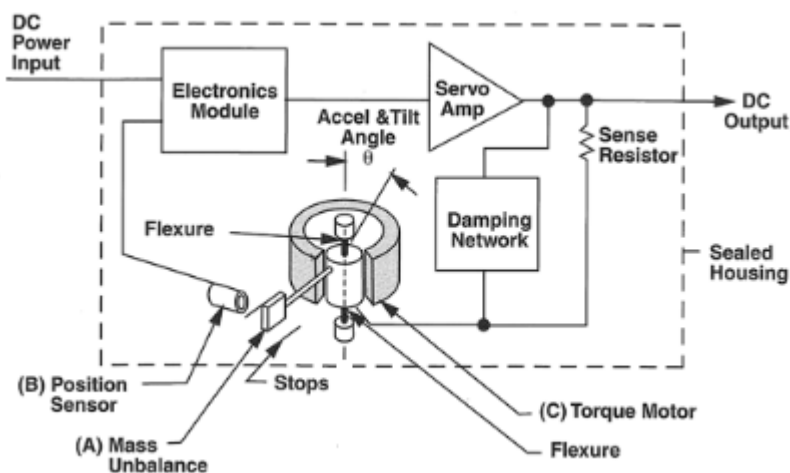


Figura 7.7: Rappresentazione schematica del meccanismo di d'Arsonval di un servoaccelerometro

Non ci sono apprezzabili differenze, se non limitate a dettagli costruttivi che esulano dallo scopo di questa trattazione, rispetto a quanto descritto per i servoinclinometri al § 7.1.1.

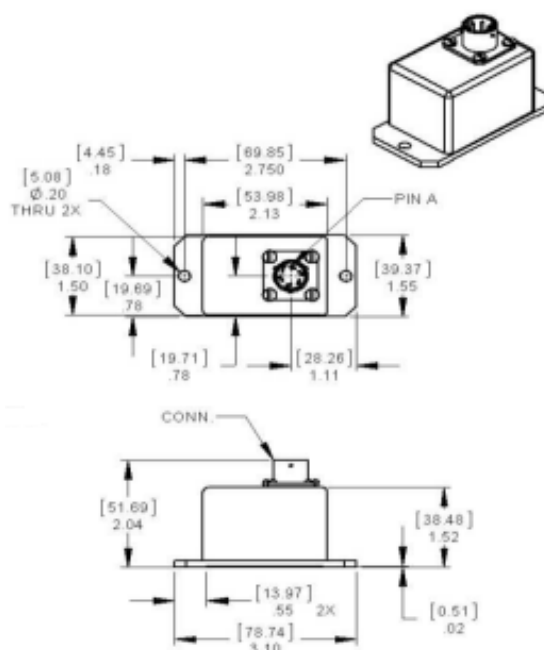


Figura 7.8: Disegno meccanico di un tipico servoaccelerometro Force Balance

Esiste anche una diversa tipologia costruttiva di servoaccelerometro, denominata "Quartz Flexure Force Balance". Il nome deriva dall'elemento elastico di sospensione della massa sismica che è realizzato a partire da una sottile struttura di quarzo.

Questa tipologia consente di realizzare accelerometri con minori dimensioni e con banda passante più estesa rispetto alla tecnologia con meccanismo di d'Arsonval.

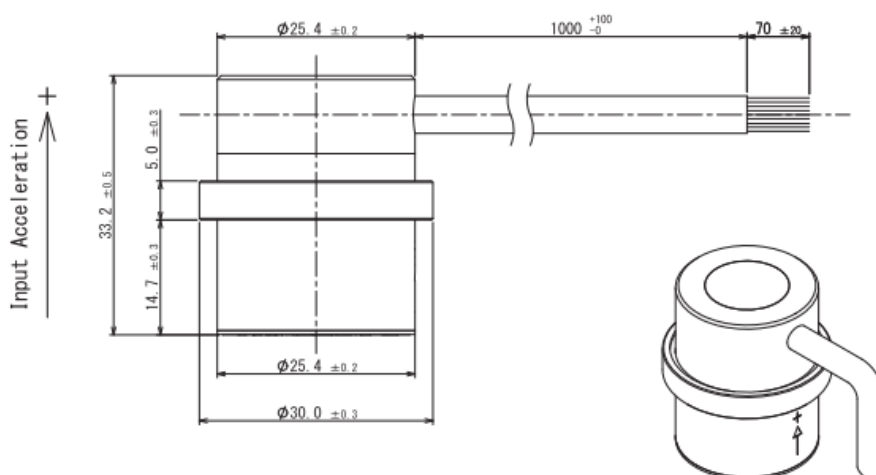


Figura 7.9: Disegno meccanico di un tipico servoaccelerometro Quartz Flexure Balance

I servoaccelerometri (Force Balance) sono caratterizzati da elevata accuratezza, basso rumore ed elevata sensibilità.

- Linearità: 0,05% FS
- Rumore: 0,1 µg/VHz
- Sensibilità: 5V/g
- Banda passante: 0-100 Hz
- Stabilità termica ±400 ppm/°C max

7.4.2 ACCELEROMETRI MEMS CAPACITIVI

Nell'ambito dei monitoraggi dinamici, la sola tecnologia MEMS (Micro Electro-Mechanical Systems) adattabile è quella Capacitiva.

La massa sismica e la struttura elastica sono ricavate, con complessi processi elettrochimici, su un wafer di silicio. Il Silicon Die, incapsulato, contiene le armature di un condensatore entro le quali si muove la massa. La cavità è riempita con un gas inerte che garantisce il desiderato livello di smorzamento. Il funzionamento è gestito da un ASIC (Application Specific Integrated Circuit) che si occupa di tutte le funzioni necessarie, tra le quali la demodulazione della variazione di capacità, l'amplificazione e compensazione termica.

Uno dei vantaggi è anche quello del basso consumo elettrico, consentendo l'utilizzo di alimentazione mediante batterie.

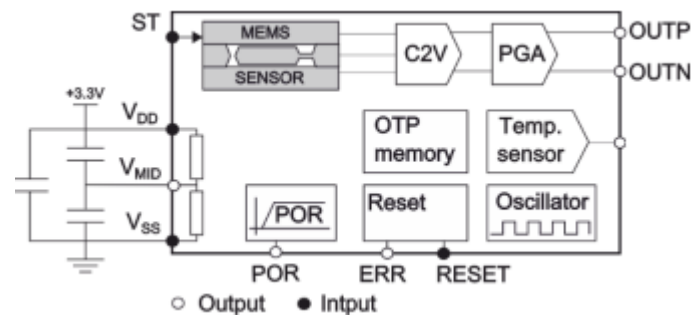


Figura 7.10: Schema di funzionamento di un accelerometro MEMS Capacitivo

La tecnologia MEMS è largamente adottata in molti prodotti consumer, che hanno la funzione di motion detection e vibration detection, come ad esempio in quasi tutti i dispositivi smartphone.

Occorre essere molto chiari. Nessuno di questi elementi sensibili può essere considerato idoneo per applicazioni di monitoraggio; talvolta, purtroppo, si incontrano applicazioni che ricadono in questo errore di valutazione, spinte probabilmente dal vantaggio del bassissimo costo di molti di questi componenti elettronici.

Il limite di rumore al di sopra del quale non è consentito un impiego di misura, tantomeno su strutture è di **20 µg/VHz**.

I monitoraggi dinamici richiedono accelerometri MEMS Capacitivi di ottima qualità e con costi di un sensore calibrato e non di un componente elettronico.

L'avanzamento tecnologico nelle versioni cosiddette di seconda generazione, garantisce linearità, basso rumore, elevata stabilità termica e banda passante adeguata.

Sono disponibili versioni monoassiali e triassiali con uscite elettriche in tensione oppure corrente 4-20 mA. Il corpo dell'accelerometro è in genere in lega di alluminio anodizzata oppure in acciaio inossidabile 316 oppure 17-4 PH, con uscita mediante cavo multipolare schermato.

Il grado di protezione può raggiungere classi elevate, tipo IP68.

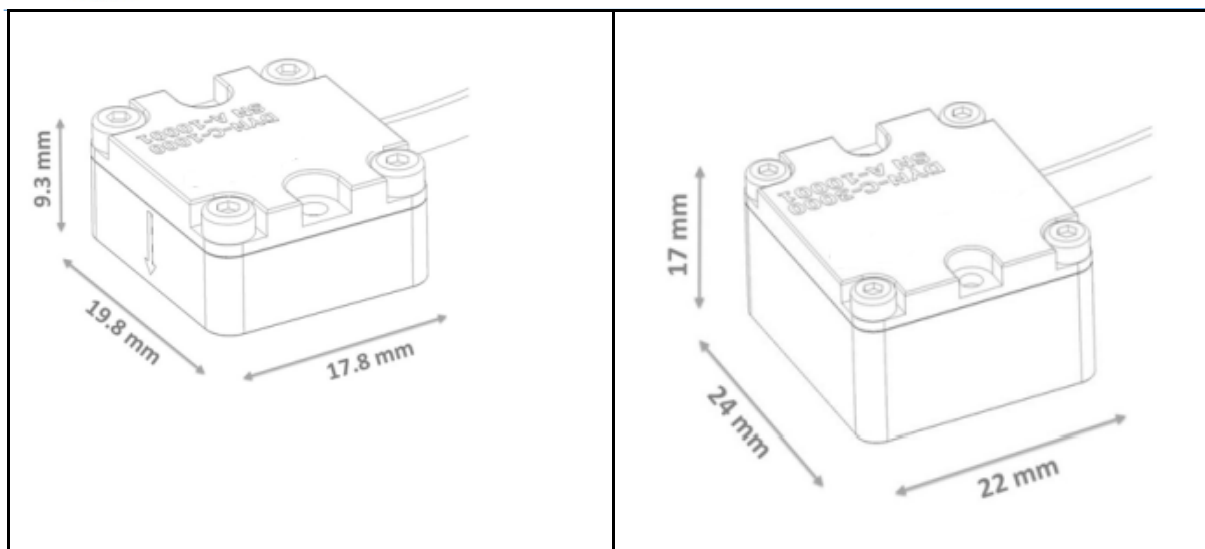


Figura 7.11: Disegno meccanico di un tipico accelerometro MEMS Capacitivo (monoassiale a sinistra, triassiale a destra)

Gli accelerometri MEMS Capacitivi adatti per i monitoraggi sono caratterizzati da elevata accuratezza, basso rumore ed elevata sensibilità.

- Linearità: 0,1% FS
- Rumore: 7-9 $\mu\text{g}/\text{VHz}$ ottimale, <20 $\mu\text{g}/\text{VHz}$ mandatorio,
- Sensibilità: 1-2 V/g
- Banda passante: 0-250 Hz
- Stabilità termica: 0,2 mg/°C
- Grado di protezione IP68

7.4.3 ACCELEROMETRI PIEZOELETTRICI

Gli accelerometri piezoelettrici sono stati storicamente la prima tipologia di sensore disponibile. Apprezzati per la loro elevata banda passante dell'ordine dei kHz.

Il principio di funzionamento è quello di un condensatore capacitivo. Una massa sismica, per effetto dell'accelerazione, sollecita meccanicamente (a compressione oppure a taglio) degli elementi piezoelettrici disposti come le armature di un condensatore, generando una carica elettrica. Questa carica viene poi opportunamente condizionata per fornire un segnale analogico in tensione.

Esattamente come un condensatore non ha funzionamento nel dominio dei fenomeni statici, anche l'accelerometro piezoelettrico non può misurare un'accelerazione statica, quale ad esempio la gravità.

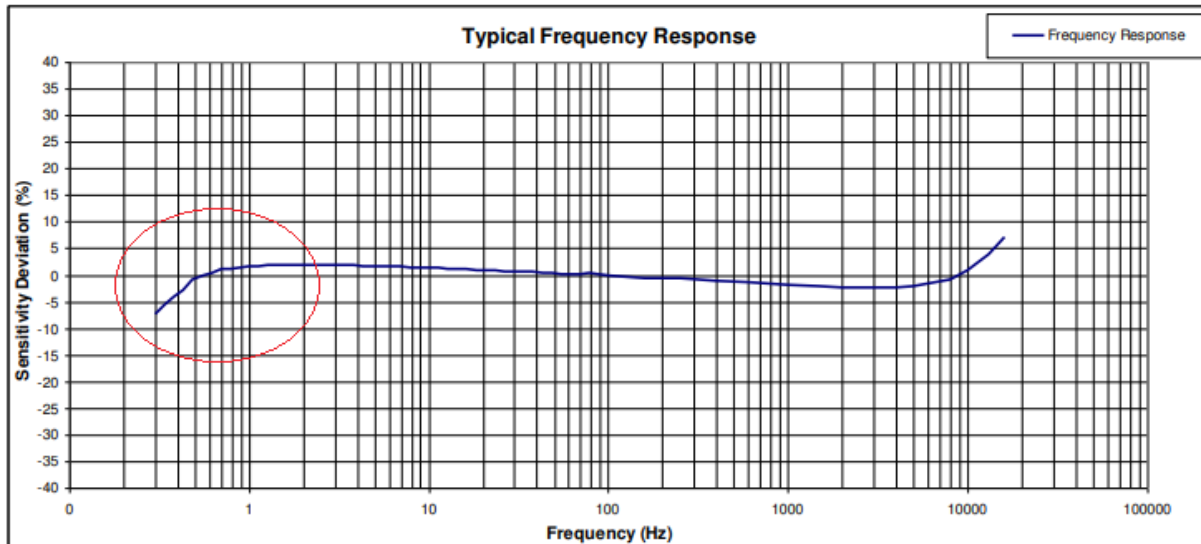


Figura 7.12: Risposta in frequenza di un accelerometro piezoelettrico

Questa tecnologia offre un basso rumore, circa $2 \mu\text{g}/\text{VHz}$, per questo motivo è utilizzata su strutture con elevata rigidità locale, ad esempio in muratura.

Come accennato, per ragioni storiche essendo la prima tecnologia disponibile per misure di vibrazione, ha trovato impiego anche nell'ambito dei monitoraggi dinamici delle strutture.

Occorre tuttavia tenere opportunamente conto di questi limiti, spesso non considerati:

- bassa linearità (tipicamente 1% FS)
- funzione di trasferimento distorta nell'intervallo 0,15-1 Hz

Ad oggi, grazie all'evoluzione degli accelerometri MEMS Capacitivi di elevata qualità, sono disponibili accelerometri con rumore di $7 \mu\text{g}/\text{VHz}$, linearità 0,1% FS e risposta DC statica, con un costo decisamente inferiore.

7.4.4 CONSIDERAZIONI

La scelta degli accelerometri per monitoraggi dinamici NON può prescindere da una specifica tecnica da soddisfare, quantomeno per i parametri fondamentali di rumore, linearità e stabilità termica. Non sarebbero altrimenti attendibili le analisi ottenute con le metodologie illustrate nel §5.

Occorre infatti considerare che:

- Nessuna misura di accelerazione dello stesso ordine di grandezza del livello di rumore intrinseco dell'accelerometro può essere considerata attendibile
- Il solo parametro di sensibilità (in V/g) NON può essere il solo criterio di scelta, dal momento che è largamente insufficiente a descrivere la prestazione dell'accelerometro
- Ogni sensore deve essere accompagnato da un test report metrologico riferibile (ISO 17025) o da test report del costruttore che specifichi la sensibilità al variare della frequenza di prova, sotto forma di diagramma di risposta in frequenza.

7.4.5 INDICE DI PRESTAZIONE ACCELEROMETRI LINEARI

Per poter confrontare diverse tipologie di accelerometri, valutandone in modo sintetico la prestazione complessiva, si propone una formula basata su poche variabili significative.

- LIN: Errore di scostamento dalla linearità (BFSL) **espresso in g**

$$\text{LIN [g]} = (\text{Err. Linearità [\%FS]} * \text{FS [g]}) / 100$$

esempio: Err. Linearità = 0,1% FS ; FS = $\pm 2\text{g}$; $\rightarrow \text{LIN} = 0,002\text{g}$

- RIS: Risoluzione della misura, dipendente in modo proporzionale dal rumore dell'accelerometro **espresso in $\mu\text{g}/\text{VHz}$**

$RIS [g] = Rumore [\mu g/VHz] * 12,25 * (10^{-6})$
esempio: Rumore = 20 $\mu g/VHz$ -> $RIS = 0,00024g$

- DTZ: effetto termico **espresso in g**
 $DTZ [g] = (STZ [mg/^{\circ}C] * 40) / 1000$
esempio: STZ Stabilità Termica = 0,2mg/ $^{\circ}C$ -> $DTZ = 0,008g$

Si calcola l'indice di prestazione

$$PI = \frac{1}{DTZ + \sqrt{10 * LIN^2 + 1000 * RIS^2}} \quad (7.14)$$

utilizzando i dati dell'esempio si ottiene $PI = 55,55$

L'indice di prestazione totale deve tenere conto dell'attendibilità metrologica della documentazione a corredo dell'accelerometro. Si applicano quindi dei coefficienti di sicurezza in funzione dell'attendibilità e completezza delle caratteristiche dei sensori:

- Per accelerometri corredati da Certificato di Calibrazione LAT + Certificato di Conformità (CoC) si assume:
 $PI_{Tot} = PI \quad (7.15)$
- Test Report Riferibile con risposta in frequenza e valore di sensibilità + Certificato di Conformità (CoC) :
 $PI_{Tot} = \frac{PI}{1,5} \quad (7.16)$
- Quando i soli dati disponibili sono quelli nominali del costruttore :
 $PI_{Tot} = \frac{PI}{4,0} \quad (7.17)$

Si sono prese in esame le specifiche tecniche di oltre 30 modelli di accelerometri monoassiali e triassiali incrociandole con le prestazioni ottenute nelle misure sperimentali. Di seguito i valori di confronto per determinare l'idoneità dell'accelerometro per i diversi impieghi:

$PI_{Tot} > 40$ accelerometro ottimo per misure in ogni posizione

$35 < PI_{Tot} < 40$ accelerometro adatto anche per misure in posizioni importanti

$25 < PI_{Tot} < 35$ accelerometro NON adatto per misure in posizioni importanti

$PI_{Tot} < 25$ accelerometro NON adatto per monitoraggi strutturali dinamici

8 Metodi di indagine sullo stato dei cavi da precompressione

8.1 Introduzione

Il controllo delle condizioni di integrità dei cavi di precompressione nelle strutture precomprese post-tese è allo stesso tempo un'attività essenziale per la valutazione della sicurezza dell'opera, ma difficile nella sua realizzazione efficace.

Nel corso degli ultimi decenni sono stati proposti diversi metodi di indagine.

Nel presente capitolo viene svolta una disamina sintetica dei vari metodi, individuando il metodo che appare più efficace e promettente, il Magnetic Flux Leakage, e di questo metodo viene data una più ampia descrizione e discussione su capacità e limiti.

8.2 Metodi proposti negli ultimi decenni

Negli ultimi decenni sono stati proposti, e in varia misura utilizzati, diversi metodi di indagine non distruttiva dei quali si riassumono qui di seguito i principali:

- Esami visuali;
- Test ad ultrasuoni;
- Emissioni acustiche;
- Geo radar;
- Metodo elettrochimico;
- Variazione del flusso magnetico.

8.2.1 Esami visuali

Si tratta dell'esame accurato della superficie esterna del calcestruzzo per la individuazione di difetti che – differenziati per tipologie ed entità – possono testimoniare la perdita di capacità di protezione dei cavi ed il loro potenziale degrado.

Gli esami visuali possono essere estesi all'interno dell'elemento strutturale per mezzo di fori e sonde per la ricerca di vuoti nelle guaine e ove possibile per l'esame dello stato dei trefoli.

Questo è il metodo principale che tuttavia consente una verifica solo puntuale ed è relativamente intrusivo.

8.2.2 Test ad ultrasuoni

Attraverso la misura del tempo di ritorno dell'impulso emesso consentono di individuare, oltre alle dimensioni dell'elemento strutturale, possibili fessure e vuoti.

8.2.3 Emissioni acustiche

Eventi di rottura nei materiali sono accompagnati dal rilascio di onde elastiche che possono essere ricevute da opportuni sensori, in generale di tipo piezoelettrico o, recentemente, anche con principi di tipo ottico. Tali onde, denominate "emissioni acustiche", vengono misurate su gamme di frequenze elevate (maggiori di 20 kHz e fino a quasi 1 MHz in funzione delle particolari applicazioni) al fine di minimizzare l'interferenza di rumori ambientali.

In particolare, nell'ambito di questa tecnologia sono state eseguite misure sugli effetti della rottura di fili di precompressione e studi sulla caratterizzazione e riconoscimento di questi eventi. Nella letteratura scientifica esistono esperienze che fanno uso di sensori posti sulla superficie del calcestruzzo per individuare la rottura di singoli fili di precompressione causata, ad esempio, da fenomeni di corrosione e conseguente riduzione della sezione resistente o da fenomeni di infragilimento dell'acciaio.

Il monitoraggio permanente con questa tecnologia offre la possibilità di individuare la rottura di singoli fili di precompressione, nonché la posizione della zona in cui è avvenuta la rottura, e costituisce una informazione precisa e diretta del fenomeno di degrado strutturale.

Naturalmente questo metodo non consente di determinare lo stato di degrado di un cavo nell'ambito di una ispezione né lo stato del cavo prima della installazione dell'impianto di monitoraggio, e richiede appunto un impianto di monitoraggio permanente per l'individuazione di futuri possibili danneggiamenti.



Figura 8.1: Prova sperimentale di individuazione dell'evento di rottura di un filo di precompressione in un ponte a grigliato in CAP con sensori di emissione acustica. In questo esperimento l'evento è stato rilevato fino a circa 10m dal punto di rottura (foto e prova SISCON - Politecnico di Torino).

8.2.4 Geo radar

Attraverso l'invio di impulsi elettromagnetici e la ricezione degli impulsi riflessi dalle superfici interne è possibile creare immagini su superfici di grande dimensione con evidenza della posizione delle armature e della presenza di eventuali vuoti.

8.2.5 Metodo elettrochimico

Attraverso le misure della tensione tra una coppia di elettrodi posti su armature e superficie di calcestruzzo è possibile misurare l'ordine di grandezza della corrosione in atto negli elementi metallici, e in parte la velocità di corrosione.

I risultati sono dipendenti dal contenuto di umidità del calcestruzzo, dal copriferro, da eventuali rivestimenti, e dal tipo di elettrodi utilizzati.

8.2.6 Variazione del flusso magnetico

Consiste nella misura delle variazioni dell'intensità del flusso magnetico applicato in prossimità delle armature da indagare e che percorre le medesime armature, come descritto nel capitolo seguente.

Questo metodo è quello che allo stato attuale consente di definire con una precisione tecnicamente utilizzabile eventuali difetti e perdite di sezione localizzate in barre d'armatura o cavi da precompressione.

8.3 Il Metodo MFL : Magnetic Flux Leakage

8.3.1 Descrizione

In principio, come anticipato, il metodo consiste nel misurare l'intensità di un flusso magnetico – applicato in prossimità delle armature da monitorare – ed in particolare di evidenziarne la variazione che si manifesta in corrispondenza di discontinuità o alterazioni geometriche del materiale.

Tali variazioni, e principalmente la variazione in direzione trasversale, vengono messe in relazione all'entità dai difetti evidenziati.

Il flusso magnetico viene indotto mediante una coppia di elettrodi che vengono posizionati in prossimità degli elementi metallici da investigare e vengono fatti scorrere in modo da esaminare tali elementi lungo la loro intera lunghezza.

L'entità del flusso e quindi la misura della sua variazione, e più precisamente della variazione della sua densità, è realizzata mediante classiche sonde Hall.

8.3.2 Esperienze

L'"MFL Method" è stato proposto e utilizzato inizialmente per il controllo della integrità delle funi in acciaio e delle tubazioni interrate.

L'applicazione ad elementi metallici inglobati nel calcestruzzo, ossia le armature e i cavi delle strutture in CA e CAP, è stata proposta inizialmente nel 1981 nell'ambito di una ricerca promossa dal FHWA - Federal Highway Administration - negli Stati Uniti; successivamente nel 1989 anche in Germania alla Technical University di Berlino sono state svolte ricerche e sperimentazioni.

Queste ricerche si sono sviluppate nei due decenni successivi approdando alla realizzazione di dispositivi di indagine utilizzati per il controllo di alcuni ponti in Germania.

Dal 1995 il FHWA ha avviato ulteriori studi sul medesimo procedimento, e nelle Università di Wisconsin – Milwaukee, WI, Rutgers University, Piscataway, NJ, Lawrence Technological University, Southfield, MI e Lehigh University in Pennsylvania si sono svolte varie ricerche in parallelo.

Altre ricerche ed esperienze sono state svolte da aziende private in Russia e USA.

8.3.3 Elementi di efficienza, utilizzabilità e affidabilità

Il metodo MFL è stato valutato come un metodo efficiente ed utilizzabile per la individuazione di danneggiamenti e rotture in barre da CA e trefoli da CAP.

Esso è inoltre implementabile senza grandi difficoltà e a bassi costi, anche se l'obiettivo è comunque di ottimizzare i pesi dei dispositivi e la loro maneggevolezza.

Il metodo tuttavia presenta un inevitabile *marginale di errore e incertezza* nella individuazione e quantificazione dei difetti, dovuto a:

- Imprecisione nelle *misurazioni*.
- Effetti di *disturbo* indotti da elementi al contorno quali i ferri trasversali, congestione di armature, l'entità del copriferro.
- Imprecisione nella *interpretazione* delle variazioni del flusso magnetico e nella corrispondenza tra variazione di flusso e entità del difetto.

8.4 Diffrazione dei raggi X per la stima delle tensioni

Il metodo attualmente utilizzato per la stima delle tensioni nei cavi di precompressione consiste nella determinazione delle deformazioni unitarie nel filo dopo il suo detensionamento per rottura indotta.

Si presenta qui di seguito un metodo recente e alternativo o anche complementare al metodo sopra descritto.

La diffrazione dei raggi X (XRD – X Ray Diffraction) è una pratica impiegata in molti campi scientifici e industriali per misurare diverse proprietà dei materiali. Questa tecnica può essere utilizzata per materiali mono o policristallini e si basa sulla misurazione dell'angolo di massima diffrazione di un fascio di raggi X incidente sulla superficie del materiale in esame. L'angolo di diffrazione è strettamente correlato al valore delle deformazioni nella zona di misura, dalla cui valutazione viene derivato lo stato tensionale.

Nel campo dell'ingegneria e delle costruzioni meccaniche, la diffrazione dei raggi X è utilizzata per la valutazione delle tensioni in materiali metallici. La normativa di riferimento per questa tecnica è la EN15305:2008 "Non-destructive Testing - Test method for residual stress analysis by X-Ray Diffraction".

Tale tecnica ha recentemente trovato applicazione per la verifica dello sforzo di trazione presente in cavi e barre di precompressione di strutture in CAP in esercizio.

La misura diffrattometrica è di tipo puntuale e, nelle misure effettuate nell'ambito applicativo di interesse per le presenti linee guida, fornisce la tensione valutata in un punto del materiale. Il punto di misura ha una ampiezza dell'ordine del mm² e la zona indagata è estremamente superficiale. Ciò ha importanti ricadute operative in quanto la lettura fornisce lo stato di sforzo assoluto, dato dalla somma delle tensioni residue indotte dai processi di fabbricazione più quello dovuto allo sforzo di precompressione applicato. La procedura di misura deve dunque comprendere una metodologia per la preparazione della superficie e la valutazione delle tensioni residue derivanti dai processi di fabbricazione dei fili o barre oggetto di misura, che risultano in generale non trascurabili. Inoltre, per i trefoli, poiché la misura è puntuale ed è relativa ad un singolo filo, deve essere definita una procedura per passare dal valore della tensione misurata alla tensione media del trefolo.

Tra i vantaggi della tecnica si evidenzia il suo carattere non distruttivo e la possibilità di predisporre finestre di ispezione, opportunamente protette, per effettuare misure nel tempo.

Una volta definite le corrette procedure di preparazione della superficie su cui effettuare la misura e la metodologia di trasformazione da sforzo puntuale nel filo a sforzo medio nel trefolo, la tecnica riporta misure molto precise dello stato di sforzo. Ciò è stato verificato in laboratorio con varie campagne di misure a tensione variabile, ottenendo sempre una ottima corrispondenza tra sforzo applicato e misurato una volta sottratto il valore delle tensioni residue.



FIGURA 8.2: MISURA DELLO STATO TENSIONALE SU FILO DI PRECOMPRESSIONE MEDIANTE DIFFRATTOMETRO GNR PRESSO IL POLITECNICO DI TORINO, CENTRO SISCON "SAFETY OF INFRASTRUCTURES AND CONSTRUCTIONS".

8.5 Conclusioni

In base all'analisi dei risultati delle varie esperienze effettuate si possono ad oggi trarre le seguenti conclusioni:

1. Il metodo MFL consente di individuare *quantitativamente la severità* della perdita direzione in trefoli da precompressione;
2. È possibile ottenere informazioni sulla *severità relativa* del danneggiamento localizzato;
3. È possibile *individuare* difetti/fessure/perdita di sezione in acciaio da precompresso dell'ordine del 5-10% della sezione originaria o, naturalmente, superiori. Più precisamente il valore del 7% è il valore minimo di difetto in termini di perdita di sezione individuabile a seguito di specifici test di laboratorio, e considerando copriferri (o comunque distanza tra cavo ed elettrodi) fino a 128 mm (5");
4. Per individuare perdite di sezione minori del 10% è necessario utilizzare metodi di analisi del segnale basati sulla correlazione tra il segnale nell'area del difetto ed il segnale in un'area pari all'intera lunghezza del cavo.

In conclusione il metodo, ormai con un'esperienza di circa quarant'anni, appare senz'altro adatto ed efficace nell'individuare corrosioni o difetti di entità elevata, catalogabili come difetti "seri", che sono peraltro quelli la cui individuazione è più urgente ed importante.

E tuttavia la capacità di individuare difetti di dimensioni relativamente ridotte lo rende particolarmente utile per una diagnosi precoce sulle condizioni di salute strutturale dei cavi da precompressione.

Per la determinazione dello stato tensionale nei trefoli dei cavi o nelle barre di precompressione il metodo della diffrattometria dei raggi X, con le necessarie precauzioni per la valutazione degli effetti delle autotensioni, si presenta molto promettente.

Parte seconda: La classificazione della sicurezza (rating)

9 Lo stato dell'arte nel Rating dei ponti stradali

Per brevità nel seguito si utilizzerà la parola "Rating" per esplicitare l'attività di prioritizzazione dello stato di salute delle opere inserite in una rete infrastrutturale.

9.1 Metodi di valutazione delle prestazioni

La valutazione delle prestazioni dei ponti è utile come strumento di comunicazione con legislatori, gestori dei ponti e, soprattutto, il pubblico su questioni come la sicurezza del traffico e la vulnerabilità strutturale dei ponti a disastri come terremoti, scalfamento delle fondazioni, ecc. Sono state sviluppate nel tempo diverse tecniche di valutazione delle performance dei ponti, il quale è solitamente un riflesso degli obiettivi del gestore stesso. Il *Bridge health Index* viene utilizzato come misura delle prestazioni dalle agenzie interessate a preservare le condizioni strutturali oppure a dare priorità ai progetti di manutenzione all'interno del loro inventario di ponti. Altre valutazioni di prestazioni, come il rating d'inventario e geometrico, vengono utilizzate per migliorare la sicurezza del traffico di un ponte. Il rating di vulnerabilità e/o resilienza sono esempi di misura delle prestazioni utilizzati per mostrare quanto siano vulnerabili le strutture dei ponti a pericoli come uragani, terremoti o autocarri a carico eccessivo e le loro prestazioni in queste situazioni.

Sulla base dell'approccio computazionale utilizzato, i metodi attuali per lo sviluppo di indici di condizioni dell'opera possono essere raggruppati nei seguenti quattro approcci:

- Metodi *ratio-based* assegnano un numero di condizione al ponte in base al rapporto tra la condizione corrente e la condizione della struttura quando era nuova, l'obiettivo di questo metodo è calcolare le risorse residue del ponte. California Bridge Health Index e il metodo AASHTO Manual for Bridge Evaluation (approfondito nel §9.5) ne sono gli esempi principali
- L'approccio della media ponderata (*weighted average approaches*) stima le condizioni dell'intera struttura combinando le valutazioni dei singoli elementi del ponte ponderate in base al loro contributo all'integrità strutturale del ponte. I Bridge Condition Index utilizzati in Australia, nel Regno Unito, e Sud Africa ne sono gli esempi principali.
- L'approccio *worst-conditioned component* viene utilizzato per estrarre i difetti critici nei componenti del ponte. In questo approccio, l'indice di valutazione viene approssimato al rating del componente nella condizione peggiore. Un esempio di questo metodo è quello usato per il rating dei ponti tedeschi
- I metodi qualitativi non riportano le condizioni del ponte su scala numerica. Descrivono una struttura come "Scarsa", "Discreta" o "Buona", in base allo stato e all'importanza degli elementi oggetto di indagine. Quello australiano e, similmente quello austriaco, possono esserne un esempio.
- Altri BHI sono stati sviluppati combinando alcuni dei metodi sopra elencati. Un esempio è il Sufficiency rating che combina l'approccio della media ponderata e gli approcci del componente nella condizione peggiore e che verrà approfondito in dettaglio nel prossimo capitolo. Inoltre, un metodo basato sulla valutazione del rischio è attualmente testato dal Dipartimento dei trasporti del New Jersey (NJDOT), questo approccio combina diversi stati limite di prestazione per calcolare il rischio relativo per ciascun ponte.

9.2 Panoramica sui Weighted Average Approaches

Il calcolo dei BCI mediante la media ponderata delle condizioni dei singoli elementi parte dai dati sulle condizioni degli elementi strutturali, in particolare, il tipo, la gravità e l'entità dei deterioramenti, alcuni indici, invece, si basano su dati operativi come il volume di traffico per determinare il servizio fornito dal ponte. Il numero di elementi ispezionati e il tipo di sistemi di classificazione adottati possono essere diversi da un paese all'altro.

9.2.1 United Kingdom's BCI

Il *Bridge Condition Index* del Regno Unito descrive la condizione di un elemento in base al suo stato e all'entità del deterioramento presente. Il valore assegnato alla condizione di un elemento si basa sul suo contributo all'integrità complessiva del ponte valutato tramite un semplice punteggio basato sul semplice giudizio ingegneristico, inoltre, l'entità del danno viene registrata in termini qualitativi. Le seguenti tabelle forniscono una descrizione delle diverse categorie di estensione (Figura 9.1) e gravità (Figura 9.2) del danno utilizzate per il calcolo dell'indice.

Extent	Description
A	No significant defect.
B	Slight (not more than 5 percent of surface area or length).
C	Moderate (5 to 20 percent of surface area or length).
D	Wide (20 to 50 percent of surface area or length)
E	Extensive (more than 50 percent of surface area or length)

Figura 9.1: Descrizione dell'estensione del danno

Severity	Description
1	As-new condition or defect has no significant effect on the element (visually or functionally).
2	Early signs of deterioration; minor defect; no reduction in functionality of element.
3	Moderate defect/damage; some loss of functionality could be expected.
4	Severe defect/damage; significant loss of functionality and/or element is close to failure.
5	The element is non-functional/failed.

Figura 9.2: Descrizione della gravità del danno

Il primo passo del metodo è assegnare a ogni singolo elemento che compone il ponte un punteggio che combina i valori di estensione e severità assegnati tramite le tabelle precedenti, in particolare, tramite la tabella in Figura 9.3.

Extent	Severity				
	1	2	3	4	5
A	1.0	*	*	*	*
B	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
C	1.1	2.1	3.2	4.1	
D	1.3	2.3	3.3	4.3	
E	1.7	2.7	3.7	4.7	

Figura 9.3: Tabella combinazione fattori di estensione e gravità

Si assegna ora un fattore di importanza (EIF) ad ogni elemento analizzato, secondo le indicazioni della tabella in Figura 9.4.

Element Importance	EIF Value
Very high	2.0
High	1.5
Medium	1.2
Low	1.0

Figura 9.4: Tabella per assegnazione fattore di importanza (EIF)

Si assegna un fattore di condizione all'elemento (ECF). Questo fattore è direttamente collegato al valore di EIF calcolato precedentemente tramite l'opportuna equazione tra le seguenti.

$$ECF_H = 0.3 - \left[\frac{0.3(ECS-1)}{4} \right] \text{ for } \textbf{high element importance} \quad (9.1)$$

$$ECF_M = 0.6 - \left[\frac{0.6(ECS-1)}{4} \right] \text{ for } \textbf{medium element importance} \quad (9.2)$$

$$ECF_L = 1.2 - \left[\frac{1.2(ECS-1)}{4} \right] \text{ for } \textbf{low element importance} \quad (9.3)$$

Tramite i dati determinati si passa al calcolo dell'indice di condizione del singolo elemento (ECI).

$$ECI = ECS - ECF \quad (9.4)$$

Si calcola il punteggio al ponte nel suo insieme (BCS) tramite la seguente equazione dove il BCS è calcolato da una combinazione ponderata di tutti i contributi di ciascun elemento del ponte.

$$BCS = \frac{\sum_{i=1}^N (ECI_i \times EIF_i)}{\sum_{i=1}^N EIF_i} \quad (9.5)$$

con N = numero totale di elementi del ponte per la struttura

Infine, si arriva al calcolo del *Bridge Condition Index (BCI)* tramite la seguente equazione.

$$BCI = 100 - (2\{(BCS)^2 + (6.5 \times BCS) - 7.5\}) \quad (9.6)$$

dal quale si evince la condizione di salute del ponte tramite la tabella in Figura 9.5.

BCI Value	Condition
$90 \leq BCI \leq 100$	Very good
$80 \leq BCI < 90$	Good
$65 \leq BCI < 80$	Fair
$40 \leq BCI < 65$	Poor
$0 \leq BCI < 40$	Very poor

Figura 9.5: Tabella di valutazione della condizione del ponte

9.2.2 South Africa's BCI

Il BMS sudafricano assegna fondi e dà priorità alla manutenzione e riparazione dei ponti utilizzando un indice simile al BCI britannico. Il BCI è calcolato sulla base dei dati ottenuti dalle valutazioni di routine delle condizioni strutturali e di un fattore di importanza del ponte, basato sul traffico medio giornaliero (ADT). La valutazione delle condizioni delle strutture viene eseguita in base a grado, estensione e rilevanza del deterioramento, assegnando un punteggio DER. Il sistema di valutazione DER identifica i difetti e assegna loro priorità valutando la loro importanza relativa per l'integrità strutturale del ponte. Con questo sistema, ad un elemento viene assegnato un punteggio maggiore di zero solo se presenta un distress su di esso; Il sistema di rating DER è sintetizzato nella tabella in Figura 9.6.

	Degree	Extent	Relevancy	Urgency
0	None	N/A	N/A	Monitor only
1	Minor	Local	Minimum	Routine
2	Fair	> Local	Moderate	< 5 years
3	Poor	< General	Major	< 2 years
4	Severe	General	Critical	As soon as possible

Figura 9.6: Tabella di valutazione DER

Ogni difetto sull'elemento da ispezionare ha un indice di condizione IC_j

$$IC_j = 100 \left[1 - \frac{(D+E)R}{32} \right] \quad (9.7)$$

con

D = Degree of Damage

E = Extent of Damage

R = Relevancy of damage

L'importanza del ponte si basa sulla frequenza con cui questo viene utilizzato o percorso nella rete, pertanto si calcola tramite la seguente equazione l'importanza del ponte

$$Bridge\ Importance = \frac{ADT_i}{\sum_{i=1}^n ADT_i} \quad (9.8)$$

con

ADT_i = Average Daily traffic per la struttura i-esima del network

n = numero dei ponti del network

Pertanto, il BCI complessivo viene calcolato come la somma dei valori delle condizioni di difetto per tutti gli elementi ispezionati ponderati dal fattore di importanza del ponte, precedentemente determinato.

$$BCI = bridge\ Importance \times \sum_{j=1}^m IC_j = \frac{(\sum_{j=1}^m IC_j) ADT_i}{\sum_{i=1}^n ADT_i} \quad (9.9)$$

dove:

m = numero di elementi ispezionati della struttura

j = elemento j-esimo della struttura

9.2.3 Australia'S BCN

La Roads Corporation of Victoria (VicRoads), l'agenzia stradale australiana, utilizza il Bridge Condition Number esposto di seguito per il confronto relativo di prestazioni, integrità e durata delle strutture dei ponti.

Il BCN è calcolato secondo un diagramma di flusso a tre step (Figura 9.7), il primo livello (livello elemento) calcola le valutazioni delle condizioni a livello di elemento aggregando le percentuali dello stato di condizione per ciascun elemento. Al secondo livello (livello di gruppo), i fattori di gruppo strutturale vengono assegnati in base all'importanza del gruppo per la struttura. Un gruppo strutturale è costituito da una serie di elementi che svolgono funzioni simili e la combinazione di tutte le valutazioni dei gruppi strutturali produce il BCN complessivo del ponte.

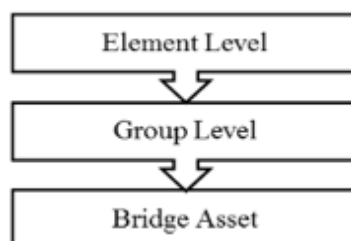


Figura 9.7: Diagramma di flusso per il sistema BCN australiano

Il calcolo della condizione media di ogni elemento (ACR) è il primo step di calcolo. La condizione media dell'elemento del ponte viene registrata come la quantità, o la percentuale della quantità totale dell'elemento, in ciascuno dei quattro stati della condizione (Figura 9.8), al momento dell'ispezione.

Element Condition State		Description
1	As-built	The element is in good condition with little or no deterioration. Superficial cracks and discolouration may be present, but without effect on strength and/or serviceability.
2	Good	The element shows deterioration of a minor nature. Minor surface defects may be present but without loss of section or effect on the serviceability of the element.
3	Fair	The element shows advancing deterioration. Some minor loss of section may be present, but insufficient to significantly affect the strength and/or serviceability of the element.
4	Poor	The element shows advanced deterioration and loss of effective section. Deterioration is to the point that there is concern a structural analysis is warranted to ascertain impact on the strength and/or serviceability of the element.

Figura 9.8: Tabella di valutazione dello stato di condizione

Si utilizza quindi la seguente equazione per ogni elemento analizzato:

$$ACR = \sum(\text{Condition State Number} \times \% \text{ in Condition}) / 100 \quad (9.10)$$

Si calcola quindi il *rating* di gruppo medio (AGR) per ogni gruppo strutturale.

$$AGR = \frac{\sum(2 \times ACR + E^{0.5})}{n^{\circ} \text{ of elements}} \quad (9.11)$$

essendo E = fattore di esposizione ambientale

Si passa quindi al calcolo del BCN tramite la seguente formula:

$$BCN = \sum(AGR \times W_b) \quad (9.12)$$

con W_b = fattore di importanza del gruppo strutturale (tabella in Figura 9.9)

Structural group		Material description				
		Steel	Precast Concrete	Cast in-situ Concrete	Timber	Other
Weighting factors (multipliers)		1.0	2.0	3.0	4.0	1.5
Superstructure	3.0	3.0	6.0	9.0	12.0	4.5
Substructure	3.0	3.0	6.0	9.0	12.0	4.5
Deck Joints	1.5	1.5	3.0	4.5	6.0	2.25
Bearings	1.5	1.5	3.0	4.5	6.0	2.25
Miscellaneous	2.0	2.0	4.0	6.0	8.0	3.0
Culverts	1.0	1.0	2.0	3.0	4.0	1.5

Figura 9.9: Tabella per la valutazione del fattore di importanza

La tabella in Figura 9.10 mostra l'interpretazione del risultato ottenuto dal calcolo del BCN.

BCN	Interpretation	Inspection Interval (years)
BCN < 30	Free from defects affecting performance and durability.	5
30 < BCN < 60	Structure has defect affecting durability.	3
BCN > 60	Structure has defects affecting both performance and structural integrity or durability.	2

Figura 9.10: Tabella di valutazione stato del ponte

9.3 Esempio di Worst-Conditioned Component Approach

Questo tipo di approccio è guidato dai dati numerici che descrivono le condizioni dei singoli elementi sulla base della gravità e dell'entità dei difetti presenti. Il rating della condizione globale dell'opera corrisponde allo stato dei componenti peggiormente valutati. Il componente nella condizione peggiore è collegato al peggior difetto dell'elemento in base a gravità e frequenza di accadimento.

9.3.1 Germany's BCI

Il BCI tedesco utilizza un approccio gerarchico per valutare lo stato di salute generale di una struttura: al livello inferiore, viene assegnato un indice a ogni singolo danno identificato. Il livello successivo prevede il calcolo di un indice di condizione per gruppi strutturali seguito dal livello finale che calcola il *Bridge Condition Index* complessivo.

Ogni tipologia di danno rilevata durante l'ispezione è valutata su una scala a cinque livelli in termini di:

- effetto sulla stabilità strutturale del ponte (Figura 9.11).

Assessment	Description
0	Defects have no effect on structural stability of elements or overall structure.
1	Defects affect stability of structure elements but not the overall structure.
2	Defects affect stability of structure elements and have little effect on stability of overall structure.
3	The effect of defects on stability of structural elements and the overall structure is beyond permissible tolerance.
4	The structural stability of structural elements and the structure itself no longer exists.

Figura 9.11: Descrizione effetti sulla stabilità della struttura

- sicurezza del traffico (Figura 9.12)

Assessment	Description
0	Defects have no effect on traffic safety.
1	Defects affect traffic safety only slightly.
2	Defects may impair traffic safety.
3	Defects affect traffic safety.
4	Traffic safety is no longer given due to defects.

Figura 9.12: Descrizione effetti sulla sicurezza del traffico

- durabilità del ponte (Figura 9.13)

Assessment	Description
0	Defects have no effect on durability.
1	Defects affect durability of structure elements but not the durability of the overall structure.
2	Defects affect durability of the structure elements and, in the long term, can affect the overall structure.
3	Defects affect durability of the structure elements and, in the medium term, can affect the overall structure.
4	The durability of both the structure element and the overall structure is no longer given due to the defects.

Figura 9.13: Descrizione effetti sulla durabilità del ponte

L'entità del danno è descritta qualitativamente come piccola, media o grande e da questa informazione viene assegnato un indice di condizione decimale compreso tra 1.0 (condizione molto buona) e 4.0 (condizione insufficiente).

Per ogni elemento si valuta l'entità del danno o deterioramento, calcolando l'indice (Z_i) di ogni occorrenza di danno basandosi sull'effetto dello stesso sulla sicurezza del traffico, stabilità e durabilità secondo le precedenti tabelle; il valore trovato è poi aumentato di un certo valore (Δ_1) a seconda dell'estensione del danno individuato (Figura 9.14).

Δ_1 Value	Damage Extent
-0.1	Small
0.0	Medium
+0.1	Large

Figura 9.14: Fattore di correlazione funzione dell'estensione del danno

$$Z_i = \max\{Z_{structural\ stability}, Z_{traffic\ safety}, Z_{durability}, Z_{damage\ condition}\} + \Delta_1 \quad (9.13)$$

Ogni gruppo di componenti è costituito da una serie di valutazioni, ove ciascuna descrive ogni singola occorrenza di danno:

$$CG = \{Z_1, Z_2, Z_3, \dots, Z_N\} \quad (9.14)$$

Si calcola ora l'indice di condizione per gruppo di componenti (Z_{CG1}) che equivale alle valutazioni massime assegnate al danno a livello di sottocomponente. Si tiene conto, inoltre, del numero di occorrenze del danno identificato all'interno del gruppo tramite un indice (Δ_2), (Figura 9.16 e Figura 9.15).

Δ_2 Value	Number of Damage Occurrences (n)
-0.1	$n < 5$
0.0	$5 \leq n \leq 15$
+0.1	$n > 15$

Figura 9.15: Tabella di valutazione fattore Δ_2 per sottostruttura

Δ_2 Value	Number of Damage Occurrences
-0.1	$n < 3$
0.0	$3 \leq n \leq 5$
+0.1	$n > 5$

Figura 9.16: Tabella di valutazione fattore Δ_2 per tutte le altre parti dal ponte

$$Z_{CG1} = \max\{Z_i\} + \Delta_2 \quad (9.15)$$

L'indice di condizione del ponte complessivo corrisponde alla valutazione massima a livello di gruppo di componenti, tenendo in considerazione come il danno sul componente considerato influisce su altri gruppi di componenti tramite un valore deducibile dalla tabella in Figura 9.17.

Δ_3 Value	Number of Damaged Component Groups
-0.1	1 to 3
0.0	4 to 5
+0.1	more than 5

Figura 9.17: Tabella di valutazione fattore Δ_3

Infine, globalmente:

$$Z_{ges} = \max\{Z_{CG}\} + \Delta_3 \quad (9.16)$$

9.3.2 Brasil Bridge Rating

Il rating dei ponti Brasiliani si basa principalmente sulle prescrizioni del Dipartimento Nazionale delle Infrastrutture e Trasporti (DNIT).

In particolare, il documento che definisce le regole per l'ispezione e la classificazione dei ponti della rete federale è il Manuale delle Ispezioni dei Ponti Autostradali (Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias), nel quale sono indicate, tra le altre cose, le modalità di ispezione, la formazione degli ispettori e i principali degradi riscontrabili. Il presente metodo viene classificato tra i "*worst-conditioned component approach*" poiché il valore globale di giudizio sull'intera opera viene dato sulla base del rating più basso tra tutti gli elementi valutati. La valutazione totale di un ponte si basa sul rating dei singoli elementi a cui viene assegnato un *condition rating*, compreso tra 1 e 5 secondo le indicazioni della tabella in Figura 9.18.

NOTA	DANOS NO ELEMENTO / INSUFICIÊNCIA ESTRUTURAL	AÇÃO CORRETIVA	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE	CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA PONTE
5	Não há danos nem insuficiência estrutural.	Nada a fazer.	Boa	Obra sem problemas
4	Há alguns danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural.	Nada a fazer; apenas serviços de manutenção.	Boa	Obra sem problemas importantes
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra.	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática.	Boa aparentemente	Obra potencialmente problemática Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através das inspeções rotineiras, para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento da insuficiência estrutural.
2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo.	Sofrível	Obra problemática Postergar demais a recuperação da obra pode levá-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento da vida útil da estrutura. Inspeções intermediárias ¹ são recomendáveis para monitorar os problemas.
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) - ou em alguns casos, substituição da obra - deve ser feita sem tardar.	Precária	Obra crítica Em alguns casos, pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações etc.

Figura 9.18: Condition rating

La tabella può essere riassunta come segue:

1. L'elemento ha danni che provocano gravi carenze strutturali nel ponte, con rischio tangibile di collasso strutturale; il recupero delle condizioni di sicurezza devono essere immediate.
2. L'elemento ha danni che provocano significative carenze strutturali nel ponte, senza rischio tangibile di collasso strutturale; il recupero dell'opera deve essere effettuato a breve termine.
3. L'elemento ha danni che provocano qualche carenza strutturale nel ponte, senza però compromettere la stabilità dell'opera; il recupero dell'opera può essere posticipato ma possibilmente si deve prevedere un monitoraggio dell'opera.
4. L'elemento ha alcuni danni ma senza generare carenze strutturali; necessari solo interventi di manutenzione.
5. Non vi è traccia di danno o carenza strutturale.

La tabella in Figura 9.18 permette - pertanto - di valutare ogni singolo elemento tramite le schede di seguito riportate:

- piano stradale

1. LAJE		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Buraco (abertura)	☐ Existe	☐ É Iminente		
Armadura Exposta	☐ Muito Oxidada	☐ Grande Incidência		
Concreto Desagregado	☐ Muita Intensidade	☐ Grande Incidência		
Fissuras	☐ Forte Infiltração	☐ Grande Incidência		
Marcas de Infiltração	☐ Forte	☐ Grande Incidência		
Aspecto de Concreto	☐ Má Qualidade			
Cobrimento	☐ Ausente / Pouco			

Figura 9.19: Scheda di valutazione del piano stradale

- struttura portante

2. VIGAMENTO PRINCIPAL		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Fissuras Finas	☐ Algumas	☐ Grande Incidência		
Trincas (fissuras w>0,3mm)	☐ Algumas	☐ Grande Incidência		
Armadura Principal	☐ Exposta	☐ Muito Oxidada		
Desagreg. de Concreto	☐ Muito Intenso	☐ Grande Incidência		
Dente Gerber	☐ Quebrado/Desplacado	☐ Trincado		
Deformação (Flecha)	☐ Exagerada			
Aspectos do Concreto	☐ Má Qualidade			
Cobrimento	☐ Ausente / Pouco			

Figura 9.20: Scheda di valutazione della struttura portante

- sottostruttura

3. MESOESTRUTURA		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Armadura Exposta	☐ Muito Oxidada	☐ Grande Incidência		
Concreto Desagregado	☐ Muita Intensidade	☐ Grande Incidência		
Fissuras	☐ Forte Infiltração	☐ Grande Incidência		
Aparelho de Apoio	☐ Danificado	☐ Grande Incidência		
Aspecto do Concreto	☐ Má Qualidade			
Cobrimento	☐ Ausente/Pouco			
Desaprumo	☐ Há			
Deslocabilidade dos Pilares	☐ Forte			

Figura 9.21: Scheda di valutazione della sottostruttura

- fondazioni

4. INFRAESTRUTURA		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Recalque de Fundação	☐ Há			
Deslocamento de Fundação	☐ Há			
Erosão Terreno de Fundação	☐ Há			
Estacas Desenterradas	☐ Há			

Figura 9.22: Scheda di valutazione delle fondazioni

- accesso al ponte

5. PISTA / ACESSO		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Irregularidades no Pav.	☐ Muita Intensidade ☐ Grande Extensão			
Junta de Dilatação	☐ Faltando/Inoperante ☐ Muito Problemática			
Acessos X Ponte	☐ Degrau Acentuado ☐ Concordância Problem.			
Acidentes com Veículos	☐ Frequente ☐ Eventual			

Figura 9.23: Scheda di valutazione degli elementi di accesso al ponte

Si passa infine al rating complessivo tramite il seguente schema (Figura 9.24):

COMENTÁRIOS GERAIS	
a) Condições de Estabilidade: ☐ Boa ☐ Sofrível ☐ Precária b) Nível de Vibração do Tabuleiro: ☐ Normal ☐ Intenso ☐ Exagerado c) Inspeção Especializada (Realizada por Engenheiro de Estruturas): Necessária? ☐ SIM ☐ NÃO Urgente? ☐ SIM ☐ NÃO Já houve alguma anteriormente? ☐ SIM ☐ NÃO	Condições de Conservação: ☐ Boa ☐ Regular ☐ Sofrível ☐ Ruim NOTA TÉCNICA
OBSERVAÇÕES ADICIONAIS: _____	

Figura 9.24: Scheda di valutazione complessiva dell'opera

Alcuni concessionari stradali completano il dato di ispezione con un *rating* basato su altri parametri quali gravità del danno (G), urgenza dell'intervento (U) e tendenza del danno al peggioramento (T), definendo la cosiddetta matrice GUT. In particolare:

- Gravità del danno (G): da 1 (non severo) a 5 (estremamente severo) che indica l'intensità o l'impatto che il problema causerebbe se non fosse risolto.
- Urgenza dell'intervento (U): da 1 (può attendere) a 5 (richiede immediate azioni) e tiene conto del lasso di tempo che si ha a disposizione per risolvere il problema.
- Tendenza del danno al peggioramento (T): numero da 1 (non cambierà) a 5 (peggiorerà velocemente) e indica la probabilità che i problemi degeneri nel tempo.

Infine, si moltiplicano i tre valori e si ottiene il parametro GUT per ogni problema dal quale si può stilare una classifica degli interventi da effettuare in ordine di urgenza. Nello Stato di São Paulo, l'Agenzia dei Trasporti (ARTESP) ha emanato un documento specifico per il Controllo delle Opere d'Arte che prevede l'utilizzo di un parametro aggiuntivo rispetto al *ranking* federale, sintetizzato nella Figura 9.25.

ABELA 1 - CRITÉRIO					
URGENCIAMENTO		ESTADO OPERACIONAL			
Classe de Ações	Prazo (1)	Tipo	Bom	Regular	Ruim
Imediata	0	0			C
Curto Prazo	no 1º ano	1			
	no 2º ano	2			
Médio Prazo	no 3º ano	3	A	B	
	no 4º ano	4			
Longo Prazo	5º ano (2)	5			

Figura 9.25: Tabella ARTESP per il controllo delle opere d'arte

Il metodo considera due criteri:

- il ranking da 0 a 5, in termini di urgenza di intervento nel ponte (da immediata a 5 anni);
- lo stato operativo dell'opera (A = in buono stato; B = stato regolare; C = in cattivo stato).

Il ranking del ponte, o dell'elemento, viene assegnato con una combinazione dei due parametri (ad esempio A5, B3, C1). Vengono assegnati 3 voti, per definire rispettivamente le condizioni strutturali, di durabilità e di funzionalità del ponte.

9.4 I metodi qualitativi

I metodi qualitativi forniscono una valutazione descrittiva diretta della condizione del ponte piuttosto che utilizzare una scala numerica. L'indice viene assegnato dopo una valutazione approfondita delle condizioni degli elementi del ponte mediante ispezione a livello di elemento. Il vantaggio di questo tipo di metodo è la velocità di ottenimento dei risultati a discapito della raffinatezza dei risultati ottenuti.

9.4.1 Australia's Bridge Health Indicator

In Australia il BHI viene utilizzato dall'agenzia *Roads and Maritime Services* per identificare i ponti che necessitano di manutenzione, riparazione o riabilitazione. Il BHI descrive una struttura tramite un indicatore di "Scarsa", "Discreta" o "Buona" qualità in base alla condizione e all'importanza dell'elemento in esame, l'importanza dell'elemento è data dal suo contributo rispetto alle prestazioni complessive della struttura. Partendo dalle condizioni ambientali intorno al ponte si arriva all'importanza dell'elemento tramite la tabella F4 – *RTA NSW bridge element importance ratings (Guidelines for Bridge Management – Structure Information, Austroads Publication No. AP-R252/04)* della quale si riporta uno stralcio a titolo di esempio (Figura 9.26):

Element code	Description	No of condition states	Units	Environment code		
				Low	Medium	Severe
BELA	Elastomeric Bearing Pad	3	ea	Low	Low	Low
BENC	Enclosed / Concealed Bearing	3	ea	Low	Low	Low
BEXP	Metal Expansion (Roller, Sliding, etc) Bearing	3	ea	Low	Low	Low
BFIX	Metal Fixed Bearing	3	ea	Low	Low	Low
CABW	Concrete-Abutment and Wingwalls	4	m ²	Medium	Medium	Medium
CCGD	Concrete-Cross Girder / Diaphragm	4	m ²	Medium	Medium	Medium

Figura 9.26: Stralcio di TABLE F4, Publication No. AP-R252/04

La seguente tabella (Figura 9.27) descrive come viene valutata la salute complessiva del ponte in base alle condizioni di salute e relativa importanza degli elementi.

Bridge health	Bridge element Importance		
	High	Medium	Low
Elements that have 5 condition states (see Table F4)			
Poor	% in Condition State 5 > 10 % in Condition State 4 > 40	% in Condition State 5 > 25 % in Condition State 4 > 50	% in Condition State 5 > 50 % in Condition State 4 > 70
Fair	40 > =% in Condition State 4 > 0 10 > =% in Condition State 5 > 0	50 > =% in Condition State 4 > 0 25 > =% in Condition State 5 > 0	70 > =% in Condition State 4 > 0 50 > =% in Condition State 5 > 0
Good	0% in condition states 4 or 5	0% in condition states 4 or 5	0% in condition states 4 or 5
Elements that have 4 condition states (see Table F4)			
Poor	% in Condition State 4 > 0 % in Condition State 3 > 25	% in Condition State 4 > 20 % in Condition State 3 > 40	% in Condition State 4 > 40 % in Condition State 3 > 60
Fair	25 > =% in Condition State 3 > 0	40 > =% in Condition State 3 > 0 20 > =% in Condition State 4 > 0	60 > =% in Condition State 3 > 0 40 > =% in Condition State 4 > 0
Good	0% in Condition State 3 or 4	0% in Condition State 3 or 4	0% in Condition State 3 or 4
Elements that have 3 condition states (see Table F4)			
Fair	% in Condition State 3 > 0 % in Condition State 2 > 30	% in Condition State 3 > 0 % in Condition State 2 > 40	% in Condition State 3 > 0 % in Condition State 2 > 50
Good	0% in Condition State 3	0% in Condition State 3 % in Condition State 2 <= 40	0% in Condition State 3 % in Condition State 2 <= 50
Good	0% in Condition State 3	0% in Condition State 3 % in Condition State 2 <= 40	0% in Condition State 3 % in Condition State 2 <= 50

Figura 9.27: Tabella di valutazione condizione generale del ponte

La parte evidenziata si riferisce alla tabella di Figura 9.8, cioè con 4 condition states.

9.4.2 Austria's Qualitative Bridge Rating

Secondo le linee guida austriache per le ispezioni dei ponti, la valutazione totale di un ponte si basa sul rating dei singoli elementi a cui viene assegnato un *condition rating*, compreso tra 1 e 5 secondo le indicazioni della tabella in Figura 9.28.

Rating	Description
1	No problems, minor problems; load-bearing capacity, operability, and durability not limited; no maintenance required.
2	Minor problems; load-bearing capacity and operability not limited; operability and durability will be limited if defects are not removed in the long-term; no restriction of use.
3	Moderate problems; indication of limited operability and durability; maintenance required in the medium term (within 6 years).
4	Severe problems; load-bearing capacity not yet limited but operability and durability already limited; maintenance within 3 years (short term) to reestablish regular use.
5	Critical condition; load-bearing capacity and operability limited; immediate initiation of repair, restriction of use.

Figura 9.28: Tabella di valutazione del condition rating

Successivamente, sulla base dei fattori di seguito riportati:

- estensione del danno e severità dello stesso;
- limitazione della capacità portante, operabilità e durabilità del ponte causati dal danno;
- urgenza dell'intervento,

si passa alla valutazione dell'opera nella sua globalità andando a combinare le valutazioni dei vari elementi costituenti il ponte.

9.5 Focus sul panorama nord-americano

Attualmente, il punto di riferimento per quanto riguarda la gestione dei ponti esistenti è sicuramente quello americano, in quanto il più avanzato al mondo nel settore; degno di nota il fatto che la legislazione attuale in materia è frutto di un processo di sviluppo dettato da alcuni tragici crolli di ponti che hanno funzionato da catalizzatore per la legislazione successiva secondo una sequenza che verrà riassunta di seguito.

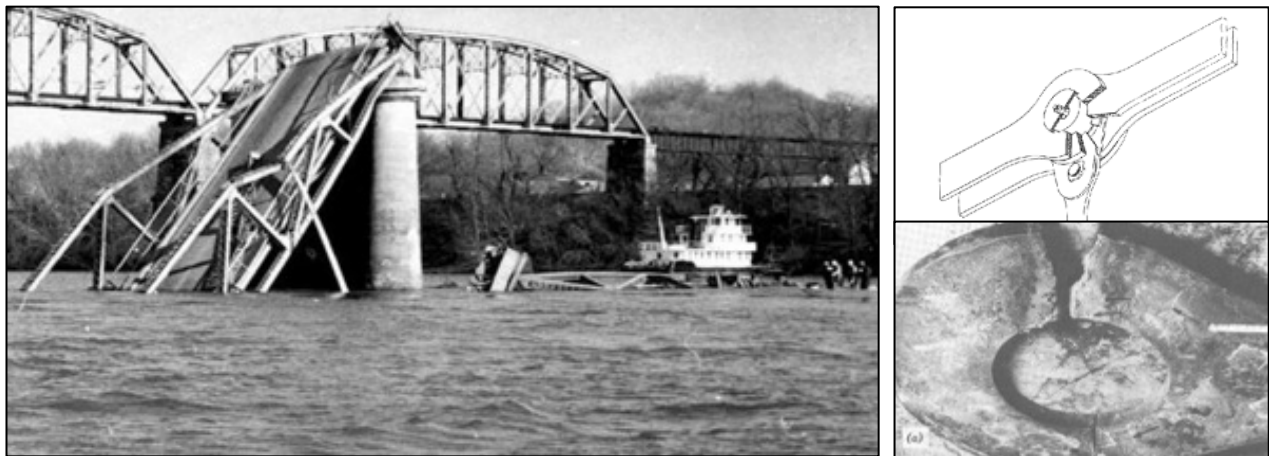


Figura 9.29: Crollo del Silver Bridge sul fiume Ohio

Si ritiene che la scintilla che abbia avviato, da parte del Department of Transportation (DOT) il moderno approccio USA al *rating* dei ponti stradali in America fu data dal crollo del Silver Bridge sul fiume Ohio a Point Pleasant in Virginia, precisamente nel dicembre del 1967, il quale è molto particolare per quanto riguarda la tipologia strutturale poiché si tratta di un ponte sospeso con il cavo portante, costituito da una catena di barre incernierate che si integra sulle tre campate con una struttura reticolare di irrigidimento (Figura 9.29).

Il motivo del collasso fu individuato in un insieme di azioni che sovrapposte tra di loro portarono alla rottura degli snodi tra il cavo a catena principale e gli elementi verticali di collegamento agli impalcati, in particolare, carichi da traffico ripetuti hanno portato a sollecitare gli snodi a fatica a cui si sono sovrapposte azioni parassite date da attriti nel nodo e accumulo di ruggine causati da una cattiva lubrificazione dell'elemento. La fatica è stata l'iniziatrice dell'evento, poiché ha causato la comparsa di difetti localizzati e conseguente amplificazione degli sforzi che ha portato l'elemento più sollecitato, anche per la presenza delle azioni parassite precedentemente descritte a cedere fragilmente e la struttura a collassare durante un momento di traffico intenso provocando la morte di 46 persone.

Il collasso del Silver Bridge portò alla emissione del "*Federal Highway Act 1968*" che, tra le altre cose, stabilisce delle regole per l'ispezione dei ponti: l'atto ha creato il primo programma nazionale di ispezione nella storia degli Stati Uniti. Tutti i ponti costruiti con fondi federali, o che trasportavano una strada finanziata dal governo federale, dovevano essere ispezionati, inoltre, il DOT è stato incaricato di stabilire gli standard per la sicurezza dei ponti. Questo documento portò alla stesura dei "*National Bridge Inspection Standards*" (NBIS) che, da allora continuano ad essere aggiornati, e definiscono, tra le altre cose, le regole per le procedure e la frequenza delle ispezioni o la qualificazione del personale addetto e stabiliscono, infine, la creazione di un archivio nazionale dei ponti, il "*National Bridge Inventory*" (NBI).

Seguì poi, alcuni anni dopo, la pubblicazione di tre manuali da parte della Federal Highway Administration (FHWA) e della American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) che diventano fondamentali per il progetto avviato con il NBIS. Il primo manuale è stato il *Bridge Inspector's Training Manual 70 (Manual 70)* della Federal Highway Administration (FHWA), che ha stabilito lo standard per la formazione degli ispettori. Il secondo manuale era il *Manual for Maintenance and Inspection of Bridges dell'American Association of State Highway Officials* (AASHTO), pubblicato nel 1970. Questo manuale serviva come standard per fornire uniformità nelle procedure e nelle politiche per determinare le condizioni fisiche, le necessità di manutenzione e la capacità di carico dei ponti autostradali. Infine, il rapporto *Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges (Coding Guide)* dell'FHWA, rilasciato a luglio del 1970, ha fornito una guida completa e dettagliata per valutare e codificare i dati ponte specifici.

A tal proposito, si possono identificare due esigenze predominanti da parte dei sorveglianti USA. La prima era che i costi di riparazione o sostituzione dei ponti superavano di gran lunga i fondi disponibili. L'altro era che gli aiuti federali erano limitati ai ponti sui sistemi autostradali, per cui l'ispezione e l'inventario degli altri ponti non potevano essere eseguiti per la mancanza di fondi. Queste due preoccupazioni sono state affrontate nella *Surface Transportation Assistance Act of 1978*. Questo atto forniva finanziamenti per la riabilitazione e la nuova costruzione e richiedeva che tutti i ponti pubblici di lunghezza superiore ai venti piedi fossero ispezionati e inventariati in conformità con l'NBIS entro il 31 dicembre 1980. Qualsiasi ponte non ispezionato e inventariato in conformità con l'NBIS sarebbe stato inammissibile per il finanziamento.

Successivamente, altri crolli costrinsero il legislatore e la comunità tecnico-scientifica ad un ulteriore passo per avere un quadro normativo adeguato. Si ricordano, a proposito, i problemi ad alcuni canali sotterranei che hanno portato alla regolamentazione del loro controllo tramite la redazione del *Culvert Inspection Manual* (FHWA, 1986). Un forte interesse nazionale sui ponti critici per la fatica e la frattura fu dovuto al crollo del ponte sul fiume Mianus nel Connecticut nel giugno 1983 e il manuale *Inspection of Fracture Critical Bridge Members* fu pubblicato nel settembre 1986. Questo arrivava dai prodotti della ricerca accademica che si stava svolgendo in quel periodo per gli elementi soggetti a questi fenomeni. Con il crollo dell'aprile 1987 del ponte Schoharie Creek di New York, l'attenzione nazionale si è spostata sull'ispezione subacquea. Circa l'86% dei ponti era sopra i corsi d'acqua, quindi, l'FHWA ha risposto con la pubblicazione *Scour at Bridges*, un avviso tecnico pubblicato nel settembre del 1988. Questa consulenza ha fornito una guida per lo sviluppo e l'implementazione di un programma i cui punti fondamentali riguardavano: il progetto di nuovi ponti resistenti allo scalzamento, la valutazione del rischio di questo fenomeno sui ponti esistenti, l'uso di contromisure e il miglioramento dello stato attuale dei ponti.

Negli anni '90 si è dedicata particolare attenzione al concetto di *bridge management system* (BMS) vedi Figura 9.30. Nel 1991, l'FHWA ha sponsorizzato lo sviluppo di un sistema di gestione dei ponti chiamato "*Pontis*", il quale aveva una flessibilità sufficiente per consentire la personalizzazione a qualsiasi organo responsabile della manutenzione di ponti.

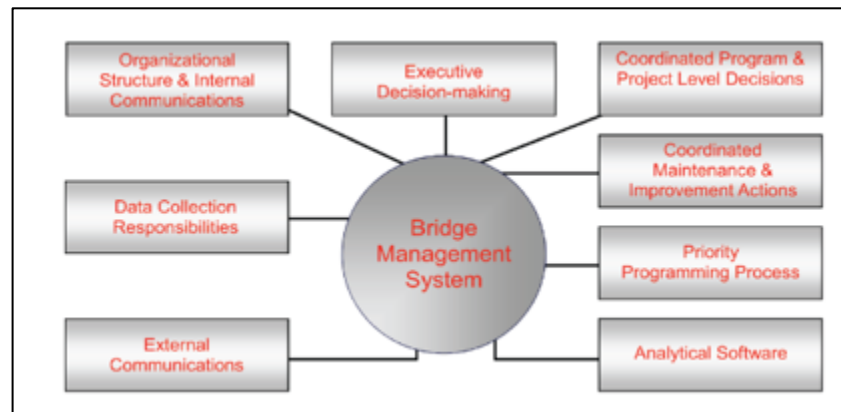


Figura 9.30: Primo diagramma che descrive il sistema BMS

Contemporaneamente, il National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) del Transportation Research Board (TRB) ha sviluppato un software BMS chiamato "*Bridgit*" che si rivolgeva principalmente a inventari di ponti più piccoli o sistemi autostradali locali. Questa fase è molto importante perché i problemi precedentemente descritti che vanno a sollecitare i ponti stradali, tra cui aumento del traffico, invecchiamento delle reti e risorse a disposizione limitate hanno reso necessaria l'adozione di un sistema di organizzazione e razionalizzazione efficace dei processi di gestione dei ponti esistenti, il quale sta diventando di interesse anche nel nostro Paese, come si vedrà nel seguito.

Tralasciando gli atti governativi emessi per il finanziamento dei programmi e per l'estensione dei provvedimenti alle reti stradali secondarie, si arriva al passo più importante fatto dalla legislazione americana in merito alla valutazione di sicurezza dei ponti stradali e si sta parlando dell'emissione del fondamentale documento *Manual for Bridge Evaluation* (AASHTO, 2008), (Figura 9.31). L'importanza del manuale sta nel fatto che all'interno di questo si va a definire il concetto vero e proprio di *BRIDGE RATING*, definito come la determinazione della capacità portante in termini di carico da traffico (n.b. non basato quindi sul degrado...).

Passando alle metodologie attualmente usate in America per quanto riguarda il *Rating* dei ponti, il documento NBIS stabilisce che ogni ponte deve essere valutato secondo le indicazioni del *Manual for Bridge Evaluation* (AASHTO, 2008) e i relativi successivi aggiornamenti (fino al 2018).

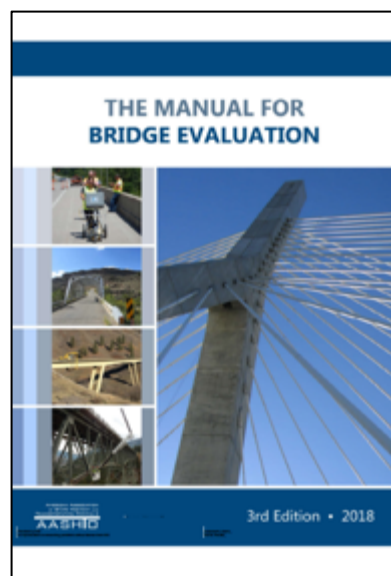


Figura 9.31: Manual for Bridge Evaluation

In generale, i metodi si propongono di valutare la capacità portante del ponte nelle attuali condizioni tramite dei metodi analitici oppure attraverso delle prove in situ, la registrazione del carico massimo sopportabile serve a limitare le azioni

sul ponte sulla base delle sue condizioni. Quando i carichi nella normativa di riferimento dello stato superano i carichi massimi sopportabili da quella struttura, allora il ponte deve essere chiuso oppure i carichi a cui è soggetto diminuiti tramite la limitazione del traffico.

È inoltre importante che la valutazione sia eseguita basando i calcoli sulle attuali condizioni strutturali, le caratteristiche dei materiali rilevate e il traffico attualmente circolante in modo tale che il rating descriva quanto il più possibile fedelmente le condizioni effettive dell'opera. Si raccomanda infine di ripetere il processo di rating a intervalli regolari nel tempo oppure quando si ha un cambiamento nelle condizioni della struttura, tra cui danni o deterioramento strutturale, modifiche strutturali, aumento dei carichi o apertura di nuove corsie.

Passando ora alle metodologie vere e proprie di rating, nel *Manual for Bridge Evaluation* sono menzionate tre tipologie di rating: *Allowable Stress Rating (ASR)*, *Load Factor Rating (LFR)*, and *Load and Resistance Factor Rating (LRFR)*. Inoltre, nella sezione 8 del manuale si menziona anche la metodologia di *nondestructive testing (NDT)* come metodo di valutazione alternativo.

Il progetto tramite tensioni ammissibili (*Allowable Stress Design, ASD*) è stato introdotto nei primi anni '30 dall' AASHTO Standard Specification ed è stato l'unico metodo di progetto prima dell'adozione del *Load Factor Design (LFD)* degli anni '70. Entrambi i metodi risultano essere non calibrati e basati solamente su giudizi ingegneristici degli autori dei codici e inoltre non hanno uniformità di sicurezza e affidabilità tra differenti combinazioni di carico, tipologie di ponte o schemi statici. Il metodo *Load and Resistance Factor Design (LRFD)* è stato adottato dall' AASHTO nella prima edizione del *LRFD Bridge Design Specification* del 1994 e deriva da un modello probabilistico ottenuto attraverso un progetto pluriennale del *National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)*, gli stati limite di resistenza sono stati calibrati per ottenere un'affidabilità uniforme per le combinazioni che si possono presentare. In quanto derivanti direttamente dai metodi di progettazione *ASD* e *LFD*, i rispettivi metodi di rating *ASR* e *LFR* non hanno un livello di affidabilità costante, mentre il metodo *LRFR* è stato calibrato per un'affidabilità uniforme.

Considerando i suoi potenziali benefici e vantaggi, la FHWA promuove attualmente il metodo LRFR, e che quindi verrà descritto in questo contesto in quanto il più attuale e usato dagli addetti ai lavori in America.

Il manuale AASHTO specifica la seguente equazione per il coefficiente di *rating*, indicizzato come *Rating Factor (RF)*:

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC}DC - \gamma_{DW}DW \pm \gamma_P P}{\gamma_{LL}(LL + IM)} \quad (9.17)$$

Per lo stato limite ultimo:

$$C = \phi_c \phi_s \phi_n R_n \quad (9.18)$$

e vale il seguente limite inferiore:

$$\phi_c \phi_s \geq 0.85 \quad (9.19)$$

Per lo stato limite di servizio:

$$C = f_R \quad (9.20)$$

Dove:

RF = rating factor

C = capacità portante

f_R = tensione ammissibile come specificato nella normativa di progetto AASHTO

DC = peso proprio dovuto ai componenti strutturali

DW = peso proprio dovuto ai componenti non strutturali

P = carichi permanenti diversi dai pesi propri

LL = effetto dei carichi in movimento

$IM = \text{effetto dei carichi dinamici}$

$\gamma_{DC} = \text{fattore di carichi permanenti strutturali (specifiche di progetto AASHTO)}$

$\gamma_{DW} = \text{fattore di carichi permanenti non strutturali (spec. di progetto AASHTO)}$

$\gamma_P = 1$

$\gamma_{LL} = \text{fattore di valutazione dei carichi in movimento}$

$\phi_C = \text{condition factor (Figura 9.32)}$

Structural Condition of Member	ϕ_C
Good or satisfactory	1.00
Fair	0.95
Poor	0.85

Figura 9.32: fattore ϕ_C

$\phi_S = \text{sistem factor (Figura 9.33)}$

System factor ϕ_S in AASHTO manual	
Superstructure Type	ϕ_S
Welded members in two-girder/truss/arch bridges	0.85
Riveted members in two-girder/truss/arch bridges	0.90
Multiple eyebar members in truss bridges	0.90
Three-girder bridges with girder spacing 6 ft	0.85
Four-girder bridges with girder spacing ≤ 4 ft	0.95
All other girder bridges and slab bridges	1.00
Floorbeams with spacing > 12 ft and noncontinuous stringers	0.85
Redundant stringer subsystems between floorbeams	1.00

Figura 9.33: fattore ϕ_S

$\phi_n = \text{resistance factor (specifiche di progetto AASHTO)}$.

Quindi, nell'equazione (9.17) del *Rating Factor*, il numeratore rappresenta la capacità disponibile del componente oggetto di rating per il carico in movimento con inclusi il fattore di carico e il fattore di resistenza, la capacità può essere aggiornata se si eseguono delle ispezioni nel tempo. Il denominatore è l'effetto del carico di traffico attuale di riferimento, incluso l'effetto dinamico e il fattore di valutazione dei carichi in movimento. In conclusione, il *Rating Factor* definito nell'equazione (9.17) esprime il rapporto tra la capacità di carico disponibile e l'effetto dei carichi richiesto, cioè che attualmente sollecitano il ponte.

Il manuale AASHTO include disposizioni per tre livelli di capacità di carico:

- **Design load rating** - Il fattore di valutazione dei carichi in movimento valuta le prestazioni dei ponti esistenti con riferimento alla specifica di progetto AASHTO HL-93 (Figura 9.34). La valutazione del carico di progetto dei ponti può essere eseguita a due diversi livelli: *inventory level*, che è lo stesso del livello di progetto utilizzando $\gamma_{LL} = 1,75$, e *operating level* con $\gamma_{LL} = 1,35$.

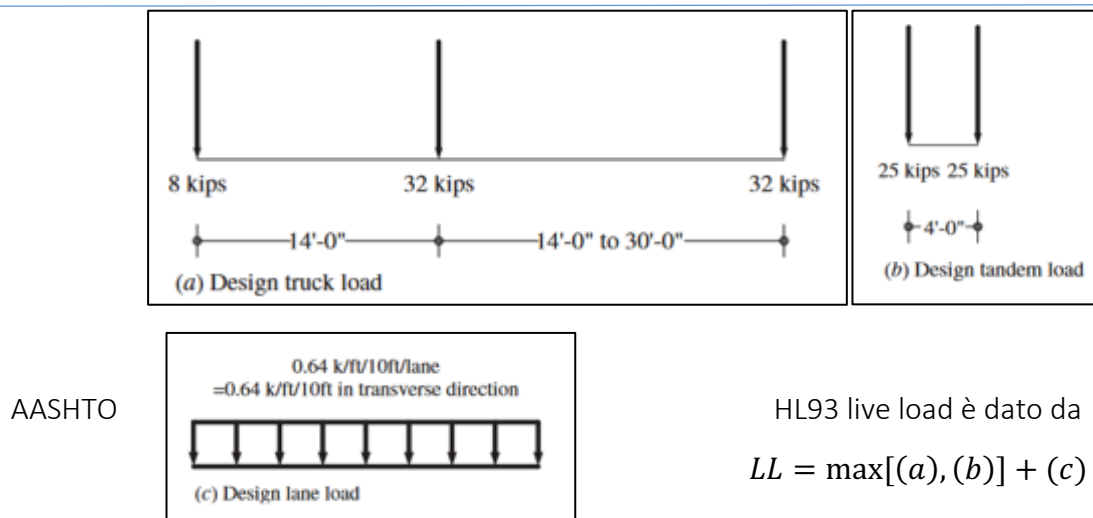


Figura 9.34: Specifiche del Design Load Level AASHTO HL-93

- **Legal load rating** - In questo caso si utilizzano i carichi degli autocarri normati dalle norme AASHTO (Figura 9.35) al denominatore dell'equazione (9.17). Le azioni indotte da questi autocarri inducono effetti di carico inferiori rispetto alla condizione AASHTO HL93, quindi meno conservativi ma più vicini alla realtà, ciò vuol dire che se si ottiene un rating factor che soddisfa le verifiche con la condizione di carico a *design load rating* allora sarà anche verificato con la condizione di carico a *legal load rating*. Si può dire che il modello *legal load rating* rappresenta uno standard di livello più basso ma rappresenta un compromesso da parte dei gestori dei ponti tra costi e prestazioni delle opere.

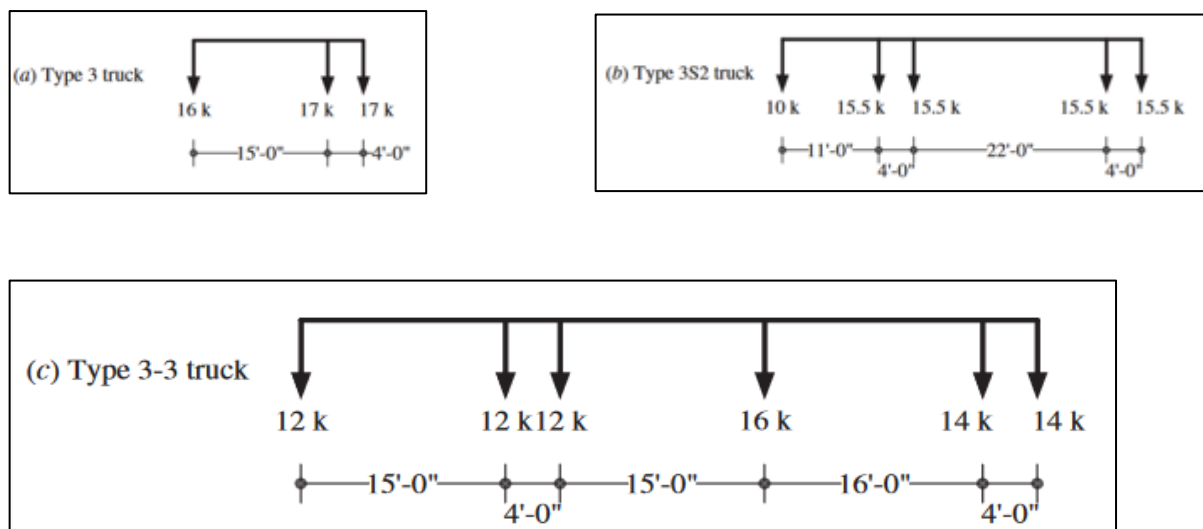


Figura 9.35: Specifiche del Legal Load Level AASHTO

- **Permit load rating** - In generale, i cosiddetti *permit loads* (permessi speciali di carico) sono quei carichi che eccedono i carichi limite permessi dalle leggi dello stato, si definiscono come i carichi speciali di peso superiore a quello normale degli autocarri ed è richiesto ai proprietari di questi mezzi il permesso di circolare. Il manuale AASHTO non specifica il valore dei carichi da autocarro da utilizzare per questo tipo di verifica, ma vengono proposti in Figura 9.36 due esempi usati nello stato di Washington e Connecticut.

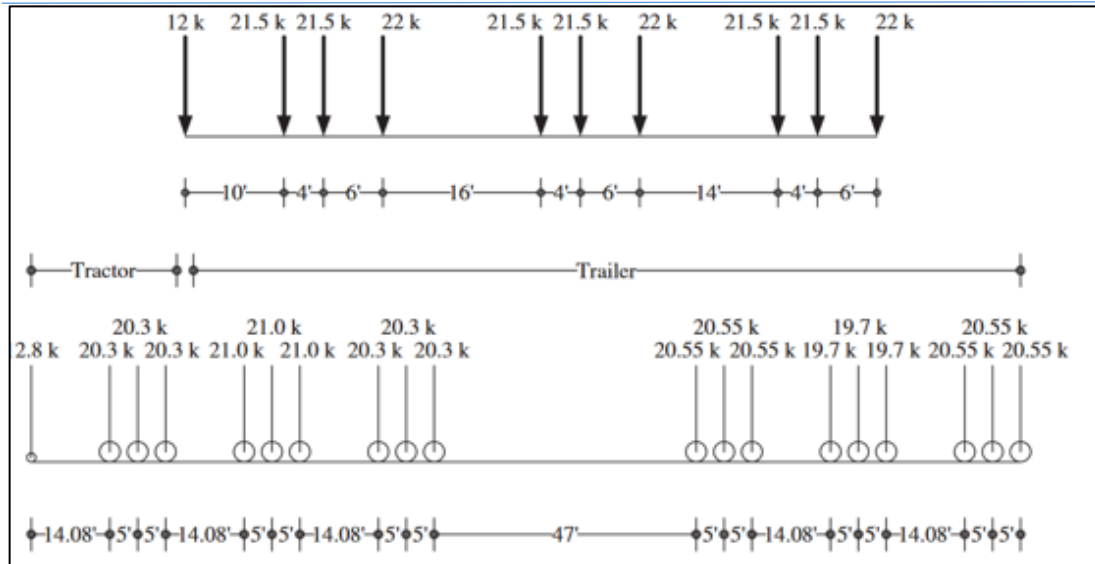


Figura 9.36: Specifiche del Washington and Connecticut Permit Load Level

I fattori di carico di movimento sono forniti in base a considerazioni statistiche sulla probabilità di presenza del carico speciale sulla campata del ponte. La tabella in Figura 9.37 mostra i fattori di carico forniti dal manuale AASHTO.

Permit Type	Frequency	Loading Condition	Distribution Factors without MPF	ADTT (One Direction)	Load Factor by Permit Weight ^a	
					Up to 100 kips	≥ 150 kips
Routine or annual	Unlimited crossings	Mix with traffic (other vehicles may be on the bridge)	Two or more lanes	>5000	1.80	1.30
				=1000	1.60	1.20
				<100	1.40	1.10
Special or limited crossing	Single trip	Escorted with no other vehicles on the bridge	One lane	N/A	All Weights	
					1.15	
	Single trip	Mix with traffic (other vehicles may be on the bridge)	One lane	>5000	1.50	
				=1000	1.40	
				<100	1.35	
	Single trip	Mix with traffic (other vehicles may be on the bridge)	One lane	>5000	1.85	
				=1000	1.75	
				<100	1.55	

Figura 9.37: Fattori di carico AASHTO

Si nota come questi diminuiscano con l'aumentare del carico, il che può sembrare contraddittorio con la comune tendenza ad aumentare i fattori di carico con l'aumentare dell'effetto dello stesso; ciò si giustifica considerando che in questo caso si sta parlando di carichi speciali, per cui più è pesante un mezzo minore è la probabilità che un altro mezzo del genere attraversi l'opera contemporaneamente.

Una volta definiti i tre livelli di carico suggeriti dal manuale AASHTO, si passa alla vera e propria procedura di *rating*, in cui si eseguono sequenzialmente le tre verifiche partendo dal *design load rating*, successivamente si procede al *legal load rating*, ma solo se il *rating factor* al livello di *operating level* è minore di uno, per cui non verifica la condizione di sicurezza del ponte. Si passa poi alla valutazione dei carichi con i permessi speciali ma solo per quei ponti che superano il rating per l' AASHTO *legal loads*.

9.5.1 Bridge sufficiency Rating

Il *Bridge Sufficiency Rating (SR)* è un metodo per valutare un ponte calcolando quattro fattori separati per ottenere un valore numerico indicativo della capacità del ponte di rimanere in servizio. Il risultato di questo metodo è una

percentuale in cui il 100% rappresenta un ponte del tutto sufficiente e lo zero percento rappresenterebbe un ponte del tutto insufficiente o carente.

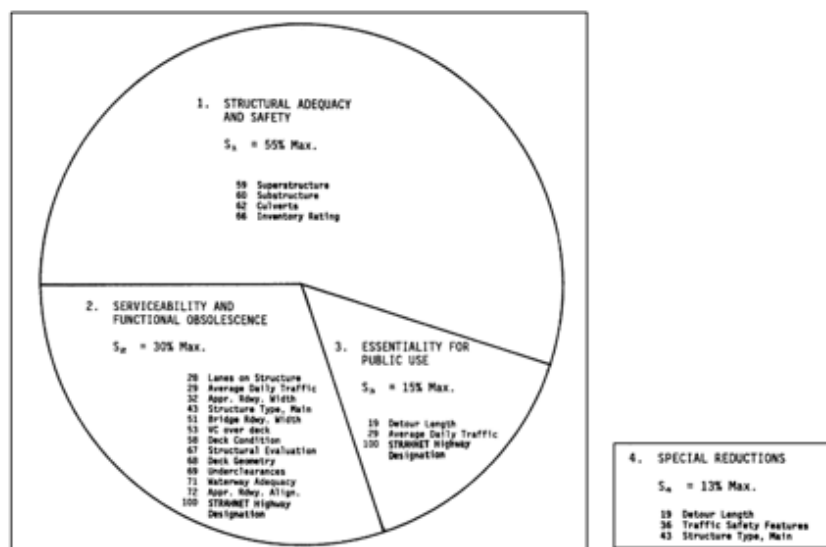


Figura 9.38: Diagramma descrittivo del Bridge Sufficiency Rating

Il metodo parte da una serie di *item*, per ognuno dei quali sono fornite delle indicazioni per valutarne lo stato, l'efficienza o la funzionalità secondo una scala che va da 0, che rappresenta una condizione di non operatività dovuta a crollo, fino a 10 che rappresenta massima efficienza.

Si descrive di seguito il metodo, ma, per non appesantire il testo, senza entrare nei particolari delle formule di calcolo dei vari parametri. Per il calcolo della Adeguatezza strutturale e sicurezza (S_1) si considera il come valore A il più basso rating code dei valori di *Superstructure Rating*, *Substructure Rating* *Culvert Rating*. Si calcola in seguito B, che rappresenta un fattore riduttivo della capacità di carico dalla formula $B = 0.3254(32.4 - IR)^{1.5}$, dove IR rappresenta il valore di carico secondo l' AASHTO *inventory Rating* in tonnellate.

Infine, si calcola:

$$S_1 = 55 - (A + B) \quad (9.21)$$

Il valore determinato non deve essere minore dello 0% né maggiore di 55%. Si passa poi alla determinazione del fattore rappresentante la facilità di manutenzione e la diminuzione progressiva di efficienza (S_2). In un primo momento si calcola il fattore J, riduzioni da rating come:

$$J = A + B + C + D + E + F \quad (9.22)$$

ove A,B,C,D,E,F rappresentano dei fattori derivanti dal *rating* degli item 58,67,68,69,71,72 della tabella in Figura 9.39: si precisa che il massimo valore di J deve essere preso al massimo pari a 13%.

-	Condition Ratings
58	Deck
59	Superstructure
60	Substructure
61	Channel and Channel Protection
62	Culverts
63	Method Used to Determine Operating Rating
64	Operating Rating
65	Method Used to Determine Inventory Rating
66	Inventory Rating
-	Appraisal Ratings
67	Structural Evaluation
68	Deck Geometry
69	Underclearances, Vertical and Horizontal
70	Bridge Posting
71	Waterway Adequacy
72	Approach Roadway Alignment

Figura 9.39: Tabella numerazione Item del SR

Si passa poi al calcolo di un fattore che descrive la possibile larghezza della carreggiata insufficiente, passando da due fattori:

$$X = \frac{\text{Average Daily traffic}}{\text{Lane}} \quad (9.23)$$

$$Y = \frac{\text{Width}}{\text{Lane}} \quad (9.24)$$

Da tali dati si determina H mediante lo schema in Figura 9.40.

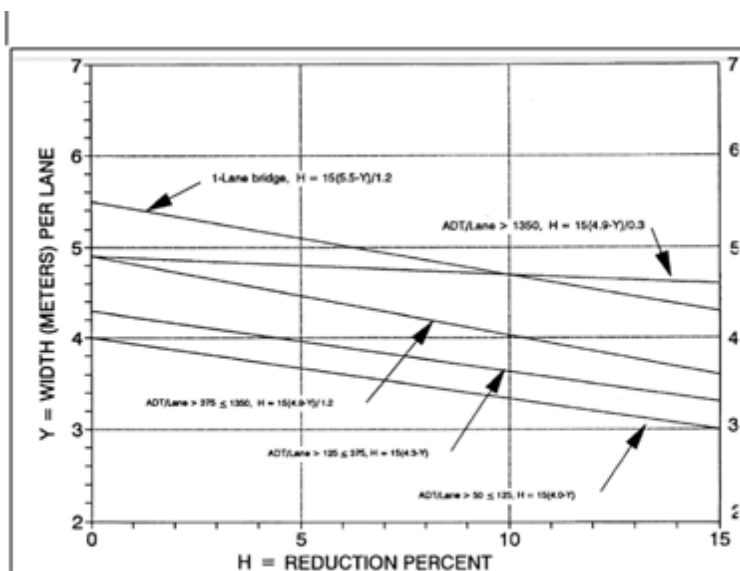


Figura 9.40: Schema di valutazione Reduction Percent

Se la larghezza della carreggiata aumentata di 0.6 metri è minore della larghezza della rampa di approccio si assume $G = 5\%$. Infine, si determina un valore I massimo del 2% che descrive l'insufficienza dello spazio sotto al ponte necessario al passaggio. Quindi, in conclusione:

$$S_2 = 30 - [J + (G + H) + I] \quad (9.25)$$

Il valore appena calcolato deve essere comunque limitato al 30% massimo.

Si passa infine al calcolo del fattore rappresentante l'essenzialità per l'uso pubblico (S_3). Si determina inizialmente:

$$K = \frac{S_1 + S_2}{85} \quad (9.26)$$

Quindi:

$$A = \frac{15(\text{Average Daily Traffic} \times \text{Detour Length})}{320000 \times K} \quad (9.27)$$

ove A deve essere limitato al 15%. Si determina B come parametro di designazione autostradale STRAHNET compreso tra 0% e 2%. Infine si calcola:

$$S_3 = 15 - (A + B) \quad (9.28)$$

con la limitazione a massimo il 15%.

Infine, si passa alle riduzioni speciali nel caso in cui il valore $S_1 + S_2 + S_3$ sia maggiore di 50 tramite i parametri di seguito descritti. Il fattore A che rappresenta la riduzione per lunghezza della deviazione è determinabile dallo schema in Figura 9.41.

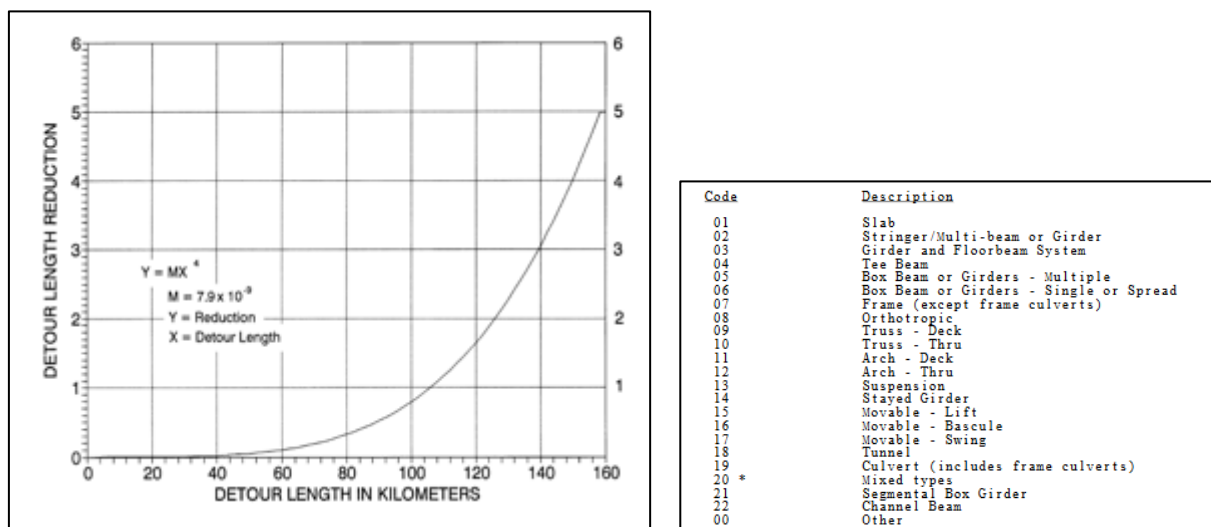


Figura 9.41: Categorie per cui si applica la riduzione B

Il parametro B, assunto al 5% se la struttura del ponte fa parte delle categorie 10, 12, 13, 14, 15, 16 o 17 della Figura 9.41. Il parametro C compreso tra 1% e 3% in funzione delle caratteristiche di sicurezza per il traffico del ponte.

Infine:

$$S_4 = A + B + C \quad (9.29)$$

E, in conclusione, si ottiene:

$$\text{Sufficiency Rating} = S_1 + S_2 + S_3 - S_4 \quad (9.30)$$

9.6 Focus sul panorama italiano

In analogia con il panorama americano, nello stesso anno del crollo del Silver Bridge in America, in Italia avviene il crollo di un ponte che iniziò la discussione nel nostro paese sul controllo e sulla sicurezza dei ponti stradali. Il 18 gennaio del 1967 due arcate centrali del Ponte di Ariccia caddero giù rovinosamente provocando morti e feriti. Un episodio che fu vissuto in modo tragicamente simile a quello del Ponte Morandi a Genova del 14 agosto 2018. Il ponte scavalcava un burrone con un salto di 312 metri, collocato sulla via Statale Appia, all'ingresso di Ariccia, a 27 chilometri dalla capitale e il crollo, stando alle cronache del tempo, avvenne verso le 00:23, travolgendo alcune auto che stavano transitando nei due sensi.



Figura 9.42: Crollo ponte Ariccia

Al di là della cronaca è però da sottolineare il numero di riferimenti, parole, circostanze e ipotesi che somigliano in modo incredibile ai dibattiti odierni. Una volta smentita l'ipotesi di una bomba, il quotidiano La Stampa scriveva: *"Già da due anni erano state segnalate fessure nel viadotto crollato ad Ariccia"* (Figura 9.43). E ancora: *"Alcuni abitanti affermano di avere riferito al Comune - Ma gli uffici competenti lo negano"*. Le lesioni, secondo l'articolo, erano state riscontrate nelle strutture ricostruite dopo la distruzione nel periodo bellico.



Figura 9.43: Articolo su "La Stampa"

E poi il solito quesito emerge all'istante: abbattere il Ponte dell'Ottocento o ricostruirlo ex novo? Furono ascoltati all'epoca alcuni operai che fra il 1946 e il 1948 avevano lavorato con l'Impresa che ricostruì quasi tutto il ponte. *"Appare sicuro – concludevano le prime deduzioni - che la causa del crollo è di "ordine statico", ma altri propendevano per le infiltrazioni d'acqua che, gelatasi, avevano fatto "scoppiare" le arcate crollate. Altri ancora attribuiscono il disastro al traffico pesante, alle vibrazioni dei motori degli autotreni"*.

Un editoriale su 'La Stampa' di Vittorio Gorresio, il 20 gennaio del 1967, fu pubblicato con titolo inequivocabile: *"Nessuno in Italia controlla i ponti"* (Figura 9.44). Di seguito alcuni passi fondamentali dell'articolo *"Sembra che non esista una legge, fra le migliaia che il Parlamento ogni anno produce che preveda verifiche a scadenze periodiche di manufatti come ponti e strade".... "a quanto pare la competenza non comporta iniziative, e tanto meno responsabilità di controlli regolari".... "Le voci che ora corrono in paese è che tutti, da tempo, sapessero che il ponte pericolava. Tutti dicevano che l'acqua filtrava e che piovevano sassi. Furono messe 'biff' e 'spie' di vetro, e si racconta che si spaccarono, fino dal 1955"*.



Figura 9.44: Articolo su "La Stampa"

Riferendosi al crollo del ponte di Ariccia, l'incipit della prima normativa italiana del settore recita: *"Recenti gravi avvenimenti interessanti la stabilità delle opere d'arte e manufatti stradali ripropongono la considerazione della necessità di organizzare nel modo più efficiente il necessario controllo periodico delle condizioni statiche delle opere stesse..."*. La normativa di cui si parla è la Circ. Min. LL.PP. No 6736/61A1, «Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali» del 19/07/1967, la quale costituisce tuttora norma vigente e ad essa si riferiscono ancora oggi tutti i manuali di manutenzione e ispezione dei vari gestori stradali in Italia.

Questa normativa è formata da poche pagine e in forma discorsiva fornisce indicazioni operative di cui si riassumono i passi più interessanti:

- Il personale addetto alla manutenzione ispeziona durante la sua normale attività quotidiana i manufatti mediante un esame di superficie delle strutture visibili tendente ad accertare l'insorgere di eventuali anomalie esterne e deve immediatamente segnalare tali fatti all'Ufficio da cui dipende.
- Detto Ufficio dispone ogni ispezione o controllo che le dette informazioni dovessero suggerire o consigliare. Indipendentemente dalle segnalazioni del personale addetto alla manutenzione, i capireparto, i geometri addetti alla zona, i tecnici di tronco o capizona, effettuano una volta almeno ogni trimestre un'ispezione a tutti i manufatti di loro pertinenza, per accertare lo stato di conservazione delle strutture. A seguito di ogni ispezione trimestrale deve essere redatto un rapporto da conservare cronologicamente nell'apposito fascicolo.
- Il controllo straordinario sulle condizioni statiche dei manufatti deve essere esperito anche ogni qualvolta qualche sintomo, notizia, fatto dia adito a convincimento che qualcosa non sia normale nella stabilità delle strutture o nell'assetto del terreno e pertinenze circostanti. Il controllo straordinario è molto accurato e viene eseguito sotto la diretta responsabilità degli Ingegneri addetti alla zona od al tronco che redigono al riguardo un apposito rapporto, da conservare anch'esso nell'apposito fascicolo relativo al controllo periodico della stabilità delle opere d'arte. Un esame generale e completo dei manufatti più importanti deve essere, poi, eseguito dai predetti ingegneri di zona o di tronco, almeno una volta all'anno. Una speciale attenzione deve essere, in tali casi, portata alle strutture verticali (pilastri, pile, colonne, spalle, muri andatori, ecc.) gli appoggi delle strutture orizzontali, alle travature, agli archi, annotando ogni particolare ritenuto importante ai fini della documentazione e della redazione dell'apposito rapporto ispezionale.

Dopo un lungo periodo di silenzio, si riparla specificamente della cura dei ponti esistenti a livello normativo nella Circ. Min. LL.PP. No 220977, «Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali» del 11/11/1980, nel successivo D.M. del 04/05/1990 di aggiornamento e, in particolare, nella Circ. Min. LL.PP. No 34233, «Istruzioni relative alla Normativa Tecnica dei ponti stradali» del 25/02/1991.

Quest'ultima, in un capitolo dedicato alla gestione dei ponti stradali esistenti, definisce le attività demandate agli Enti Gestori, ovvero: vigilanza, ispezione, manutenzione e interventi statici (restauro-adeguamento-ristrutturazione).

Il 'Nuovo Codice della Strada', D.Lgs. del 30/04/1992 ribadisce l'obbligo dell'ente gestore di 'provvedere alla manutenzione, gestione e pulizia della sede stradale e delle relative pertinenze per assicurare la sicurezza degli utenti'. Ai sensi del Codice della Strada, il D.M. LL.PP. del 01/06/2001, "Modalità di istituzione e aggiornamento del Catasto delle strade", impone in seguito ai gestori la costituzione di un catasto stradale, in accordo a determinati requisiti.

In merito alla statica delle costruzioni, oggi sono in vigore le "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC), inizialmente emesse con D.M. del 14/01/2008 e poi aggiornate dal D.M. del 17/01/2018 e dalla Circolare Esplicativa No.35/2019 del 11/02/2019, che costituiscono il riferimento normativo corrente per gli operatori del settore.



Figura 9.45: NTC 2018

I contenuti di seguito riportati sono degli stralci del documento "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», D.M. 17 gennaio 2018, atti a descrivere sommariamente il procedimento di valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti, in particolare dei ponti stradali, in Italia. La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali quali interventi di riparazione, interventi di miglioramento o interventi di adeguamento;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abilitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

La valutazione della sicurezza delle opere esistenti deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per le costruzioni nuove, per questo le NTC introducono due parametri che rappresentano i fattori indicativi per un rapido confronto tra azione sopportabile di una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E definito come il rapporto tra azione massima sopportabile dalla struttura e azione sismica che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche
- $\zeta_{v,i}$ definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i -esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi
- l'uso debba essere modificato tramite limitazioni e/o cautele nell'uso per il caso specifico dei ponti
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale mediante interventi.

Il valore ζ_{vi} può essere calcolato tramite la seguente equazione:

$$\zeta_{v,i} = \frac{R_{d,solo\ variabile,i}}{E_{ed,solo\ tra\ fico\ NTC18}} \quad (9.31)$$

dove:

$E_{ed,solo\ traffico\ NTC18}$ = valore di progetto del traffico che si utilizzerebbe per una costruzione nuova, in particolare la combinazione allo SLU;

$R_{d, \text{solo variabile}}$ = valore massimo di sovraccarico variabile verticale supportabile dall'elemento.

In particolare, i carichi da traffico sono dati da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nello schema in **Figura 9.46** e determinati allo SLU tramite il coefficiente di sicurezza descritto in tabella della **Figura 9.47**.

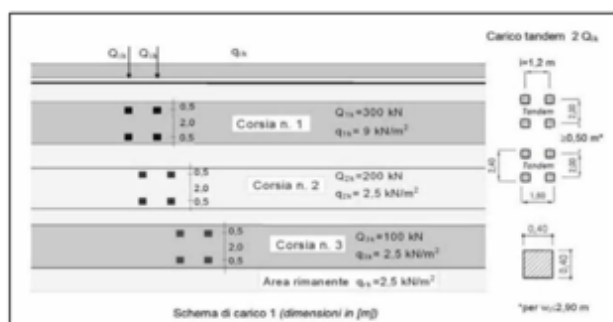


Figura 9.46: carichi da traffico NTC2018

Strumenti in g2	sfavorevoli	1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	sfavorevoli	7/2	0,00 1,35	0,00 1,35 1,15
Azioni variabili	sfavorevoli	7/2	0,00	0,00 0,00

Figura 9.47: coefficienti di sicurezza NTC2018

Per quanto riguarda il calcolo delle resistenze dei materiali, valgono le regole descritte nel cap. 4.1.2.3 delle NTC18, in particolare, per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al cap. 8.5.3 delle NTC18, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto (**Figura 9.48**):

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (%)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Figura 9.48: Descrizione e valutazione livelli di conoscenza (LC)

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto. Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse.

I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

I principali problemi della NTC derivavano dal fatto che la normativa non imponeva una verifica nel caso "revisioni della normativa o della zonazione", questo vuol dire che per ponti vicini alla loro vita utile e progettati con regolamenti superati, non è prevista nessuna verifica se non in caso di significativi fenomeni di degrado, inoltre, l'espressione significativi fenomeni di degrado" è generica e si presta a valutazioni e interpretazioni soggettive.

Una soluzione ai problemi precedente descritti deriva dalla pubblicazione delle "Linea Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti" da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (MIT) in data 17/04/2020. Con questo documento si forniscono, finalmente e per tutto il territorio nazionale, indicazioni univoche e uniformi, oltre che di alto livello tecnico-scientifico per il censimento, la classificazione e la gestione dei rischi, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti.

Si forniscono quindi metodi e criteri di valutazione e di intervento che permetteranno di uniformare le valutazioni e le decisioni a livello nazionale, conducendole all'obiettivo della massima qualità e sicurezza delle infrastrutture nazionali, quale scheletro portante dello sviluppo dell'Italia.

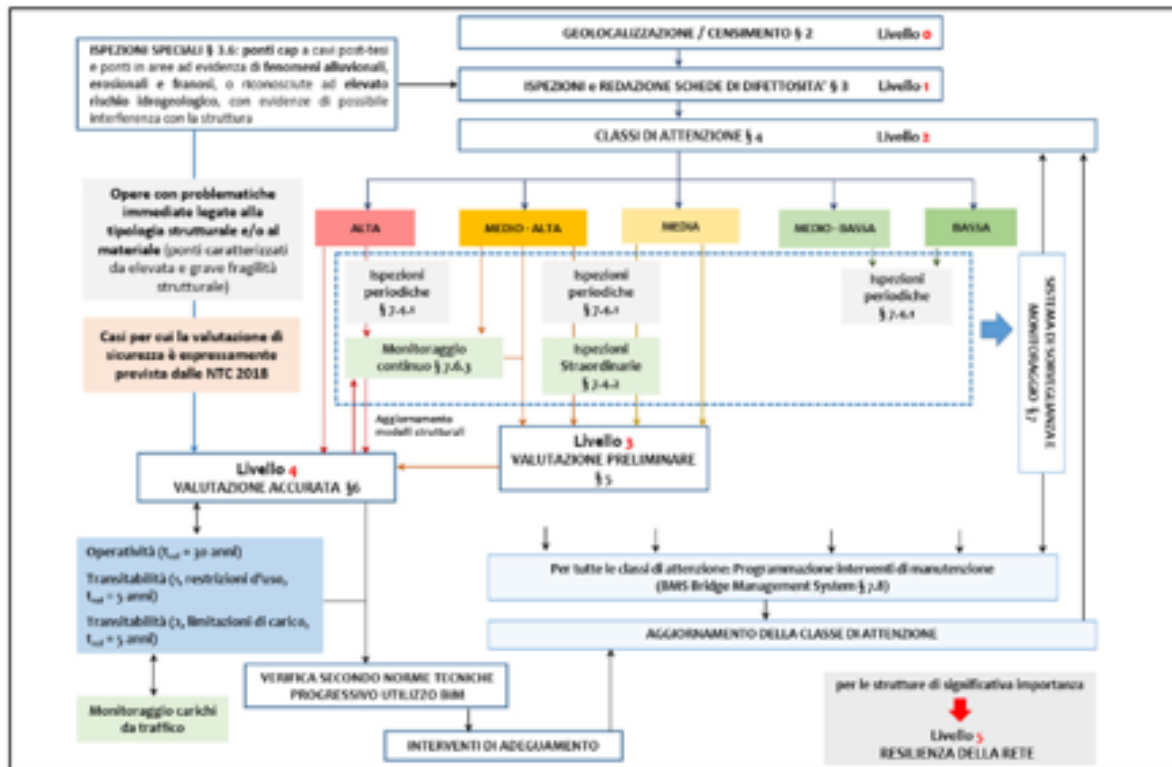


Figura 9.49: Schema descrittivo dell'approccio multilivello delle LG20

Le LG20 presentano un approccio multi-livello (Figura 9.49) che prevede valutazioni speditive da applicarsi localmente ai ponti esistenti nei livelli più bassi dell'approccio e valutazioni accurate e di dettaglio nei livelli più alti, questi ultimi solo per un numero limitato di opere, selezionate attraverso un sistema di classificazione basato sulla stima della classe di attenzione eseguita con riferimento ai parametri caratterizzanti tipicamente le valutazioni di rischio: *pericolosità, vulnerabilità ed esposizione*.

Il Livello 0 prevede il censimento di tutte le opere e delle informazioni più rilevanti, raccolte mediante l'analisi della documentazione disponibile a livello documentale, archivistico o di banche-dati territoriali, stilando, per ogni ponte, un'apposita "*scheda di censimento*" contenente i dati utili per le successive valutazioni e strutturata coerentemente all'Archivio Nazionale delle Opere Pubbliche, AINOP. In Figura 9.50, a titolo di esempio, uno stralcio delle schede di ispezione.

Schede di censimento ponti di Livello 0					
Codice ROP		Nome Ponte/Trasversale			
Strada di appartenenza		Progressivo km iniziale		Progressivo km finale	
Localizzazione					
Provincia/Regione	Comune	Località	Stato	Coordinate Geografiche	Quota s.l.m. [m]
Sensibilità dell'area [m/s] (dalla A, 10 a 475 anni)			Coordinate Geografiche	Quota s.l.m. [m]	Quota s.l.m. [m]
Rischio erosivo e di affondamento			Coordinate Geografiche	Quota s.l.m. [m]	Quota s.l.m. [m]
Rischio frangente			Coordinate Geografiche	Quota s.l.m. [m]	Quota s.l.m. [m]
Informazioni generali					
Proprietario	Concessionario	Ente vigilante	Stato di costruzione/interdizione	Ultimazione costruzione [mese/anno]	Ultimazione interventi [mese/anno]
			Stato di costruzione/interdizione	Ultimazione costruzione [mese/anno]	Ultimazione interventi [mese/anno]

Figura 9.50: Stralcio scheda censimento ponti, livello 0

Le informazioni del censimento di Livello 0 sono confermate o integrate dai dati raccolti mediante le ispezioni in situ, previste dal **Livello 1**, tese a rilevare l'attuale stato di conservazione delle strutture con l'ausilio di schede di rilievo, individuando presenza e gravità dei fenomeni di degrado e di difettosità. Allo stesso modo, mediante apposite schede di rilievo predisposte e allegate alle LG20, sono rilevate le potenziali condizioni di rischio associate ad eventi franosi o ad azioni idrodinamiche. In **Figura 9.51** si riporta, a titolo di esempio, uno stralcio delle schede di ispezione di livello 1.

Schede descrittive di ispezione ponti di Livello 1

TITOLO DI APPARTENENZA: _____ PROGETTO: _____
 TECNICA DI COSTRUZIONE: _____ DATA ISPEZIONE: _____

Localizzazione
 Provincia/Regione: _____ Comune: _____ Località: _____

Coordinate Geografiche
☐ ETN 2000 ☐ WGS84

Tipologia strutturale
☐ Arco in Muratura ☐ Tronconi appoggiate ☐ Tronconi continui ☐ Sostegno in C.A. ☐ Sezione tubolare in C.A.
☐ Arco in C.A. ☐ Tronconi a barile ☐ Cassone in Precompresso ☐ Sezione tubolare in acciaio ☐ Arco in acciaio
☐ Stralciato o sospeso ☐ Altro _____ ☐ Tronconi in C.A. a cavi post-teso

Tipologia delle fondazioni
☐ Fondazione diretta ☐ Fondazione indiretta

Classificazione delle vie di attacco
☐ Rimbalzo in terra ☐ Rimbalzo in terra rinforzata/fermata ☐ Rimbalzo in ghiaia

Figura 9.51: Stralcio scheda ispezione ponti, Livello 1

A tutti i ponti censiti ed ispezionati si applicherà quindi la metodologia di classificazione prevista dal **Livello 2**. Questa rappresenta il procedimento finale dell'approccio delle LLGG, dai cui risultati dipendono i provvedimenti e quindi l'applicazione dei livelli successivi di analisi. Il metodo di classificazione prevede la determinazione, per ogni ponte, della **"Classe di Attenzione complessiva" CdA**. Essa è il risultato della combinazione di 4 distinte classi di attenzione legate a 4 differenti tipologie di rischio:

- rischio strutturale e fondazionale
- rischio sismico
- rischio frane
- rischio idraulico

La determinazione di ciascuna CdA è il risultato della combinazione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Operativamente, si procede individuando per ognuna delle quattro tipologie di rischio prima citate i parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, ritenuti maggiormente significativi e distinti a loro volta in parametri primari e parametri secondari, a titolo di esempio, si riportano in **Figura 9.52** i parametri primari e secondari per la tipologia di rischio strutturale e fondazionale.

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità	Entità dei carichi presenti con particolare riferimento al transito di trasporto eccezionale	-
Vulnerabilità	Livello di difettosità Schema statico, luce, materiale e numero di campate	Rapidità di evoluzione del degrado Norma di progettazione
Esposizione	Livello di TGM e luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose

Figura 9.52: Descrizione parametri primari e secondari per rischio strutturale e fondazionale

A seconda del valore dei parametri primari si individuano 5 classi: bassa, medio-bassa, media, medio-alta, alta, definite con criteri e range di variazione specifici per ogni parametro. Tali classi sono poi corrette dal valore dei parametri secondari individuando in tal modo la classe di pericolosità, la classe di vulnerabilità e la classe di esposizione del ponte.

Queste ultime sono quindi combinate tra loro e forniscono la classe di attenzione dell'opera, anch'essa declinata nelle solite cinque classi, come schematizzato in **Figura 9.53**.

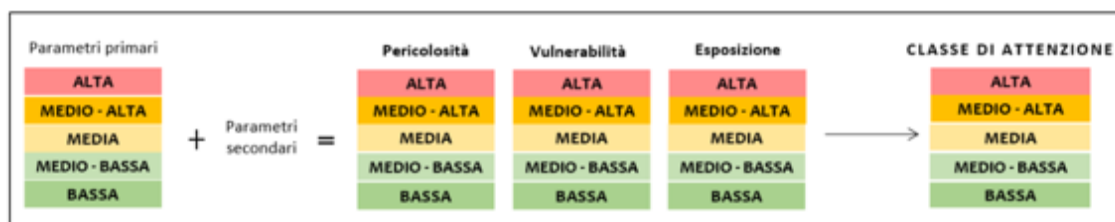


Figura 9.53: schema di valutazione classe di attenzione

Il procedimento si ripete per le 4 tipologie di rischio individuate, le quali, una volta note si combinano tra loro al fine di ottenere la classe di attenzione complessiva del ponte. Quest'ultima fornisce indicazioni sull'esigenza di procedere con valutazioni più approfondite e di dettaglio. Si utilizzano, però, classi e operatori logici, mentre non appaiono mai indici numerici o operazioni volte alla determinazione di indici di rischio. La classe di attenzione complessiva rappresenta quindi una stima approssimata dei fattori di rischio, utile per la definizione di un ordine di priorità per l'approfondimento delle verifiche nonché per la programmazione degli interventi manutentivi e strutturali necessari, ma senza poter raggiungere l'accuratezza dei risultati di un'analisi di rischio completa.

Le LG20, dopo aver fornito gli strumenti necessari per la determinazione della classe di attenzione, passano alle indicazioni per le valutazioni preliminari di sicurezza previste dal Livello 3 dell'approccio, da applicare nel caso di classe di attenzione Medio-alta. La valutazione preliminare della sicurezza essenzialmente è basata sul confronto tra le risorse garantite dalle norme utilizzate all'epoca della progettazione dell'opera rispetto alle normative attualmente vigenti.

Per esempio, il rapporto tra le sollecitazioni indotte dai carichi di progettazione e quelle indotte dai carichi attualmente previsti dalle Norme Tecniche permette di stimare, se pur preliminarmente, le risorse minime garantite dall'applicazione della normativa di progettazione nei confronti della domanda calcolata secondo le Norme attuali, sulla base delle quali determinare la necessità di eseguire valutazioni accurate di Livello 4.

Il Livello 4 dell'approccio multilivello è dedicato ai ponti con Classe di Attenzione Alta, in particolare, alle valutazioni accurate della sicurezza in attuazione delle vigenti Norme tecniche per le Costruzioni, assumendo come riferimento il Capitolo 8 delle Norme Tecniche delle Costruzioni. Il Livello 5 non è esplicitamente trattato nelle LG20 pur delineando le indicazioni generali per un futuro sviluppo per l'individuazione delle procedure per la valutazione della rilevanza trasportistica delle diverse opere da analizzare.

9.7 Bibliografia sullo stato dell'arte del rating dei ponti

- Bridge Inspection Programs – Minnesota Department of Transportation.
- Load Rating Highway Bridges in the United States: The State of Practice - Lubin Gao, Federal Highway Administration.
- Manual de inspecao des pontes rodoviaras - Dipartimento Nazionale delle Infrastrutture e Trasporti (DNIT)
- Synthesis of National and International Methodologies Used for Bridge Health Indices – Report No. FHWA-HRT-15-081, FHWA U.S. Department of Transportation.
- Towards a Uniform Bridge Management System for Australia and New Zealand - Graham D Rummey, Laurie B Dowling.
- Guidelines for Bridge Management – Structure Information Austroads Publication No. AP-R252/04.
- Recording and coding guide for the structure inventory and appraisal of the nation's bridges - Report No. FHWA-PD-96-001.
- Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI.
- Bridge Preservation and Maintenance in Europe and South Africa - Report No. FHWA-PL-05-002, Federal Highway Administration.

-
- Verfahren zur Vorhersage des Umfangs von Brückensanierungen (Metodo per prevedere l'entità della ristrutturazione nei ponti), Straßenforschung Heft 338.
 - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019

10 Una proposta di rating "performance-based" di ponti e viadotti

Il presente Capitolo espone alcune proposte operative per l'integrazione e il miglioramento delle procedure di rating dei ponti attualmente applicate in territorio italiano, con particolare riferimento alle recenti "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" (LG20). Le succitate "Linee Guida" sono diventate cogenti con Decreto ministeriale numero 578 del 17/12/2020, prevedendo una sperimentazione di 24 mesi da parte del consorzio universitario ReLUI.

Si prenderanno quindi in considerazione gli aspetti delle suddette LG20 più attinenti al tema della classificazione delle opere d'arte esistenti, a valle delle operazioni di ispezione, indagine e valutazione/classificazione previste dal documento.

Il presente documento si articola in due parti principali: nella prima parte saranno analizzate criticamente le indicazioni fornite dalle LG20. Nella seconda parte saranno avanzate proposte operative integrative nell'ottica di un miglioramento costruttivo.

10.1 Analisi critica delle Linee Guida 2020

In estrema sintesi, le LG20 suddividono le attività da effettuarsi sui ponti esistenti in Livelli, elencati sommariamente di seguito:

1.1. **Livello 0 e Livello 1** – Censimento, ispezione e schede di difettosità. Queste attività, già previste dalla normativa nazionale, sono dettagliate all'interno del documento, suggerendo uno specifico sistema di formattazione dei dati e di classificazione delle difettosità. I gestori stanno procedendo a una revisione del Catalogo dei Difetti e dei Manuali di Sorveglianza (ivi incluse le frequenze e i contenuti minimi delle ispezioni), in aderenza alle indicazioni delle LLGG.

1.2. **Livello 2** - Classi di attenzione: le LG20 prevedono 5 Classi di Attenzione (CdA) in cui far ricadere le infrastrutture, sulla base delle quali si basano le ulteriori azioni da intraprendere. Le Classi (Alta, Medio-Alta, Media, Medio-Bassa, Bassa) dipendono, oltre che dalle caratteristiche generali dei ponti e dalle difettosità riscontrate, anche da un'analisi parametrica del rischio strutturale, fondazionale, sismico, idraulico e geologico. Questo tipo di classificazione rappresenta una novità rispetto alle pratiche finora in vigore, compresi i sistemi attualmente in uso ai principali gestori di reti stradali italiane (Anas, ASPI, gruppo ASTM, etc.).

1.3. **Livello 3 e Livello 4** - Valutazione preliminare e valutazione accurata: si procede ad una valutazione del manufatto, di diverso grado di approfondimento in funzione dei risultati del livello 2. Tali valutazioni sono effettuate, a differenza del Livello 2, in termini di sicurezza strutturale, con metodi quantitativi ma con un approccio diverso tra Livello 3 (preliminare) e Livello 4 (approfondito).

1.4. **Livello 5** – Resilienza di rete: questo livello viene solo citato ma non trattato nelle LG20, e riguarda opere infrastrutturali di significativa importanza.

Da una prima analisi dell'impianto delle LG20, emerge che nelle stesse **la parte maggiormente legata al rating dei ponti è quella relativa al Livello 2 (Classi di Attenzione)**. Infatti la classificazione all'interno delle 5 Classi permette di definire le azioni successive, come indicato dall'ormai noto diagramma (Figura 9.49).

Da una preliminare analisi della struttura del processo decisionale emergono le seguenti considerazioni:

Le LG20 appaiono orientate a una classificazione basata sul pericolo (strutturale, idrogeologico, sismico) e sul danno (difettosità) più che sulla performance dell'opera. I parametri strutturali sono presi in considerazione nell'analisi del rischio ma non in termini di performance strutturale, bensì in forma parametrica attraverso uno schema multi-criterio basato sull'incidenza della difettosità e delle pericolosità al contorno.

La definizione delle Classi di Attenzione è basata su un approccio prevalentemente deterministico non considerando l'approccio semi-probabilistico alla base della Normativa attuale anche in campo sismico.

- Si può realizzare spesso la situazione (ingegneristicamente inaccettabile) di collocare un ponte in una Classe di Attenzione bassa laddove la vulnerabilità statica è molto alta (es. per insufficienza del progetto originario). Emerge chiaramente l'esigenza, pur mantenendo il concetto di Classi di Attenzione, di esaltare la valutazione della performance statica che ai fini del rischio incide molto di più degli altri parametri.
- La realizzazione di interventi manutentivi soltanto superficiali, come il ripristino generalizzato dei calcestruzzi di copriferro, che hanno un impatto economico limitato, comporta un miglioramento dell'aspetto delle opere e quindi potrebbe portare ad un abbassamento della classe di attenzione delle stesse, nonostante la loro performance strutturale non sia sostanzialmente mutata.

- Si nota una evidente sovrastima della portata dei difetti, che unita agli altri driver di "attenzione" porta a esagerare la CdA. Da una applicazione a campione dei parametri di giudizio su ponti reali, sia in ambito autostradale che extraurbano, emerge quindi la tendenza a far ricadere la maggior parte delle opere d'arte in Classe Alta o Medio-Alta. Ciò sembra dovuto alla presenza, diffusa quasi su tutti i ponti, di difetti anche puntuali e non gravi, ma appartenenti a tipologie corrispondenti a voti alti. Altri parametri che influiscono molto sulla classificazione sono - ad esempio - la collocazione geografica, il volume di traffico (esposizione al rischio) e la tipologia di ostacolo sorpassato.
- Alcuni meccanismi fragili (es. selle Gerber), pure evidenziati dalle LLGG, non mostrano normalmente segni premonitori di collasso e pertanto l'analisi difettologica può comportare incongruenze nei confronti della "vera" sicurezza del manufatto. Questo effetto sembra essere tipico dei *rating* legati alla probabilità di danno (e quindi al rischio generabile da collassi locali o parziali) e non alla sicurezza e alla robustezza del manufatto, in quanto si mettono sullo stesso piano elementi con livelli di performance strutturale anche molto diversa.
- Nella Classificazione proposta non viene sfruttata la storia passata delle opere esistenti. Proprio in quanto esistenti, e in gran parte da oltre 50 anni, molte di esse hanno vissuto direttamente eventi sismici, alluvionali e piene fluviali anche importanti. La storia degli eventi passati potrebbe utilmente essere inserita nella valutazione del rischio sismico e idraulico/geotecnico di alcune opere che hanno già subito eventi importanti, documentati e analizzati. In tal modo si potrebbe indirizzare l'attività ispettiva e manutentiva su aspetti molto contestualizzati e definire anche misure di mitigazione/monitoraggio appropriate.
- Alcuni parametri entrano in maniera ridondante nella definizione del rischio. Ad esempio (Tabella 4.1 delle LLGG) il traffico entra nella definizione della pericolosità (tramite i carichi di massa significativa) ed entra nell'esposizione (tramite il TGM - traffico giornaliero medio). In realtà i due parametri sono abbastanza strettamente correlati come si vede su arterie quali A1, A4, A26. Un altro parametro ridondante è la luce della campata, che entra sia nella vulnerabilità strutturale che nell'esposizione dell'opera.
- Nella Tabella 4.6 delle LLGG si legge che la vulnerabilità cresce con la luce del ponte. Tale asserzione non è sempre valida, ad esempio per i ponti a travata si è visto come, applicando le nuove norme NTC2018 sono proprio le campate corte quelle che vanno in crisi. Viceversa, per i ponti ad arco, la relazione tra luce e vulnerabilità potrebbe essere giustificabile.
- Anche l'aumento della vulnerabilità con il numero di campate è da valutare con attenzione. In ottica probabilistica, certamente opere più estese mostrano maggiori probabilità di contenere difetti significativi. Tuttavia intrinsecamente la vulnerabilità non dipende dall'estensione dell'opera che anzi, per ripetitività, dovrebbe offrire maggiore robustezza statistica in merito alla conoscenza del comportamento dei materiali e delle strutture.

10.2 Spunti per una possibile revisione dei criteri di rating dei ponti

Sulla base delle considerazioni esposte al punto precedente, nell'ottica di una integrazione e di un miglioramento costruttivo delle LG20, si propongono i seguenti spunti:

- Estensione del numero di classi di attenzione, eventualmente introducendo delle "sotto-classi". Il *rating* dei ponti ha come obiettivo primario quello di fornire indicazioni sulla priorità degli interventi di manutenzione straordinaria e/o di sostituzione. Se a valle della classificazione la maggior parte delle opere ricade nella stessa classe (es. Classe Alta) non è possibile da parte del gestore operare delle scelte prioritarie, se non basandosi su altri parametri. Anche se le LG20 prevedono la presenza di altri indicatori, l'utilizzo di sotto-classi potrebbe costituire uno strumento più diretto per effettuare valutazioni globali da parte del gestore.
- Valutazione basata maggiormente sui livelli di sicurezza e robustezza. L'adozione di criteri di classificazione basati direttamente sulla valutazione della tipologia strutturale e robustezza permetterebbe di valutare direttamente la prioritizzazione delle azioni sulla base di elementi quantitativi, evitando le problematiche esposte in precedenza. In particolare, per i ponti è molto semplice evidenziare la gerarchia strutturale e le possibili catene di collasso progressivo, per cui l'importanza (voto) dei difetti dovrebbe essere legata anche alla robustezza d'insieme del sistema ponte.
- L'obiettivo fondamentale del *rating* è infatti quello di fornire le priorità di intervento, e di conseguenza definire delle tempistiche ammissibili per gli interventi stessi. Se il *rating* viene legato alla performance in termini di sicurezza, tale obiettivo può essere perseguito direttamente in quanto anche gli interventi necessari scaturiscono dalle eventuali deficienze strutturali evidenziate. Si potrebbe pensare ad assegnare pesi preponderanti alla performance strutturale rispetto agli altri parametri che intervengono nel calcolo della Classe di Attenzione.
- Accettabilità dei livelli di sicurezza inferiori ai limiti della norma vigente. Il patrimonio italiano delle infrastrutture civili è caratterizzato, come per altri paesi sviluppati, da molti manufatti con età anche superiori ai 50 anni, costruiti per la maggior parte con norme ormai superate e soggetti a degradi di vario tipo. E' frequente pertanto che una verifica dei manufatti con le norme tecniche attuali porti a ottenere livelli di sicurezza non idonei alla normativa

vigente, anche per un numero considerevole di opere (es. carichi di frenatura nella maggior parte dei casi non verificati dal sistema di appoggio). Si ritiene pertanto opportuno prevedere, all'interno della procedura di classificazione, metodi di gestione dei manufatti anche con livelli di sicurezza inferiori ai limiti di norma, accettando di fatto di mantenere la funzionalità degli stessi per un periodo di tempo limitato, fino all'esecuzione di contromisure idonee. La valutazione dovrà esser effettuata in termini probabilistici, considerando la natura stocastica dei parametri in gioco, attingendo ad esempio a modelli utilizzati negli Stati Uniti.

- Finalità del rating. A regime, la classificazione corretta dei manufatti permetterà di uscire dall'ottica degli interventi emergenziali, per convergere invece in una strategia di manutenzione programmata. Infatti, mentre per le opere nuove è prescritto un piano di manutenzione, ciò non avviene per le opere esistenti, dove spesso gli unici interventi previsti sono quelli in emergenza o urgenti. L'obiettivo finale dovrebbe essere quindi la costruzione di un "piano di manutenzione ad hoc" anche per le opere esistenti da intendersi anche esteso a tronchi di strade ovvero a gruppi/stock di opere, gestite dal medesimo operatore. Tale piano dovrebbe contenere criteri e linee guida comuni che aiutino i gestori ad adottare politiche di manutenzione diffuse. Il piano di manutenzione potrebbe prevedere, per opere specifiche, un monitoraggio idoneo in funzione del rating.

In tal modo si realizzerebbe una corretta sequenzialità delle operazioni di *Bridge Management System* (BMS) organizzate nel modo seguente:

- 1) ispezioni;
- 2) rating;
- 3) monitoraggio (ove necessario);
- 4) valutazioni di sicurezza (ove necessario);
- 5) piano di manutenzione e gestione.

10.3 Schema semplificato per una procedura di Bridge Health Assessment

Con particolare riferimento all'attività di rating, si propone il seguente schema semplificato di azioni:

- 1) Realizzazione di una "Anagrafe dei ponti" (§2) con la definizione di un modello di comportamento sulla base degli elementi a disposizione;
- 2) Esecuzione delle ispezioni ordinarie di tipo strutturale, di cui alle LG20, ed in progressione, esecuzione delle ispezioni per fenomeni di rischio idraulico e frana (sarebbe opportuna la definizione di uno standard nazionale di certificazione degli ispettori);
- 3) Applicazione della classificazione (Livello 2 delle LG20) nei confronti del rischio strutturale e sismico, integrata nel tempo con la classificazione per rischio idraulico e frane in ragione dell'esecuzione delle relative ispezioni ordinarie e delle conseguenti analisi necessarie per la stima della pericolosità dei due fenomeni;
- 4) Raffinamento della classificazione di cui alle LG20, secondo metodi che fanno uso dei parametri strutturali per ottenere una prioritizzazione all'interno di classi omogenee. Si propone di seguito un metodo basato sull'assegnazione di pesi in funzione delle caratteristiche strutturali, riassunto di seguito e descritto più nel dettaglio al § 10.4:
 - a) FASE A: per le opere ricadenti in classe ALTA – MEDIO ALTA e MEDIA, discretizzazione ulteriore delle opere mediante un calcolo basato sull'assegnazione di un sistema di pesi ad alcuni dei parametri utilizzati nel calcolo della Classe di Attenzione per rischio strutturale; l'obiettivo è ottenere una scala numerica del livello di rischio all'interno delle suddette classi, per fornire un supporto decisionale ulteriore alla definizione delle priorità nell'esecuzione delle verifiche di sicurezza di Livello 3 e Livello 4;
 - b) FASE B: per le opere ricadenti in classe MEDIO-BASSA e BASSA discretizzazione ulteriore delle opere mediante un calcolo per fornire un supporto decisionale ulteriore alla definizione delle priorità per esecuzione interventi di manutenzione, prevalentemente ordinaria o comunque mirata a quelle difettosità meno gravi che, se non risolte, possono favorire l'insorgere di fenomeni di degrado a rilevanza strutturale;
- 5) Esecuzione delle verifiche secondo i livelli 3 e 4 di cui alle LG20 e pianificazione interventi manutentivi;
- 6) Messa in campo delle azioni mitigatrici e/o delle procedure di monitoraggio per controllare le soglie rispetto ai "*potential failure modes*" e l'evoluzione delle situazioni difettologiche riscontrate.

10.4 Proposta di integrazione della procedura proposta dalle LG20

Sulla base delle considerazioni esposte nel documento programmatico, nell'ottica di una integrazione e di un miglioramento costruttivo delle LG20, si propone un'integrazione alla procedura proposta dalle LG20 alla **Figura 9.49**, rappresentata schematicamente nel seguente schema.

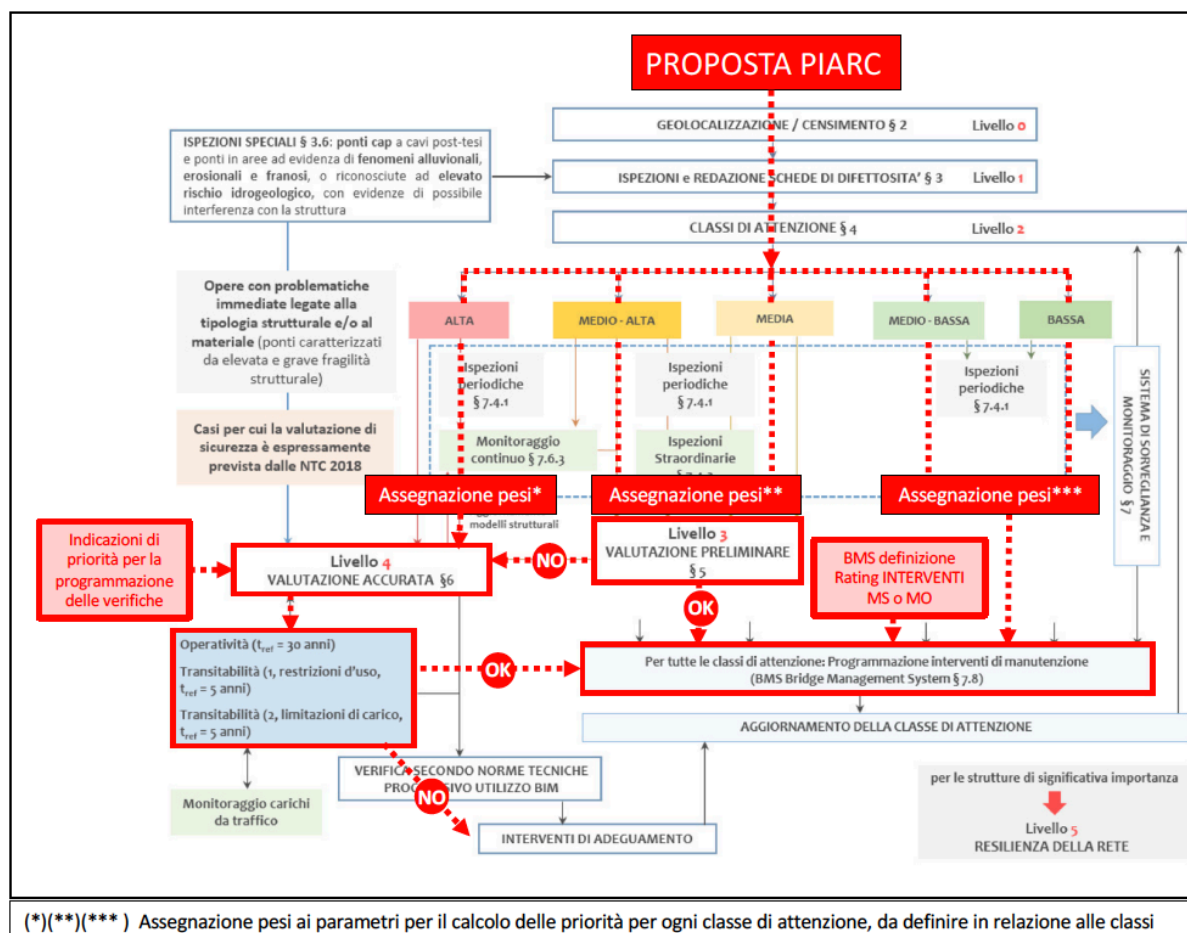


Figura 10.1: Proposta di integrazione alla procedura – schema

La proposta consiste nell'introduzione, a valle del calcolo delle Classi di Attenzione, di un sistema di pesi, che saranno assegnati agli stessi parametri utilizzati per il calcolo delle Classi di attenzione. In questa sede è previsto di applicare tali pesi solamente ai parametri relativi alla capacità strutturale dell'opera, ma il principio può essere esteso a tutti gli ambiti di rischio introdotti dalle LG20.

Il sistema di pesi permette di fornire un supporto in due fasi cruciali della gestione degli asset di ponti esistenti, soprattutto nel caso in cui tali asset siano costituiti da un numero elevato di opere. Le fasi possono essere riassunte come segue:

- **Fase A:** prioritizzazione della programmazione delle verifiche;
- **Fase B:** prioritizzazione della programmazione degli interventi di manutenzione.

Nel caso della **Fase A**, l'esigenza è quella di avere, a valle del calcolo delle classi di attenzione, una prioritizzazione nell'esecuzione delle verifiche di sicurezza di Livello 3 e Livello 4, nei casi in cui una percentuale significativa delle opere in gestione ricada in **classe Alta, Medio-Alta o Media**.

L'esigenza nasce dal fatto che tali attività (soprattutto per il Livello 4) richiedono tempi tecnici e risorse che non consentono di eseguire contemporaneamente e in breve tempo tutte le verifiche richieste; una prioritizzazione permette quindi all'ente di avere uno strumento per la gestione delle verifiche stesse.

Nel caso della **Fase B**, l'esigenza è analoga ma riferita alla prioritizzazione degli interventi manutentivi a valle dei livelli 3 e 4, oppure direttamente a valle della definizione delle classi di attenzione per le **classi Medio-Bassa e Bassa**. Infatti, una volta calcolate le classi di Attenzione ed eseguite le verifiche di sicurezza, a meno che la struttura non presenti condizioni tali da richiedere un intervento immediato, il gestore ha la necessità di prioritizzare gli interventi di manutenzione. Anche nel caso di strutture con caratteristiche di adeguatezza o operatività, nel caso di assets costituiti da molteplici strutture, vi è la necessità di definire dei parametri secondo i quali declinare le priorità di azione di

manutenzione ordinaria. L'assegnazione di pesi consente pertanto di differenziare i risultati del calcolo delle classi di attenzione, pervenendo a una classificazione più granulare.

Come detto, tale logica ha lo scopo di uscire dall'ottica degli interventi emergenziali, per convergere invece in una strategia di manutenzione programmata.

10.5 Proposta per l'individuazione dei pesi da assegnare ai parametri

I seguenti paragrafi illustrano nel dettaglio i procedimenti speditivi individuati per la definizione delle priorità di analisi o di intervento delle opere d'arte. Si precisa che la trattazione qui esposta riguarda soltanto il rischio strutturale e fondazionale, che indubbiamente è quello a cui deve essere data la massima attenzione, ma sarebbe possibile applicare la stessa logica anche alle altre tipologie di rischio.

Vengono proposti due metodi distinti, in quanto si ritiene che dovrebbero essere tenute separate e affrontate in modo diverso le problematiche relative alla sicurezza degli utenti rispetto a quelle che riguardano soltanto la durabilità delle strutture.

Il primo metodo (FASE A) va applicato ai ponti per i quali deve ancora essere redatta la verifica di sicurezza, il secondo (FASE B) può essere applicato sia a valle delle verifiche di livello 4 che per le opere ricadenti in classi di attenzione medio – bassa e bassa.

10.6 Metodo di prioritizzazione Classi "Alte" (Alta, Medio-Alta, Media)

L'assegnazione della classe Alta ad un'opera comporta l'obbligo di redigere subito, se non è già stata fatta, l'analisi di livello 4, che nel caso del rischio strutturale e fondazionale è la cosiddetta verifica di sicurezza. Soltanto tale analisi, che ha un livello di approfondimento della conoscenza della struttura molto maggiore rispetto all'analisi di livello 2, consente di stabilire qual è l'effettivo stato di salute dell'opera e l'eventuale necessità di eseguire interventi di manutenzione ordinaria o straordinaria.

Tuttavia sarebbe utile stabilire preliminarmente un ordine di priorità delle strutture in classe Alta, in modo da realizzare prima le verifiche più significative e poter rimandare ad un secondo tempo le analisi delle opere che destano minori preoccupazioni.

Pertanto, allo scopo di dettagliare maggiormente il risultato della classe di attenzione strutturale e fondazionale, si propone di calcolare per ogni opera un punteggio numerico empirico, determinato sulla base dei dati già raccolti per la determinazione delle classi di attenzione. Le considerazioni che seguono trovano applicazione per le opere ricadenti in classe di attenzione "alta".

Il procedimento prevede di assegnare un punteggio iniziale p_i ai parametri considerati e di porre il risultato finale pari alla somma dei singoli contributi $P = \sum p_i$. I singoli punteggi parziali sono tarati in modo che il punteggio complessivo indicativamente sia compreso fra 0 e 1. Maggiore è il punteggio, maggiore è l'attenzione che sarebbe necessario dare alla struttura in esame e prima va fatta la verifica di sicurezza. La seguente tabella illustra i punteggi parziali qui proposti.

Parametro	Valore	Punteggio parziale p_i
Norma di progettazione (carichi statici) e luce di calcolo massima	Normativa: ≤ 1962	Luce: ≤ 25 m intermedie ≥ 40 m 0.40 0.30 0.20
		1980 ≤ 25 m intermedie ≥ 40 m 0.25 0.20 0.10
	1990	< 20 m ≥ 20 m 0.15 0.20
Livello di difettosità strutturale e fondazionale	ALTO	0.30
	MEDIO-ALTO	0.15
	MEDIO	0.05
Categoria	II	0.30
Cavi post tesi	Presenti	0.04
Selle gerber	Presenti	0.03

Parametro	Valore	Punteggio parziale p_i
Conci coniugati	Presenti	0.02

Tali punteggi sono stati determinati cercando di dare priorità alle strutture che verosimilmente potrebbero ottenere il risultato peggiore nelle verifiche di sicurezza. Per questo motivo pericolosità ed esposizione non vengono più considerate, mentre viene data l'importanza maggiore alla norma con cui l'opera è stata progettata in origine.

Nel paragrafo seguente viene illustrato nel dettaglio il procedimento usato per il loro calcolo.

Per concludere si sottolinea che il metodo qui esposto non esprime una priorità di intervento ma soltanto di analisi.

10.6.1 Calcolo dei punteggi p_i

I punteggi già esposti nella tabella precedente, sono stati determinati come specificato nel seguito (non devono essere ricalcolati ogni volta ma vengono direttamente applicati nella formula $P = \sum p_i$.)

L'idea di base del presente metodo è quella di stimare sommariamente il valore del rapporto ζ_v della struttura utilizzando soltanto i dati raccolti nel calcolo della classe di attenzione strutturale e fondazionale, laddove ζ_v rappresenta (secondo la definizione delle NTC) il rapporto "tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile [...] e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione", intendendo ovviamente per sovraccarico i carichi da traffico veicolare. Una struttura perfetta avrà uno ζ_v maggiore o uguale a 1, un'opera con deficit di resistenza più o meno marcati rispetto alle NTC avrà un rapporto più o meno inferiore all'unità.

Di tutti i dati a disposizione, in prima approssimazione solo alcuni hanno effettivamente influenza sulla resistenza ai carichi verticali della struttura: la norma di progettazione, la luce di calcolo massima, il livello di difettosità e la categoria. Per ognuno di questi n fattori si suppone di poter stimare un rapporto ζ_{v_i} dovuto al contributo del singolo fattore calcolato indipendentemente dagli altri. Il rapporto globale ζ_v della struttura sarà pari al prodotto dei singoli fattori. Per semplicità, considerando che tali singoli rapporti sono sufficientemente vicini all'unità, si indica che:

$$\zeta_v = \prod_{i=1}^n \zeta_{v_i} \cong 1 - \sum_{i=1}^n (1 - \zeta_{v_i}) \quad (10.1)$$

Pertanto un punteggio P , indicativo della probabilità che la struttura possa avere deficit di resistenza, può essere calcolato mediante la seguente formula:

$$P \triangleq 1 - \zeta_v \cong \sum_{i=1}^n (1 - \zeta_{v_i}) \quad (10.2)$$

Un viadotto di recente realizzazione e senza particolari difetti avrà un punteggio pari a 0, mentre un'opera più carente avrà un punteggio maggiore ma difficilmente superiore a 1.

I due parametri che condizionano maggiormente il valore del rapporto ζ_v sono solitamente la norma seguita durante la progettazione e la luce di calcolo. Come nelle analisi di livello 3, si suppone che il progettista originario abbia rispettato alla lettera le prescrizioni imposte dalla norma dell'epoca, prevedendo la quantità minima sufficiente di materiali per soddisfare esattamente le richieste normative, e pertanto in prima approssimazione si identifica la resistenza della struttura con la somma dei contributi dei carichi permanenti (che sono approssimativamente rimasti invariati) e dei carichi dal traffico previsti dalla norma originaria.

Nella seguente tabella sono riportati i risultati relativi all'analisi di livello 3 redatta per una struttura fittizia che si ritiene di caratteristiche molto comuni: ponte di prima categoria, con larghezza della carreggiata pari a 10 m e 4 travi semplicemente appoggiate poste ad un interasse di 2.6 m. Il calcolo è stato fatto al variare soltanto della luce e della normativa originaria. Si ricorda che in questo tipo di analisi l'impalcato della struttura viene modellato come un unico elemento beam semplicemente appoggiato, lungo quanto la luce di calcolo, a cui vengono applicate le forze previste sia dalla normativa originaria che dalle norme attuali (NTC 2018). La distribuzione trasversale dei carichi viene poi computata con il metodo di Courbon, supponendo infinita la rigidità dei traversi. Com'è noto, il risultato ζ_v è pari al rapporto tra le azioni massime della trave di bordo; si utilizza il valore peggiore considerando momento in mezzera e taglio all'appoggio.

Luce di calcolo massima [m]	di Norma di progett. (carichi statici)	Momento massimo dell'epoca [kNm]	Taglio massimo dell'epoca [kN]	Momento massimo attuale [kNm]	Taglio massimo attuale [kN]	ζ_v
10	1962	815	410	1383	584	0.59
15	1962	1447	485	2339	644	0.62
20	1962	2188	532	3420	700	0.64
25	1962	3020	559	4626	753	0.65
30	1962	4127	612	5956	805	0.69
35	1962	5526	687	7412	856	0.75
40	1962	7115	759	8992	907	0.79
45	1962	8711	831	10696	958	0.81
50	1962	10559	898	12526	1008	0.84
10	1980	1011	439	1383	584	0.73
15	1980	1759	476	2339	644	0.74
20	1980	2639	533	3420	700	0.76
25	1980	3645	587	4626	753	0.78
30	1980	4871	650	5956	805	0.81
35	1980	6249	714	7412	856	0.83
40	1980	7771	777	8992	907	0.86
45	1980	9673	860	10696	958	0.90
50	1980	11744	940	12526	1008	0.93
10	1990	1212	518	1383	584	0.88
15	1990	1923	604	2339	644	0.82
20	1990	2688	709	3420	700	0.79
25	1990	3588	817	4626	753	0.78
30	1990	4610	924	5956	805	0.77
35	1990	5740	1027	7412	856	0.77
40	1990	6965	1124	8992	907	0.77
45	1990	8271	1216	10696	958	0.77
50	1990	9645	1301	12526	1008	0.77

La seguente tabella sintetizza (e arrotonda) i risultati ottenuti.

Normativa:	Luce:	ζ_{v_i}	$1 - \zeta_{v_i}$ (arrotondati)
≤ 1962	≤ 25 m	0.62	0.40
	intermedie	0.72	0.30
	≥ 40 m	0.82	0.20
1980	≤ 25 m	0.75	0.25

	intermedie	0.82	0.20
	≥ 40 m	0.90	0.10
1990	< 20 m	0.83	0.15
	≥ 20 m	0.78	0.20
≥ 2008	tutte	1.00	0.00

L'influenza del degrado viene stimata considerando che in strutture con ammaloramenti non gravi (per esempio distacchi dei calcestruzzi di copriferro con armature ossidate ma non corrosive), anche se numerosi e diffusi, non ci sono diminuzioni significative di resistenza. I ponti che potrebbero avere una resistenza ridotta a causa del degrado sono in pratica solo quelli con livello di difettosità alto o medio-alto.

Livello di difettosità strutturale e fondazionale	ζ_{v_i}	$1 - \zeta_{v_i}$
ALTO	0.70	0.30
MEDIO-ALTO	0.85	0.15
MEDIO	0.95	0.05
MEDIO-BASSO e BASSO	1.00	0.00

Rifacendo le analisi di livello 3 considerando che il ponte sia di seconda categoria, si può notare che praticamente tutti i risultati si riducono di circa 0.3. Per questo il contributo della categoria dell'opera è stato tarato pari a 0.3.

Infine sono stati aggiunti in coda ulteriori parametri (presenza di cavi di precompressione post-tesi, di selle gerber e di impalcati a conci coniugati) che raffinanano ulteriormente il punteggio dell'opera poiché rappresentano fattori di probabile fragilità della stessa e poiché tali elementi strutturali potrebbero nascondere ammaloramenti non visti e potenzialmente pericolosi.

10.7 Metodo di prioritizzazione classi basse

Secondo il meccanismo introdotto dalle LG20, tutte le opere che sono risultate in classe Bassa o Medio-Bassa continuano ad essere ispezionate ma non devono essere oggetto di ulteriori approfondimenti di calcolo né si ha l'obbligo di eseguire interventi di manutenzione. Destino simile spetta anche alle strutture che a seguito della verifica di sicurezza sono risultate Adeguate, mentre quelle Operative devono essere sistemate entro 30 anni ma nell'immediato non hanno alcuna necessità di intervento. Infine discorso analogo vale anche per le strutture in classe Media e Medio-Alta per le quali l'analisi di livello 3, nonché le ispezioni straordinarie ed il monitoraggio continuo, non hanno dato risultati preoccupanti.

Tuttavia, come prospettato anche dal capitolo 7.7 delle LG20, anche per le opere che non hanno problemi di sicurezza deve comunque essere condotta una periodica attività di manutenzione ordinaria che elimini i piccoli difetti destinati a crescere negli anni e che in generale garantisca una buona tenuta nel tempo dell'efficienza delle strutture. Poiché il numero delle opere interessate potrebbe essere elevato (a tendere, risolte le eventuali situazioni di emergenza puntuali, dovrebbe riguardare la totalità dei ponti in gestione), è necessario adottare un criterio razionale che permetta di dare un ordine di priorità agli interventi.

Pertanto, come indice R di affidabilità strutturale, per usare la denominazione usata dalle LG20, in prima approssimazione si propone di usare la media delle difettosità relative $D_{Ri} = \sum Gk_1k_2$ dei singoli elementi costituenti l'opera. Si preferisce la media alla semplice somma per evitare di dare priorità alle strutture sulla base della dimensione dell'opera e della numerosità degli elementi.

Poiché però ogni struttura può essere costituita da molti elementi di piccole dimensioni, come per esempio gli appoggi, e pochi elementi molto grandi, come le pile, la media eseguita indistintamente su tutta l'opera porterebbe ad un risultato influenzato soprattutto dalla tipologia di elementi più numerosa. Per evitare questa distorsione, si propone di

suddividere gli elementi secondo parti d'opera in cui gli elementi considerati sono omogenei fra loro. Per esempio, si riporta nella seguente tabella una suddivisione che potrebbe essere convenientemente adottata per la stragrande maggioranza delle strutture. Il procedimento proposto prevede di calcolare separatamente la media dei D_{Ri} di ognuna delle parti e di porre l'indice R pari alla somma di tali medie, utilizzando eventualmente dei coefficienti moltiplicativi w_j (uguali per tutte le opere) che permettano di dare maggiore risalto agli elementi strutturali più importanti rispetto a quelli accessori.

Parti d'opera	Peso w_j
Travi e traversi	1
Solette	1
Pile e spalle	1
Appoggi	1
Giunti	0.5
Barriere	0.5
Smaltimento acque	0.5
Accessori	0

Pertanto la formula globale sarebbe:

$$R = \sum_{j=1}^m w_j \left(\sum_{i=1}^{n_j} D_{Ri} \right) / n_j \quad (10.3)$$

dove il significato dei simboli è il seguente:

- m è il numero delle parti d'opera (nella suddivisione proposta è pari a 8).
- n_j è il numero di elementi della j -esima parte d'opera.
- $D_{Ri} = \sum G k_1 k_2$ è la difettosità relativa totale dell' i -esimo elemento compreso nella parte d'opera considerata.

Si noti infine che, per la programmazione di determinate tipologie di intervento, potrebbe essere opportuno modificare la classificazione delle opere adottando pesi w_j differenti da quelli sopra riportati. Per esempio, volendo programmare la sola sostituzione degli appoggi, potrebbe essere posto pari a 1 il peso della parte d'opera appoggi e pari a 0 il peso di tutte le altre parti. In altre parole, modificare il valore dei coefficienti w_j permette di modulare in modo razionale la classificazione degli interventi di manutenzione secondo le proprie esigenze.

10.8 Esempio di applicazione del metodo proposto

Viene di seguito presentata l'applicazione del metodo proposto ad alcuni ponti con lo scopo di illustrare i possibili risultati ottenibili dal metodo stesso sopra descritto, con particolare riferimento alle classi alte e medio-alte.

L'applicazione può essere sintetizzata nelle seguenti fasi:

1. Scelta di alcuni ponti tra quelli insistenti nelle reti in gestione ad Anas e gruppo ASTM;
2. Individuazione delle caratteristiche salienti dei ponti;
3. Variazione "artificiale" di alcuni parametri, al fine di aumentare il numero di casi su cui applicare il metodo;
4. Analisi di sensitività della variazione parametrica e verifica delle priorità derivanti dall'applicazione del metodo.

Di seguito sono descritte più nel dettaglio le suddette fasi.

10.8.1 Scelta dei ponti

Sono stati scelti, per l'applicazione del metodo proposto 14 ponti totali, di cui 10 in gestione ad Anas e 4 in gestione al gruppo ASTM, con caratteristiche disomogenee, al fine di ottenere un campione, se pur limitato, dei casi tipici ricorrenti lungo le strade italiane.



Figura 10.2: Alcuni dei ponti considerati nell'esempio di applicazione

10.8.2 Individuazione delle caratteristiche salienti

Per ogni ponte, le seguenti caratteristiche sono state identificate:

- Luce massima campate;
- Livello di difettosità;
- Norme di progettazione;
- Categoria transito;
- Presenza cavi post-tesi;
- Presenza selle gerber;
- Presenza conci coniugati.

Tali parametri sono quelli necessari per il calcolo dei punteggi parziali descritti al § 10.6.

DATI GENERALI								
ID	Luce campata max	Schema statico	Materiale	Norma	Categoria	Cavi post tesi	Selle Gerber	Conci coniugati
1	35,4	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no

2	35,4	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no
3	34	gerber	C.A.P.	1990	1	si	si	no
4	34	gerber	C.A.P.	1980	1	si	si	no
5	53	semplice appoggio	C.A.P.	1962	1	si	si	no
6	35	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	si	no	no
7	16,25	ad arco in ca	C.A.	<1962	1	no	no	no
8	45	semplice appoggio	C.A.	1962	1	si	no	no
9	40	a travata continua	C.A.	<1962	1	no	no	no
10	85	a travata continua	C.A.P.	1962	1	si	no	no
11	33	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no
12	25	semplice appoggio	C.A.	1962	1	no	no	no
13	18	gerber	C.A.	1952	1	no	si	no
14	25	semplice appoggio	C.A.	1952	1	no	no	no

10.8.3 Variazione artificiale dei parametri

Al fine di aumentare il numero di casi su cui applicare il metodo, verificando la sensibilità di alcuni parametri sul punteggio totale, si è scelto di "astrarre" i ponti dai casi reali, facendo variare artificialmente alcuni parametri partecipanti al calcolo del punteggio stesso.

In questa sede si è scelto di variare il parametro che può presentare una variazione nel tempo, ovvero il livello di difettosità. Di conseguenza, a partire dai 14 ponti iniziali ci si è ricondotti a 42 ponti "ideali".

DATI GENERALI									
ID	Luce campata max	Schema statico	Materiale	Norma	Categoria	Cavi post tesi	Selle Gerber	Conci coniugati	Difettosità
1	35,4	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no	0,05
2	35,4	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no	0,05
3	34	gerber	C.A.P.	1990	1	si	si	no	0,05

4	34	gerber	C.A.P.	1980	1	si	si	no	0,05
5	53	semplice appoggio	C.A.P.	1962	1	si	si	no	0,05
6	35	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	si	no	no	0,05
7	16,25	ad arco in ca	C.A.	<1962	1	no	no	no	0,05
8	45	semplice appoggio	C.A.	1962	1	si	no	no	0,05
9	40	a travata continua	C.A.	<1962	1	no	no	no	0,05
10	85	a travata continua	C.A.P.	1962	1	si	no	no	0,05
11	33	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no	0,05
12	25	semplice appoggio	C.A.	1962	1	no	no	no	0,05
13	18	gerber	C.A.	1952	1	no	si	no	0,05
14	25	semplice appoggio	C.A.	1952	1	no	no	no	0,05
15	35,4	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no	0,15
16	35,4	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no	0,15
17	34	gerber	C.A.P.	1990	1	si	si	no	0,15
18	34	gerber	C.A.P.	1980	1	si	si	no	0,15
19	53	semplice appoggio	C.A.P.	1962	1	si	si	no	0,15
20	35	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	si	no	no	0,15
21	16,25	ad arco in ca	C.A.	<1962	1	no	no	no	0,15
22	45	semplice appoggio	C.A.	1962	1	si	no	no	0,15
23	40	a travata continua	C.A.	<1962	1	no	no	no	0,15
24	85	a travata continua	C.A.P.	1962	1	si	no	no	0,15
25	33	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no	0,15

26	25	semplice appoggio	C.A.	1962	1	no	no	no	0,15
27	18	gerber	C.A.	1952	1	no	si	no	0,15
28	25	semplice appoggio	C.A.	1952	1	no	no	no	0,15
29	35,4	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no	0,3
30	35,4	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no	0,3
31	34	gerber	C.A.P.	1990	1	si	si	no	0,3
32	34	gerber	C.A.P.	1980	1	si	si	no	0,3
33	53	semplice appoggio	C.A.P.	1962	1	si	si	no	0,3
34	35	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	si	no	no	0,3
35	16,25	ad arco in ca	C.A.	<1962	1	no	no	no	0,3
36	45	semplice appoggio	C.A.	1962	1	si	no	no	0,3
37	40	a travata continua	C.A.	<1962	1	no	no	no	0,3
38	85	a travata continua	C.A.P.	1962	1	si	no	no	0,3
39	33	semplice appoggio	C.A.P.	1990	1	no	no	no	0,3
40	25	semplice appoggio	C.A.	1962	1	no	no	no	0,3
41	18	gerber	C.A.	1952	1	no	si	no	0,3
42	25	semplice appoggio	C.A.	1952	1	no	no	no	0,3

10.8.4 Analisi di sensitività e verifica delle priorità

L'applicazione del metodo sopra esposto consente di individuare, per ogni opera, un punteggio sulla base di parametri scelti. Il punteggio può essere interpretato come una scala di priorità, in cui le opere con punteggio più alto avranno una priorità più alta nell'ordine di esecuzione delle verifiche di sicurezza di cui al Livello 4 delle LG20.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per i ponti sopra descritti.

Come si può vedere dalla tabella, l'applicazione dei punteggi consente di suddividere le 42 opere in 15 livelli, da un minimo di 0,25 a un massimo di 0,73, corrispondenti a una scala di priorità delle verifiche di sicurezza di Livello 4.

DATI GENERALI		PUNTEGGI				
ID	Punteggio norma	Punteggio categoria	Punteggio cavi	Punteggio gerber	Punteggio conci	PUNTEGGI TOTALI
41	0,4	0	0	0,03	0	0,73
35	0,4	0	0	0	0	0,70
40	0,4	0	0	0	0	0,70
42	0,4	0	0	0	0	0,70
27	0,4	0	0	0,03	0	0,58
31	0,2	0	0,04	0,03	0	0,57
32	0,2	0	0,04	0,03	0	0,57
33	0,2	0	0,04	0,03	0	0,57
21	0,4	0	0	0	0	0,55
26	0,4	0	0	0	0	0,55
28	0,4	0	0	0	0	0,55
34	0,2	0	0,04	0	0	0,54
36	0,2	0	0,04	0	0	0,54
38	0,2	0	0,04	0	0	0,54
29	0,2	0	0	0	0	0,50
30	0,2	0	0	0	0	0,50
37	0,2	0	0	0	0	0,50
39	0,2	0	0	0	0	0,50
13	0,4	0	0	0,03	0	0,48
7	0,4	0	0	0	0	0,45
12	0,4	0	0	0	0	0,45
14	0,4	0	0	0	0	0,45
17	0,2	0	0,04	0,03	0	0,42
18	0,2	0	0,04	0,03	0	0,42
19	0,2	0	0,04	0,03	0	0,42
20	0,2	0	0,04	0	0	0,39
22	0,2	0	0,04	0	0	0,39
24	0,2	0	0,04	0	0	0,39
15	0,2	0	0	0	0	0,35
16	0,2	0	0	0	0	0,35
23	0,2	0	0	0	0	0,35
25	0,2	0	0	0	0	0,35
3	0,2	0	0,04	0,03	0	0,32
4	0,2	0	0,04	0,03	0	0,32
5	0,2	0	0,04	0,03	0	0,32

6	0,2	0	0,04	0	0	0,29
8	0,2	0	0,04	0	0	0,29
10	0,2	0	0,04	0	0	0,29
1	0,2	0	0	0	0	0,25
2	0,2	0	0	0	0	0,25
9	0,2	0	0	0	0	0,25
11	0,2	0	0	0	0	0,25

11 Proposte alternative di rating

La proposta di rating descritta al capitolo precedente è stata pensata per essere applicabile in modo esteso alla rete di opere d'arte esistenti nel territorio, essendo essa basata su informazioni sulle strutture reperibili normalmente senza la necessità di indagini approfondite.

Nel caso in cui la quantità di dati disponibili sulle singole strutture lo consenta, è possibile fare riferimento anche a metodologie di rating alternative.

Nell' **"Allegato A - Caratteristiche e performance tipiche dei sensori"** del presente documento vengono riportate due proposte alternative, basate rispettivamente sulla capacità portante statica della struttura e sull'indice di affidabilità.

Allegati

Allegato A - Caratteristiche e performance tipiche dei sensori

Si raccolgono in questa sezione le caratteristiche fisiche e prestazionali delle tipologie di sensori e trasduttori illustrate nel §7.

11.1 A.1 Prestazioni di un servoinclinometro

Di seguito le principali prestazioni di un servoinclinometro monoassiale, con uscita analogica condizionata, che permettono di mostrare la risposta caratteristica del servoinclinometro nell'intervallo di temperatura operativa.

La deviazione dalla corretta misura di inclinazione è espressa in [°] per ogni valore del campo di lettura, dando immediata evidenza dell'entità di tale scostamento.

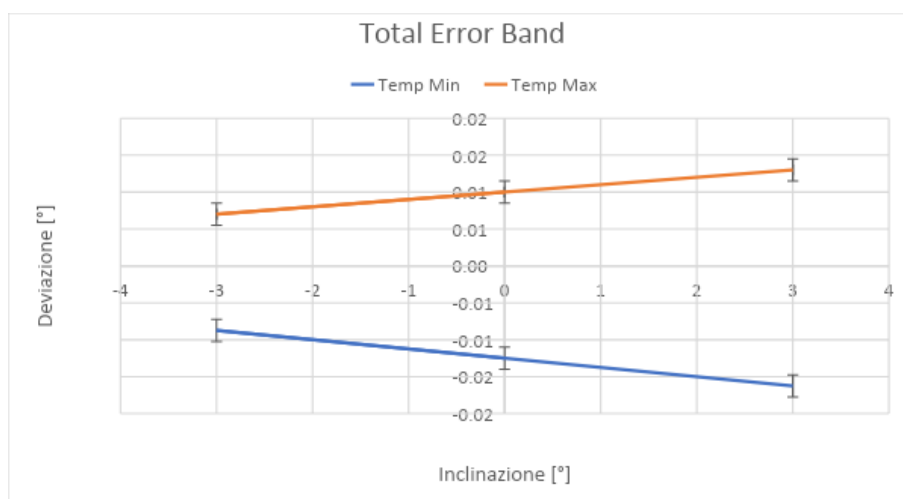
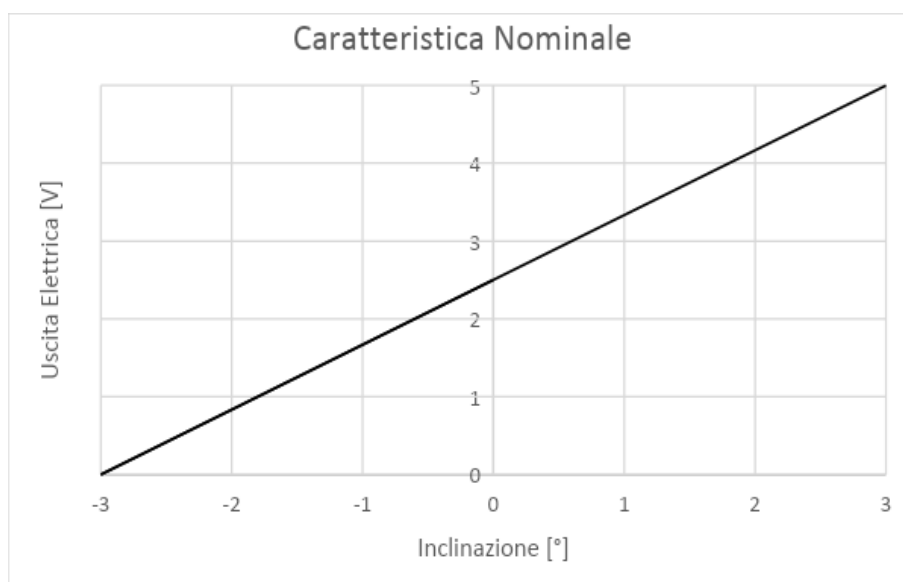
SENSORE:	Inclinometro	
Tipologia:	Servoinclinometro (Force Balance)	
P/N:	SMIC-S-3	
Range [°]:	3	
Uscita Elettrica 0° [V]:	2,5	
Uscita Elettrica FS [V]:	5	
Sensibilità [V/°]:	0,8341	
Linearità [% FS]:	0,05	0,0015
Risoluzione [°]:	0,0000573	
TZS Deriva Termica Zero [°/°C]:	0,0005	
TSS Deriva Termica Sensibilità [%/°C]:	0,005	
Output Axis Misalignment [°] :	0,1	
Pendulous Axis Misalignment [°] :	0,1	
Rumore [V]:	0,002	
Nominale		
Tilt [°]	Segnale [V]	
-3	-0,0023	
0	2,5000	
3	5,0023	
Condizione operative		
Temp [°C]	-5	40
Inclinazione [°]	1	1
Incl. Trasversale [°]	1	1
Lettura effettiva [°]	0,9855	1,0147

Effettivo Temp Min

Tilt [°]	Segnale [V]	Dev [V]	Dev [°]
-3	-0,0096	-0,0073	-0,0087
0	2,4896	-0,0104	-0,0125
3	4,9887	-0,0136	-0,0163

Effettivo Temp Max

Tilt [°]	Segnale [V]	Dev [V]	Dev [°]
-3	0,0035	0,0058	0,0070
0	2,5083	0,0083	0,0100
3	5,0131	0,0108	0,0130



11.2 A.2 Prestazioni di un inclinometro MEMS

Di seguito i dati caratteristici di un inclinometro monoassiale capacitivo.

SENSORE: Inclinometro

Tipologia: MEMS Capacitivo

P/N: AMS-1-5-V1

Range [°]: 5

Uscita Elettrica 0° [V]: 2,5

Uscita Elettrica FS [V]: 5

Sensibilità [V/°]: 0,5

Linearità [% FS]: 0,25 0,0125

Risoluzione [°]: 0,01

TZS Deriva Termica Zero [°/°C]: 0,005

TSS Deriva Termica Sensibilità [%/°C]: 0,02

Output Axis Misalignment [°] max: 0,5

Cross Axis [%] : 3

Rumore [V]: 0,005

Nominale

Tilt [°]	Segnale [V]
-3	1
0	2,5000
3	4

Condizione operative

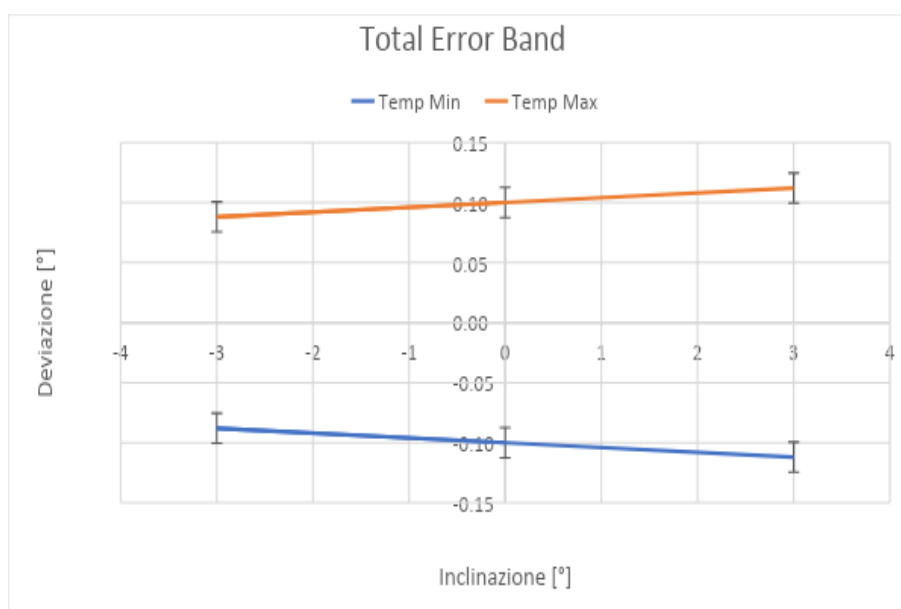
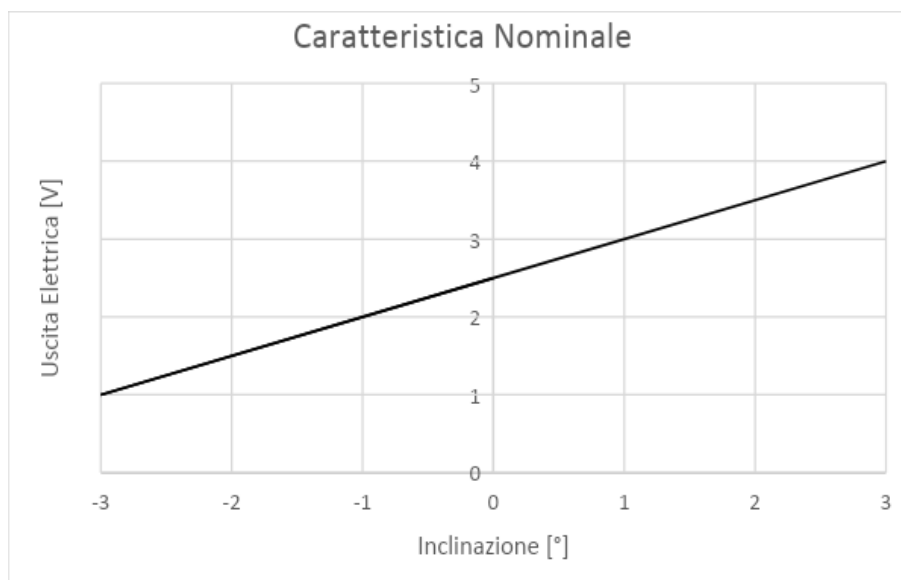
Temp [°C]	0	40
Inclinazione [°]	1	1
Incl. Trasversale [°]	1	1
Lettura effettiva [°]	0,839	1,247

Effettivo Temp Min

Tilt [°]	Segnale [V]	Dev [V]	Dev [°]
-3	0,9560	-0,0440	-0,0880
0	2,4500	-0,0500	-0,1000
3	3,9440	-0,0560	-0,1120

Effettivo Temp Max

Tilt [°]	Segnale [V]	Dev [V]	Dev [°]
-3	1,0440	0,0440	0,0880
0	2,5500	0,0500	0,1000
3	4,0560	0,0560	0,1120



11.3 A.3 Prestazioni di un estensometro

Le caratteristiche principali di un estensometro ed il comportamento in temperatura è descritto dalle tabelle e grafici seguenti.

SENSORE:	Estensometro	
Tipologia:	Estensimetrico	
P/N:	KG-06	
Range [$\mu\epsilon$]:	250	
Uscita Elettrica 0 $\mu\epsilon$ [mV/V]:	0	
Uscita Elettrica FS [mV/V]:	0,5	
Sensibilità [mV/V/ $\mu\epsilon$]:	0,002	
Linearità [% FS]:	0,5	1,25
Risoluzione [$\mu\epsilon$]:	0,05	
TZS Deriva Termica Zero [$\mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$]:	0,05	
TSS Deriva Termica Sensibilità [%/ $^{\circ}\text{C}$]:	0,02	

Nominale

Strain [$\mu\epsilon$]	Segnale [mV/V]
-100	-0,2
0	0,00
100	0,2

Condizione operative

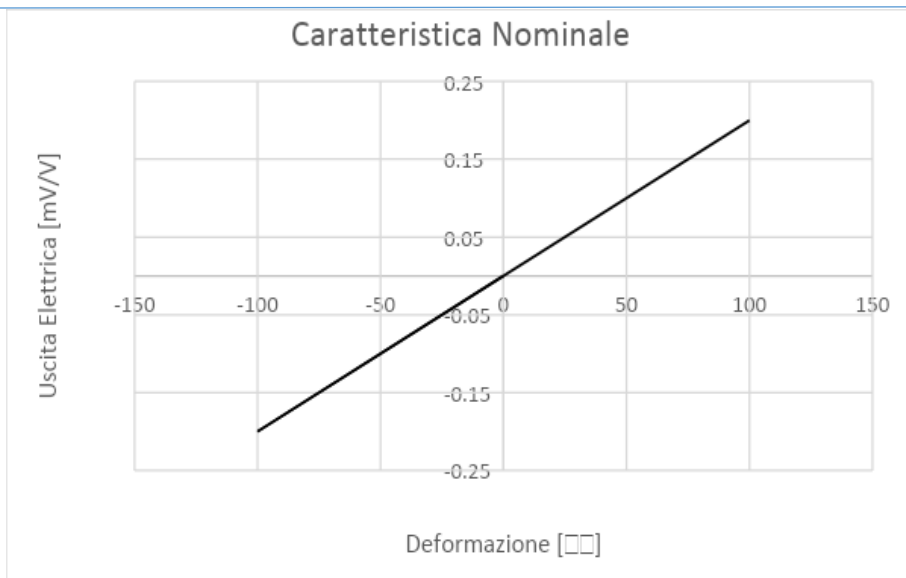
Temp [$^{\circ}\text{C}$]	0	40
Deformazione [$\mu\epsilon$]	100	100

Effettivo Temp Min

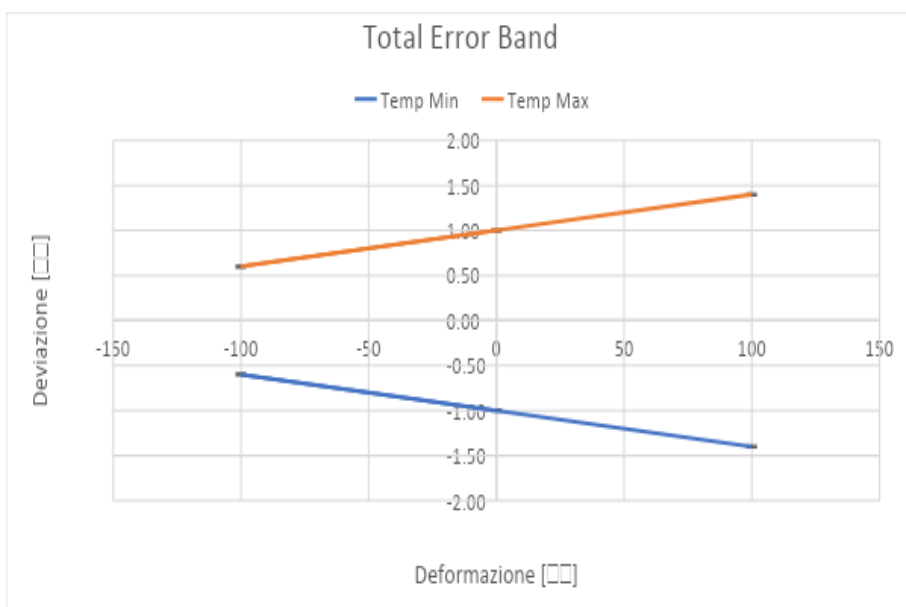
Deformazione [$\mu\epsilon$]	Segnale [mV/V]	Dev [mV/V]	Dev [$\mu\epsilon$]
-100	-0,2012	-0,0012	-0,6000
0	-0,0020	-0,0020	-1,0000
100	0,1972	-0,0028	-1,4000

Effettivo Temp Max

Deformazione [$\mu\epsilon$]	Segnale [mV/V]	Dev [mV/V]	Dev [$\mu\epsilon$]
-100	-0,1988	0,0012	0,6000
0	0,0020	0,0020	1,0000
100	0,2028	0,0028	1,4000



Volendo rappresentare l'entità della deviazione di lettura, nelle due condizioni limite di temperatura operative, si ottiene il grafico seguente.



11.4 A.4 Prestazioni di un potenziometro lineare

I potenziometri lineari resistivi sono una tipologia di sensori molto diffusi. Essendo costruiti per applicazioni molto diversificate, è importante valutarne le caratteristiche principali.

Di seguito dei dati di riferimento.

SENSORE: Potenziometro lineare

Tipologia: Potenziometrico

P/N:	CLS1322-100	
Range [mm]:	100	
Tensione di alimentazione [V]	5Vdc	Tipica
Uscita Elettrica 0 mm [V]:	0	
Uscita Elettrica FS [V]:	5	
Sensibilità [mV/mm]:	50	
Linearità [% FS]:	0,1	
Risoluzione [mm]:	0,01	
Grado di protezione :	IP66	

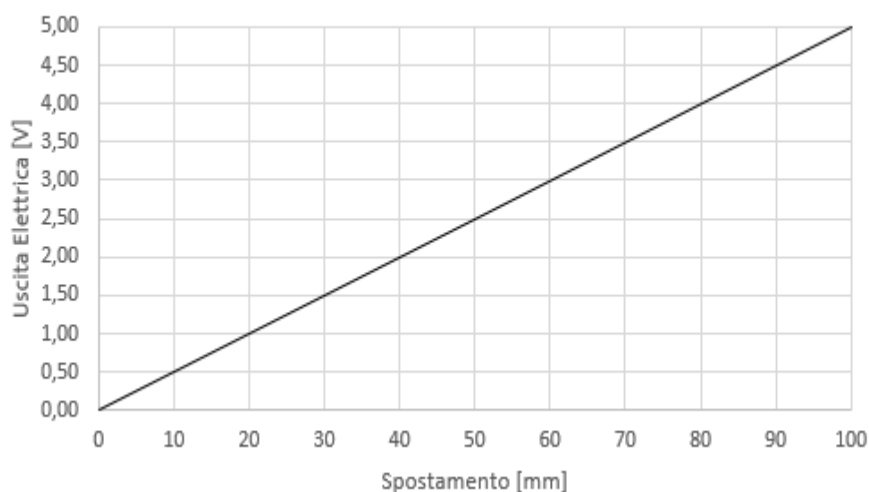
Nominale

Posizione [mm]	Segnale [V]
0	0
50	2,50
100	5,00

Condizione operative

Temp [°C]	-30	+125
-----------	-----	------

Caratteristica Nominale



11.5 A.5 Prestazioni di un trasduttore lineare a filo

Le caratteristiche tipiche che descrivono un trasduttore lineare a filo sono sintetizzate qui di seguito.

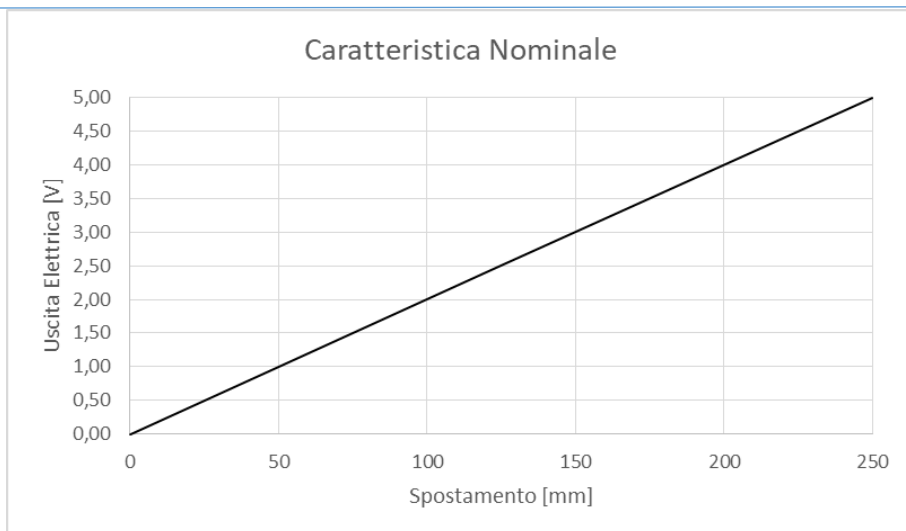
SENSORE:	Trasduttore di posizione a filo	
Tipologia:	Potenziometrico	
P/N:	JX-PA-10-N11-11S-N1C	
Range [mm]:	250	
Tensione di alimentazione [V]	5Vdc	Tipica
Uscita Elettrica 0 mm [V]:	0	
Uscita Elettrica FS [V]:	5	
Sensibilità [mV/mm]:	20	
Linearità [% FS]:	0,5	
Ripetibilità [%FS]:	0,02	
Grado di protezione :	IP65	

Nominale

Posizione [mm]	Segnale [V]
0	0
125	2,50
250	5,00

Condizione operative

Temp [°C]	-25	+75
-----------	-----	-----



11.6 A.6 Prestazioni di un trasduttore lineare LVDT (Linear Variable Differential Transformer)

I trasduttori LVDT di generazione recente, adatti per impieghi di monitoraggio, sono amplificati con elettronica interna, così da fornire un segnale analogico in tensione o corrente. Le principali caratteristiche di misura sono elencate di seguito.

SENSORE: Trasduttore lineare LVDT

Tipologia: LVDT

P/N: ISDG-50-K

Range [mm]: 50

Uscita Elettrica 0 mm [V]: 0

Uscita Elettrica FS [V]: 10

Sensibilità [mV/mm]: 200

Linearità [% FS]: 0,25

Risoluzione [mm]: 0,001

TZS Deriva Termica Zero [mm/°C]: 0,0005

TSS Deriva Termica Sensibilità [%/°C]: 0,004

Grado di protezione : IP68

Nominale

Pos [mm] Segnale [V]

0 0,00

25 5,00

50 10,00

Condizione operative

Temp [°C] -20 80

Posizione [mm] 25 25

Effettivo Temp Min

Posizione [mm] Segnale [mV] Dev [mV] Dev [mm]

0 4,0 4,0 0,020

25 4996,0 -4,0 -0,020

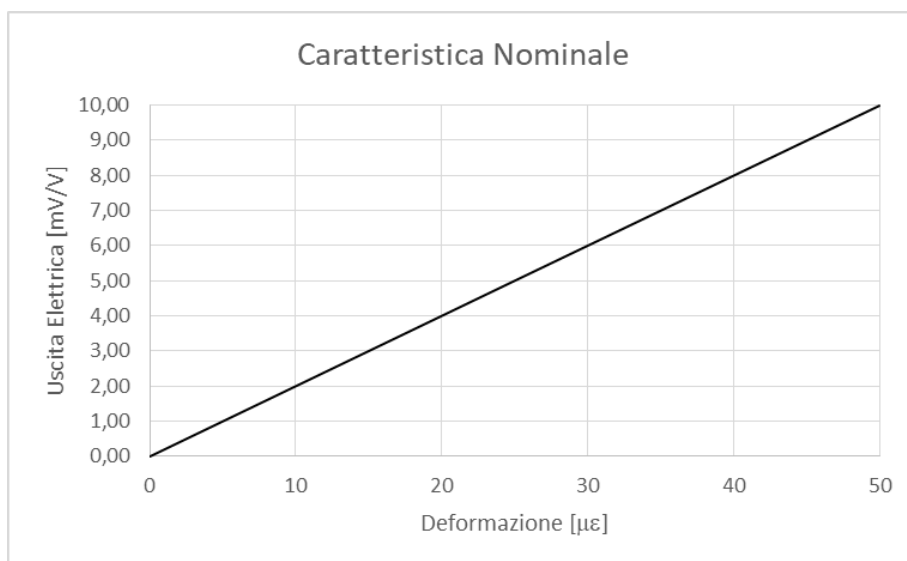
50 9988,0 -12,0 -0,060

Effettivo Temp Max

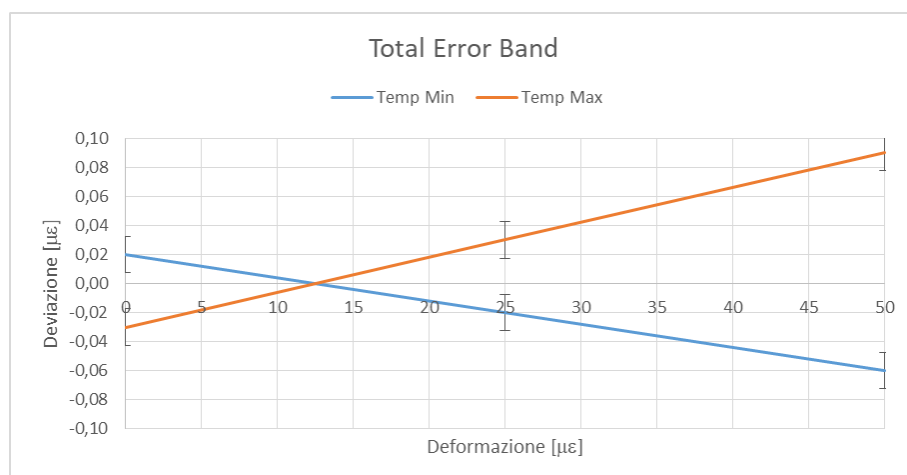
Posizione [mm] Segnale [mV] Dev [mV] Dev [mm]

0 -6,0 -6,0 -0,030

25	5006,0	6,0	0,030
50	10018,0	18,0	0,090



Volendo rappresentare l'entità della deviazione di lettura, nelle due condizioni limite di temperatura operative, si ottiene il grafico seguente.



Allegato B – Proposte alternative di rating

11.7 B.1 Procedura di rating dei ponti basata sulla capacità portante statica

Se i dati a disposizione per ogni struttura risultano sufficienti, è possibile operare una prima classificazione del ponte sulla base della capacità portante statica e della domanda definita dalla norma tecnica oggi vigente. Ad esempio:

- classe A = soddisfa la norma;
- classe B = riduzione entro il 10% rispetto alla richiesta della norma;
- classe C = riduzione entro il 20% rispetto alla richiesta della norma;
- classe D = ...

La classificazione può essere poi raffinata sulla base di altri parametri quali:

- Robustezza strutturale (conseguenze limitate o meno di default locali);
- Difettologia (es. approccio probabilistico UniTrento);
- Pericolosità sismica del sito;
- Fattore di importanza all'interno della rete;
- Rischio idraulico e geologico.

Nel caso in cui non siano soddisfatti i requisiti di norma, è possibile approfondire l'analisi attraverso una valutazione probabilistica, al fine di risalire a valori accettabili, considerando - ad esempio - i carichi reali di traffico.

La classificazione basata sulla capacità portante "statica" potrebbe utilmente fare riferimento al coefficiente ζ_v . Per ciascun elemento strutturale verificato, il valore del coefficiente ζ_v è definito dalle vigenti normative NTC2018 come *"rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile attualmente sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione"*. Tale parametro viene calcolato nel seguente modo:

$$\zeta_{v,i} = \frac{R_d - E_{d,G}}{E_{d,q}}$$

essendo:

- R_d azione totale resistente della sezione;
- E_d azione totale sollecitante;
- $E_{d,G}$ azione sollecitante derivante dai pesi propri strutturali e non strutturali;
- $E_{d,q}$ azione sollecitante derivante dai carichi accidentali.

Utilizzando, ad esempio, l'inverso del rapporto ζ_v , si avrebbe un coefficiente > 1 , di tipo prestazionale e legato alla sicurezza. Il minimo dei rapporti $1/\zeta_v$ calcolati per i vari elementi del ponte (es. pile, travi, pulvini, selle Gerber ecc...) potrebbe rappresentare un punto di partenza per un valore di *rating* del ponte stesso, legato alla performance strutturale.

11.8 B.2 Procedura di rating dei ponti basata sull'indice di affidabilità

Riprendendo la circolare ministeriale "Criteri di priorità e programma delle manutenzioni autostradali" del 29/11/2019, ed in particolare lo studio redatto dall'Università di Trento in essa contenuto, il rating delle opere d'arte può essere effettuato stimando l'indice di affidabilità delle stesse mediante la seguente formula:

$$\beta = \beta_{NTC} + \ln(FS)/\sigma$$

dove il significato dei simboli è il seguente:

- β_{NTC} è una costante che esprime l'indice di affidabilità minimo di una struttura progettata rispettando tutte le prescrizioni delle attuali norme tecniche.

- FS è il fattore di sicurezza della struttura calcolato come il rapporto tra la resistenza allo stato limite ultimo e il massimo effetto delle sollecitazioni di progetto, entrambi determinati secondo le norme attuali nel punto maggiormente critico per la verifica della sicurezza.
- σ è un parametro che esprime la variabilità statistica di FS .

Com'è noto, l'indice di affidabilità β esprime la probabilità di collasso della struttura. Le opere contraddistinte dai valori di β minori sono quelle che hanno più urgentemente bisogno di interventi di ripristino o di miglioramento. Nei capitoli successivi sono riportati i pochi e semplici calcoli necessari per effettuare la stima.

La formulazione qui proposta può essere utilizzata sia per stabilire la priorità di intervento sulle opere d'arte che nella verifica di sicurezza sono risultate solo Transitabili e che devono pertanto essere sottoposte a manutenzione straordinaria, sia per determinare, dopo aver svolto le analisi di livello 3, su quali strutture è opportuno procedere con verifiche di sicurezza approfondite.

Inoltre la stima dell'indice di affidabilità può essere un valido punto di partenza per le analisi di rischio che si possono immaginare in un immediato futuro.

11.9 B.2.1 Criterio di rating

In generale il rating della sicurezza delle opere d'arte può essere effettuato stimando l'indice di affidabilità delle stesse mediante la seguente formula:

$$\beta = \beta_{NTC} + \ln(R_d/E_d)/\sigma$$

dove il significato dei simboli è il seguente:

- β_{NTC} è una costante che esprime l'indice di affidabilità minimo di una struttura progettata rispettando tutte le prescrizioni delle attuali norme tecniche;
- R_d è la resistenza della struttura allo stato limite ultimo calcolata secondo le norme attuali nel punto maggiormente critico per la verifica della sicurezza;
- E_d è il massimo effetto delle sollecitazioni di progetto calcolato nello stesso punto, sempre secondo le norme attuali;
- $\sigma \triangleq \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}$ è un parametro che esprime la variabilità statistica di R_d/E_d .

Dimostrazione sintetica:

Si considerino i valori di resistenza R e sollecitazione E di un qualsiasi punto della struttura. La verifica è soddisfatta se $R \geq E$.

Si ipotizza che i valori $\ln(R)$ e $\ln(E)$ siano variabili casuali indipendenti descritte statisticamente da funzioni distribuzioni di probabilità normali (gaussiane), caratterizzate quindi dai valori medi $\mu_R = \ln(R_m)$ e $\mu_E = \ln(E_m)$ e dalle varianze σ_R^2 e σ_E^2 .

Si definisce la variabile $D \triangleq \ln(R) - \ln(E)$, combinazione lineare di variabili gaussiane. La funzione distribuzione di probabilità di D è anch'essa una gaussiana ed è quindi caratterizzata dalla media $\mu_D = \ln(R_m) - \ln(E_m)$ e dalla varianza $\sigma_D^2 = \sigma_R^2 + \sigma_E^2$.

Si noti che la verifica strutturale è soddisfatta se $D \geq 0$. Pertanto l'indice $\beta = \mu_D/\sigma_D = (\ln(R_m) - \ln(E_m))/\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}$ è una misura dell'affidabilità della struttura ed esprime la probabilità di collasso. Tuttavia questa formulazione è scomoda perché normalmente le verifiche non vengono condotte utilizzando i valori medi delle variabili aleatorie in gioco, ma i valori di progetto.

Si consideri quindi un indice β_E tale che $\ln(E_d) = \ln(E_m) + \beta_E \sigma_E$, dove E_d è l'effetto dei carichi di progetto. Allo stesso modo si consideri un indice β_R tale che $\ln(R_d) = \ln(R_m) - \beta_R \sigma_R$. Sostituendo i valori così definiti nella formula precedente, si ottiene $\beta = (\ln(R_d) + \beta_R \sigma_R - \ln(E_d) + \beta_E \sigma_E)/\sigma_D$.

Se la struttura rispettasse esattamente le prescrizioni dell'attuale normativa, varrebbe $R_d = E_d$ e di conseguenza $\beta = (\beta_R \sigma_R + \beta_E \sigma_E)/\sigma_D$. Pertanto è possibile porre quest'ultimo valore costante di β come β_{NTC} e scrivere la formula nella forma: $\beta = \beta_{NTC} + \ln(R_d/E_d)/\sigma_D$.

11.10 B.2.2 Determinazione dei parametri

Nella formula proposta la determinazione del valore di β_{NTC} non è importante. Poiché infatti lo scopo del calcolo è quello di porre in confronto le opere tra loro, piuttosto che di stimare il valore assoluto della probabilità di collasso, β_{NTC} non influisce sul risultato finale visto come classificazione, dal momento che non varia da struttura a struttura. Tuttavia, volendo ottenere valori il più possibile attendibili, è necessario ricordare che, secondo l'Eurocodice 0, la probabilità di collasso di un'opera progettata seguendo tutte le prescrizioni degli Eurocodici, considerando una vita utile di 50 anni, è tale che $\beta = 3.8$.

Il valore dello scarto quadratico medio σ , indice dell'incertezza della verifica svolta, può invece cambiare da un'opera all'altra poiché per ogni risultato ottenuto sono potenzialmente diversi il livello di conoscenza conseguito, il tipo di analisi effettuato e sono diverse le sollecitazioni e le verifiche che si rivelano critiche per la struttura. Per questo la determinazione di tale valore influisce in modo significativo sul rating finale delle opere.

I fattori di incertezza che normalmente vengono considerati sono quelli connessi alla resistenza dei materiali, ai valori dei carichi permanenti e variabili, alla geometria dell'opera e ai modelli numerici utilizzati. Proponendo i fattori parziali di sicurezza, la normativa in vigore tiene già conto di questi elementi. Pertanto, pur potendo calcolare l'effettiva variabilità statistica dei parametri citati, nel presente studio si preferisce tarare σ in funzione dei coefficienti di sicurezza, in modo che le formule restituiscano risultati perfettamente in linea con le norme attuali.

La seguente tabella riassume i coefficienti utilizzati, così come indicati nell'Appendice A delle LG20: nella prima colonna appaiono i fattori di sicurezza delle verifiche allo SLU, nella seconda i coefficienti sono quelli relativi alla verifica di Operatività. Per i carichi permanenti sono stati scelti i fattori relativi al caso di un accurato controllo statistico di materiali e geometria. Per la resistenza dei materiali nelle strutture in cemento armato, si considera che nella stragrande maggioranza dei casi la resistenza ultima della sezione in esame è sostanzialmente affidata alla resistenza dell'acciaio delle armature.

		NTC	OP
affidabilità	β	3.8	2.8
carichi permanenti	γ_G	1.25	1.16
carichi accidentali	γ_Q	1.35	1.20
resistenza acciaio da c.a.	γ_M	1.15	1.10
resistenza acciaio da carpenteria	γ_M	1.05	1.05

Ovviamente una struttura è sulla soglia dell'Adeguatezza alle NTC quando $FS_{NTC} = R_d/E_d = 1$. La soglia dell'Operatività, che chiameremo FS_{OP} , viene invece raggiunta quando vengono utilizzati i coefficienti di sicurezza ridotti, e pertanto:

$$FS_{OP} = \left(\gamma_M (\gamma_Q + \rho \gamma_G) \right)_{OP} / \left(\gamma_M (\gamma_Q + \rho \gamma_G) \right)_{NTC}$$

ove $\rho \triangleq G/Q$ è il rapporto tra l'effetto dei carichi permanenti e di quelli variabili.

Nel caso di strutture in cemento armato vale $FS_{OP} = (1.1(1.2 + 1.16\rho)) / (1.15(1.35 + 1.25\rho))$. Se, come frequentemente accade, il contributo dei carichi accidentali è simile a quello dei permanenti, vale $\rho = 1$ e quindi $FS_{OP} = 0.87$.

La varianza viene determinata imponendo che se la struttura è sulla soglia dell'Operatività, allora la sua affidabilità è pari a $\beta_{OP} = 2.8$, come dicono esplicitamente le LG20. Pertanto $\beta_{OP} = \beta_{NTC} + \ln(FS_{OP})/\sigma$ e quindi:

$$\sigma = \ln(FS_{OP}) / (\beta_{OP} - \beta_{NTC})$$

Nel caso citato sopra, vale $\sigma = \ln(0.87) / (2.8 - 3.8) = 0.14$.

11.11 B.2.3 Incertezze aggiuntive

Quando un'analisi è affetta da fattori di incertezza aggiuntivi e statisticamente indipendenti rispetto a quelli già previsti dalla normativa, il valore di σ appena calcolato deve essere opportunamente modificato.

Volendo fare una trattazione di carattere generale, si consideri un certo numero di coefficienti c_i che esprimono i fattori di incertezza aggiuntivi e che modificano il risultato R_d/E_d . Tali coefficienti sono caratterizzati da variabilità statistica (sempre di tipo log-normale, per comodità di calcolo) e pertanto di essi si considera cautelativamente un valore di progetto c_{di} , determinato considerando una β_{ci} e una variabilità pari a σ_{ci} . Il risultato delle nostre analisi sarà $(\prod_i c_{di}) R_d/E_d$. Utilizzando per semplicità un valore di β_c uguale per tutti i coefficienti, la formula dell'indice di affidabilità viene così modificata:

$$\beta = \left(\beta_{NTC} + \left(\ln \left(\left(\prod_i c_{di} \right) R_d/E_d \right) + \beta_c \sum_i \sigma_{ci} \right) / \sigma \right) / r$$

con $r \triangleq \sqrt{1 + \sum_i (\sigma_{ci}/\sigma)^2}$.

Dimostrazione sintetica:

Riprendendo la formula già scritta nella dimostrazione precedente, vale $\beta = (\sum \ln(c_{mi}) + \ln(R_m) - \ln(E_m)) / \sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_R^2 + \sigma_E^2}$. Quindi è possibile scrivere $\beta = (\sum \ln(c_{di}) + \beta_c \sum \sigma_{ci} + \ln(R_d) + \beta_R \sigma_R - \ln(E_d) + \beta_E \sigma_E) / \sigma r$ e, ricordando che $\beta_{NTC} = (\beta_R \sigma_R + \beta_E \sigma_E) / \sigma$, di conseguenza vale la formula sopra indicata.

Un buon metodo per calcolare in modo ragionevole i parametri in gioco potrebbe essere il seguente. Se si può stimare il valore medio del parametro c_{mi} , ponendo $\beta_c = 3$ si può scrivere

$$\sigma_{ci} = \ln(c_{mi}/c_{di}) / \beta_c \quad (\text{se } c_{mi} \geq c_{di}).$$

$$\sigma_{ci} = \ln(c_{di}/c_{mi}) / \beta_c \quad (\text{se } c_{mi} \leq c_{di}).$$

Il caso più classico di applicazione di queste formule è la verifica di sezioni soggette a **degrado dei materiali**. Tipicamente l'effetto del degrado nelle strutture in cemento armato viene valutato come il rapporto fra l'area residua di armatura resistente e quella originaria. Nella maggior parte dei casi, però, non è possibile calcolare tale rapporto con precisione, perché spesso non è possibile stabilire in modo non distruttivo quanto e fino a che profondità la corrosione ha intaccato le armature esposte, senza contare i dubbi sull'aderenza e sull'ancoraggio residuo. Per molte opere, infine, non sono disponibili i disegni di contabilità, per cui non si conosce nemmeno l'area di armatura totale. Pertanto un buon metodo per la valutazione dell'effetto del degrado potrebbe essere quello probabilistico, in luogo della valutazione deterministica normalmente utilizzata.

Si calcoli la resistenza ridotta a causa del degrado nel punto in esame R_d' , come viene normalmente fatto redigendo le verifiche di sicurezza, considerando un valore d_d "di progetto" del rapporto fra le aree che si ritiene sufficientemente cautelativo. Il coefficiente non viene scritto esplicitamente nella formula seguente perché le verifiche agli SLU non sono sempre perfettamente lineari. Si valuti poi anche il valore medio d_m dello stesso rapporto con la massima oggettività possibile, sulla base dei soli dati a propria disposizione e senza le classiche cautele che i progettisti normalmente adottano. L'incertezza della verifica può essere così calcolata: $\sigma_D = \ln(d_m/d_d)/3$. La formula finale da utilizzare è la seguente:

$$\beta = (\beta_{NTC} + (\ln(R_d'/E_d) + 3\sigma_D) / \sigma) / r$$

Si noti però che il coefficiente di degrado non può avere un valore maggiore di uno. Per questo a rigore la distribuzione statistica log-normale è accettabile solo dove l'ammaloramento è marcato e le probabilità che l'effetto del degrado sulla resistenza sia nullo sono praticamente pari a 0. Tuttavia per semplicità si mantiene in ogni caso la formula soprastante, avendo l'accortezza di adottare valori di d_m in modo che possibilmente $d_m \leq (1 + d_d)/2$.

Per esempio, se si valuta la riduzione dell'armatura pari al 20% e per cautela si vuole considerare nella verifica di sicurezza una riduzione del 40%, i coefficienti valgono $d_m = 0.8$ e $d_a = 0.6$ lo scarto quadratico medio vale $\sigma_D = \ln(0.8/0.6)/3 = 0.096$; considerando per esempio $\sigma = 0.14$, $r = \sqrt{1 + (0.096/0.14)^2} = 1.21$.

Un altro fattore di incertezza viene aggiunto quando si svolgono le **analisi di livello 3**. In questa fase, infatti, viene fatta l'ipotesi che il progettista originario abbia dimensionato la struttura in modo da rispettare esattamente tutte le prescrizioni della normativa in vigore ai tempi della progettazione. L'esperienza insegna che nella stragrande maggioranza dei casi le quantità effettivamente adottate sono superiori al minimo consentito, soprattutto nelle opere più recenti. In alcuni casi, però, si sono verificati errori o sottovalutazioni, per i quali l'armatura utilizzata era addirittura inferiore al minimo. Si propone pertanto di valutare l'incertezza dell'analisi di livello 3 considerando $a_m = 1.1$ e un valore di progetto pari a $a_d = 0.9$, quindi $\sigma_a = \ln(1.1/0.9)/3 = 0.067$; considerando per esempio $\sigma = 0.14$, $r = \sqrt{1 + (0.067/0.14)^2} = 1.11$.

Altri fattori di incertezza potrebbero essere considerati, da valutare caso per caso. Per esempio, nel caso in cui la resistenza dei materiali sia stata determinata mediante prove di laboratorio, se i valori ottenuti sono particolarmente dispersi la σ dovrebbe essere convenientemente aumentata.

11.12 B.2.4 Esempi applicativi

Analisi di livello 3:

La struttura considerata è in cemento armato precompresso. Il risultato dell'analisi, rapporto fra i carichi accidentali della norma originaria e della norma attuale, è uguale a $\zeta_r = 0.7$. Come già accennato, è ragionevole supporre $\rho = 1$ e quindi il fattore di sicurezza sarà $FS = (\rho + \zeta_r)/(\rho + 1) = (1 + 0.7)/(1 + 1) = 0.85$.

Inoltre in alcune sezioni le armature appaiono scoperte e leggermente corrose, pertanto cautelativamente si suppone che a causa del degrado la resistenza sia ridotta del 20%.

Questi sono i dati di base del problema. Sulla base delle formulazioni espresse nei paragrafi precedenti, il calcolo dell'affidabilità è il seguente:

$$FS_{Op} = (1.1(1.2 + 1.16))/(1.15(1.35 + 1.25)) = 0.87$$

$$\sigma = \ln(0.87)/(2.8 - 3.8) = 0.14$$

Si stima l'incertezza legata al degrado stimando il degrado medio $d_m = (1 + 0.8)/2 = 0.9$. Perciò:

$$\sigma_D = \ln(0.9/0.8)/3 = 0.04$$

Come già illustrato, l'incertezza dovuta al tipo di analisi viene così stimata:

$$\sigma_c = \ln(1.1/0.9)/3 = 0.07$$

Pertanto

$$r = \sqrt{1 + (0.04/0.14)^2 + (0.07/0.14)^2} = 1.15$$

$$\beta = (3.8 + (\ln(0.8 \cdot 0.9 \cdot 0.85) + 3(0.04 + 0.07))/0.14)/1.15 = 2.3$$

Analisi di livello 4 (con valori di partenza volutamente uguali al caso precedente):

La struttura considerata è in cemento armato precompresso. Il risultato dell'analisi è stato ottenuto considerando cautelativamente una riduzione delle armature resistenti del 20%, dovuto all'effetto del degrado. Al termine il risultato è $FS = 0.68$. Dai calcoli si ottiene anche $\rho = 1$ (questa volta il dato è calcolato, non stimato).

Questi sono i dati di base del problema. Sulla base delle formulazioni espresse nei paragrafi precedenti, il calcolo dell'affidabilità è il seguente:

$$FS_{Op} = (1.1(1.2 + 1.16))/(1.15(1.35 + 1.25)) = 0.87$$

$$\sigma = \ln(0.87)/(2.8 - 3.8) = 0.14$$

Ancora si stima l'incertezza legata al degrado stimando il degrado medio $d_m = (1 + 0.8)/2 = 0.9$. Perciò vale sempre

$$\sigma_D = \ln(0.9/0.8)/3 = 0.04$$

Pertanto:

$$r = \sqrt{1 + (0.04/0.14)^2} = 1.04$$
$$\beta = (3.8 + (\ln(0.68) + 3(0.04))/0.14)/1.04 = 1.83$$

Si vede come l'aver ottenuto un risultato uguale con un tipo di analisi più preciso porta a un'affidabilità della struttura ben inferiore.

Analisi di livello 4:

L'opera considerata è in struttura mista acciaio-cemento armato. La struttura non ha un degrado apprezzabile, perciò le sezioni sono state considerate interamente resistenti. Al termine il risultato è $FS = 0.68$. Dai calcoli si ottiene anche $\rho = 0.5$ (anche questa volta il dato è calcolato, non stimato).

Questi sono i dati di base del problema. Sulla base delle formulazioni espresse nei paragrafi precedenti, il calcolo dell'affidabilità è il seguente:

$$FS_{Op} = (1.05(1.2 + 1.16 \cdot 0.5)) / (1.05(1.35 + 1.25 \cdot 0.5)) = 0.90$$
$$\sigma = \ln(0.9)/(2.8 - 3.8) = 0.105$$
$$r = 1$$
$$\beta = 3.8 + \ln(0.68)/0.105 = 0.13$$

Uno stesso fattore di sicurezza di valore basso ottenuto con un'analisi con pochissime incertezze dà all'intervento la priorità assoluta.



L'Associazione Mondiale della Strada

PIARC, Associazione Mondiale della Strada, è la più antica associazione Internazionale che si occupa di ingegneria stradale, di politica stradale e di gestione delle reti stradali ed ha lo scopo di favorire il progresso in campo stradale in tutti i suoi aspetti, con l'obiettivo di promuovere lo sviluppo delle reti stradali, e di studiare i problemi della sicurezza stradale e rappresentare il punto focale di interscambio delle tecnologie stradali nel mondo. Questo obiettivo viene perseguito mediante il confronto e la diffusione dei risultati conseguiti dalle ricerche effettuate dai vari Paesi.

Guarda come operiamo su www.piarc-italia.it.