



Ponti, viadotti e cavalcavia  
Specifica Tecnica per la redazione delle Verifiche Accurate  
di sicurezza di Livello 4 (ST-VAL4)

Gennaio 2022

Specifica Tecnica: Ponti, viadotti e cavalcavia. Specifiche per la redazione delle verifiche accurate di sicurezza (VAL4).  
Prima Emissione – Gennaio 2022

<b>Revisione n.</b>	<b>Motivo della revisione</b>	<b>Data</b>
<b>00</b>	Prima emissione	<b>20/01/2022</b>

Gruppo di Lavoro

Ing. Francesca Buttarazzi – Autostrade per l'Italia. Business Unit Ingegneria e Realizzazione – Coordinatrice Gruppo di Lavoro

Prof. Ing. Alessio Lupoi – Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Università La Sapienza – Coordinatore scientifico ai fini della validazione del documento

Ing. Alessandra Di Lorenzo – Autostrade per l'Italia. Business Unit Ingegneria e Realizzazione

Ing. Fernando Palladino – Autostrade per l'Italia. Business Unit Ingegneria e Realizzazione

Ing. Nadia Zoratto – Technical Authority | Direttore Tecnico TECNE Gruppo Autostrade per l'Italia

Ing. Paolo Giovenale – Lead Discipline | Opere Esistenti TECNE Gruppo Autostrade per l'Italia

Dott. Geol. Piero Bongio – Technical Authority Geologia e Geotecnica TECNE Gruppo Autostrade per l'Italia

## Sommario

Sommario .....	3
PREMESSA: FINALITÀ E AMBITO DI APPLICAZIONE .....	10
ACRONIMI .....	12
<b>PARTE I – PRINCIPI GENERALI ED INQUADRAMENTO NORMATIVO .....</b>	<b>13</b>
1 PRINCIPI DI BASE E CONTESTO NORMATIVO .....	14
2 IL PROCESSO DI AMMODERNAMENTO DELLE OPERE D’ARTE DELLA RETE ASPI: INQUADRAMENTO DELLE ATTIVITÀ .....	17
2.1 <i>Il Piano di Assessment (PA)</i> .....	18
2.1.1 Il Piano di Assessment Difettosità (PAD) .....	18
Modalità di esecuzione del PAD .....	19
2.1.2 Il Piano di Assessment Sismico (PAS) .....	19
Modalità di esecuzione del PAS .....	21
2.1.3 I flussi logici del PAS e del PAD .....	21
2.2 <i>Le altre iniziative in corso sulla rete Aspi</i> .....	23
3 OPERE OGGETTO DI VAL4 .....	24
<b>PARTE II – INDICAZIONI METODOLOGICHE ED OPERATIVE .....</b>	<b>27</b>
4 FASI DI ESECUZIONE DELLA VAL 4 .....	28
5 LA CONOSCENZA DEL PONTE E DEL CONTESTO .....	29
5.1 <i>Il Percorso Conoscitivo</i> .....	29
5.2 <i>Analisi storico-critica e del progetto</i> .....	30
5.2.1 Analisi della documentazione di progetto .....	30
5.2.2 Documentazione di progetto assente o parziale. Rilievo e Progetto simulato .....	31
5.2.3 Analisi degli interventi successivi - Ampliamenti .....	31
5.2.4 Confronto tra stato di fatto e stato di progetto .....	31
5.2.5 Elementi Critici .....	31
5.2.6 Barriere di Sicurezza .....	32
5.2.7 Valutazioni preliminari di sicurezza – VPS e VS0 .....	33
5.3 <i>Stato di conservazione dell’opera, analisi dei difetti, difetti significativi</i> .....	33
5.4 <i>Caratterizzazione geologica e geotecnica</i> .....	34
5.5 <i>Analisi del contesto geomorfologico ed idraulico</i> .....	34
5.5.1 Approccio metodologico .....	34
5.5.2 L’assetto dei versanti e rischio da frana .....	37
5.5.3 Compatibilità Idraulica di sito .....	37
5.6 <i>Valutazioni preliminari semplificate</i> .....	38
5.7 <i>Valutazioni sul sistema di fondazione</i> .....	38
5.8 <i>Piano delle indagini</i> .....	40

5.9	<i>Analisi critica delle indagini</i>	40
5.10	<i>Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza</i>	42
6	VERIFICHE DI SICUREZZA .....	44
6.1	<i>Modalità operative</i>	44
6.2	<i>Azioni agenti</i>	45
6.2.1	Azioni da considerare nella valutazione di sicurezza .....	45
6.2.2	Azioni da traffico – carichi verticali .....	45
6.2.3	Azioni da traffico – frenatura .....	47
6.2.4	Azione Eccezionale d’Urto .....	48
6.2.4.1	Considerazioni generali .....	48
6.2.4.2	Urto su barriere metalliche bordo ponte .....	49
6.2.4.3	Urto su new-jersey .....	50
6.2.4.4	Urto su barriere integrate .....	51
6.2.5	Azione del vento .....	51
6.2.6	Azioni termiche .....	51
6.2.6.1	Riferimenti normativi .....	52
6.2.7	Azioni idrodinamiche .....	53
6.2.7.1	Livelli di approfondimento crescente .....	53
6.2.7.2	Combinazione di azioni .....	54
6.2.7.3	Forze idrostatiche .....	54
6.2.7.4	Forze idrodinamiche .....	54
6.2.7.5	Azioni indotte dall’impatto di oggetti trasportati dalla corrente .....	54
6.2.7.6	Fenomeni erosivi .....	54
6.2.7.7	Azioni indotte da fenomeni erosivi .....	55
6.2.7.8	Azioni indotte dalla presenza di ghiaccio .....	55
6.2.7.9	Azioni indotte dal contributo della massa aggiunta dell’acqua sul ponte .....	55
6.2.8	Azione sismica .....	55
6.2.8.1	Variabilità spaziale del moto .....	56
6.2.9	Spinta del terreno .....	57
6.2.9.1	Premessa .....	57
6.2.9.2	Caratterizzazione Geotecnica .....	57
6.2.9.3	Sovraspinta dovuta al sovraccarico da traffico .....	58
6.2.9.4	Regime di Spinta in condizioni statiche .....	58
6.2.9.5	Regime di Spinta in condizioni sismiche .....	61
6.3	<i>Combinazione delle azioni</i>	63
6.3.1	Combinazioni per le verifiche rispetto allo SLU .....	63
6.3.2	Combinazioni per le verifiche rispetto agli SLE .....	63
6.3.3	Analisi delle combinazioni .....	63

6.3.3.1	Combinazioni basilari comuni a tutte le tipologie di opere.....	65
6.3.3.2	Combinazioni in presenza di cedimenti vincolari e/o deformazioni impresse da progetto	67
6.3.3.3	Combinazioni aggiuntive per opere in curva.....	68
6.3.3.4	Combinazioni aggiuntive per opere in presenza di interferenze idrauliche.....	69
<b>6.4</b>	<b>Resistenza dei materiali</b>	<b>70</b>
6.4.1	Resistenze da utilizzare nelle verifiche .....	70
	Resistenze per verifiche rispetto ad azioni antropiche (carichi da traffico) ed ambientali.....	70
	Resistenze per verifiche rispetto all'azione sismica .....	70
	Resistenza a trazione del calcestruzzo .....	71
	Utilizzo della resistenza a trazione del calcestruzzo nei modelli di capacità .....	72
	Resistenza degli acciai ordinari.....	73
	Resistenza degli acciai armonici .....	74
6.4.2	Stima della resistenza da prove non distruttive .....	74
6.4.3	Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.....	75
6.4.4	Analisi dei risultati delle indagini sui materiali. Indagini integrative. ....	75
6.4.5	Individuazione dei valori anomali di resistenza (outliers).....	76
6.4.6	Certificati di prova per opere di recente realizzazione .....	76
<b>6.5</b>	<b>Modellazione ed analisi</b>	<b>77</b>
6.5.1	Generalità .....	77
6.5.2	Definizione del modello di calcolo .....	77
6.5.3	Modellazione globale.....	77
6.5.4	Modelli locali.....	79
6.5.5	Modellazione delle azioni .....	79
6.5.6	Tipologia di analisi.....	80
6.5.7	Analisi critica della risposta della struttura.....	81
<b>6.6</b>	<b>Verifiche di sicurezza</b>	<b>82</b>
6.6.1	Criteri generali ed esiti delle verifiche .....	82
6.6.2	Considerazione del degrado per il calcolo della capacità, indice VID .....	83
6.6.3	Capacità a flessione .....	84
6.6.4	Perdite di precompressione.....	84
6.6.5	Capacità a taglio.....	85
6.6.6	Verifica delle pile per frenatura .....	85
6.6.7	Verifica del sistema di appoggio dell'impalcato di ponti a travata .....	86
6.6.7.1	Verifica di perdita di appoggio dell'impalcato per azione sismica .....	87
6.6.8	Verifiche per l'azione d'urto sulle barriere di sicurezza.....	91
6.6.8.1	Verifica di sicurezza dello sbalzo .....	91
6.6.8.2	Verifica di tenuta del cordolo .....	92
6.6.9	Verifiche da condurre in caso di accertata interferenza idraulica .....	93
<b>6.7</b>	<b>Valutazione degli esiti delle verifiche</b>	<b>94</b>

6.7.1	Livello di sicurezza: $\zeta_v$ e $\zeta_E$ .....	94
6.7.1.1	Calcolo del coefficiente di adeguatezza $\zeta_V$ .....	94
6.7.1.2	Calcolo del coefficiente di adeguatezza $\zeta_E$ .....	95
6.7.2	Classificazione degli esiti.....	95
6.7.3	Gestione degli esiti.....	96
6.8	<i>Opere comprese nel Piano Nazionale Integautos</i>	97
6.9	<i>Trasporti Eccezionali per ponti transitabili con limitazione in massa (Tipo 2)</i>	97
<b>PARTE III – ELABORATI</b> .....		99
7	<b>PRODOTTI ATTESI E STANDARD</b> .....	100
7.1	<i>Elaborati che compongono la valutazione di sicurezza accurata</i>	100
7.2	<i>Codifica degli elaborati</i>	100
7.3	<i>Formato di consegna</i>	101
7.4	<i>Istruttoria, asseverazione e validazione</i>	101
8	<b>CONTENUTI DELLA RELAZIONE DI VAL 4</b> .....	102
8.1	<i>Indice tipo</i>	104
8.2	<i>Contenuti attesi</i>	105
	<i>CAP 1 – PREMESSA</i>	105
	<i>CAP 2 – ACRONIMI</i>	105
	<i>CAP 3 – NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO</i>	105
	<i>CAP 4 – DESCRIZIONE DELL’OPERA</i>	106
	<i>CAP 5 – STORIA TECNICO – AMMINISTRATIVA DELL’OPERA</i>	107
	<i>CAP 6 – STATO DI CONSERVAZIONE E DIFETTOSITÀ</i>	108
	<i>CAP 7 – INDAGINI SULL’OPERA</i>	109
	<i>CAP 8 – LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA</i>	113
	<i>CAP 9 – SISTEMA DI FONDAZIONE</i>	114
	<i>CAP 10 – CONOSCENZA DEL CONTESTO – RISCHIO IDROGEOLOGICO</i>	115
	<i>CAP 11 – ANALISI DEI CARICHI, AZIONI AGENTI</i>	116
	<i>CAP 12 – STATI LIMITE E COMBINAZIONI DELLE AZIONI</i>	116
	<i>CAP 13 – METODI DI ANALISI E MODELLI DI CALCOLO</i>	119
	<i>CAP 14 – RISPOSTA DELLA STRUTTURA</i>	121
	<i>CAP 15 – RESISTENZE DI PROGETTO DEI MATERIALI</i>	123
	<i>CAP 16 – MODELLAZIONE DEI DIFETTI SIGNIFICATIVI</i>	125
	<i>CAP 17 – CRITERI DI VERIFICA E MODELLI DI CAPACITÀ</i>	125
	<i>CAP 18 - VERIFICHE PER AZIONI ANTROPICHE ED AMBIENTALI</i>	126
	<i>CAP 19 - VERIFICHE PER AZIONE SISMICA</i>	127
	<i>CAP 20 – VERIFICA DEL SISTEMA DI FONDAZIONE (se richiesto)</i>	127
	<i>CAP 21 – VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA</i>	127
	<i>CAP 22 – CONCLUSIONI</i>	130

<i>CAP 23 – PROPOSTE DI INTERVENTO</i>	<i>130</i>
9 DOCUMENTAZIONE A TEMA GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO.....	132
10 CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA.....	134
10.1 Premessa	134
10.2 Contenuti attesi	134
<b>PARTE IV – APPENDICI</b> .....	<b>137</b>
11 TIPOLOGIA DELLE OPERE D’ARTE PRESENTI SULLA RETE ASPI .....	138
12 NOMENCLATURA DELLE PARTI D’OPERA .....	139
13 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA.....	142
13.1 Calcestruzzo	142
13.1.1 Coefficienti di variazione .....	142
13.1.2 Stima della resistenza da prove non distruttive per il calcestruzzo (Metodo SonReb).....	146
13.1.3 Stima del valore caratteristico della resistenza del materiale.....	146
13.1.3.1 Approccio statistico .....	147
13.1.3.2 Approccio forfettario.....	147
13.2 Acciaio ordinario	148
13.2.1 Tipologie di acciaio ordinario .....	148
13.2.1.1 Barre lisce .....	148
13.2.1.2 Barre nervate.....	149
13.2.2 Coefficienti di variazione .....	150
13.2.3 Stima della resistenza tramite prove non distruttive (Prove di durezza) .....	155
13.2.3.1 Stima del valore caratteristico della resistenza del materiale.....	159
13.3 Acciaio da precompressione	160
13.3.1 Tipologie di acciaio da precompressione .....	160
13.3.1.1 Fili.....	161
13.3.1.2 Trecce .....	163
13.3.1.3 Trefoli.....	164
13.3.1.4 Trefolo rivestito .....	165
13.3.1.5 Trefoli stabilizzati.....	166
13.3.2 Coefficienti di variazione .....	167
13.3.3 Stima della resistenza tramite prove non distruttive (Prove di durezza) .....	168
13.3.3.1 Legame costitutivo Ramberg-Osgood (1943).....	169
13.3.3.2 Stima del valore caratteristico della resistenza del materiale.....	172
13.4 Acciaio da carpenteria metallica	173
13.4.1 Stima della resistenza tramite prove non distruttive (Prove di durezza) .....	173
13.5 Dispersione della resistenza del materiale	175
13.5.1 Individuazione degli outliers.....	175
13.5.2 Soglie per l’esecuzione di campagne di indagini integrative di approfondimento.....	176

13.6	Valutazione della resistenza di progetto	176
13.6.1	NTC18 – Verifiche per azioni sismiche.....	176
13.6.2	LG20 - Verifiche per carichi gravitazionali .....	177
14	MODELLI DI RESISTENZA A TAGLIO .....	178
14.1	Premessa	178
14.2	Meccanismi resistenti a taglio	178
14.3	Confronto modelli di letteratura	179
14.4	Modelli di resistenza a taglio	180
14.4.1	Sezioni non armate a taglio .....	181
14.4.1.1	Resistenza a taglio-Sezioni fessurate (NTC18/EC2) .....	181
14.4.1.2	Resistenza a taglio-Sezioni fessurate (SIA262/LG20) .....	182
14.4.1.3	Resistenza a taglio-Sezioni non fessurate per flessione (NTC18/EC2) .....	183
14.4.2	Sezioni armate a taglio .....	183
14.4.2.1	Resistenza a taglio-Travi (NTC18/EC2) .....	183
14.4.2.2	Resistenza a taglio-Travi e pile (FIB Model Code 2010).....	185
	Livelli di approssimazione (LoA) .....	185
	Valutazione della resistenza a taglio .....	186
14.4.2.3	Valutazione dell'inclinazione $\theta$ dei puntoni compressi in calcestruzzo.....	191
14.4.2.4	Resistenza a taglio-Travi e Pile (Biskinis D.E., Roupakias G.K., Fardis M.N.-2004) .....	192
14.4.2.5	Resistenza a taglio-Pile (Priestley M. J. N., Verma R. and Xiao Y.-1994) .....	193
15	STIMA DELLA CAPACITÀ DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO.....	195
15.1	Premessa	195
15.1.1	Appoggi fissi in acciaio.....	195
15.1.2	Appoggi mobili longitudinali in acciaio a rullo o a pendolo.....	196
15.1.3	Appoggi semirigidi in neoprene.....	197
15.1.4	Appoggi mobili multidirezionali con piastra in piombo.....	198
16	VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE $\zeta E$ .....	199
17	INDICAZIONI OPERATIVE PER LA MODELLAZIONE FEM E LE ANALISI .....	201
17.1	Informazioni base	201
17.2	Casi di carico - Sintassi	201
17.3	Esempi di modellazione	203
17.4	Apparecchi di appoggio	209
18	DERIVAZIONE DELLE LINEE DI INFLUENZA.....	212
19	CALCOLO DELL'AZIONE D'URTO SU NEW JERSEY .....	214
20	ANALISI DELLE PROVE DI RILASCIO TENSIONALE .....	218
20.1	Fase 1: studio dell'impalcato e del sistema di precompressione	218
20.2	Fase 2: determinazione della domanda agente nella sezione oggetto di indagine	220
20.3	Fase 3: analisi tensionale della sezione oggetto di indagine.	221

20.4 Fase 4: derivazione della tensione agente dalla misura sperimentale di deformazione della prova di rilascio tensionale	222
20.5 Fase 5: stima della precompressione residua agente nella sezione oggetto di indagine	223
21 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	225
21.1 Generalità	225
21.2 Materiali a grana grossa	225
21.3 Materiali a grana fine (limi e argille)	230
21.4 Formazioni rocciose	234
22 ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE .....	238
22.1 Generalità	238
22.2 Criteri per la valutazione del rischio liquefazione	238
22.3 Valutazione dei cedimenti indotti	242
23 CARATTERIZZAZIONE IDRAULICA DI SITO .....	246
23.1 Analisi idrologica	246
23.2 Analisi idraulica	248
BIBLIOGRAFIA .....	250

## PREMESSA: FINALITÀ E AMBITO DI APPLICAZIONE

La presente Specifica Tecnica si pone l'obiettivo di fornire istruzioni operative per la redazione delle Valutazioni Accurate di sicurezza di Livello 4 (VAL4, nel seguito) previste dalle Linee Guida del C.S.LL.PP. (nel seguito LG20) per ponti, viadotti e cavalcavia di luce maggiore di 6 m.

Le istruzioni possono applicarsi a tutte le opere d'arte della rete, indipendentemente dalla tipologia costruttiva; ferma restando questa valenza di carattere generale, gli esempi riportati sono prevalentemente riferiti al caso di ponti a travata che costituiscono la tipologia largamente più diffusa tra le opere presenti sulla rete in concessione ad Autostrade per l'Italia (nel seguito Aspi).

L'obiettivo della presente Specifica Tecnica è fornire indicazioni, metodologiche ed operative, sugli aspetti più rilevanti delle VAL4, al fine di pervenire ad una stima della sicurezza attendibile, nel rispetto del dettame normativo, ma non ingiustificatamente conservativa, ed omogenea, indipendente quindi dal Professionista che esegue la verifica, per tutte le opere analizzate della rete in concessione ad Aspi.

Infatti, sebbene le attività da svolgere siano ben definite dai documenti legislativi richiamati al successivo §1 e le modalità esecutive ormai consolidate dalle molte opere analizzate negli ultimi due anni e sottoposte a verifica da parte del Ministero delle infrastrutture e della Mobilità Sostenibili (nel seguito MiMS) e degli Istituti Universitari incaricati di asseverare le verifiche condotte, proprio tale esperienza ha messo in evidenza vari aspetti, taluni di natura metodologica e interpretativa, altri più marcatamente operativi, che necessitano di chiarimenti.

Gli aspetti più significativi meritevoli di un chiarimento interpretativo delle LG20 [N5] sono stati già posti all'attenzione del massimo organo tecnico dello Stato (CONSUP). Ci si riferisce, ad esempio, alla contemporaneità dei diversi schemi di carico da CdS, alla sostanziale equivalenza dell'azione, nel caso di assenza di specifici controlli sulla massa dei mezzi, per il livello di analisi per ponte Operativo e ponte Transitabile, ai criteri per valutare gli effetti della forza di frenatura per i ponti esistenti, alla gestione degli esiti delle verifiche per frenatura e per urto.

Vi sono poi altre questioni che richiedono approfondimenti di carattere più operativo, strettamente legate al caso dei ponti esistenti, non esplicitamente trattate dal complesso normativo vigente, ma non meno rilevanti ai fini degli esiti della valutazione di sicurezza. Ad esempio, la definizione degli SLU connessi al sistema di appoggio, la valutazione della capacità a taglio delle travi, le indagini da condurre sugli elementi in c.a.p. a cavi post-tesi, le prove per la caratterizzazione meccanica degli acciai armonici, etc..

Le indicazioni della presente Specifica Tecnica relativamente agli aspetti normativi passibili di interpretazione sono sempre orientate in favore di sicurezza. Il documento sarà aggiornato qualora gli organi preposti dovessero fornire chiarimenti in merito alle molte questioni poste, non solo da Aspi, ma dai diversi soggetti coinvolti a vario titolo, quali Enti Gestori, Ordini Professionali, Società di Ingegneria e liberi professionisti.

In aggiunta a quanto sopra, la presente Specifica esamina, in modo sistematico, tutti gli aspetti fondamentali che riguardano lo svolgimento di una valutazione di sicurezza accurata di un'opera d'arte esistente, dalla Conoscenza alla Verifica. Inoltre, si affrontano tutti gli ambiti che interessano la valutazione di sicurezza, quindi non solo l'opera ma anche il contesto, ed i rischi idrogeologici ad esso connessi.

Il presente documento è organizzato in quattro distinte sezioni:

- **Parte I - Principi generali ed inquadramento normativo**, nella quale si illustra il contesto normativo di riferimento, rispetto al quale sono definiti i principi generali da seguire nell'attività di valutazione di sicurezza;
- **Parte II - Indicazioni metodologiche ed operative**, nella quale si analizzano in dettaglio le singole attività suddivise per le due Fasi di Esecuzione della VAL4, Conoscenza e Verifica;
- **Parte III – Elaborati**, nella quale si forniscono indicazioni sull'organizzazione e sui contenuti minimi attesi per gli elaborati da produrre;

- **Parte IV** – Appendici, nella quale si approfondiscono alcuni temi tecnici di particolare rilevanza ai fini degli esiti della **VAL4**.

Le presenti Specifiche Tecniche (**ST-VAL4**) fanno parte di un *gruppo* di documenti a supporto dell'esecuzione delle **VAL4** che comprende le seguenti ulteriori Specifiche Tecniche:

- **ST-PI** Specifiche Tecniche per la stesura dei Piani di Indagine [R6]
- **ST-IS** Specifiche Tecniche per la stesura del Piano delle Indagini per l'esecuzione delle Ispezioni Speciali di travi in c.a.p. con sistemi post tesi ai fini dell'esecuzione delle verifiche di sicurezza [R7]

Tali documenti sono stati sviluppati in modo coordinato e costituiscono un corpo unico.

## ACRONIMI

Aspi	Autostrade per l'Italia
CdA	Classe di Attenzione in accordo alle <b>LG20</b>
<b>CdS</b>	Decreto Legislativo 30 aprile 1992, n. 285 "Codice della Strada" e ss.mm.ii.
<b>CIR19</b>	Circolare del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»" di cui al DM 17/01/2018.
DT	Direzione di Tronco di Autostrade per l'Italia
<b>LG20</b>	Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019 del 17/04/2020
<b>MiMS</b>	Ministero delle infrastrutture e della Mobilità Sostenibili
<b>NTC18</b>	Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 Gennaio 2018
PA	Piano di Assessment di Aspi
PAD	Piano di Assessment Difettosità di Aspi
PAS	Piano di Assessment Sismico di Aspi
PIND	Piano di Indagine
SI	Scheda di Ispezione
VAL4	Verifica Accurata di Livello 4 in accordo al §6 delle <b>LG20</b>
VPS	Valutazione Preliminare dello Stato dell'Opera
VPPS	Valutazione Preventiva e Parziale dello Stato dell'opera
VPL3	Valutazione Preliminare dell'opera di Livello 3 in accordo al §5 delle <b>LG20</b>
VID	Valutazione di Incidenza del Difetto
VSO	Valutazione della vulnerabilità Sismica di livelli 1 e 2 ai sensi del DPCM del 21/10/2003

# **PARTE I – PRINCIPI GENERALI ED INQUADRAMENTO NORMATIVO**

## 1 PRINCIPI DI BASE E CONTESTO NORMATIVO

I caposaldi metodologici sui quali si basa il presente documento sono i seguenti:

- a) Il riconoscimento, esplicito, delle differenze tra la progettazione e la costruzione di un'opera nuova e la valutazione e l'intervento su una esistente e, in particolare, i differenti livelli di incertezza e il differente costo unitario necessario per conseguire uno stesso incremento di sicurezza.
- b) L'utilizzo, *coerentemente con tali riconosciute differenze e senza derogare ai livelli di sicurezza minimi legati alla salvaguardia della vita umana*, di un approccio alla sicurezza pienamente compatibile con quello della normativa vigente, fondato sui fattori parziali, ma con valori di tali fattori basati sullo stato dell'arte internazionale nel campo delle costruzioni in calcestruzzo strutturale, così come codificato nel fib80 [R10], e differenti da quelli utilizzati per le nuove costruzioni.
- c) L'utilizzo, *coerentemente con tali riconosciute differenze e senza derogare ai livelli di sicurezza minimi legati alla salvaguardia della vita umana*, di una definizione delle azioni da traffico anche diversa da quella in normativa (v. utilizzo dei carichi da **CdS** in accordo alle **LG20**), ma con essa compatibile.

Quanto sopra, in particolare il punto c), rappresenta la tendenza internazionale in materia, come anche rilevabile, ad esempio, dall'analisi della normativa Svizzera sulle strutture esistenti<sup>1</sup>.

La normativa vigente, a cui si farà riferimento, è costituita dai seguenti documenti:

- DECRETO MINISTERIALE 17/12/2018 - Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (**NTC18**) [N3].
- CIRCOLARE 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (**CIR19**) [N4].
- DECRETO MINISTERIALE n. 578 del 17/12/2020 che rende cogenti le “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti” (**LG20**) [N5].

La vigente normativa in materia di costruzioni (**NTC18**) si fonda sulla teoria della sicurezza strutturale come implementata nel metodo semi-probabilistico agli stati limite. Tale approccio sintetizza le incertezze proprie del modello di calcolo, delle azioni agenti sulla costruzione e delle caratteristiche dei materiali attraverso opportuni fattori di sicurezza, detti “*fattori parziali*”. Pur concentrandosi, prevalentemente, su costruzioni di nuova realizzazione, la normativa affronta, al cap. 8, il tema delle **costruzioni esistenti** intese come quelle che abbiano “*alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento la struttura completamente realizzata*”.

Le norme specificano che, in tal caso, le incertezze appena richiamate possono essere ridotte in funzione del **livello di conoscenza** che si è in grado di raggiungere, ovvero dell'**affidabilità** con cui si possono definire:

- modelli di calcolo;
- azioni (DOMANDA);
- resistenze proprie delle membrature portanti (CAPACITÀ).

La conoscenza della costruzione rappresenta, quindi, un passaggio cruciale, necessario per aumentare l'affidabilità delle verifiche di sicurezza, consentendo di identificare il reale comportamento dell'opera mediante l'approfondimento delle vicende costruttive, dei fenomeni di degrado, dell'impegno statico sperimentato, delle eventuali trasformazioni intercorse durante la vita di servizio che possono aver comportato cambiamenti nell'assetto originario.

La metodologia di valutazione accurata recepita dal §6 delle **LG20** garantisce, indipendentemente dal valore dell'arco di tempo denominato “*tempo di riferimento*” (nel seguito  $t_{ref}$ ) che può trascorrere prima

<sup>1</sup> Norma SIA 269/2011 “Basi per la conservazione delle strutture portanti” e SIA 268-1/2011 “Strutture esistenti: azioni”. In tale normativa, peraltro, come anche nelle norme americane AASHTO richiamate più avanti, si procede anche alla ridefinizione delle azioni in termini non solo di intensità delle azioni, ma anche di larghezza reale delle corsie, spingendosi quindi anche oltre nel livello di realismo considerato giustificato dal fatto che la struttura è esistente.

dell'eventuale intervento, il mantenimento del livello di sicurezza minimo inderogabile associato alla salvaguardia della vita umana.

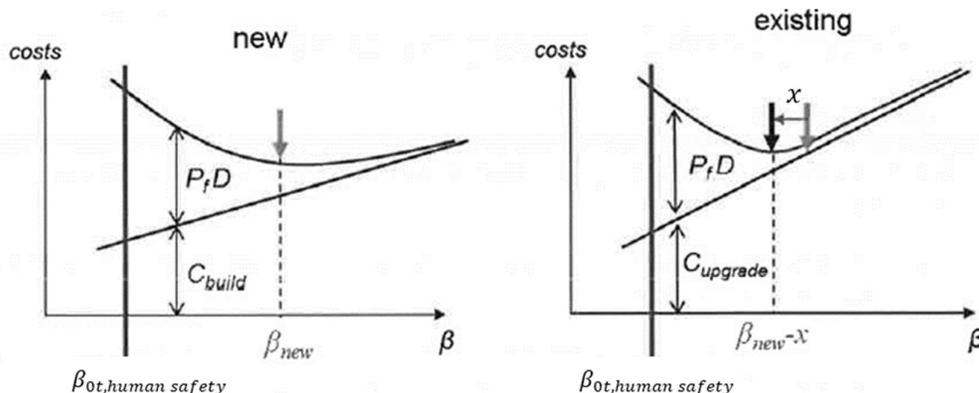


Figura 1-1 - Ottimizzazione dei costi per progetto di opere nuove e riqualifica di opere esistenti (fib80).

La Figura 1-1 (a sinistra, tratta dal fib80) mostra che tale livello, misurato in termini di indice di affidabilità  $\beta$  (che corrisponde alla probabilità di avere un superamento dello stato limite in  $t_{ref}$  anni), indicato in figura come  $\beta_{0t, human safety}$  (nel fib80 anche come  $\beta_0$ ) è inferiore al livello di affidabilità obiettivo adottato nella progettazione delle nuove costruzioni ( $\beta_{new}$  in figura). Quest'ultimo rappresenta il risultato di un'ottimizzazione del costo; il costo minimizzato è quello totale, somma del costo di costruzione ( $C_{build}$ ) e del costo associato al collasso (prodotto della probabilità di collasso  $P_f$  e del costo di riparazione del danno  $D$  ( $P_f D$ )).

Il fatto che  $\beta_{new}$  sia più elevato del valore corrispondente alla salvaguardia della vita umana ( $\beta_{0t, human safety}$ ) è dovuto anche al fatto che, nella progettazione, si tiene conto in maniera implicita e cautelativa del degrado di resistenza prevedibile nell'arco della vita di progetto, che la sicurezza della vita umana (anche se non si effettua esplicitamente una verifica con resistenze degradate) dev'essere garantita anche al termine di tale vita, che esistono incertezze sulla reale rispondenza tra progettato e realizzato. Questa "dote" di sicurezza supplementare è quella che viene indicata, comunemente, come "sicurezza nascosta" (*hidden safety*).

Due fattori importanti differenziano l'analisi di un'opera nuova da quella di un'opera in servizio da decenni.

Da un lato, quest'ultima ha già mostrato di avere prestazioni passate adeguate, non evidenziando un decorso del degrado anomalo (qualora lo avesse evidenziato, sarebbe stato necessario intervenire); dall'altro, nell'orizzonte temporale  $t_{ref}$  per il quale si richiede il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza, misurato a partire dalla data della valutazione, si prevede di monitorare l'evoluzione del degrado attraverso la sorveglianza di legge e, al limite, attraverso sistemi di monitoraggio.

Sotto queste condizioni è legittimo utilizzare come limite  $\beta_{0t, human safety}$ .

La Figura 1-1 (a destra, sempre tratta dal fib80) illustra inoltre, seppur in termini qualitativi, un elemento di valutazione in merito alla sicurezza obiettivo, importante per il successivo, eventuale, progetto di intervento (non trattato nel presente documento).

Nel caso di intervento su una struttura esistente, l'incremento del costo al crescere dell'indice di affidabilità  $\beta$  (*upgrade*), è maggiore rispetto al caso di una nuova costruzione (*build*); tale maggiorazione è evidenziata da una maggiore inclinazione della retta  $C_{upgrade}$  rispetto alla retta  $C_{build}$ . Ne consegue che, per un intervento di *upgrade*, l'affidabilità obiettivo corrisponde a un ottimo avente  $\beta$  minore, di una quantità  $x$ , del  $\beta_{new}$  utilizzato per il progetto del nuovo, in coerenza con la normativa vigente che introduce l'obbligo di adeguamento alle prestazioni del nuovo (NTC18 §8.4.3) solo nei casi di:

1. Sopraelevazione.
2. Ampliamento in pianta, con connessione strutturale.
3. Variazione di destinazione d'uso, con incremento delle azioni in misura maggiore del 10%.
4. Interventi sistematici, che portino a un organismo strutturale diverso da quello iniziale.

5. Cambi di classe d'uso.

Per l'oggetto del presente documento (i ponti e viadotti autostradali) e in linea con le posizioni del consesso internazionale, qualora nessuna delle fattispecie precedenti ricorra, è possibile progettare interventi di miglioramento (con obiettivo  $\beta_{upgrade} = \beta_{new} - x$ ) piuttosto che di adeguamento (con obiettivo  $\beta_{new}$ ), anche qualora gli interventi interessino l'intero organismo strutturale (NTC18, §8.4.2).

Le LG20 riportano in Appendice i valori dei livelli di affidabilità da considerare per le opere d'arte esistenti, in funzione della Classe di Conseguenza (CC), definita in accordo con l'EN 1990 e in accordo alle caratteristiche della rete stradale, facendo precedere, a questa attribuzione, una sintetica osservazione relativa al tema dei livelli di affidabilità da garantire per un'opera esistente.

*“Le vigenti Norme tecniche per le Costruzioni (NTC18, Cap.8) riconoscono, in linea con l'orientamento generale che, per strutture esistenti, **il conseguimento di livelli di affidabilità strutturale paragonabili a quelli di strutture nuove risulta eccessivamente conservativo** anche in considerazione del fatto che le strutture esistenti hanno già superato eventuali problematiche relative, ad esempio, ai grandi errori progettuali, ai grandi errori costruttivi, a circostanze non prevedibili in fase di progettazioni ecc; dunque si può raggiungere l'usuale grado di rischio complessivo considerando, in termini equivalenti, fattori di sicurezza convenzionali nominalmente inferiori. **Ciò operativamente si valuta, sempre in termini equivalenti, riducendo l'indice di affidabilità.**”*

Classe di Conseguenza secondo EN 1990	$\beta_0$
CC1	1.8
CC2	2.3
CC3	2.8

Figura 1-2 – Livelli di affidabilità e classi di conseguenza (LG20).

Adottando la soluzione in forma chiusa dell'integrale di convoluzione che fornisce la probabilità di fallimento (proposta da Cornell in **A probability based structural code, J. Amer. Concrete Inst., 1966**) a tali valori di  $\beta$  corrispondono i valori di probabilità annuale di fallimento riportati in Figura 1-3.

$\beta$ (-)	Probabilità annuale di fallimento (-)
1,8	$\sim 10^{-1}$
2,3	$\sim 10^{-2}$
2,8	$\sim 10^{-3}$

Figura 1-3 – Livelli di affidabilità e probabilità annuale di fallimento

Le LG20 adottano poi il metodo Adjusted Partial Factor Method (APFM), derivato dal documento *fib80*, per la **calibrazione di coefficienti parziali di sicurezza in funzione dell'indice di affidabilità  $\beta$** , a sua volta correlato alla **probabilità di collasso nel tempo di riferimento  $t_{ref}$** .

Si ricorda che nelle LG20 sono riportati i valori dei fattori parziali di sicurezza da utilizzare nel caso di classe di conseguenza **CC3**, che è quella nella quale ricadono, in generale, i ponti. Nel caso di opera con diversa classe di conseguenza, si fa riferimento ai valori dei fattori parziali riportati nell'Appendice A delle LG20.

## 2 IL PROCESSO DI AMMODERNAMENTO DELLE OPERE D'ARTE DELLA RETE ASPI: INQUADRAMENTO DELLE ATTIVITÀ

La pubblicazione, da parte del **CONSUP**, delle **LG20** ha portato alla esigenza di rileggere il Piano di Assessment (nel seguito **PA**) delle opere d'arte dei tratti autostradali di competenza della società concessionaria Aspi, già avviato anche in relazione a quanto richiesto dalla norma ai fini della definizione della vulnerabilità sismica.

Si sottolinea che, per l'esistente, oltre al problema sismico potrebbe sussistere anche il problema degli errori progettuali e delle difettosità, costruttive o acquisite successivamente, con la conseguente esigenza di un Piano di Assessment Difettosità (nel seguito **PAD**) da affiancare al Piano di Assessment Sismico (nel seguito **PAS**).

**Peraltro, le LG20 hanno introdotto per ponti e viadotti due ulteriori livelli di rischio legati al contesto ambientale delle opere, vale a dire il Rischio Frane ed il Rischio Idraulico. L'assessment relativo a tali fattispecie di rischio è parte integrante del contenuto delle VAL4, esclusivamente per le opere in cui le valutazioni preliminari di rischio ne attestino la necessità.**

**Nel seguito, si esaminano nel dettaglio le interazioni tra i due principali Piani di Assessment che riguardano le opere d'arte della rete Aspi, ovvero quello Strutturale e Fondazionale (principalmente legato al livello di difettosità - PAD) e quello Sismico (PAS).**

Mentre il PAD è riferito allo stato di fatto, quindi tiene conto dell'eventuale degrado, il PAS, per come è stato inizialmente definito, si riferisce allo stato di progetto; tale apparente incongruenza ha determinato la necessità di una integrazione tra i due percorsi di assessment, il PAS ed il PAD.

Infatti, già più di **1400 ponti** sono stati esaminati in termini di **PAS**, non tenendo conto del degrado; **essi costituiscono un patrimonio di conoscenze prezioso, da non perdere**. A tale fine, si è deciso di procedere con il completamento del PAS trascurando il degrado, per poi valutare le situazioni in cui tenerne conto.

D'altra parte, circa **1000** opere sono state esaminate in termini di **PAD**; anche in questo caso, tali valutazioni costituiscono una base di conoscenza preziosa per proseguire nel percorso di assessment.

Si sono, di conseguenza, definiti due percorsi logici distinti, il primo (**Transitorio**) da seguire durante il completamento del **PAS**, trascurando il degrado, il secondo (**Definitivo**) da seguire nella successiva rivalutazione del **PAS**, tenendo conto del degrado (v. § 2.1.3).

Il **PA** (dunque sia il **PAS**, sia il **PAD**) è stato concepito per rispondere all'esigenza, richiamata nella premessa delle **LG20** e centrale nella gestione dei ponti esistenti, di minimizzare, nel rispetto di determinate limitazioni socio-economiche, il rischio di superare determinati livelli di danno al raggiungimento degli stati limite di norma.

A parità di stati limite e di rapporto capacità/domanda, la domanda per azioni variabili è legata principalmente alle azioni da traffico, nel PAD, alle azioni sismiche, nel PAS.

D'altro canto, nella valutazione afferente al **PAD**, la capacità è legata principalmente alla possibile **presenza di difetti** (originari o acquisiti), nella valutazione afferente al **PAS**, alla **conoscenza dei dettagli costruttivi** delle parti d'opera che più di altre sono chiamate a rispondere alle sollecitazioni di origine sismica (appoggi, pile, fondazioni).

In definitiva, all'atto della valutazione di un'opera esistente, se ne stimerà il rischio che si materializzi un danno:

- a seguito di un sisma;
- per i carichi di esercizio;
- per un transito eccezionale;
- per un dissesto idro-geologico dell'area di collocazione dell'opera.

In base a tale valutazione, effettuata per un insieme di opere, si individuerà la strategia da adottare per minimizzare l'entità del rischio, operando in termini di pianificazione degli interventi sulle diverse opere e/o di realizzazione degli interventi preventivi sulla singola opera.

Nella definizione della strategia di intervento occorrerà tenere conto della prevedibile evoluzione del degrado nel tempo (successivo alla valutazione), sia nella progettazione degli interventi che nella pianificazione dei cicli di manutenzione ordinaria.

Il **PAD** ed il **PAS** concorreranno così a produrre una logica di intervento unitaria, *basata sul rischio*, ossia che prenda in conto, con approccio integrato, tutti i rischi presenti.

## 2.1 Il Piano di Assessment (PA)

Preliminarmente ad ogni altra attività, il **PA** prevede che, di ogni opera, sia valutata l'**esposizione**<sup>2</sup>, sulla base di criteri unitari opportunamente individuati e, almeno nella prima fase, speditivi. Tale valutazione, insieme alle valutazioni di **pericolosità** e **vulnerabilità**, concorrerà a definire l'entità del **rischio**.

A seguito dell'emanazione delle **LG20**, Aspi ha condiviso con il **MiMS** un programma che, in un triennio, prevede la realizzazione del **PA** di tutti i ponti e viadotti della Rete; la realizzazione consiste nella valutazione di sicurezza di ciascuna opera secondo le vigenti norme tecniche per le costruzioni [**NTC18, §8.3**], da operare, tendenzialmente, con il massimo livello di conoscenza e secondo quanto previsto dal **Livello 4 di analisi** delle **LG20** [**LG20, §6**].

Tale piano, nell'ottica di un'omogenea valutazione delle opere in esercizio, va ad integrare gli obblighi di **Verifica Accurata di Livello 4 [VAL4]** previsti dalle **LG20** per le sole opere che ricadono in **Classe di Attenzione Alta**.

Al fine poi di pianificare le attività di assessment, si è definito un indice di priorità per l'esecuzione delle **VAL4** che tiene conto dei diversi elementi di vulnerabilità che caratterizzano le opere.

### 2.1.1 Il Piano di Assessment Difettosità (PAD)

L'approccio multilivello introdotto dalle **LG20** prevede, per tutte le opere (ponti, viadotti, cavalcavia) che, a seguito della classificazione operata nel Livello 2, ricadono in *Classe di Attenzione (CdA) Alta*, l'esecuzione di **VAL4**.

A parità di *CdA*, le **LG20** lasciano al gestore la facoltà di decidere su quali opere attivare, prioritariamente, la **VAL4**.

Per tutte le opere, poi, che ricadono in *CdA Media / Medio-Alta*, le **LG20** prevedono **Valutazioni Preliminari di Livello 3 (VPL3)** che consistono nella determinazione, nelle sezioni maggiormente sollecitate, del rapporto tra le sollecitazioni indotte dai carichi di progettazione e quelle indotte dai carichi attualmente previsti dalle Norme Tecniche. Tale valutazione permette poi di stimare, se pur preliminarmente, le risorse minime garantite dall'applicazione della normativa di progettazione, sulla base delle quali determinare la necessità di eseguire le **VAL4**.

È di tutta evidenza che la **VPL3**, nel caso di ponti e viadotti autostradali, non consente di individuare, tra le migliaia di opere presenti sulla rete viaria, quelle da sottoporre in via prioritaria a **VAL4**. A parità di luce, si avranno rapporti tra domande simili, che non possono quindi fornire una chiara indicazione delle opere sulle quali effettuare prioritariamente la **VAL4**.

---

<sup>2</sup> Le **LG20** propongono di stimare il livello di esposizione di un'opera utilizzando '**parametri primari**' (livello di traffico giornaliero medio e luce della campata) e '**parametri secondari**' (presenza o meno di alternative stradali, tipologia di ente scavalcato, trasporto di merci pericolose, strategicità del ponte in caso di emergenza). Questo approccio, sostanzialmente qualitativo, porta a definire 5 classi di esposizione (alta, medio-alta, media, medio-bassa, bassa).

È vero, invece, che le opere esistenti sono soggette a degrado e che questo solo in parte influisce sulla determinazione della *CdA*. Si avranno quindi opere che ricadono in *CdA* Media / Medio – Alta con un differente livello di difettosità.

Alla luce di quanto sopra esposto, per le opere interessate da difetti *strutturali* ritenuti potenzialmente rilevanti sulla base del periodico rapporto ispettivo (comprensivo degli eventuali approfondimenti diagnostici effettuati nell'ambito della sorveglianza) pertanto meritevoli di approfondimento, si procede eseguendo Valutazioni numeriche Preliminari della Sicurezza (nel seguito **VPS**) degli elementi strutturali interessati dalla difettosità, che consistono nel confronto tra la domanda agente (adeguatamente determinata) e la miglior stima della capacità residua.

Le **VPS** hanno i seguenti obiettivi:

- fornire uno strumento per identificare, tra le opere presenti sulla rete, quelle per le quali effettuare in via prioritaria le **VAL4**;
- individuare le parti dell'opera soggette a maggior degrado e/o le zone critiche, al fine di ottimizzare le indagini volte alla conoscenza dell'opera, attività integrante della **VAL4**;
- valutare l'introduzione di eventuali limitazioni al traffico, nel periodo transitorio che va dall'individuazione della difettosità all'effettuazione della **VAL4** (che potrebbe confermare e/o annullare il provvedimento).

A tal fine, Aspi ha prodotto una specifica tecnica per la redazione delle **VPS** validata dal Politecnico di Torino [R5]. Tale valutazione rappresenta un livello intermedio di approfondimento tra il Livello 3 e il Livello 4 previsti dalle **LG20**.

L'approccio proposto da Aspi non si applica al caso di difetti tali da attivare il processo di somma urgenza, con le conseguenti verifiche di sicurezza previste dalla Normativa.

### Modalità di esecuzione del PAD

Come anticipato, la **VPS** è richiesta in presenza di difetti/degradi che necessitino di un approfondimento di indagini e di valutazione numerica, senza che quest'ultima possa assimilarsi ad una effettiva verifica di sicurezza, ai sensi delle vigenti norme tecniche. In particolare, la sostanziale differenza consiste nel fatto che la **VPS** è tale in quanto condotta in assenza delle indagini volte alla conoscenza dell'opera, obbligatoriamente previste dalla normativa vigente per conseguire uno specifico e prefissato Livello di Conoscenza dell'opera.

In via generale, si ritiene che in presenza di una difettosità di gravità medio / medio – alta, indipendentemente dalla *CdA*, sia opportuno attivare la redazione di una **VPS**.

La **VPS** è condotta in accordo alle apposite specifiche tecniche Aspi [R5], sviluppate in aderenza ai documenti normativi di riferimento per i ponti e viadotti esistenti (**NTC18**, **CIR19**, **LG20**) tenendo conto dell'assenza delle indagini conoscitive, come sopra specificato.

Il processo di redazione della **VPS** si articola nelle seguenti valutazioni:

- Valutazione Preliminare e Parziale dello Stato dell'Opera (**VPPS**).
- Verifica Preliminare di Livello 3 (**VPL3**).
- Verifica Preliminare di Incidenza del Difetto (**VPID**)

Tutte le attività suddette sono svolte a partire dallo studio della documentazione storica relativa all'opera e da un'analisi accurata di quanto emerso nel corso delle ispezioni periodiche, con l'effettuazione di sopralluoghi in campo; all'esito di tale fase conoscitiva si valuta l'eventuale integrazione del quadro conoscitivo con l'effettuazione di indagini diagnostiche sulle parti d'opera che presentano difetti.

### **2.1.2 Il Piano di Assessment Sismico (PAS)**

Si premette che obiettivo della procedura per la valutazione della vulnerabilità sismica è rispondere alle richieste di cui alla **OPCM 3274** del 20.03.2003 e alla circolare del **DPC** del 21.04.2010, nonché definire una

priorità per le successive verifiche di sicurezza e per la progettazione degli interventi di miglioramento e/o adeguamento da redigersi secondo il §8 delle NTC18.

**Si individua la priorità in base al tempo di intervento<sup>3</sup>  $T_{INT}$  e alla classe di esposizione, come di seguito illustrato.**

$T_{INT}$  rappresenta una misura indiretta dell'importanza assunta dal degrado ai fini dello *assessment* di un'opera; un'opera con  $T_{INT}$  alto è certamente più soggetta a incrementi del degrado, dunque sensibile ad esso, di un'opera con  $T_{INT}$  basso, per la quale il passaggio alle valutazioni approfondite è obbligato e rapido, meno soggetta a incrementi del degrado data la brevità dell'intervallo temporale e dunque meno sensibile ad esso.

**La valutazione delle opere ha pertanto un carattere iterativo, nella misura in cui  $T_{INT}$  debba essere ricalcolato al mutare, nel tempo, delle condizioni di conservazione delle opere o al variare del livello di conoscenza delle stesse.**

Proprio per tener conto di ciò, il PAS è stato articolato in più fasi di valutazione e di approfondimento, come di seguito illustrato.

La Fase 0<sup>4</sup> (Valutazione preliminare di vulnerabilità Sismica – VS0) ha compreso la valutazione preliminare della vulnerabilità sismica delle opere d'arte della rete Aspi, prioritariamente di quelle ricadenti in zona sismica 1 e 2. Tale valutazione, condotta adottando un livello di conoscenza approfondito (generalmente, almeno pari a LC2) ma con ipotesi semplificative quanto alla modellazione del degrado, alla verifica della coerenza tra **stato di fatto** (as-built) e **stato di progetto** (as-designed) ed alla caratterizzazione di terreni e fondazioni, ha portato, per ogni opera, alla determinazione del  $T_{INT}$ , quale definito dalla Circolare DPC del 04/11/2010.

Nell'assessment sismico, ai fini dei successivi approfondimenti, ci si riferisce al tempo di intervento relativo allo Stato Limite di Collasso ( $T_{int,SLC}$ ).

Venendo ora alla scelta di tempi di intervento di riferimento per la pianificazione degli interventi si riporta un estratto del succitato parere del CONSUP che, alla pagina 52, riprende integralmente il parere del Comitato Tecnico Scientifico (CTS) della Regione Emilia-Romagna:

*“Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali  $T_{INT}$  risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta “inadeguatezza” possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).*

*Sul fronte opposto, si intende che nel caso in cui la valutazione della sicurezza evidenzi “particolari elementi di rischio”, i provvedimenti necessari alla riduzione di quest'ultimo a valori accettabili debbano essere adottati nel minor tempo possibile. Oltre ad elementi specifici che il tecnico incaricato potrà individuare, per gli aspetti sismici è ragionevole ritenere (anche sulla base dei risultati delle verifiche finora condotte) “particolari elementi di rischio” i meccanismi caratterizzati da  $T_{INT} \leq 2$  anni.”*

**Nel PAS si attribuiranno a  $T_{INT}$  due valori limite: 30 e 5 anni.** Nel dettaglio:

- per  $T_{INT,SLC} > 30$  anni, è possibile rinviare gli interventi a tempi successivi, ossia in occasione di interventi generali, senza la necessità di una immediata programmazione;
- per  $T_{INT,SLC} \leq 5$  anni, è necessario passare alla Valutazione di Sicurezza (§8.3 delle NTC18, §6 delle LG20) che prevede la ridefinizione della vulnerabilità dell'opera e della pericolosità sismica del sito, finalizzata alla stima del rischio<sup>5</sup>.

<sup>3</sup> V. Circolare 83283 DPC del 04/11/2010.

<sup>4</sup> I risultati della Fase 0, ormai completata per le opere ricadenti in zona sismica 1 e 2, sono stati trasmessi al DPC. Sono in corso di redazione le VS0 delle opere ricadenti in zona sismica 3 e 4.

<sup>5</sup> Nello svolgimento delle Valutazioni di Sicurezza è raccomandabile effettuare una valutazione di maggior dettaglio della classe di esposizione dell'opera, piuttosto che procedere con la diretta attribuzione sistematica alla Classe d'uso IV.

**L'adozione del limite di 5 anni, anziché di 2 anni come suggerito dal CTS**, così ampliando il numero di opere sottoposte a valutazione di sicurezza, **è un approccio cautelativo**, volto a tener conto, ancora una volta, di quanto anche segnalato dal **parere del CONSUM alla pagina 51**: **“Va segnalato però, che ciascun indicatore restituisce un valore convenzionale di rischio, nel senso che il risultato finale dell'indicatore è fortemente condizionato, sia dal livello di conoscenza della costruzione, che dal tipo di analisi adottato, nonché dalle ipotesi assunte ai fini del calcolo”**.

### Modalità di esecuzione del PAS

La maggior parte delle **VSO** è stata condotta con una procedura automatizzata di **Analisi della Vulnerabilità Sismica<sup>6</sup> (AVS)**.

Nell'ambito della validazione di **AVS** da parte del prof. Braga sono emersi alcuni possibili miglioramenti della procedura che saranno implementati nel software.

Gli approfondimenti previsti per **AVS** consentiranno di inserire le sue stime in un più ampio quadro di valutazione del rischio (in particolare tenendo meglio conto dell'esposizione) e di irrobustimento delle previsioni delle **VPSO**, ottimizzando gli esiti delle valutazioni di sicurezza, nell'ottica di una sempre migliore conoscenza del comportamento delle opere riferito agli effetti del sisma e alla stima del rischio sismico della rete. ,

In attesa di disporre dell'aggiornamento di **AVS**, l'attuale versione di **AVS** verrà utilizzata per completare le **VSO** di tutte le opere della rete **Aspi**.

Si segnala che, per le opere con  $T_{INT} \leq 5$  anni, a valle delle valutazioni di sicurezza sarà necessario progettare e programmare gli interventi di adeguamento/miglioramento necessari per sanare i deficit riscontrati.

### **2.1.3 I flussi logici del PAS e del PAD**

Gli esiti del **PAD**, uniti agli esiti del **PAS**, individuano il gruppo di opere su cui effettuare *prioritariamente* la Valutazione di Sicurezza ai sensi del **§ 8.3** delle **NTC18** e del **§ 6** delle **LG20 (VAL4)**.

In particolare, si tratta di opere per le quali le **VPS** evidenzino un deficit di capacità non trascurabile, comunque tale da comportare l'adozione di restrizioni geometriche o di limitazioni al traffico, e le opere le cui **VSO** abbiano restituito  $T_{INT} \leq 5$  anni.

La **VAL4** avrà come obiettivo, primariamente, la valutazione *accurata* del livello di sicurezza dell'opera e, secondariamente, la definizione degli interventi che migliorino/adeguino l'opera (nei confronti di tutte le azioni e quindi anche dell'azione sismica).

Il **PAS** e il **PAD** forniscono anche i parametri utilizzati per stabilire l'ordine temporale di esecuzione (*priorizzazione*) delle **VAL4** di tutte le opere analizzate; la pianificazione determinerà l'ordine di esecuzione delle verifiche globali, così da arrivare, nei tre anni previsti, alla conclusione del **PA** della Rete **Aspi**.

Il **FLUSSO LOGICO** del processo appena descritto è sinteticamente illustrato, in **Figura 2-1**.

<sup>6</sup> La procedura **AVS** è stata sviluppata dal prof. Cardone, Ordinario di Scienza delle costruzioni presso l'Università degli Studi della Basilicata, a Potenza.

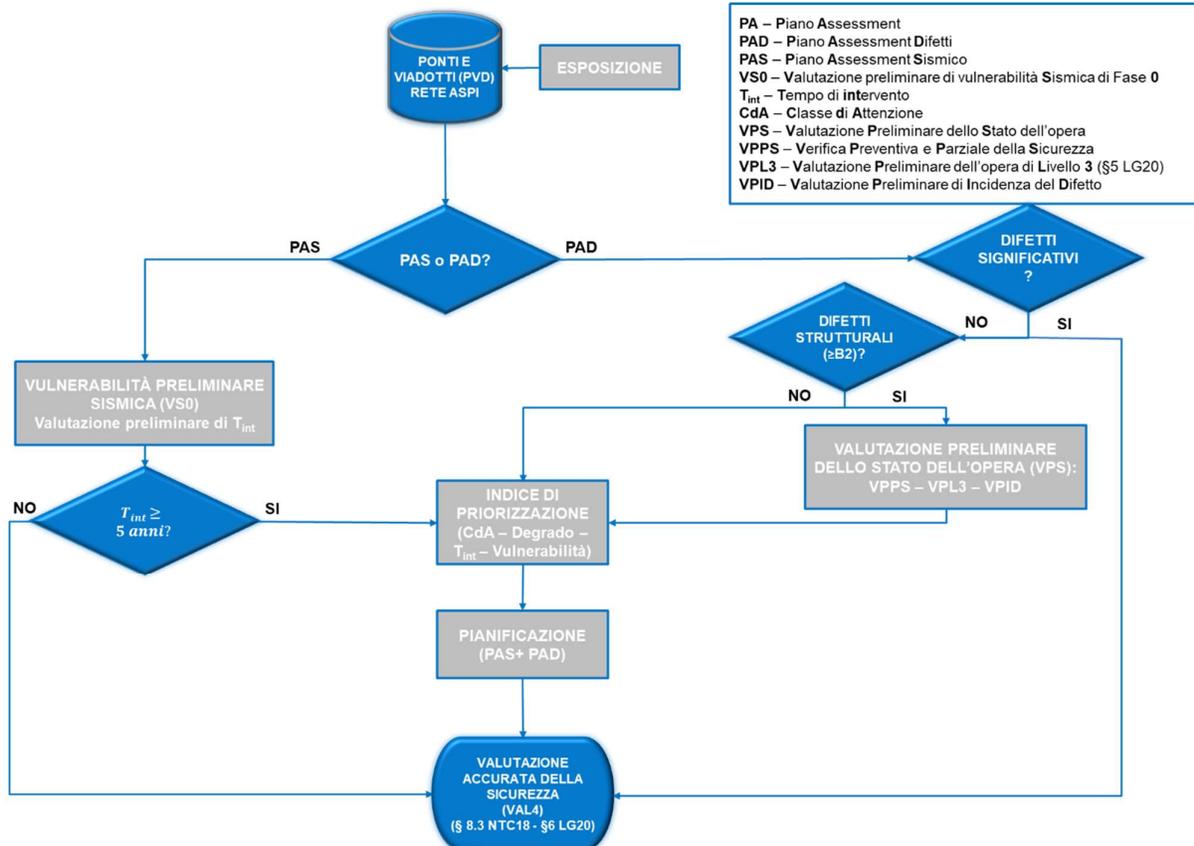


Figura 2-1: Diagramma di flusso PAS-PAD

Si precisa che:

- in accordo con il §8.3 delle **NTC18**, in presenza di difetti significativi che 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”.
- laddove l’opera sia già stata sottoposta ad una **VAL4**, l’insorgere di nuovi difetti che non siano già stati considerati nella **VAL4** comporterà, da una parte, il ricalcolo e l’eventuale aggiornamento della Classe di Attenzione e, se del caso, la rivalutazione della sicurezza, ai sensi del § 6 delle **LG20** e del §8.3 delle **NTC18**.

In particolare, questo è anche l’approccio previsto dalle **LG20** di cui si riporta un estratto del §1.3 “Definizione dei livelli di analisi e relazioni tra essi” (le sottolineature e i grassetto non sono riportate nel testo originario): *In ogni caso, qualora non si proceda a valutazioni accurate della sicurezza, qualsiasi sia la classe di attenzione determinata, occorre comunque eseguire, oltre agli interventi manutentivi programmati e periodici, gli interventi manutentivi essenziali individuati sulla base delle ispezioni.*

*Inoltre, sulla base dei risultati delle ispezioni periodiche ordinarie o straordinarie o del monitoraggio periodico e/o continuo eseguiti per le diverse Classi di Attenzione, **occorre rivalutare, di volta in volta, la Classe di Attenzione dell’opera e quindi i provvedimenti ad essa conseguenti.** Ovviamente la Classe di Attenzione dell’opera è previsto sia rivalutata anche in conseguenza agli eventuali interventi di manutenzione/riparazione/miglioramento effettuati.*

*In ogni caso la rivalutazione della Classe di Attenzione è opportuno sia effettuata almeno ogni 2 anni per le opere di CdA Media e Medio-Alta, fermo restando che le opere di CdA Alta è previsto siano soggette a verifiche di Livello 4 ed agli interventi conseguenti a tale verifica.*

## 2.2 Le altre iniziative in corso sulla rete Aspi

Sulla rete in concessione ad **Aspi** sono attive iniziative di **Potenziamento della rete** nonché **Piani Nazionali**.

In entrambi i casi sono previste valutazioni di sicurezza sulle opere d'arte (ponti e viadotti) della rete. In particolare:

### Potenziamento della rete:

- Interventi ex art.15
- Passante di Bologna
- Tratte di potenziamento con lavori in corso (A1 Barberino - Calenzano, A1 Firenze Sud –Incisa, A4 Int. Tangenziale ovest – Int. Lainate, A8 sv. Viale Certosa – sv. Sesto S. Giovanni).

### Piani Nazionali:

- Piano Catalogo Blu
- Piano di sostituzione delle barriere integrate (Piano Integautos)
- Piano di Risanamento Acustico (PRA integrate)
- Altri piani di ammodernamento rete

La pianificazione e l'esecuzione dell'assessment dovrà avvenire in maniera integrata e sinergica con le iniziative suddette, al fine di ottimizzare gli impatti sul territorio, anche in termini di esercizio dell'infrastruttura, nonché i tempi e i costi.

### 3 OPERE OGGETTO DI VAL4

Le **LG20**, nell'ambito dell'approccio multilivello per la classificazione e gestione del rischio, richiedono l'esecuzione di **VAL4** per tutte le opere d'arte (ponti, viadotti e cavalcavia) di luce complessiva superiore ai 6.0 m che, all'esito della classificazione di cui al Livello 2, ricadano in classe di attenzione ALTA (v.§1.3 **LG20**). Peraltro, ai §§3.5 e 3.6 le **LG20** elencano anche i casi in cui è richiesta l'esecuzione diretta di VAL4, ovvero anche in assenza di classificazione, e cioè:

- *Casi in cui è necessaria la valutazione della sicurezza secondo le Norme Tecniche al Cap.8.3 "VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA", per quanto applicabile ai ponti esistenti;*
- *Opere caratterizzate da elevata "fragilità" intrinseca, per le quali una variazione, anche minima, delle caratteristiche strutturali compromette i meccanismi resistenti per i quali sono state progettate e non garantisce il comportamento strutturale originario previsto, portando a situazioni di crisi di tipo fragile. È il caso, ad esempio, dei ponti a giunti in c.a.p., in cui la trasmissione a taglio tra i conci avviene grazie allo sviluppo di attrito tra i conci stessi."*
- *Esiti delle Ispezioni speciali.*

Aspi, come già precisato al §2, ha avviato il piano di assessment di tutte le opere d'arte della rete in sua gestione, indipendentemente dall'esito della classificazione, definendo, a tal fine, un indice di prioritizzazione delle attività che prende in considerazione i seguenti parametri:

- Esito della **VPS** in termini di livello prestazione dell'opera (*adeguata, operativa, transitabile*);
- Esito della **VS0** in termini di  $T_{int}$ <sup>7</sup>
- Classe di Attenzione Strutturale e Fondazionale<sup>8</sup>
- Presenza di elementi e/o condizioni critici (selle gerber, cavi post tesi, eventuali "fragilità" intrinseche dell'opera)
- Stato di conservazione dell'opera espresso dall'indice IMA ( $Ilog/Ilog,max$ )<sup>3</sup>
- Epoca di realizzazione

La pianificazione derivata da tale indice sarà poi confrontata, per verificare possibili ottimizzazioni, con le scadenze assegnate dai Piani Nazionali e/o dagli interventi di ampliamento e/o dagli interventi programmati dai singoli tronchi, siano essi di natura conservativa e/o evolutiva.

In riferimento alle opere interessate dai Piani Nazionali, si precisa, infatti, che le Linee Guida per la progettazione delle barriere integrate emesse dal **MiMS**<sup>9</sup> (nel seguito **Linee Guida MiMS**) richiedono che il progetto di installazione contenga, oltre alle verifiche specifiche legate al dispositivo, la valutazione di sicurezza del supporto sul quale è installata la barriera (opera d'arte, muro di sostegno o cordolo), comprensiva di verifiche locali e globali, condotta secondo le **NTC18** e, per installazioni su opere d'arte, tenendo conto delle indicazioni aggiuntive contenute nelle **LG20**. **In queste valutazioni si devono considerare tutte le azioni previste dalla normativa, in particolare: carichi da traffico, azione del vento, azione sismica.** Di fatto, la richiesta delle **Linee Guida MiMS** si estende anche ai progetti di installazione di nuove barriere antirumore e di sostituzione e/o installazione di nuove barriere di sicurezza, nel caso in cui le barriere di sicurezza bordo ponte in oggetto siano del tipo new jersey in calcestruzzo con incorporato pannello acustico (c.d. "martellona"). Si rende quindi necessario procedere, anche per queste opere, ad una valutazione di sicurezza ai sensi del §8 delle **NTC18** e del §6 delle **LG20**.

<sup>7</sup> Come già precisato, per le opere che all'esito dell'analisi di vulnerabilità sismica abbiano fornito un  $T_{int}$  inferiore o uguale ai 5 anni sono già state attivate valutazioni accurate di livello 4 al fine di definire completamente gli interventi da realizzare sull'opera, sia per i carichi verticali che orizzontali.

<sup>8</sup> Ad oggi si dispone, per tutti i ponti e viadotti della rete con Luce>10m, della Classe di Attenzione Strutturale e Fondazionale e della Classe di Attenzione Sismica. **In attesa di completare anche le classificazioni relative al rischio Frane e Idraulica, si considera il solo parametro CdA Strutturale e Fondazionale come parametro di prioritizzazione.**

<sup>9</sup> Le **Linee Guida MiMS** per i progetti di installazione delle barriere integrate sono organizzate in due tomi: "Procedura per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 1" (v. [T7.]) e "Criteri per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 2" (v. [T8.]).

Obiettivo di tale programmazione è, quindi, rendere efficace l'esecuzione dell'assessment, minimizzando le interferenze con l'esercizio e approfondendo prioritariamente le opere che necessitano di tali valutazioni.

Sono infine presenti sulla rete in gestione ad Aspi situazioni specifiche sostanzialmente riconducibili a tre casistiche:

- a) opere sulle quali sono in corso lavori di natura conservativa;
- b) opere sulle quali sono in corso o si sono appena conclusi lavori di ampliamento;
- c) opere per le quali sono in progettazione interventi di ampliamento.

Premesso che su tali opere le verifiche dovranno essere svolte, sempre, tenendo conto dello stato di fatto, come richiesto espressamente dal §8 delle **NTC18**, qualora si ricada nel **caso a)** si valuterà con Aspi, in relazione alla scadenza prevista per la conclusione dei lavori, se effettuare la verifica in condizioni ante-operam e/o in condizioni post-operam.

Per le opere che ricadono nel **caso b)** bisognerà valutare, per ogni specifica situazione, l'opportunità di eseguire prioritariamente le **VAL4**, considerato che, per tali opere, è comunque presente una verifica di sicurezza, condotta nella configurazione ampliata ma, nella maggioranza dei casi, senza tener conto del degrado. Elemento dirimente per l'attivazione delle **VAL4** su tali opere, secondo l'indice di priorità precedentemente definito, sarà l'eventuale presenza di un degrado non trascurabile, e/o la presenza di elementi critici, sui quali condurre preliminarmente le ispezioni speciali, e/o laddove ricorrano le condizioni di cui al §8.3 delle **NTC18**.

Per le opere che ricadono nel **caso c)** valgono le stesse indicazioni fornite per il caso b) (condizioni di cui al §8.3 delle **NTC18**, tra cui, in particolare, la presenza di un degrado significativo, e/o di elementi critici). Laddove, all'esito della VAL4, emergesse la necessità di adottare provvedimenti restrittivi all'uso della infrastruttura, si valuterà se possibile anticipare, rispetto all'intervento di ampliamento, gli eventuali interventi funzionali alla rimozione delle suddette restrizioni

Si riportano di seguito alcune precisazioni.

Nei progetti di ampliamento, anche laddove fosse previsto l'inserimento di un giunto longitudinale tra il manufatto nuovo e quello esistente, soluzione peraltro da non prediligere, è necessario procedere alla verifica dell'opera nello stato di fatto e dell'opera nella configurazione ampliata. Infatti, sebbene le **NTC18** precisino che gli interventi di adeguamento siano obbligatori quando si intenda ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse, nel caso di ampliamento di un'opera infrastrutturale con una nuova in affiancamento si modifica, in ogni caso, il sistema strutturale esistente; peraltro, nei casi più frequenti in cui la superficie carrabile è unica e ove non ricorrano le condizioni di cui al §5.1.3.3.2 delle **NTC18**, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile in cui la disposizione dei carichi e delle corsie convenzionali va determinata in modo da indurre la più sfavorevole condizione di progetto.

Nei progetti di installazione/sostituzione delle barriere integrate (Piano Nazionale Integautos), laddove l'intervento riguardi una porzione strutturalmente indipendente dell'opera, ovvero il Professionista evidenzi che, considerato lo schema statico dell'opera, l'intervento non modifica la distribuzione delle sollecitazioni in tutti i suoi elementi, ma solamente in quelli interessati dall'intervento stesso (v. ad esempio opere costituite da impalcati in semplice appoggio con schema di vincolo tale che, in presenza di un intervento localizzato in una sola campata, le uniche strutture interessate dalle azioni agenti sulla barriera siano quelle che sostengono l'impalcato sul quale si realizza l'intervento nonché delle sottostrutture immediatamente adiacenti), la valutazione accurata di sicurezza potrà essere limitata alla porzione e/o agli elementi interessati dall'intervento (come sopra definiti), rinviando ad una fase successiva il completamento della **VAL4** su tutta l'opera. L'analisi di una porzione limitata dell'opera è prevista dalla normativa vigente (§8.3 **NTC18**). Anche l'analisi sismica sarà condotta per la parte d'opera interessata dall'intervento, avendo cura di trattare correttamente la modellazione delle parti d'opera non direttamente interessate dall'intervento ma che, con la loro massa e con i loro carichi, contribuiscono alla determinazione delle sollecitazioni agenti nelle sottostrutture di interesse (appoggi, pulvini, pile, fondazioni).

Inoltre, sempre nel caso di **VAL4** eseguite su opere interessate dal Piano Integautos, qualora lo svolgimento delle campagne di indagine sull'intera opera, strutture e, se necessario, terreni di fondazioni, richiedano

tempi di esecuzione non compatibili con quelli del Piano Nazionale Integautos, sarà effettuata una valutazione di sicurezza preliminare su base documentale (se la documentazione disponibile è idonea a tal fine), volta ad accertare se l'installazione delle barriere determini la necessità di interventi su parti d'opera non direttamente interessate dall'installazione delle barriere, quali appoggi e sottostrutture. Tale valutazione potrà essere effettuata sia in termini di confronto tra azioni agenti, di primo impianto e con barriere, sia in termini di rapporto capacità / domanda, e sarà svolta con assunzioni ragionevolmente cautelative.

In caso di esito positivo, ovvero accertato che l'opera nella configurazione con barriere integrate garantisca i livelli di sicurezza minimi richiesti senza necessità di interventi sui elementi non direttamente interessati dall'installazione della barriera, si potrà valutare, di concerto con gli organi competenti, se procedere con la progettazione e l'esecuzione dell'intervento di installazione delle barriere di sicurezza nel rispetto delle tempistiche del Piano Nazionale Integautos, il cui fine è minimizzare i disagi arrecati alla comunità. La **VAL4** dell'opera sarà comunque completata secondo programma, una volta disponibili gli esiti delle campagne d'indagine.

Si fa presente che quanto sopra è aderente allo spirito della **Linee Guida MiMS** [T7.], che prevedono lo svolgimento della valutazione di sicurezza rispetto all'azione sismica al fine di verificare che gli eventuali interventi sulle sottostrutture necessari in ragione dell'incremento di sollecitazione derivante dall'installazione delle barriere, e quindi da effettuare contestualmente all'installazione delle nuove barriere, siano idonei a rendere l'opera, o la parte di interesse, adeguata anche rispetto all'azione sismica, in modo da ottimizzare l'intervento in termini di costi-benefici.

Per quanto riguarda le **opere minori, di luce complessiva inferiore a 6m**, l'attivazione di una **VAL4** nell'ambito di un progetto di ampliamento o di un piano nazionale può determinare un esito di transitabilità che, nella maggior parte dei casi, non è legato direttamente al degrado presente sull'opera quanto, piuttosto, a deficit intrinseci dovuti ai carichi dell'epoca di progettazione. In questi casi, premesso che l'analisi strutturale deve essere il più possibile accurata per cogliere l'effettiva domanda dovuta ai carichi da traffico, considerata la limitata lunghezza di queste opere ed il loro comportamento, spesso non schematizzabile con modelli monodimensionali, gli eventuali esiti di transitabilità potranno essere gestiti mediante la realizzazione di interventi provvisori per la messa in sicurezza dell'opera, ovvero l'anticipazione degli interventi di rinforzo che si rendessero necessari.

In presenza di difettosità che possano incidere sulla capacità strutturale delle opere, si eseguirà la **VAL4** nelle stesse modalità previste per le opere d'arte maggiori, applicando, all'esito delle valutazioni, le eventuali misure compensative legate alla transitabilità, ovvero realizzando i necessari interventi di rinforzo con eventualmente anche la introduzione di interventi provvisori finalizzati ad evitare di limitare eccessivamente l'esercizio della tratta.

Infine, qualora sull'opera sia prevista l'installazione di barriere integrate **Integautos 2.0**, la verifica di sicurezza dovrà essere effettuata anche tenendo conto della loro presenza e quindi, ad esempio, considerando le sollecitazioni trasmesse all'opera da tali elementi (ad esempio quelle dovute all'azione del vento applicata alla barriera) nonché, ai fini del comportamento sismico, il loro effetto in termini di massa. Tali valutazioni sono necessarie anche qualora, allo stato attuale, le suddette barriere non siano ancora state installate. In questi casi, la valutazione dell'effetto delle barriere sarà presentata in un apposito allegato alla **VAL4**.

## **PARTE II – INDICAZIONI METODOLOGICHE ED OPERATIVE**

## 4 FASI DI ESECUZIONE DELLA VAL 4

Lo svolgimento della valutazione accurata di sicurezza, inquadrata nel più ampio processo di valutazione delle opere d'arte presenti nella rete in gestione ad Aspi illustrato nei paragrafi precedenti, si compone di una serie di *passi* sostanzialmente individuati dalle **NTC18**, dettagliati ed approfonditi nei contenuti nella **CIR19**, per quanto attiene alla sicurezza sismica delle opere esistenti e degli edifici in particolare, e nelle recenti **LG20**, per quanto attiene alla sicurezza per carichi antropici dei ponti esistenti.

Sostanzialmente si individuano due macro-fasi: la *conoscenza* e la *verifica*.

La fase della *Conoscenza*, diversamente da quanto si potrebbe ritenere, è la fase più complessa ed articolata del processo di valutazione della sicurezza, il cui buon esito è certamente non meno rilevante, anzi probabilmente lo è di più, rispetto alla successiva fase di *Verifica* per pervenire ad una affidabile stima della sicurezza dell'opera.

Per tale ragione, particolare attenzione e perizia deve essere posta nello svolgimento delle varie attività di cui si compone la fase della *Conoscenza*, che richiedono elevata capacità di analisi, interpretazione e valutazione delle informazioni disponibili e da acquisire attraverso sopralluoghi ed indagini, ed un onere temporale da non sottovalutare.

La successione delle attività da svolgere, in sequenza ma all'occorrenza iterativamente, coinvolgono necessariamente sia l'opera d'arte in senso stretto sia il contesto territoriale nel quale è inserita e sono sostanzialmente le seguenti:

- acquisizione e studio della documentazione disponibile presso il Gestore (progetti, indagini e studi di primo impianto, eventuali progetti di ampliamento e/o interventi successivi, eventuali indagini e/o monitoraggi svolti nel corso dell'esercizio dell'opera, schede difetti, VPS, etc.);
- acquisizione e studio della documentazione disponibile presso gli Enti Territoriali (carte tematiche di sito, catasti frane censite, dati idrologici e idraulici, etc.);
- sopralluoghi per acquisire confidenza sulla consistenza e sullo stato di conservazione dell'opera e sul contesto in cui essa è inserita, con dovuta attenzione rispetto ai rischi idrogeologici e idraulici (in tale ottica, i sopralluoghi sono svolti da più professionisti con diverse competenze specialistiche);
- definizione dei modelli geologici, caratterizzazione dinamica dei terreni;
- valutazione dei rischi idrogeologici e idraulici (v. § come da **LG20** §4.4-4.5);
- valutazioni sull'obbligatorietà della verifica delle fondazioni;
- definizione del Livello di Conoscenza obiettivo;
- redazione del Piano di Indagini sulle strutture e, se necessario, sui terreni;
- assistenza in fase di esecuzione delle indagini;
- analisi critica degli esiti delle indagini e, se necessario, pianificazione di indagini integrative.

La fase della *Verifica* è meno articolata di quella della *Conoscenza*, più codificata e codificabile, e quindi passibile di minor interpretazione. Cionondimeno, sono presenti elementi che necessitano di essere approfonditi e chiariti, alcuni di dettaglio ma non marginali e spesso determinanti ai fini degli esiti della valutazione della sicurezza.

Le attività da svolgere, in sequenza, sono sostanzialmente quelle che caratterizzano l'analisi strutturale, ovvero: definizione dello schema statico, analisi dei carichi, determinazione delle resistenze dei materiali, modellazione e calcolo della risposta dell'opera, calcolo della capacità, verifiche di sicurezza. La valutazione è svolta per l'opera nello stato di fatto, ovvero tenendo conto dei difetti presenti, che devono essere idoneamente quantificati per valutarne gli effetti in termini di riduzione della capacità resistente degli elementi interessati dai difetti stessi.

## 5 LA CONOSCENZA DEL PONTE E DEL CONTESTO

### 5.1 Il Percorso Conoscitivo

Il percorso conoscitivo, così come illustrato nei documenti normativi di riferimento, *“comprende attività diverse e strettamente interconnesse tra loro da eseguirsi con livelli successivi di approfondimento al fine di ottimizzare, sia in termini quantitativi sia in termini di costi e tempi, l’interazione diretta con il manufatto. Tali attività comprendono:*

- a) *l’analisi storico-critica;*
- b) *l’analisi del progetto originario;*
- c) *il rilievo (geometrico-strutturale, dei dettagli costruttivi, del quadro fessurativo e dei dissesti);*
- d) *la caratterizzazione geologico-tecnica del sito;*
- e) *le indagini finalizzate alla caratterizzazione dei dettagli costruttivi e dei materiali (tra cui quelle speciali previste per le opere in c.a.p a cavi scorrevoli);*

*Inoltre, nei casi in cui la verifica di sicurezza accurata sia necessaria per il rischio idrogeologico, a seguito delle ispezioni speciali come indicato nel § 3.6 (delle **LG20**):*

- f) *l’inquadramento dell’ambito idraulico e l’evidenza di fenomeni di scalzamento delle pile o delle spalle nonché il livello di efficienza di eventuali opere di mitigazione o di laminazione delle portate di piena;*
- g) *l’inquadramento dell’assetto geo-morfologico e l’evidenza di movimenti di versante potenzialmente interagenti con la struttura o parti di essa, nonché la presenza e l’efficienza di passati interventi di stabilizzazione.” (LG20 §6.2).*

I contenuti delle singole attività di cui al precedente elenco sono sinteticamente illustrati nel proseguo del §6.2 delle **LG20**, a cui si fa riferimento.

I punti a) e b) attengono alla fase iniziale di studio dell’opera, e sono propedeutici all’esecuzione dei successivi punti che si riferiscono alle indagini da condurre sull’opera per raggiungere il prefissato Livello di Conoscenza. Nel caso specifico delle VAL4 delle opere d’arte, alla documentazione di progetto originale, da intendersi del primo impianto e di eventuali successivi ampliamenti e/o interventi effettuati sull’opera (sostituzione barriere, ripristini e rinforzi strutturali, etc.), si possono aggiungere le valutazioni preliminari di sicurezza rispetto ai carichi da traffico (VPS), qualora effettuate, e rispetto all’azione sismica (AVS).

È importante sottolineare l’importanza del percorso iterativo della conoscenza, definito nelle **NTC18** (§8.5) e richiamato nelle **LG20** (§6.2.1): *“il percorso conoscitivo è organizzato per livelli progressivi di approfondimento di conoscenza, indagine e verifica. Le informazioni sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali si possono ricavare dall’esecuzione di campagne conoscitive successive, di volta in volta caratterizzate da maggior dettaglio, organizzate sulla base di una verifica preliminare di sicurezza che permetta l’individuazione degli elementi critici per il funzionamento del ponte e la messa a punto dei diversi piani di indagine.”*

Parte essenziale ed avvio di questo percorso sono le verifiche preliminari, effettuate eventualmente anche mediante calcolazioni semplificate, basate su schemi e modelli di semplice lettura e controllo, che consentono di individuare preventivamente gli elementi e/o le parti d’opera che potrebbero risultare “critiche”, sia in relazione alla configurazione di progetto originale sia a causa della rivalutazione di carichi, su cui concentrare le indagini e le successive verifiche di sicurezza.

Sempre nell’ottica di acquisizione della conoscenza per via progressiva ed iterativa, sono state individuate le soglie di accettabilità della dispersione dei risultati delle prove per la caratterizzazione meccanica dei materiali ottenuti dalle campagne di indagine, riportate nell’apposita Specifica per le Indagini **ST-PI** [R6].

Con riferimento ai rischi idrogeologici, le **LG20** prevedono l’esecuzione delle attività di cui ai punti g) ed f) del precedente elenco, mediante un processo di conoscenza che include le cosiddette *ispezioni speciali*, così definite in quanto riguardano non solo l’opera ma anche il contesto territoriale in cui essa è inserita.

Il processo previsto dalle **LG20** prevede che le Classi di Attenzione per rischio frana e per rischio idraulico siano determinate nella *fase iniziale di studio e classificazione dell'opera e del contesto in cui essa è inserita* (Analisi di Livello 2 delle **LG20**), e qualora tale rischio non possa essere escluso si rende necessario lo svolgimento di verifiche accurate tenendo conto di tutti i rischi che interessano l'opera.

Qualora la **VAL4** sia stata attivata per una delle altre circostanze previste dalle **NTC18** e dalle **LG20** ed i rischi idrogeologici non siano stati ancora valutati, **tale valutazione viene svolta nell'ambito della Fase di Conoscenza dell'opera mediante la determinazione delle specifiche Classi di Attenzione**, supportata da una analisi critica degli esiti.

Il percorso conoscitivo prevede l'esecuzione di sopralluoghi mirati ad acquisire confidenza sulla consistenza e sullo stato di conservazione dell'opera.

L'analisi storico-critica dell'opera, l'analisi dello stato di conservazione e dello stato dei luoghi concorrono a:

- identificare eventuali criticità che caratterizzano l'opera;
- definire il Livello di Conoscenza obiettivo;
- redigere il Piano delle Indagini;
- fornire una prima valutazione in merito alla necessità di verifica del sistema di fondazione, che potrebbe richiedere approfondimenti da svolgere nel corso della fase di conoscenza per essere resa definitiva;
- valutare il rischio idrogeologico.

Nei seguenti paragrafi si forniscono indicazioni di maggior dettaglio in merito alle principali e più rilevanti attività previste nella Fase di Conoscenza, rinviando al documento **ST-PI** per le indicazioni sulla stesura dei Piani di Indagine.

## 5.2 Analisi storico-critica e del progetto

### 5.2.1 Analisi della documentazione di progetto

Le informazioni da acquisire sono finalizzate alla corretta modellazione dell'opera ed all'esecuzione delle verifiche di sicurezza.

Le opere d'arte sono tipicamente costituite da elementi strutturali *identici* per geometria e ruolo nello schema strutturale. Tali elementi devono essere chiaramente identificati. Devono essere inoltre identificate le parti d'opera e/o gli elementi costituiti da materiali *omogeni*.

Le condizioni di *ripetibilità* e di *omogeneità* consentono di limitare la quantità di indagini e prove al fine di limitare il disturbo arrecato all'opera e ridurre i tempi ed i costi per l'esecuzione dei piani di indagine.

Particolare attenzione deve essere posta allo studio degli elementi che possono esibire meccanismi di collasso di tipo fragile e/o agli elementi "critici" (c.a.p. a cavi scorrevoli e selle Gerber) (v. §5.2.5).

Le azioni considerate in fase di progetto, con particolare riferimento ai carichi da traffico, oltre alle restanti categorie di carichi variabili, costituiscono informazioni importanti da acquisire dalla disamina della documentazione disponibile. Ove non disponibili, si deve procedere ad una attenta valutazione in relazione alla normativa in vigore al momento della progettazione dell'opera.

La conoscenza dei carichi di progetto consente di valutare gli effetti indotti dalla variazione normativa, rapportando i relativi effetti (principalmente le sollecitazioni) con quelli ottenuti applicando i carichi previsti dalle vigenti **NTC18** (Verifiche preliminari di Livello 3).

I vincoli della struttura, con particolare riferimento ai dispositivi di appoggio degli impalcati sulle elevazioni e, ove presenti, ai dispositivi di protezione sismica, devono essere compiutamente identificati al fine di analizzare correttamente la risposta dell'opera, soprattutto quando soggetta ad azioni dinamiche a carattere sismico. Nell'ambito dello studio della documentazione di progetto, pertanto, si deve porre particolare

attenzione alla tipologia di dispositivi presenti sull'opera, identificandone se possibile le caratteristiche e le prestazioni.

Per alcune tipologie di opere le fasi costruttive possono incidere sensibilmente sullo stato tensionale agente negli elementi strutturali, come meglio dettagliato nel § 6.5. Non considerare le fasi costruttive, infatti, potrebbe determinare, specie nei casi di opere iperstatiche, una sovrastima delle sollecitazioni agenti in alcune sezioni e una sottostima in altre. Al fine di conoscere compiutamente l'opera, pertanto, deve essere identificata anche la *fasistica* di costruzione (fasi di varo, fasi di getto, sequenza delle tesature dei cavi da precompressione, eventuali distorsioni applicate etc...), generalmente descritta negli elaborati di progetto originari.

### 5.2.2 Documentazione di progetto assente o parziale. Rilievo e Progetto simulato.

Per le opere di cui non si dispone della documentazione di progetto, si deve eseguire un rilievo strutturale dettagliato degli elementi strutturali, dei collegamenti e di tutto quanto è necessario conoscere per realizzare un modello dell'opera che consenta di determinare la risposta strutturale. Si devono effettuare indagini approfondite per determinare l'entità dei carichi permanenti.

Si esegue un progetto simulato sulla base delle norme tecniche in vigore all'epoca della costruzione, e della corrispondente pratica costruttiva, per stimare i quantitativi di armatura nelle sezioni dimensionanti degli elementi strutturali significativi ai fini della valutazione di sicurezza, che saranno confrontati con quanto restituito dalle indagini, e le azioni negli elementi di collegamento.

Nel caso si disponga di documentazione parziale, le attività di cui sopra saranno effettuate sulle parti d'opera e/o sugli elementi di cui non si ha conoscenza. In questo caso, nella stima dei quantitativi di armatura ci si potrà avvalere delle informazioni relative alle parti d'opera di cui si dispone della documentazione di progetto.

Nel caso in cui l'opera appartenga ad un lotto di costruzione in cui sono presenti opere affini di cui si dispone della documentazione di progetto, si potrà far riferimento ad essa per le verifiche preliminari e per la pianificazione delle indagini, in particolare per gli elementi prefabbricati, quali travi in c.a.p., e dispositivi di appoggio.

### 5.2.3 Analisi degli interventi successivi - Ampliamenti

Nei casi in cui l'opera sia stata interessata da interventi successivi alla sua realizzazione, quali ad esempio ampliamenti, consolidamenti, miglioramenti, adeguamenti o sostituzione di parti strutturali, questi devono essere attentamente valutati e tenuti debitamente in conto nell'ambito della **VAL4**, che deve essere condotta facendo riferimento alla configurazione nello stato di fatto. Particolare attenzione dovrà essere posta alla comprensione del collegamento tra le strutture originarie e quelle dell'ampliamento, o degli ampliamenti nel caso ne siano stati effettuati più d'uno, al fine di poter correttamente modellare l'*interazione* tra primo impianto ed ampliamento.

### 5.2.4 Confronto tra stato di fatto e stato di progetto

L'analisi della documentazione di progetto disponibile, di primo impianto e di eventuali interventi successivi, e dei sopralluoghi sull'opera, permette di effettuare il confronto tra lo stato di fatto e lo stato di progetto.

Qualora si rilevino delle difformità, esse devono essere analizzate criticamente per comprenderne la genesi e la rilevanza ai fini della valutazione di sicurezza. Agli esiti di tale analisi si stabilisce se è necessario eseguire rilievi, indagini e prove sulle parti d'opera difformi.

### 5.2.5 Elementi Critici

Nel percorso conoscitivo, particolare importanza rivestono gli *elementi critici*, così definiti dalla **CIR19**, nonché dalle **LG20** al §3.3: "*gli elementi particolarmente soggetti ai fenomeni di degrado e i cui eventuali malfunzionamenti possono incidere significativamente sul comportamento strutturale globale del ponte,*

ovvero gli elementi o le condizioni per i quali la presenza di uno stato di degrado avanzato è da segnalare immediatamente.”

Gli elementi critici o condizioni critiche indicati nelle **LG20** (§ 3.3) sono i seguenti:

- cavi da precompressione scorrevoli;
- selle Gerber;
- apparecchi di appoggio molto degradati o danneggiati (rilevante ai fini del comportamento sismico);
- sottostrutture caratterizzate da difettosità estesa (rilevante ai fini del comportamento sismico);
- scalzamento delle fondazioni;
- quadri fessurativi molto estesi ed intensi;
- meccanismi di incipiente perdita di appoggio;
- cinematismi in atto.

Si deve verificare se tali *elementi* sono presenti sull'opera in esame, nel qual caso si deve fornire una valutazione, anche di tipo qualitativo, dell'incidenza degli stessi sul comportamento globale del ponte tenendo conto del loro stato di conservazione e/o dell'entità dei fenomeni in atto.

### 5.2.6 Barriere di Sicurezza

La tipologia di dispositivi di ritenuta stradale installati sull'opera, il relativo peso e le caratteristiche prestazionali devono essere identificati. Tali informazioni sono necessarie ai fini della corretta valutazione dei carichi, nonché degli effetti generati sull'opera dall'urto di un veicolo contro il dispositivo di sicurezza, come specificato in dettaglio al §6.2.4 e §6.6.8.

Per la quasi totalità delle opere le barriere attualmente installate non sono quelle originarie. La disponibilità del progetto di riqualificazione delle barriere riveste particolare importanza; qualora non già parte della documentazione disponibile all'avvio dell'attività, è opportuno segnalarlo per attivare una ricerca presso gli archivi (digitali o cartacei) di Aspi. Gli interventi di riqualificazione delle barriere sono stati realizzati per lotti funzionali, spesso ricorrendo ad interventi tipologici validi per le varie opere ricomprese nel lotto; pertanto, anche la disponibilità di un tipologico può fornire informazioni molto utili, in particolare se si considerano le difficoltà di carattere pratico per rilevare i dettagli costruttivi dei cordoli.

Per le barriere metalliche (guard-rail, barriere integrate) il sistema di forze orizzontali equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo di insieme della barriera. Per tale motivo, le informazioni da acquisire sono:

- la resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio costituente il montante;
- la geometria della sezione del montante in corrispondenza della quale si ipotizza la formazione della cerniera plastica;
- l'altezza del montante, che può modificare il punto di applicazione della forza d'urto;
- le altezze della piastra di base e dei piatti di irrigidimento, che possono modificare la posizione effettiva della cerniera plastica;
- l'interasse dei montanti, che può incidere sull'interazione della larghezza collaborante di soletta coinvolta dalla plasticizzazione di più montanti adiacenti.

Per le barriere New Jersey, la valutazione dell'azione d'urto può essere effettuata in due modi:

- 1) A partire dalla resistenza degli elementi di connessione al supporto;
- 2) Sulla base dei risultati di crash test relativi al dispositivo installato (come illustrato in dettaglio al §6.2.4.3 del presente documento).

Nel primo caso, risulta indispensabile indagare sui dettagli costruttivi del collegamento del New Jersey al cordolo e sulla resistenza degli elementi di connessione (es. tasselli).

Nel secondo caso, è necessario conoscere la prestazione della barriera, in termini di deflessione dinamica effettiva relativa al veicolo pesante con massa maggiore. Tali informazioni sono reperibili dai risultati di crash test che Aspi metterà eventualmente a disposizione.

Indipendentemente dalla tipologia di barriera installata, oltre all'approfondimento sulle proprietà del dispositivo presente sull'opera, particolare attenzione deve essere posta ai dettagli costruttivi del cordolo, in particolare per quanto attiene al collegamento con il supporto sottostante, al fine di assicurare il corretto funzionamento del dispositivo di contenimento. Per maggiori dettagli sulle informazioni utili ai fini delle verifiche di sicurezza, si rimanda al §6.6.8 del presente documento.

### 5.2.7 Valutazioni preliminari di sicurezza – VPS e VS0

Nello studio dell'opera si esamineranno eventuali valutazioni di sicurezza già svolte nell'ambito del Piano di Assessment di **Aspi**, in particolare le **VPS** e le valutazioni di vulnerabilità sismica (**VS0**) condotte con la procedura **AVS**. Tali analisi costituiscono il naturale punto di partenza di una valutazione accurata, e pertanto di esse se ne deve tener debitamente conto. Le indagini già svolte e tutte le informazioni acquisite costituiscono un importante contributo alla conoscenza dell'opera, del suo comportamento e del livello di sicurezza atteso. Si adotteranno, qualora condivisi, i criteri e le ipotesi poste alla base delle citate verifiche, in coerenza con la normativa vigente e tenendo conto del superiore livello di conoscenza raggiunto nell'ambito dello svolgimento della **VAL4**, compreso lo stato di conservazione ed i difetti presenti sull'opera.

## 5.3 Stato di conservazione dell'opera, analisi dei difetti, difetti significativi

Si deve valutare il generale stato di conservazione dell'opera, mediante uno o più sopralluoghi, secondo necessità.

I difetti sono desunti in prima istanza dall'analisi critica della Scheda di Ispezione Annuale e dell'ultima Scheda Trimestrale nonché dalla mappatura del degrado redatta dalla società incaricata della sorveglianza (se disponibile); quindi, sono rilevati visivamente nel corso dei sopralluoghi. Eventuali difformità tra quanto riportato nelle Schede di Ispezione e quanto osservato nel corso dei sopralluoghi devono essere riportate e segnalate ad **Aspi**.

Si devono identificare le cause dei difetti principali, distinguendo tra quelli originati dalle azioni agenti sull'opera (difetti *genetici*), indicatori di un possibile *deficit strutturale*, e quelli originati da fattori esterni (difetti *acquisiti*), come ad esempio il non corretto smaltimento delle acque di piattaforma che crea dilavamento del copriferro e corrosione delle barre di armatura. L'identificazione delle cause che hanno originato i difetti è essenziale per identificare le azioni correttive necessarie per interrompere il processo di degrado.

Si devono analizzare in dettaglio tutti i difetti presenti sull'opera che hanno potenziale rilevanza strutturale, con particolare riferimento a quelli a cui è attribuito un giudizio di difettosità pari a B2 (livello di difettosità MEDIO) o superiore nella Scheda di Ispezione.

Dall'analisi critica di cui sopra si indentificano i *difetti significativi*, definiti come quelli che, a giudizio del Professionista, comportano *una riduzione evidente della capacità resistente* (e che quindi ai sensi del §8.3 delle **NTC18** determinano l'obbligo di effettuare la valutazione della sicurezza). I difetti significativi devono essere idoneamente *quantificati* per consentirne la modellazione e per la valutazione della capacità residua della sezione ammalorata (§6.6.2). A tal fine, si farà riferimento alle informazioni contenute nella Scheda di ispezione della Società di sorveglianza ed al rilievo del degrado eseguito dalla società incaricata della sorveglianza (se disponibile). Ulteriori rilievi/indagini che eventualmente il Professionista ritenesse necessario eseguire saranno opportunamente segnalati nel Piano di Indagine. Per i difetti significativi si calcola l'indicatore **VID** (§6.6.2).

*Si fa presente che non tutti i difetti che interessano elementi strutturali hanno rilevanza sul livello di sicurezza dell'opera. A titolo esemplificativo, il distacco del copriferro, sebbene esso sia un elemento strutturale, oppure l'ammaloramento di barre di armatura in zone compresse e/o in sezioni sostanzialmente "scariche", non costituiscono di per sé difetti strutturalmente significativi. Tali difetti devono comunque essere considerati nell'ambito della progettazione degli interventi di manutenzione dell'opera al fine di garantire la durabilità della stessa.*

Gli elementi che mostrano *deficit strutturali*, indipendenti dal degrado, devono essere accuratamente analizzati nello svolgimento della valutazione di sicurezza.

Si deve verificare l'eventuale presenza di difetti *spia* negli elementi in c.a.p. a cavi post-tesi, che segnalano un potenziale ammaloramento dei cavi da indagare con indagini speciali (v. **ST-IS**).

Si deve verificare l'eventuale presenza di degrado riconducibile a fenomeni chimici, ad esempio alcali aggregati, che vanno segnalati ad **Aspi**.

È inoltre opportuno analizzare il contenuto delle Schede Ispettive annuali degli ultimi anni (orientativamente 5 anni) al fine di valutare l'evoluzione dei difetti ed individuare eventuali difetti occultati da interventi di ripristino non eseguiti a regola d'arte (e.g. ripristini corticali, placcaggi, etc.).

## 5.4 Caratterizzazione geologica e geotecnica

La caratterizzazione di base dei terreni e delle rocce di fondazione può essere inizialmente eseguita a partire dall'analisi critica della documentazione di progetto nonché delle eventuali campagne d'indagine eseguite in occasione di più recenti progettazioni. Si fa riferimento ai progetti di riqualificazione delle barriere che hanno interessato estese porzioni della rete negli ultimi trent'anni; ai progetti di ampliamento; ai progetti di stabilizzazione dei versanti a rischio frana. Prima di procedere con nuove indagini, che spesso riguardano proprio le opere ubicate in contesti non facilmente accessibili, con conseguenti notevoli difficoltà di carattere pratico per la realizzazione dei sondaggi, è opportuno fare espressa richiesta sulla disponibilità di prove pregresse presso gli archivi di Aspi e Tecne.

Informazioni utili per la definizione delle caratteristiche dei terreni possono inoltre derivare dall'acquisizione delle risultanze di specifiche campagne di indagini eseguite nelle eventuali attività di monitoraggio e controllo topografico-geotecnico eseguite in corso di esercizio sulle componenti strutturali dell'opera e sul sedime stesso d'opera o da informazioni indirette derivanti da documentazione di contabilità (per esempio report stratigrafici per attraversamento roccia di pali di fondazione e/o scavi a cielo aperto per realizzazione di fondazioni e/o pozzi).

Nei casi in cui, sulla base delle informazioni disponibili, sia possibile escludere l'obbligo di verifica del sistema di fondazione ai sensi del §8.3 delle **NTC18**, non è necessario prevedere approfondimenti di conoscenza dei terreni per finalità geotecniche.

Con riferimento alla caratterizzazione dinamica dei terreni, per l'esperienza acquisita su numerose casistiche di verifica di opere strutturali rilevanti esistenti, in generale non risulta invece disponibile una adeguata descrizione stratigrafica su base geofisica. Di conseguenza è da attivare, quasi sistematicamente, una campagna speditiva di prospezioni sismiche mirata, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni lo consentano, all'individuazione della categoria di sottosuolo come definita in Tab. 3.2.II delle **NTC18**. A tal fine, la velocità equivalente delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$ , potrà essere determinata mediante misure indirette da superficie, quali prove MASW accoppiate a HVSr se necessario, oppure da misure dirette in foro (di tipo *down-hole* o *cross-hole*). Le misure dirette sono sempre da prevedere se le misure indirette non forniscono risultati attendibili per le condizioni stratigrafiche del sottosuolo (ad esempio: inversione delle onde di taglio, assenza di crescita con la profondità, situazioni topografiche complesse).

## 5.5 Analisi del contesto geomorfologico ed idraulico

### 5.5.1 Approccio metodologico

L'analisi del contesto geomorfologico è mirata alla valutazione della sussistenza del Rischio per Frana; l'analisi del contesto idraulico è mirata alla valutazione del Rischio Idraulico.

Tali attività, se non eseguite preventivamente all'avvio della **VAL4**, vengono eseguite nella Fase della Conoscenza e consistono in prima istanza nell'esecuzione di mirati sopralluoghi per esaminare l'area e nel reperimento di informazioni utili al completamento delle Schede di rischio Frana e Idraulica (attività di Livello 0, 1 e 2 previste dalle **LG20**).

Nel caso in cui non sia possibile escludere la sussistenza del rischio per frana e/o del rischio idraulico, si procede con l'analisi critica della documentazione già disponibile e, qualora insufficiente, con la definizione di un piano delle indagini per acquisire un idoneo livello di conoscenza e ridurre le incertezze rilevate, condizioni alla base di una analisi sufficientemente accurata. Il Piano delle Indagini sarà redatto in accordo alla **ST-PI [R5]**.

Tale processo è implementato nel diagramma di flusso di gestione mostrato in Figura 5-1, che integra la gestione delle tematiche geologiche, geotecniche ed idrauliche, nonché i rischi ad esse connessi, nelle fasi di conoscenza e di verifica di sicurezza. Tali ambiti, coinvolgendo discipline diverse e piani di conoscenza con fonti diversificate, hanno necessità di uno specifico impegno di coordinamento e normalizzazione.

Nel diagramma di flusso sono sintetizzate e messe a sistema le attività previste dalle **LG20**, a partire dalla fase di censimento per arrivare alla fase di **VAL4**.

In particolare:

- in colore **verde** sono evidenziate le attività proprie della fase iniziale di conoscenza che costituiscono il patrimonio informativo di base, il più importante anche perché quello di fatto disponibile nel breve termine e che rende conto compiutamente, se consistente, anche della storia dell'opera d'arte in valutazione;
- in colore **giallo** sono evidenziate le attività da eseguire per raggiungere gli obiettivi di valutazione;
- in colore **azzurro** sono evidenziate le fasi decisionali e di valutazione;
- i **connettori** evidenziano i legami logici e le successioni delle attività, fermo restando il carattere iterativo dei processi delineati, che possono essere pertanto ripresi e riattivati, sempre nel rispetto del flusso descritto, in relazione ad esigenze progressivamente emergenti di approfondimenti successivi.

La descrizione delle voci nel diagramma di flusso è necessariamente sintetica e non esaustiva delle modalità di esecuzione delle singole attività; per esse si rimanda ai successivi paragrafi dove vengono illustrate indicazioni, metodologie e pratiche delle attività da svolgere.

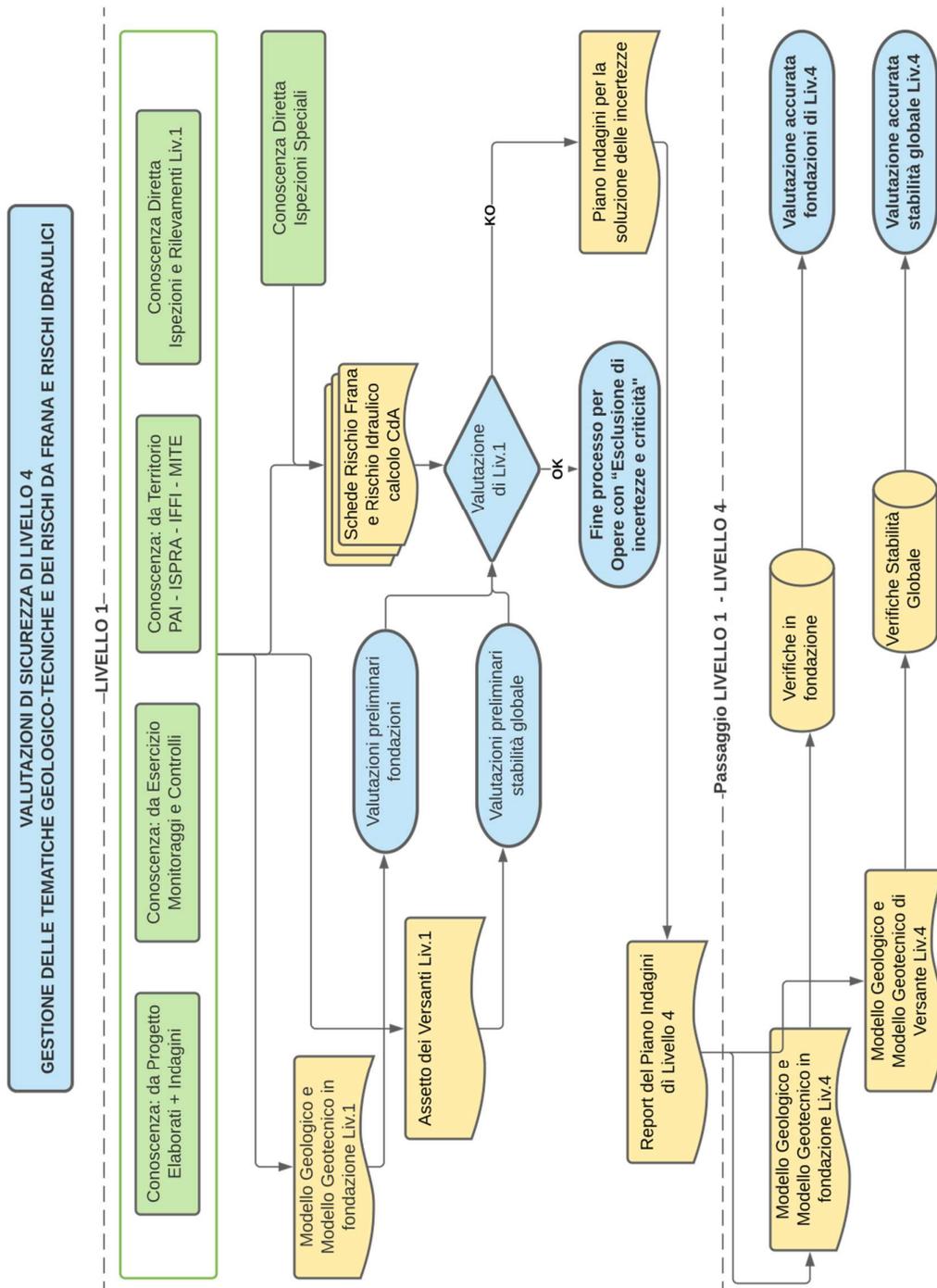


Figura 5-1: Flusso di processo per la gestione delle tematiche geologico, geotecniche ed idrauliche e dei rischi ad esse connessi

### 5.5.2 L'assetto dei versanti e rischio da frana

Al fine di acquisire una prima conoscenza di base delle condizioni di stabilità geomorfologica generale dell'area attraversata dall'opera, si procederà alla raccolta, catalogazione e analisi critica delle informazioni provenienti dalla cartografia tematica ufficiale (es. CARG, IFFI, OPAC-ISPRA, PAI, Progetto AVI, Progetto SCAI, Cartografia Geologica e Geomorfologica regionale, ecc.). Tali informazioni risultano attualmente disponibili on-line e in formato operativo su ambiente GIS nella maggior parte delle Regioni; ciò garantisce una agile costruzione delle cartografie inventario delle aree su cui sono impostate le Opere d'Arte esistenti ed una prima lettura delle potenziali criticità ed interferenze esistenti.

Analogamente significative ai fini della conoscenza di primo livello possono essere le interpretazioni di immagini dell'area di interesse mirate alla rilevazione di fenomeni evolutivi di versante sull'area di studio su base di ortofoto e immagini satellitari in generale (analisi multi-temporale).

Infine, concorrono alla conoscenza di base anche l'acquisizione dei già citati esiti delle eventuali campagne di monitoraggio e controllo topografico e geotecnico eseguite in corso di esercizio sulle componenti strutturali dell'opera e sul sedime stesso d'opera; in particolare la disponibilità di rilievi con tecnologia LiDAR o rilievi differenziali satellitari interferometrici tramite "Tecnica PS"<sup>10</sup>.

Costituiscono elementi integrativi della conoscenza di base l'esecuzione di rilevamenti geologici di campagna nell'intorno del sedime dell'Opera, di estensione tale da includere i dissesti interferenti. Tali rilievi, assimilabili a ispezioni di Livello 1, oltre a poter fornire eventuali elementi di riscontro diretto di quanto desunto dalla documentazione storica acquisita e analizzata, consentono una presa di conoscenza di sito utile ad elevare il livello di confidenza sul piano geologico e geomorfologico, e alla definizione degli elementi ritenuti utili alla perimetrazione e analisi dei dissesti.

Lo studio complessivo a sistema dei sopracitati elementi consente la costruzione di carte "inventario frana" e di assetto dei versanti che supportano efficacemente la valutazione specialistica della sussistenza o meno del rischio frana. In casi di particolare complessità, e comunque ove ritenuto necessario ai fini della valutazione del rischio, saranno elaborate piante e profili geologico-stratigrafici in scala adeguata.

### 5.5.3 Compatibilità Idraulica di sito

In questo paragrafo sono descritte le attività da svolgere nell'ambito della valutazione della compatibilità idraulica con riferimento alle indicazioni dettate dalla normativa tecnica di riferimento (**NTC18**) e dalla **CIR19**, in particolare alla "compatibilità idraulica" (§ C5.1.2.3) e alle azioni idrodinamiche (§ C5.1.3.8), nonché alle **LG20** e alle prescrizioni tecniche fornite nelle Norme di attuazione – Direttive di Piano Assetto Idrogeologico (PAI) 2006 "Direttiva contenente i Criteri per la Valutazione della Compatibilità Idraulica delle Infrastrutture Pubbliche e di Interesse Pubblico all'interno delle Fasce A e B".

L'attività di analisi del rischio ha inizio (Livello 1) con una verifica preliminare delle seguenti condizioni (criteri minimi del **NTC18** § 5.1.2.3):

- pile e/o spalle del ponte si trovano fuori dall'alveo inciso, in posizione sopraelevata, esternamente agli argini (ove presenti) o comunque in posizione tale da non essere interessati dalla piena di progetto;
- l'altezza del viadotto è tale da poter escludere a priori problemi di franco idraulico insufficiente.

Qualora fossero rispettate tali condizioni, l'analisi del rischio si può arrestare perché lo stesso può essere ritenuto trascurabile. In caso contrario è necessario passare alla fase successiva di analisi del rischio idraulico. Tale fase di analisi sarà caratterizzata dalle seguenti attività:

- sopralluogo e raccolta di informazioni riguardanti la geometria del corso d'acqua, la tipologia di materiali di cui sono costituite l'alveo e le sponde, la sua portata di progetto, il comportamento

<sup>10</sup> L'algoritmo di elaborazione di dati radar satellitari per l'individuazione e la stima dei moti di diffusori permanenti, denominato comunemente "Tecnica PS", è stato brevettato in Italia nel 1999. Il titolare del brevetto è il Politecnico di Milano e i suoi inventori sono il Prof. Fabio Rocca, il Prof. Claudio Prati e l'Ing. Alessandro Ferretti.

durante piene storiche, valutazioni risultanti da verifiche idrauliche precedenti, eventuali anomalie di comportamento durante eventi di piena passati;

- calcolo del livello d'acqua in caso di piena e valutazione del franco idraulico in corrispondenza dell'evento di piena con periodo di ritorno  $T_r$  pari a 200 anni (in accordo a **NTC18** § 5.1.2.3);
- giudizio sul rischio idraulico in ottemperanza delle **LG20**.

A seguito delle attività su descritte la valutazione dell'esistenza di un profilo di rischio viene attestata mediante la scheda "Idraulica" delle **LG20** e la definizione della classe di attenzione di riferimento (Livello 2) e comporta eventualmente la necessità di approfondimento dello studio e della valutazione (Livello 3), anche con approfondimenti successivi (Livello 4). Il Livello 3 prevede l'esecuzione di valutazioni preliminari atte a comprendere, unitamente all'analisi della tipologia ed entità dei dissesti rilevati nelle ispezioni eseguite al Livello 1 e 2, se sia comunque necessario procedere ad approfondimenti mediante l'esecuzione di verifiche accurate di Livello 4 descritte in Appendice §23.

## 5.6 Valutazioni preliminari semplificate

Le valutazioni preliminari basate su calcolazioni manuali o mediante modelli semplificati di semplice lettura e controllo, forniscono informazioni di fondamentale utilità sull'ordine di grandezza delle sollecitazioni agenti e sugli elementi e/o le parti d'opera che potrebbero risultare "critiche", e costituiscono l'approccio metodologico da seguire, in accordo alle indicazioni normative (**LG20** §6.2.1).

In quest'ottica, tali controlli preliminari devono essere estesi agli elementi principali dell'opera, in relazione alla tipologia e allo stato di conservazione. Generalmente, per impalcati a graticcio si valuta il momento flettente nella mezzera della trave di bordo; per pile snelle il momento alla base e lo spostamento di testa indotti dall'azione di frenatura, per pile tozze il taglio alla base; etc..

Sulla base di valutazioni preliminari, può stabilirsi se eventuali criticità che dovessero emergere siano riconducibili a macroscopici errori di dimensionamento in fase di progettazione, alla rivalutazione dei carichi dovuta al cambio normativo, piuttosto che a eventuali difetti che interessano l'opera, permettendo di indirizzare e caratterizzare le indagini conoscitive.

Si evidenzia, altresì, che una criticità emersa sulla base di una valutazione preliminare rientra tra le circostanze che determinano l'obbligo di eseguire una **VAL4**.

Inoltre, sulla base di analisi preliminari semplificate è possibile stabilire se vi siano parti d'opera che, per configurazione, stato di conservazione e azioni agenti, possono essere ritenute in possesso dei requisiti di sicurezza richiesti dalle norme, senza necessità di verifiche di dettaglio.

Infine, assumendo che il progetto del ponte sia stato redatto in conformità alle indicazioni normative vigenti all'epoca della sua realizzazione (salvo evidenti indicazioni contrarie che evidenzino macroscopici errori progettuali) e ottimizzato per far fronte ai corrispondenti carichi da traffico, e note le risorse garantite dalle norme utilizzate all'epoca della progettazione dell'opera, anche il rapporto tra i carichi di progetto e quelli attuali fornisce una utile indicazione di carattere preliminare sulle risorse dell'opera. Si tratta, in definitiva, di eseguire le Valutazioni Preliminari di Livello 3 (**VPL3**) di cui al §5 delle **LG20** che prevedono di determinare il rapporto tra la domanda indotta sui vari elementi che compongono l'opera (solette, traversi, travi e/o strutture principali, pile, spalle, apparecchi di vincolo e fondazioni) dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme vigenti.

## 5.7 Valutazioni sul sistema di fondazione

Le verifiche del sistema di fondazione di un'opera esistente è obbligatorio ai sensi delle **NTC18** "solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;

- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.” (NTC18 §8.3).

L'assenza di “condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale” si accerta con lo svolgimento della valutazione di rischio frana.

L'assenza di “importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni” può essere appurata su base osservazionale e dall'esame delle schede di ispezione dell'opera.

L'impossibilità del verificarsi di “fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di condizioni morfologiche sfavorevoli” richiede una valutazione che a seconda della tipologia delle opere di fondazione e delle condizioni di sito può essere qualitativa o quantitativa.

L'impossibilità del verificarsi di “fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni” può anch'essa essere accertata su base osservazionale.

L'impossibilità del verificarsi di “fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto delle azioni sismiche di progetto” richiede una valutazione che a seconda della tipologia delle opere di fondazione e delle condizioni di sito può essere qualitativa o quantitativa.

Nello specifico:

- per le **fondazioni di tipo profondo su pali di grande diametro**, il cui rischio di ribaltamento o scorrimento è generalmente assente, la valutazione può essere qualitativa, fatte salve condizioni particolari da valutare caso per caso.
- per le **fondazioni di tipo profondo su pozzi**, andrà in primo luogo accertata la natura del collegamento tra i fusti pila ed i pozzi: nel caso in cui le due parti strutturali sono rese solidali mediante armature passanti di collegamento, è possibile escludere l'insorgere di cinematismi tra di esse; nel caso in cui invece non vi è collegamento tra base elevazione e testa pozzo, e quindi la trasmissione delle forze orizzontali avviene per attrito, è necessario approfondire la valutazione, analizzando in primo luogo l'effettivo stato dei luoghi, verificando la presenza di eventuali ricoprimenti delle fondazioni, ed in secondo luogo la configurazione dell'opera, verificando se i vincoli fisici e geometrici tra le varie parti d'opera impediscano di fatto l'insorgere dei cinematismi da indagare;
- per le **fondazioni di tipo superficiale** valgono le considerazioni per fondazioni a pozzo di tipo attritivo di cui sopra; l'impossibilità di verificarsi di “fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto” è valutata *in primis* dallo studio geologico, facendo anche riferimento alle circostanze di esclusione riportate al § 7.11.3.4.2 delle **NTC18**.

Nel caso in cui non si possa escludere il *rischio liquefazione*, andranno condotte delle valutazioni preliminari sulla base delle evidenze e delle risultanze delle indagini disponibili come indicato nell'Appendice §22 del presente documento.

Qualora risulti necessario svolgere delle verifiche quantitative per escludere la possibilità di cinematismi indotti dall'azione sismica, le stesse devono essere condotte utilizzando, quantomeno in prima istanza, schemi semplificati, con assunzioni ragionevolmente conservative, per il calcolo delle azioni agenti e dei contributi resistivi, di facile lettura e controllo.

Resta in ogni caso al professionista responsabile della valutazione di sicurezza stabilire le verifiche necessarie ad escludere la sussistenza delle condizioni previste dalle **NTC18**, fornendo esplicita motivazione.

La valutazione sulla sussistenza delle sopraelencate condizioni di cui al §8.3 delle **NTC18** deve essere effettuata in prima istanza nell'ambito della Fase della Conoscenza dell'opera, in modo tale da poter pianificare ed effettuare i necessari sopralluoghi e/o indagini nei casi in cui le informazioni disponibili non dovessero essere ritenute sufficienti per la valutazione del caso.

Qualora l'impalcato sia stato ampliato a sbalzo dall'esistente, ovvero senza realizzare nuove strutture portanti verticali (nuove elevazioni), e/o sia stato interessato da modifiche che hanno comportato un incremento significativo del peso proprio (per esempio rinforzo della soletta con considerevoli aumenti di spessore), andrà effettuata una verifica dell'incremento dei carichi sulle fondazioni di primo impianto; qualora si ritenesse che tale l'incremento abbia ridotto il livello di sicurezza del sistema di fondazione al di sotto di limiti accettabili, si procede ad una verifica della capacità portante per carichi verticali, anche con modellazione semplificata ma ragionevolmente conservativa.

## 5.8 Piano delle indagini

I Piani di indagine devono essere redatti in accordo alle indicazioni contenute nella Specifica Tecnica **ST-PI** [R6], a cui si rimanda. Tale Specifica riguarda le indagini sull'opera volte al raggiungimento del prefissato Livello di Conoscenza e, qualora necessarie, le indagini sui terreni.

Per la quantificazione del degrado si farà riferimento alle indicazioni contenute nella Scheda di Ispezione Annuale redatta dalla Società incaricata della sorveglianza e, se disponibile, alla mappatura del degrado sugli elementi strutturali dell'opera eseguita dalla Società incaricata della sorveglianza sulla base del documento [R15]. Come anticipato al §5.3, eventuali ulteriori rilievi/indagini che il Professionista ritenesse necessario eseguire saranno segnalati nel Piano di Indagine.

Per quanto riguarda le indagini *speciali* sugli elementi in c.a.p. a cavi scorrevoli è in via di emissione un documento tecnico di indirizzo sulle Ispezioni Speciali [R8], redatto dal Consorzio Universitario di Ricerca FABRE su incarico del MIMS, che propone un approccio per gradi successivi di approfondimento mirato alla classificazione, e/o al monitoraggio, e/o alla valutazione dei ponti esistenti con sistemi di precompressione a cavi post-tesi.

Per la pratica redazione del Piano delle Indagini Speciali ai fini dello svolgimento della **VAL4**, si fa riferimento al citato documento ed alla apposita Specifica Tecnica **ST-IS** [R7] che fornisce una procedura operativa per la definizione della tipologia e della numerosità di indagini da prevedere sull'opera in funzione del Livello di Conoscenza obiettivo, in linea con i contenuti del documento di indirizzo, e specifiche sulle modalità di esecuzione delle indagini.

Per il pratico utilizzo degli esiti delle prove speciali nell'esecuzione delle verifiche di sicurezza, ed in particolare per la valutazione della capacità degli elementi in c.a.p. a cavi scorrevoli e/o delle Selle Gerber, si può fare riferimento alle indicazioni contenute nei citati documenti.

## 5.9 Analisi critica delle indagini

A valle dell'esecuzione delle indagini effettuate sull'opera è opportuno procedere ad una analisi critica degli esiti delle stesse.

L'analisi critica riguarda tutte le prove effettuate, sia quelle rivolte alla conoscenza dell'opera (geometria, dettagli strutturali e proprietà dei materiali) finalizzate al raggiungimento del prefissato Livello di Conoscenza, sia quelle rivolte alla valutazione del degrado.

In termini pratici, tale attività consiste nell'effettuare le seguenti verifiche:

- le risultanze ottenute dai rilievi condotti devono essere confrontate con i dati desumibili dalla documentazione di progetto al fine di accertarne la corrispondenza e/o rilevarne le difformità;
- le informazioni inerenti ai dettagli costruttivi dell'opera acquisite nell'ambito della campagna di indagine (prove pacometriche, prove radar e saggi visivi, etc.), dovranno essere confrontate con le indicazioni riportate nella documentazione progettuale, al fine di accertarne la conformità e/o le eventuali difformità. Nello specifico, il confronto interesserà tutti i particolari oggetto di indagine, quali il diametro e la disposizione delle barre di armatura, la presenza e la tipologia delle legature, lo spessore dei copriferro per le opere in c.a. o c.a.p., spessore e tipologia di saldatura, diametro dei bulloni, etc..

- gli esiti delle prove di laboratorio eseguite sui provini prelevati dall'opera nell'ambito della campagna di indagine devono essere attentamente analizzati e interpretati. Con riferimento specifico alle prove di resistenza dei materiali, quali quelle condotte sulle carote di calcestruzzo e sulle barre di armatura, dovranno essere valutate con attenzione anche eventuali dispersioni significative dei risultati, per le quali individuare la possibile causa (effettivi decadimenti delle caratteristiche del materiale o condizioni di prova o ad eventuali disturbi arrecati ai provini all'atto del prelievo). I risultati di prove accessorie di tipo indiretto sono particolarmente utili anche ai fini di una corretta interpretazione dei risultati complessivi delle prove dirette e indirette, intesi nella loro totalità. È utile sottolineare che l'obiettivo primario delle prove sui materiali deve essere quello di confermare le caratteristiche originarie o rilevare eventuali decadimenti significativi da tenere debitamente in conto nella valutazione della sicurezza. Per i valori *di progetto* delle resistenze dei vari materiali da utilizzare nelle verifiche di sicurezza si rimanda al § 6.4.1 della presente Specifica.

Per le opere in cui si ravvisa la presenza di ammaloramenti riconducibili all'**attacco da cloruri e/o da alcali aggregati**, in prima istanza si deve effettuare una verifica con la Direzione di Tronco per accertarsi se tali fenomeni sono già noti e manifesti su altre opere presenti nella medesima tratta, ed in caso affermativo prendere contezza delle eventuali altre attività già poste in essere per approfondirne la conoscenza ed il livello di evoluzione.

Gli esiti delle prove per investigare i fenomeni di degrado chimico, se effettuate, devono essere analizzati criticamente al fine di fornire una stima dell'evoluzione nel tempo dei fenomeni in termini di decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali e conseguenti indicazioni in merito alle azioni da prevedere.

Relativamente alle indagini *speciali* effettuate su elementi in c.a.p. a cavi scorrevoli, l'attendibilità dei risultati di prove quali georadar, tomografie ultrasoniche, video-endoscopie e prove di rilascio, è fortemente influenzata dalle modalità di esecuzione della prova, dalla perizia dell'operatore e dei tecnici che ne elaborano i risultati. Per tale ragione, risulta di fondamentale importanza un confronto preventivo con il laboratorio incaricato delle indagini per definire i dettagli pratici della campagna d'indagine ed una supervisione durante lo svolgimento delle stesse, eventualmente anche in presenza durante lo svolgimento delle prove più delicate.

L'analisi critica consiste nel verificare:

- la corretta esecuzione delle prove, dell'elaborazione e della restituzione delle stesse, in accordo con le indicazioni contenute nei Piani di Indagine;
- la rispondenza del tracciato dei cavi rilevato a mezzo di prove georadar con i disegni di contabilità, se disponibili (in assenza di documentazione di progetto, il tracciato dei cavi è ricostruito dalle prove georadar);
- la rispondenza della consistenza del cavo rilevata da saggi diretti, in testata se fisicamente possibile accedervi, con i disegni di progetto;
- le risultanze delle prove tomografiche in termini di confronto tra le zone di attenzione segnate dalla prova e gli esiti delle prove semidistruttive (video endoscopie) e/o distruttive (saggi diretti) effettuate in tali zone.

Per quanto riguarda le prove di rilascio tensionale del cls, esse risultano particolarmente utili ed efficaci per fornire una indicazione sul complessivo stato di efficienza del sistema di precompressione. Sono quindi primariamente intese come una tecnica di indagine per identificare elementi con potenziali difetti occulti nel sistema di precompressione, da indagare in dettaglio mediante prove semi-distruttive e/o distruttive per accertare l'entità e l'estensione dei difetti nei cavi.

Gli esiti delle **prove di rilascio** possono essere utilizzati anche per ottenere una stima delle perdite di precompressione, con la procedura descritta in Appendice §20. Le tensioni derivate dalle misure della deformazione devono essere confrontate con i valori attesi, questi ultimi stimati sulla base di una accurata analisi tensionale condotta tenendo conto delle fasi di costruzione, degli eventuali eventi accidentali e/o modiche intervenute nel tempo e dell'eventuale degrado. Qualora si riscontrino significative differenze tra i valori attesi ed i valori misurati, si procede, inizialmente, con una analisi critica volta a valutare in che misura

le differenze riscontrate possono essere riconducibili alle incertezze correlate alla prova stessa, quali la conformazione del campione di materiale soggetto a prova, il valore dei carichi agenti, il valore del modulo elastico del calcestruzzo, le approssimazioni del calcolo numerico, le tolleranze del sistema di misura, etc.. Qualora tale analisi non fornisca giustificazione alle differenze riscontrate, si dovrà procedere con un approfondimento di indagine sull'elemento in questione volta ad appurare lo stato di conservazione dei cavi, ed in particolare l'effettiva presenza di difetti che possono determinare una riduzione della presollecitazione.

In linea generale, la prova di rilascio è eseguita primariamente per indagare lo stato di precompressione degli elementi in c.a.p. al fine di individuare la presenza di difetti occulti non rilevabili mediante ispezione visiva. Sebbene i risultati della prova possano fornire indicazioni anche quantitative sulla precompressione residua, non è questa l'informazione *rilevante* che si intende ottenere mediante l'esecuzione di tale prova. Infatti, le incertezze in giuoco sono tali per cui la prova fornisce una stima indicativa della precompressione, utile alle finalità di cui sopra, piuttosto che uno specifico valore da utilizzare nei calcoli di verifica.

Per maggiori dettagli in merito alla pianificazione, alle metodologie di esecuzione ed all'analisi degli esiti delle Indagini Speciali si rimanda all'Appendice §20, alla ST-IS [R7] ed al Documento [R8].

## 5.10 Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

I livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e della campagna d'indagine condotta sono indicati in **Tabella 5-1**, che riprende la Tabella C8.5.IV della **CIR19** riferita agli edifici adattandola al caso dei ponti sulla base delle considerazioni riportate al §5 della **ST-PI** [R6] a cui si rimanda.

Analogamente al caso degli edifici, il livello di conoscenza dipende dalle informazioni sulla geometria dell'opera, dalla percentuale indagata di dettagli costruttivi e dal numero di prove effettuate per la caratterizzazione dei materiali.

I valori dei fattori di confidenza associati ai livelli di conoscenza sono inalterati rispetto a quanto previsto dalla **CIR19**.

Tabella 5-1: Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e dalla campagna di indagine

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione <i>in alternativa</i> rilievo completo ex-novo	Da progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca con indagini <i>limitate</i> in situ	Da valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca o valori desunti dagli elaborati progettuali con prove <i>limitate</i> in situ	1,35
LC2		Da elaborati progettuali completi con verifica a campione <i>in alternativa</i> Da elaborati progettuali incompleti con indagini <i>limitate</i> in situ; <i>in alternativa</i> in assenza di documentazione, con indagini <i>estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto, o di manufatti analoghi dello stesso lotto di costruzione, con prove <i>limitate</i> in situ; <i>in alternativa</i> in assenza di documentazione, prove <i>estese</i> in situ	1,20
LC3		Da elaborati progettuali completi con indagini <i>limitate</i> in situ <i>in alternativa</i> in assenza di documentazione, indagini <i>esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali con prove <i>limitate</i> in situ ( <i>estese</i> se i valori risultano inferiori a quelli attesi); <i>in alternativa</i> Dalle specifiche originali di progetto con prove <i>estese</i> in situ; <i>in alternativa</i> in assenza di documentazione, prove <i>esaustive</i> in situ	1,00

Analogamente al caso degli edifici, sono definiti tre livelli di approfondimento per le indagini e le prove: *limitato*, *esteso* ed *esaustivo*.

Il livello di approfondimento delle indagini e/o delle prove necessario per raggiungere lo stesso livello di conoscenza può essere differente per diverse parti d'opera (travi, solette, pile, spalle, etc.) in funzione della documentazione di progetto disponibile. La completezza della documentazione deve essere riferita ai singoli elementi e/o parti d'opera piuttosto che all'intera opera. A titolo esemplificativo, si potrebbe avere documentazione completa per le travi d'impalcato ed assente per le spalle: in tal caso, per raggiungere un livello di conoscenza accurato (LC3) per le travi è richiesto un rilievo visivo a campione ed un livello di approfondimento *limitato*, per le spalle un rilievo completo ex novo ed un livello di approfondimento *esaustivo*.

Per il raggiungimento del livello di approfondimento richiesto (limitato, esteso, esaustivo) possono essere utilizzati i risultati di indagini e/o prove da campagne eseguite in ottemperanza alle **NTC08** e/o **NTC18**, di cui si dispone di un'adeguata documentazione (si rimanda al §6.4.6 e alla ST-PI [R6] per maggiori dettagli).

## 6 VERIFICHE DI SICUREZZA

### 6.1 Modalità operative

Una volta completata la *Fase della Conoscenza* si procede con la *Fase della Verifica* dell'opera. A questo punto dello svolgimento della valutazione di sicurezza si deve disporre di tutte le informazioni necessarie all'esecuzione delle verifiche: devono essere chiaramente identificati il comportamento dell'opera, le eventuali criticità e l'origine delle stesse, il livello di degrado, gli elementi da indagare, le verifiche da condurre, le proprietà geometriche, i dettagli costruttivi e le caratteristiche dei materiali.

La Fase della Verifica è suddivisa nelle *fasi operative* indicate al §6.3 delle **LG20**:

- *“valutazione delle azioni: carichi permanenti, azioni da traffico, azione sismica e altre azioni;*
- *combinazioni di carico: combinazioni statiche e sismiche e relativi coefficienti parziali di sicurezza;*
- *valutazione dei parametri meccanici dei materiali e relativi coefficienti parziali di sicurezza;*
- *modellazione della costruzione, materiali ed azioni;*
- *analisi strutturale e valutazione delle azioni statiche e dinamiche;*
- *valutazione della resistenza e verifiche di sicurezza statiche e sismiche.”.*

Nel medesimo paragrafo sono fornite *“le ipotesi e le indicazioni pratiche per lo svolgimento delle valutazioni”*, riferite ai diversi livelli di analisi individuati: adeguato, operativo e transitabile.

Intendendo qui richiamati i contenuti del §6.3 delle **LG20**, nel seguito si forniscono indicazioni metodologiche ed operative relativamente ad aspetti non esplicitamente trattati nelle **LG20** e/o nelle **NTC18** e **CIR19**, per le finalità illustrate in Premessa ed al §4 del presente documento.

## 6.2 Azioni agenti

### 6.2.1 Azioni da considerare nella valutazione di sicurezza

Le **LG20** forniscono al §6.3.2 indicazioni in merito alle azioni più significative ai fini della verifica di sicurezza dei ponti esistenti, ovvero le azioni variabili da traffico e l'azione sismica. In particolare, le **LG20** definiscono le azioni da traffico da utilizzare per la condizione di transitabilità. Per le altre azioni le **LG20** rimandano alla normativa vigente (**NTC18** §5.1.3 e **CIR19**).

Premesso che tutte le azioni di cui al 5.1.3 devono essere considerate nelle verifiche accurate di sicurezza, le azioni che, tipicamente, determinano le sollecitazioni più gravose e quindi risultano più meritevoli di approfondimento nella valutazione di un ponte esistente sono le seguenti:

- le azioni permanenti;
- le azioni variabili da traffico;
- l'azione variabile del vento in combinazione con le azioni variabili da traffico;
- gli urti sulle barriere di sicurezza stradale di veicoli in svio;
- le azioni sismiche.

Gli effetti indotti da tali azioni, opportunamente combinate, devono essere sempre calcolati per tutti gli elementi strutturali; in relazione possono essere riportati in dettaglio i risultati riferiti agli elementi dimensionanti, giustificandone la scelta, avendo comunque cura di far comprendere la risposta complessiva dell'opera e l'andamento delle sollecitazioni negli elementi principali.

Per quanto riguarda le restanti azioni previste dalla normativa vigente, ed in particolare:

- le azioni variabili: variazioni termiche, spinte idrodinamiche, neve e le azioni sui parapetti;
- le distorsioni e deformazioni impresse;
- le resistenze passive dei vincoli;
- le azioni eccezionali;
- ritiro e viscosità,

esse dovranno essere analizzate per stimarne la rilevanza, evidenziando, in relazione, come i loro effetti non siano significativi ai fini della valutazione di sicurezza.

### 6.2.2 Azioni da traffico – carichi verticali

Rispetto alle azioni variabili da traffico previste dalle **NTC18** per la progettazione dei nuovi ponti, che definiscono la condizione di *adeguatezza* dell'opera, le **LG20** introducono per i ponti esistenti due nuovi "livelli di analisi": *operatività* e *transitabilità*.

Il livello di *operatività* fa riferimento ad un tempo di riferimento pari a 30 anni per la valutazione dei fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali.

Il livello di *transitabilità* fa riferimento ad un tempo di riferimento pari a 5 anni per la valutazione dei fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali, "entro il quale si progettino e realizzino lavori di adeguamento o operatività, adottando i provvedimenti: (a) "limitazione dei carichi consentiti" o (b) "restrizione d'uso del ponte"." (§6.1.5 **LG20**).

Il livello di transitabilità è a sua volta distinto in due fattispecie: *transitabilità NTC18* (tipo 1), che prevede l'uso di schemi di carico da **NTC18** con restrizioni d'uso (limitazioni geometriche) e fattori parziali ridotti; *transitabilità CdS* (tipo 2), che prevede schemi di carico da CDS con limitazione dei carichi e fattori parziali ridotti.

Per la transitabilità CDS sono introdotti quattro schemi di carico:

- *Transitabilità ai mezzi pesanti da 44 t*: autoarticolato a 5 assi da 44 t (440 kN), preceduto e seguito da un carico linearmente distribuito pari a 9kN/m<sup>2</sup>;
- *Transitabilità ai mezzi intermedi da 26 t*: mezzi a 3 assi con massa limite da 26 t (260 kN), preceduto e seguito da un carico linearmente distribuito pari a 7,5kN/m<sup>2</sup>;

- *Transitabilità ai mezzi leggeri*: mezzo a 2 assi da 7,5 t (75kN), preceduto e seguito da un carico linearmente distribuito pari a 4,2kN/m<sup>2</sup>;
- *Transitabilità agli autoveicoli da 3,5 t*: carico da 2,5 kN/m<sup>2</sup> lungo l'intera carreggiata (o comunque nelle posizioni più sfavorevoli)

Relativamente alla disposizione dei mezzi le **LG20** specificano che *“Gli schemi si estendono a tutte le corsie aperte, assumendo una larghezza della corsia pari a 3.0 m, coerentemente con le Norme Tecniche attualmente vigenti. Inoltre, nel caso che non vi siano delimitazioni fisiche insuperabili, essi si estendono alle corsie di emergenza ed alle eventuali corsie di accesso. Occorre disporre i carichi lungo entrambe le carreggiate dei due sensi di marcia e comunque nelle posizioni più sfavorevoli”*

Tali schemi intendono riprodurre una situazione di traffico congestionato, per cui ad essi non va applicato il coefficiente di amplificazione dinamico, che deve essere invece applicato qualora si utilizzi un singolo mezzo se ciò può determinare una condizione più gravosa per l'opera. Per valutare il coefficiente dinamico le **LG20** indicano di utilizzare l'espressione del D.M. 4/5/90 (§6.3.2.2 **LG20**).

Vi sono due aspetti sui quali le **LG20** non forniscono specifiche indicazioni: la combinazione delle due condizioni di transitabilità e la contemporaneità degli *Schemi di carico CdS*. A riguardo si adottano le indicazioni ricevute nel corso delle visite ispettive sulle opere effettuate dalla UIT del MIMS, orientate alla massima cautela, ovvero:

- non è possibile prevedere contemporaneamente limitazioni d'uso geometriche (transitabilità NTC tipo 1) e limitazioni di massa transitabilità CDS tipo 2);
- non è possibile considerare la contemporaneità dei diversi schemi di carico da CDS, si applicano colonne omogenee di mezzi su tutte le corsie effettive dell'opera (tutti pesanti da 44t, tutti intermedi da 26 t, ect.).

*In merito alle due questioni di cui sopra, la cui rilevanza ai fini pratici non è affatto trascurabile, si osserva quanto segue:*

- *Combinazione di limitazioni d'uso geometriche ed in massa. Le **LG20** associano la condizione di transitabilità **NTC18** all'imposizione di limitazioni geometriche d'uso e quella di Transitabilità CDS all'imposizione di limitazione di carico. Non vi è espresso divieto di combinare le due limitazioni d'uso, ovvero geometriche e di carico, ma tale possibilità non è esplicitamente menzionata nel testo delle **LG20**. In pratica ciò si tradurrebbe nella chiusura di una corsia e nell'applicazione alle restanti corsie aperte gli schemi di carico da Transitabilità CDS. Tale possibilità appare ingegneristicamente sensata e praticamente realizzabile.*
- *Contemporaneità degli schemi di carico CDS. Le **LG20** non forniscono indicazioni in merito alla contemporaneità degli schemi di carico CDS. Il carico da traffico da **NTC18** prevede, come noto, l'applicazione contemporanea dei tre schemi di carico; la simultaneità di uno stesso schema su più corsie non è prevista (evento con probabilità di verificarsi tale da poter essere trascurato). Una applicazione dei carichi da CDS coerente con le NTC consisterebbe nella combinazione degli schemi di carico da CDS, variandone la disposizione trasversale per massimizzare gli effetti sugli elementi strutturali, senza prevedere la simultanea presenza dello stesso schema di carico CDS su più di una corsia dell'opera. In altri termini, una sola colonna di mezzi pesanti da 44t può essere applicata sull'opera, da combinare (se produce effetti sfavorevoli) con una seconda colonna di mezzi intermedi da 26t, quindi una terza colonna di mezzi leggeri da 7,5t, etc.. In alternativa, si potrebbe prevedere una gradazione dell'intensità dello Schema di Carico da 44t (l'applicazione contemporanea delle colonne di mezzi pesanti da 44t su tutte le corsie aperte dell'opera equivale all'applicazione simultanea di più schemi di carico 1, esclusa delle **NTC18**).*

*Tali questioni interpretative delle **LG20** sono state portate all'attenzione del CONSUP. La combinazione delle due tipologie di limitazioni d'uso e la combinazione/gradazione degli schemi di carico da CdS potranno essere considerate se autorizzate mediante un aggiornamento e/o chiarimento delle **LG20**.*

*Per gli schemi da CDS “I fattori parziali differiscono in modo sostanziale a seconda del controllo che si effettua sui carichi che effettivamente transitano sul ponte. In tal senso, di elevata utilità è la pesatura dinamica dei*

carichi, integrata con regole di arresto immediato dei mezzi in tempo reale in caso di veicoli con eccesso di carico" (§6.3.2.2 **LG20**).

Sono prescritti tre livelli, funzione delle modalità di controllo del superamento del peso dei mezzi e delle procedure per il blocco dei mezzi eccedenti il carico consentito. A ciascun Livello è associato un fattore di sicurezza, che si riduce in ragione del progressivo aumento dei controlli e dell'efficacia dei sistemi di blocco: Livello 1,  $\gamma_{CDS,1} = 1,6$ ; Livello 2,  $\gamma_{CDS,2} = 1,35$ ; Livello 3,  $\gamma_{CDS,3} = 1,1$ . (§6.3.3.4 **LG20**)

*In merito a quanto sopra, dalla analisi effettuate su un certo numero di opere campione, si è osservato che l'applicazione simultanea degli schemi di carico CdS da 44t su tutte le corsie aperte amplificati del fattore parziale di sicurezza associato al Livello 1, pari ad 1,6, di fatto induce sollecitazioni sugli elementi principali d'impalcato sostanzialmente equivalenti alla condizione di ponte Operativo.*

*In particolare, le analisi condotte dimostrano che per ponti a travata con impalcato in semplice appoggio, per campate di luce superiore a 15 mt, ipotizzando tre stese di carico, vi è sostanziale equivalenza in termini di momento flettente massimo tra condizione di operatività e condizione di transitabilità CdS per mezzi pesanti con controlli di Livello 1.*

*Tale circostanza è in sostanziale contrasto l'impostazione concettuale delle **LG20** che definisce i tre livelli di analisi, adeguato, operativo e transitabile, con orizzonti temporali progressivamente ridotti, per cui la condizione di transitabilità non può essere più gravosa per l'opera rispetto a quella di operatività o di adeguatezza. Anche su tale questione è stato richiesto un chiarimento al CONSUP. In attesa di ricevere il parere richiesto, si dovrà operare seguendo le indicazioni delle **LG20**.*

Nella condizione Transitabilità NTC (tipo 1) va considerato il sovraccarico dei dispositivi utilizzati per parzializzare la carreggiata, i cui effetti nel caso si impieghino new jersey possono risultare non influenti per gli esiti delle verifiche di sicurezza.

### 6.2.3 Azioni da traffico – frenatura

L'azione di frenatura da utilizzare ai fini della valutazione di sicurezza è quella prevista dalle **NTC18** per il livello di verifica adeguato (**NTC18** §5.1.3.5), e dalle **LG20** per i livelli di verifica transitabile con carichi da CdS (**LG20** §6.3.2.2.)

Ciò premesso si deve osservare che l'ampia maggioranza dei ponti autostradali italiani è stata progettata per l'azione di frenatura prevista dalla Circolare del '62, come noto significativamente inferiore rispetto a quella prescritta a partire dalle NTC08, che hanno ripreso le indicazioni contenute negli Eurocodici.

Se si considera inoltre che:

- in letteratura non risultano pubblicati, a conoscenza degli scriventi, gli studi che hanno condotto alla derivazione dell'espressione della forza di frenatura proposta dagli Eurocodici (diversamente rispetto alle stese di carico la cui derivazione teorica è illustrata in noti lavori);
- le pile delle opere esistenti, soggetti ai carichi da traffico da oltre 50 anni, non mostrano patologici quadri fessurativi riconducibili all'azione di frenatura;

si comprende come la questione si meritevole di approfondimento. Ricerche sul tema sono state avviate presso varie università. La questione è stata posta all'attenzione degli organi competenti per la scrittura delle norme.

In attesa di indicazioni in merito, l'azione di frenatura è calcolata come da indicazioni della normativa vigente.

Per quanto riguarda la combinazione delle azioni di frenatura con i carichi verticali da traffico, fatti salvi casi particolari, le condizioni di carico dimensionanti sono le seguenti:

- impalcato a pieno carico, che massimizza lo sforzo normale sulle pile;
- impalcato caricato con una sola corsia disposta eccentricamente, che minimizza lo sforzo normale e massimizza il momento flettente sulle pile.

Ciascuna condizione di carico di cui sopra si considera agente:

- su una singola campata, al fine di minimizzare lo sforzo normale e massimizzare il momento flettente;

- su più campate adiacenti, al fine di massimizzare lo sforzo normale e minimizzare il momento flettente.

In ogni caso, si considera sempre la presenza sull'opera di un solo carico tandem, che può essere posizionato nella mezzeria per impalcati di luce modesta o standard, in più posizioni per impalcati di grande luce (indicativamente  $L > 30\text{m}$ ).

Il calcolo degli effetti della frenatura deve essere effettuato anche applicando fattori parziali di sicurezza unitari ai carichi permanenti ( $\gamma_{g1}=1$ ;  $\gamma_{g3}=1$ ), in accordo alla tabella 5.1.V delle **NTC18**.

## 6.2.4 Azione Eccezionale d'Urto

### 6.2.4.1 Considerazioni generali

In riferimento all'azione d'urto del veicolo in svio, ai sensi del § 5.1.3.10 delle **NTC18**, "[...] deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa".

Tale carico è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60m ed altezza 0,35m. Il carico è da considerarsi autonomamente, con il proprio asse longitudinale nella posizione più gravosa, purché nella direzione dell'asse del ponte. Qualora più penalizzante, deve esser messo in conto il peso di una singola ruota di 200 kN.

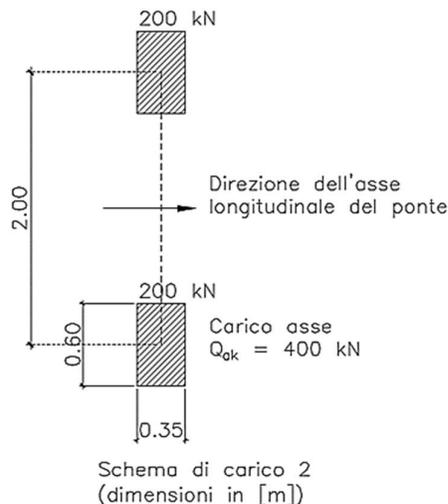


Figura 6-1 - Schema di carico 2

L'effetto del singolo pneumatico agisce su un'area di soletta maggiore rispetto a quella di contatto sulla pavimentazione per effetto della diffusione del carico. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, sino al piano medio della struttura della soletta sottostante (§5.1.3.3.6. **NTC18**). La diffusione deve essere considerata anche per le reazioni concentrate prodotte dall'urto presenti a base montante dei guard-rails o trasmesse dai connettori dei New Jersey.

Oltre alla diffusione verticale delle suddette azioni, nel caso di analisi semplificata dello sbalzo con schema piano, occorre tener conto della diffusione orizzontale sino alla sezione di verifica analizzata. L'angolo di diffusione orizzontale dipende, generalmente, dalla conformazione dello sbalzo e può essere posto cautelativamente pari a 45°. Tuttavia, è possibile ottenere una stima più accurata della diffusione dei carichi realizzando un modello agli elementi finiti di tipo "shell" e ricavando le sollecitazioni con la definizione di una section cut di larghezza non maggiore di 1m in corrispondenza della sezione di verifica.

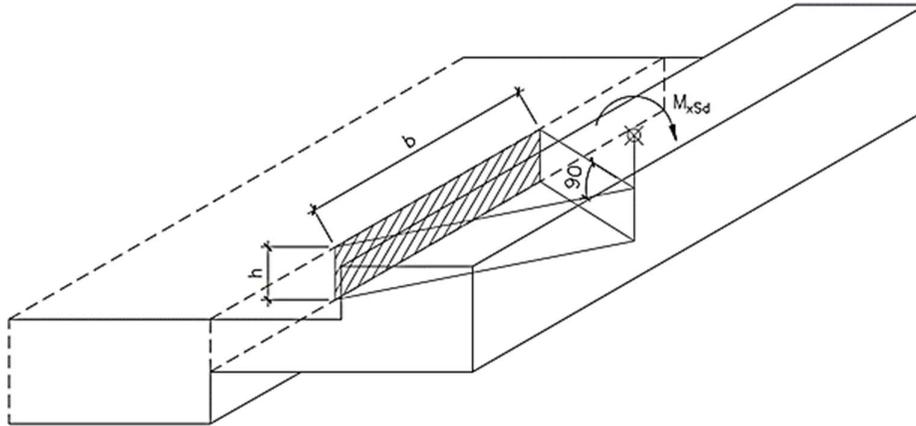


Figura 6-2 - Schema di diffusione orizzontale dei carichi in soletta

#### 6.2.4.2 Urto su barriere metalliche bordo ponte

Per la valutazione delle azioni da considerare in presenza di una barriera metallica bordo-ponte, si rimanda alle specifiche contenute all'interno delle LG-04/2021 Linee Guida per la redazione dei progetti di sostituzione delle barriere di sicurezza su opere d'arte. Per praticità, nel presente paragrafo si richiama brevemente l'iter per la valutazione dell'azione d'urto.

Il sistema di forze orizzontali agenti può determinarsi a partire dal momento di plasticizzazione del montante (§5.1.3.10 **NTC18**):

*[...] il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$  e  $h_2$ , dove  $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$  e  $h_2 = 1,00\text{ m}$ . Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50. Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.*

La massima azione tagliante alla base del montante (estradosso cordolo) causata dall'urto di un veicolo in svio può essere determinata con la seguente relazione:

$$F_{urto} = \frac{M_{pl}}{h^*}$$

dove:

- $M_{pl}$  è il momento plastico del montante calcolato con la resistenza caratteristica;
- $h^* = h - h_R - h_C$
- $h = h_B + h_C$  è pari all'altezza della forza di urto sulla superficie di rotolamento così come definita dalle **NTC18**, da porsi pari a 1.00 m;
- $h_B$  è l'altezza della forza  $F_{urto}$  rispetto all'estradosso del cordolo;
- $h_C$  è l'altezza del cordolo sulla superficie di rotolamento, pari al massimo a 50 mm, così come indicato nel manuale di installazione;
- $h_R$  è l'altezza dell'irrigidimento del nodo e della piastra di base.

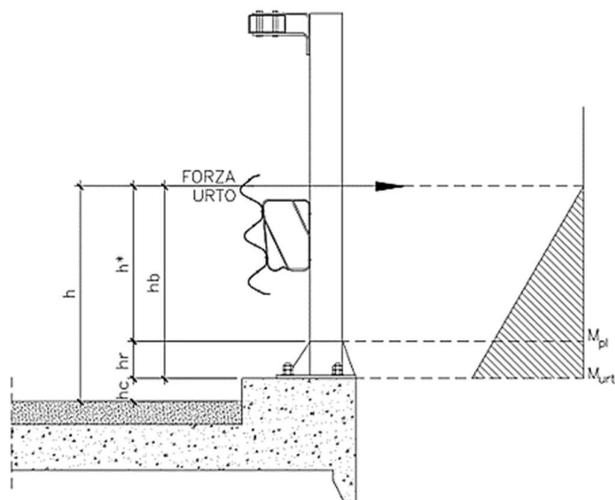


Figura 6-3 – Modellazione dell'azione di urto

Nota la forza orizzontale che plasticizza il montante, è possibile determinare il momento trasferito all'estradosso del cordolo:

$$M_{urto} = F_{urto} \cdot h_B = M_{pl} \cdot \left(1 + \frac{h_R}{h^*}\right)$$

Il valore di progetto della domanda relativa alla piena plasticizzazione del singolo montante, si può determinare amplificando il valore caratteristico (calcolato utilizzando la resistenza caratteristica a snervamento) di un fattore parziale pari a 1,50, sì da tenere conto delle diverse incertezze in gioco, compresi gli eventuali effetti dovuti alla deformabilità della lamiera irrigidita d'ancoraggio.

Ai fini della verifica del supporto, nel caso di barriere ordinarie occorre considerare la contemporanea piena plasticizzazione, a seguito dell'urto, di 3 montanti consecutivi, salvo diversa valutazione, adeguatamente motivata.

In assenza di informazioni sulle barriere metalliche, si può fare riferimento al valore di normativa della forza d'urto di progetto (v. § 3.6.3.3.2 **NTC18**).

#### 6.2.4.3 Urto su new-jersey

Al valore di normativa della forza d'urto di progetto è possibile fare riferimento anche nel caso di barriere bordo ponte continue di calcestruzzo tipo new jersey e, come detto, in tutti i casi in cui non siano definite le caratteristiche geometriche e meccaniche dei montanti.

Tale valore è definito al § 3.6.3.3.2 delle **NTC18**:

*"[...] in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo."*

In alternativa, il valore della forza d'urto può essere calcolato a partire dalla deformazione della barriera risultante dalle prove di crash test, come mostrato in Appendice §19.

#### 6.2.4.4 Urto su barriere integrate

Per la valutazione delle azioni da considerare in presenza di una barriera bordo-ponte integrata, si rimanda alle specifiche contenute all'interno delle **LG20 MIT Linee Guida per la redazione e la verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate**.

#### 6.2.5 Azione del vento

La valutazione delle azioni aerodinamiche trasmesse all'impalcato e alle strutture di supporto (quali pile e/o spalle) è condotta utilizzando le indicazioni fornite dalle **NTC18**, integrate dagli Eurocodici (EN 1991-1-4) e dalla CNR-DT 207 R1/2018, riferimento normativo specifico per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni, che consentono di determinare in modo più accurato il coefficiente relativo al periodo di ritorno e quello di topografia.

In particolare, la stima della pressione cinetica di picco del vento  $q_p$  può essere effettuata sulla base delle indicazioni fornite al § 3.3.6 delle **NTC18** o, in alternativa, al § 3.2.7 e all'Appendice D delle CNR-DT 207 R1/2018, in cui sono riportate formulazioni più accurate per il calcolo del coefficiente di topografia.

L'azione del vento sugli impalcati da ponte può essere ricondotta a un sistema di azioni aerodinamiche, per unità di lunghezza, applicate lungo l'asse di riferimento della costruzione, calcolate sulla base delle indicazioni fornite al § 3.3.4 e al § G.11 delle CNR; in particolare, quest'ultimo paragrafo fornisce indicazioni per valutazione delle azioni aerodinamiche per unità di lunghezza,  $f_x$ ,  $f_y$  e  $m_z$  agenti sugli impalcati, distinguendo il caso di:

- impalcato isolato (§ G.11.1);
- coppia di impalcati affiancati di forma simile (§ G.11.2).

Nel caso di impalcati affiancati di forma simile possono insorgere effetti di interferenza che incidono sulla valutazione delle azioni del vento; particolare attenzione deve essere posta nella corretta interpretazione ed assegnazione dei parametri geometrici che intervengono nelle espressioni fornite dalle CNR per il calcolo del coefficiente di forza.

Ai fini della determinazione delle azioni aerodinamiche, per unità di lunghezza, da applicare lungo l'asse delle strutture mono-dimensionali quali i fusti pila, i coefficienti di forza e momento sono definiti al §G.10 (CNR-DT 207 R1/2018), all'interno del quale è distinto il caso di: strutture ed elementi a sezione rettangolare (§G.10.3), strutture ed elementi a sezione poligonale regolare (§G.10.4), strutture ed elementi a sezione circolare (§G.10.6).

Il coefficiente parziale di sicurezza per vento sfavorevole è pari a 1,5 per i livelli di analisi di Ponte Adeguato e Ponte Operativo ed a 1,26 per Ponte Transitabile (§5.1.3.14 **NTC18** e §6.3.3.3 **LG20**).

#### 6.2.6 Azioni termiche

L'entità delle distribuzioni di temperatura da applicare a ponti e viadotti dipende principalmente dai seguenti fattori:

- condizioni climatiche del sito;
- tipologia strutturale;
- spessori degli elementi strutturali;
- condizioni di irraggiamento.

Le azioni termiche sono classificate come azioni variabili e indirette, da considerare ai fini delle:

- verifiche strutturali (per tipologie strutturali sensibili a tali azioni, come specificato al §6.3.2.5 delle **LG20**);
- verifiche degli apparecchi di appoggio e giunti.

Le azioni termiche devono essere considerate, ai fini delle verifiche di resistenza, per le tipologie strutturali suscettibili a tali azioni, come ad esempio:

- ponti a cassone continui;
- ponti a telaio;

- ponti ad arco in c.a. continui con rinfianco;
- ponti ad arco in c.a. con schema alla Maillart.

Nel caso di ponti isostatici le azioni termiche devono essere considerate ai fini della valutazione degli spostamenti degli appoggi mobili e dei giunti, al fine di esprimere un giudizio sulla funzionalità in esercizio dell'opera qualora sia stata accertata la presenza di ammaloramenti e/o perdita di funzionalità di tali dispositivi.

La valutazione sulla rilevanza degli effetti dell'azione termica è comunque eseguita dal Professionista incaricato della valutazione di sicurezza.

### 6.2.6.1 Riferimenti normativi

In accordo con UNI EN 1991-1-5 e con il §3.5 delle **NTC18**, la distribuzione della temperatura all'interno di un singolo elemento strutturale può essere suddivisa nei seguenti quattro componenti costitutivi essenziali:

- distribuzione uniforme  $\Delta T_u$ ;
- distribuzione lineare con gradiente  $\Delta T_{My}$  attorno all'asse verticale z-z;
- distribuzione lineare con gradiente  $\Delta T_{Mz}$  attorno all'asse orizzontale y-y;
- distribuzione non lineare con gradiente  $\Delta T_E$  autoequilibrate.

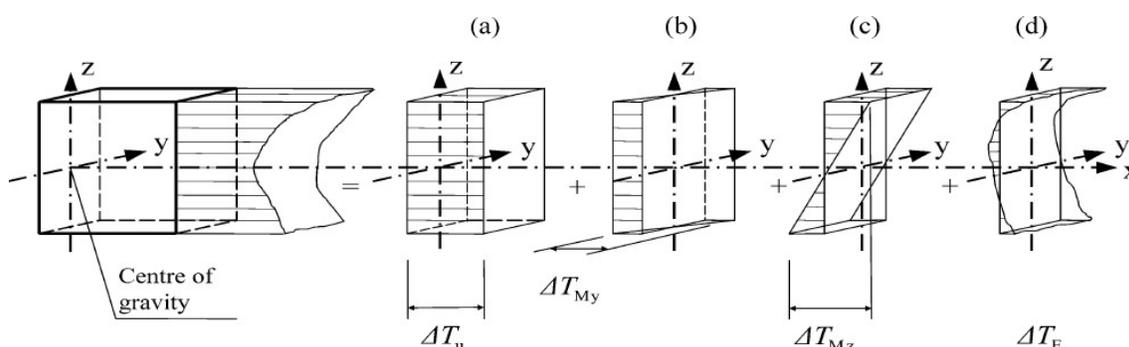


Figura 6-4:Azioni termiche

La componente uniforme è definita come  $\Delta T_u = T - T_0$  dove  $T$  è la temperatura media attuale dell'elemento strutturale;  $T_0$  è la temperatura di un elemento strutturale ad uno stadio significativo della formazione del suo schema statico (completamento).

In assenza di accurate valutazioni,  $T_0$  può essere assunta pari a 15° in accordo al §3.5.4 delle **NTC18**.

Per il caso specifico dei ponti l'entità dell'azione termica, oltre che dalle condizioni climatiche del sito, è funzione della tipologia strutturale; in particolare al §6.1 dell'UNI EN 1991-1-5, vengono individuati tre "Tipi" in funzione del tipo di impalcato e della tipologia strutturale (Tabella 6-1):

Tabella 6-1:Tipologie di opere ai fini della definizione dell'azione termica

Tipo	Impalcato	Tipologia strutturale
1	Impalcato di acciaio	Graticcio di travi scatolari
		Graticcio di travi reticolari o a parete piena
2	Impalcato a struttura composta	Sezioni miste acciaio-calcestruzzo
3	Impalcato di calcestruzzo	Solettoni in calcestruzzo
		Graticcio di travi di calcestruzzo
		Graticci di travi scatolari o cassoni di calcestruzzo

La variazione termica uniforme  $\Delta T_u$  dipende dalla minima  $T_{e,min}$  e dalla massima temperatura  $T_{e,max}$  che il ponte raggiunge; tali valori vengono determinati in funzione del tipo di impalcato e in funzione della temperatura minima  $T_{min}$  e massima  $T_{max}$  del sito. I valori di  $T_{min}$  e  $T_{max}$  possono essere determinati in accordo al §3.4.2 delle **NTC18**. Noti  $T_{min}$  e  $T_{max}$ , i valori massimi e minimi della variazione termica uniforme di contrazione  $\Delta T_{N,con}$  e di espansione  $\Delta T_{N,exp}$  possono essere determinati facendo riferimento al §6.1 di UNI EN 1991-1-5.

Le componenti variabili con legge lineare  $\Delta T_M$  possono essere determinante seguendo uno dei seguenti due approcci.

#### Approccio 1

In accordo al §6.1.4.1 dell'UNI EN 1991-1-5, l'effetto di una variazione di temperatura in direzione verticale è considerato attraverso l'utilizzo di una componente di differenza di temperatura lineare equivalente  $\Delta T_{M,he}$  (estradosso più caldo dell'intradosso) e  $\Delta T_{M,cool}$  (intradosso più caldo dell'estradosso). I valori  $\Delta T_{M,heat}$  e  $\Delta T_{M,cool}$ , devono essere applicati tra la superficie superiore ed inferiore dell'impalcato; si ricavano a partire dalla distribuzioni lineari di base  $\Delta T_{M,heat}^{base}$  e  $\Delta T_{M,cool}^{base}$  (Tabella 6.1 UNI EN 1991-1-5) considerando anche il coefficiente  $k_{sur}$  che tiene conto dello spessore del rivestimento/pavimentazione in superficie (Tabella 6.2 UNI EN 1991-1-5).

#### Approccio 2

Con l'approccio 2, l'effetto di una variazione di temperatura in verticale è considerato includendo una componente di differenza di temperatura non lineare, come illustrato al §6.1.4.2 dell'UNI EN 1991-1-5; in particolare nelle figure 6.2a, 6.2b, e 6.2c (§6.1.4.2) sono riportate le distribuzioni di temperatura in funzione del tipo di impalcato, materiale e spessore della superficie.

#### Combinazione delle distribuzioni di temperatura

Nel caso in cui sia necessario tener conto della simultaneità delle componenti della temperatura è possibile far riferimento al §6.1.5 delle UNI EN 1991-1-5.

### **6.2.7 Azioni idrodinamiche**

La valutazione delle azioni idrauliche trasmesse all'impalcato e alle strutture di supporto (quali pile e/o spalle) è condotta seguendo le indicazioni fornite dalla **NTC18** e dalla **CIR19**, integrata dalle raccomandazioni delle più rilevanti normative internazionali in tema idraulico.

Le azioni da tenere in considerazione sono:

- azioni idrostatiche;
- azioni idrodinamiche sulle pile/fondazioni e sull'impalcato;
- azioni indotte dall'impatto di oggetti trasportati dalla corrente (corpi galleggianti, imbarcazioni);
- azioni dovute a fenomeni di erosione generalizzata e/o localizzata al piede delle pile.

Valutazioni specialistiche sono richieste laddove valutazioni iniziali abbiano indicato che il ponte possa essere esposto all'azione dei seguenti fenomeni:

- azioni indotte dal moto ondosso sulle pile/fondazioni e sull'impalcato;
- azioni indotte dalla presenza di ghiaccio;
- azioni indotte dal contributo della massa aggiunta dell'acqua sul ponte.

#### 6.2.7.1 Livelli di approfondimento crescente

Il processo di valutazione delle azioni sarà articolato su livelli di accuratezza crescenti che terranno conto dei dati disponibili e della complessità del caso esaminato. Schematicamente l'approccio prevedrà l'utilizzo di:

- metodi analitici, basati su formulazioni matematiche tratte da normativa vigente e standard internazionali: l'obiettivo è valutare i principali parametri di riferimento per la verifica delle

condizioni di sicurezza, quali franco minimo, regime idraulico ed erosione al piede delle pile del ponte;

- metodi numerici di primo livello, basati sulla modellazione numerica dei fenomeni idraulici a livello mono e bidimensionale: l'obiettivo è confermare i risultati dei metodi analitici e modellare il sistema *ponte-corso d'acqua* verificandone gli effetti per diversi regimi idraulici;
- metodi numerici di secondo livello, basati sulla modellazione numerica dell'interazione fluidodinamica tra corso d'acqua e struttura del ponte: l'obiettivo è utilizzare modelli CFD (Computational Fluid Dynamics) per verificare gli effetti localizzati dell'azione della corrente sulle strutture e determinare effetti;
- modellazione fisica.

#### 6.2.7.2 Combinazione di azioni

Secondo le **NTC18** "lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associate al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno (si assuma  $Tr = 1,001$ ) devono essere combinate con le altre azioni variabili adottando valori del coefficiente  $\Psi_0$  unitario.

*Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all'evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione  $\Psi_1$ ."*

#### 6.2.7.3 Forze idrostatiche

Ogni punto della struttura in contatto con l'acqua è soggetto alla pressione idrostatica, isotropa e omogenea, che agisce sempre perpendicolarmente su ogni superficie su cui è applicata.

Per le analisi strutturali la spinta idrostatica è agente:

- Verticalmente su elementi orizzontali (definita anche come forza di galleggiamento);
- Orizzontalmente su ogni elemento verticale come pile o spalle.

#### 6.2.7.4 Forze idrodinamiche

Le forze idrodinamiche risultano dal trasferimento della quantità di moto dal fluido alla struttura, e sono generalmente espresse in funzione dalle caratteristiche cinematiche del fluido (livello, velocità e accelerazione) e dalla geometria della struttura attraverso l'uso di coefficienti di trascinamento (*drag*) e inerzia. Come per le forze idrostatiche, queste agiscono su tutti gli elementi esposti all'azione del fluido e quindi sia sugli elementi verticali (sui quali applicano forze prevalentemente orizzontali) che quelli orizzontali (sui quali applicano forze prevalentemente verticali). Un caso particolare di forze idrodinamiche è quello delle forze indotte dal moto ondoso, per la valutazione delle quali si rimanda alla letteratura specifica.

#### 6.2.7.5 Azioni indotte dall'impatto di oggetti trasportati dalla corrente

La presenza di corpi flottanti può causare urti e abrasioni sulle pile in alveo o sull'impalcato (qualora il livello sia compatibile con la geometria). Le azioni risultanti dall'urto di oggetti di diversa natura trasportati dall'acqua hanno carattere generalmente impulsivo e dipendono dalle caratteristiche geometriche e strutturali dell'oggetto (a includere anche natanti disormeggiati o alla deriva) e dalla velocità di flusso della corrente.

#### 6.2.7.6 Fenomeni erosivi

Di particolare rilievo per le valutazioni di rischio per ponti è la valutazione dei fenomeni erosivi in atto e potenziali. Questi includono:

- Variazione della configurazione della configurazione del corso d'acqua;
- Erosione per restringimento (dovuta alla presenza del ponte);

- Erosione localizzata (in corrispondenza di pile e spalle).

I metodi di valutazione andranno identificati in funzione della complessità e della rilevanza del problema oggetto di studio.

#### Evoluzione dei fenomeni erosivi

In generale, le caratteristiche geometriche dello scavo e la loro evoluzione nel tempo sono funzione delle:

- Condizioni idrodinamiche in corrispondenza della struttura
- Geometria degli elementi
- Caratteristiche dei materiali del fondo, tra i materiali di fondo si distinguono:
  - o materiali coesivi;
  - o materiali non coesivi;
  - o materiali rocciosi;
  - o materiali misti.

Le caratteristiche dei materiali non influenzano solo l'entità ma anche la rapidità di evoluzione dei fenomeni di scavo.

#### 6.2.7.7 Azioni indotte da fenomeni erosivi

Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare sarà da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare.

La profondità di scavo massima è determinabile tramite l'applicazione di formule empiriche, disponibili nella letteratura scientifica, derivanti dai risultati di indagini sperimentali. La scelta della formula da utilizzare è demandata alle valutazioni da effettuare nell'ambito dello studio di compatibilità, in funzione della migliore rispondenza alle condizioni del caso specifico e degli elementi conoscitivi acquisiti.

#### 6.2.7.8 Azioni indotte dalla presenza di ghiaccio

Qualora sia prevedibile che la struttura venga a contatto con ghiaccio, sarà necessario includere nell'analisi le azioni risultanti da forze indotte da:

- Azione dinamica dovuta al movimento delle lastre di ghiaccio spostate dalle correnti, dal vento e dal flusso (per i quali si fa riferimento a trattazioni simili a quelle menzionate nella sezione precedente);

ovvero da:

- Pressione statica dovuta alle deformazioni termiche interne alle lastre di ghiaccio;
- Sottospinte statiche o carichi verticali dovuti all'aderenza del ghiaccio al livello delle fluttuazioni idriche.

#### 6.2.7.9 Azioni indotte dal contributo della massa aggiunta dell'acqua sul ponte

Tra gli effetti indiretti della presenza di acqua sui ponti va menzionato il contributo della massa idrodinamica aggiunta risultante dall'interazione degli elementi strutturali immersi con la massa d'acqua ad essa adiacente. Le sollecitazioni indotte dall'acqua durante un evento sismico, quando sia di qualche rilievo la superficie immersa delle pile (e, per i ponti esistenti, delle spalle), dovranno essere valutate con riferimento al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno.

### **6.2.8 Azione sismica**

L'azione sismica deve essere definita in accordo a quanto prescritto al §3 delle **NTC18**.

La vita di riferimento  $V_R$  da assumere per il calcolo dell'azione sismica è pari a 100 anni (classe d'uso IV).

Per l'azione sismica verticale si fa riferimento a quanto riportato al § 3.2.3.1 delle **NTC18**: “Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad  $a_g \geq 0,15g$ .”

Gli effetti dell'azione sismica, trattandosi di ponti autostradali, devono essere valutati considerando le masse associate ai carichi permanenti  $g_1$  e  $g_2$ .

Il contributo dei carichi da traffico previsto “ove necessario” al §5.1.3.12 delle NTC18 nella combinazione delle azioni e per la definizione dell'effetto dell'azione sismica non si applica al caso dei ponti autostradali, fatti salvi casi particolari opportunamente giustificati (v.ad esempio cavalcavia in zona urbana o opere d'arte soggette a traffico intenso).

#### 6.2.8.1 Variabilità spaziale del moto

Per opere con sviluppo planimetrico significativo (maggiore di 20 m) il moto sismico può avere caratteristiche differenti a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità delle eventuali discontinuità del terreno e della diversa riposta locale.

La variabilità spaziale del moto sismico deve essere comunque considerata nei casi precisati al §3.2.4.1 delle **NTC18** e facendo riferimento a quanto indicato §3.3 della UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti.

Gli effetti indotti dalla variabilità spaziale del moto sismico possono essere tenuti in conto adottando due criteri differenti.

Il primo criterio, in accordo a quanto indicato al §3.2.4 delle **NTC18** (e anche in EC8 Parte 2), prevede la sovrapposizione degli effetti dinamici indotti dal moto sincrono agli effetti pseudo-statici relativi alla variabilità spaziale del moto sismico.

Laddove in corrispondenza dell'opera esistano forti irregolarità topografiche (quali forti differenze in elevazione tra i diversi punti di appoggio) e/o nell'assetto stratigrafico (ad es. profili stratigrafici fortemente differenziati alla base delle pile e nelle spalle, inversione nel profilo verticale delle velocità delle onde di taglio), si raccomanda di calcolare gli spettri di risposta nei diversi punti di appoggio ricorrendo a modelli numerici 2D (ad elementi finiti o alle differenze finite) della sezione longitudinale, e di considerare il più severo tra tali spettri quale eccitazione per moto sincrono ai punti d'appoggio. In tal caso, gli effetti pseudo-statici potranno essere calcolati imponendo staticamente alla base dell'opera i profili di spostamento relativo del suolo più gravosi derivati dai modelli numerici.

Il secondo criterio, certamente più accurato, ma anche di maggiore complessità e onere computazionale, prevede il ricorso all'applicazione di un input sismico diversificato lungo lo sviluppo dell'opera (in genere alla base di ogni elevazione), tramite spettri di risposta, accelerogrammi o spostogrammi (ricavati ad esempio da modelli come sopra). Tale criterio è generalmente utilizzato in casi particolari per i quali il metodo pseudo statico non risulti sufficientemente rappresentativo del fenomeno. L'utilizzo di tale approccio deve essere preventivamente concordato e sviluppato con Aspi.

Si evidenzia che gli effetti indotti dalla variabilità spaziale del moto sismico differiscono considerevolmente a seconda del tipo di opera e dei vincoli impalcato-elevazioni.

Nel caso specifico di opere con impalcato in semplice appoggio, gli spostamenti relativi tra elevazioni determinano spostamenti differenziali in controfase anche tra gli impalcato con conseguenti potenziali criticità rispetto alla perdita di appoggio degli stessi. Pertanto, gli effetti complessivi del moto sincrono e di quello asincrono possono essere determinati sommando gli spostamenti ottenuti dalle due analisi, trascurando, invece, l'incremento di sollecitazioni, in quanto non significativo. Nei casi in cui, invece, i dispositivi di vincolo impalcato-elevazioni siano tali da impedire lo spostamento relativo tra le due parti, il moto asincrono del terreno determina anche una distorsione delle elevazioni con conseguenti incrementi di sollecitazioni.

## 6.2.9 Spinta del terreno

### 6.2.9.1 Premessa

L'entità e la distribuzione delle azioni che il terreno esercita su un'opera strutturale sono funzione non solo delle caratteristiche meccaniche del terreno, ma anche della natura (traslazione, rotazione, rototraslazione) e dell'entità degli spostamenti determinati dalle azioni stesse.

Tale circostanza è espressamente riportata anche nel §6.5 **NTC18**: "In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, oppure determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura".

La tipologia adottata per la realizzazione del sistema fondazionale influenza notevolmente la natura e l'entità degli spostamenti, per tale ragione appare opportuno diversificare in due macrocategorie le strutture esistenti, vale a dire opere fondate direttamente sul terreno e opere dotate di sistema fondazionale profondo (pozzi/pali).

Il regime di spinta delle terre risulta diversificato anche in funzione dello stato limite analizzato; per esempio, nelle verifiche SLU di tipo geotecnico tipo lo scorrimento sul piano di posa e il ribaltamento per le strutture a fondazioni dirette, è lecito supporre che il regime di spinta a tergo dell'opera raggiunga le condizioni di plasticizzazione attiva, in quanto il cinematicismo analizzato implica lo sviluppo di spostamenti. In Figura 6-5 sono riportati i coefficienti di spinta del terreno da utilizzarsi nella definizione del regime di spinta in condizioni statiche e sismiche per le verifiche di tipo geotecnico e strutturale.

### Coefficienti di Spinta del Terreno

#### CONDIZIONI DI SPINTA DEL TERRENO «A RIPOSO»

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi) \cdot (1 + \text{sen}\alpha) \quad \text{Pendio Inclinato}$$

#### Condizioni Statiche (plasticizzazione attiva) Müller-Breslau

#### Proiezione su Orizzontale

$$K_{ah} = K_a \cdot \text{cos}\delta$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\phi + \alpha)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sin}(\alpha - \delta) \cdot \text{sin}(\alpha + \beta)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

dove:

- $\phi$  = angolo di attrito del terreno, (°);
- $\beta$  = inclinazione dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;
- $\delta$  = angolo d'attrito terreno-struttura;
- $\alpha$  = inclinazione del pendio;

#### Condizioni Sismiche (plasticizzazione attiva) Mononobe & Okabe

$$K_{M-O,att} = \frac{\text{cos}^2(\phi - \psi - \beta)}{\text{cos}\psi \cdot \text{cos}^2\beta \cdot \text{cos}(\delta + \beta + \psi) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \psi - \alpha)}{\text{cos}(\delta + \beta + \psi) \cdot \text{cos}(\alpha - \beta)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

$$\psi = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \text{in condizione di assenza di falda}$$

$$\psi = \frac{\gamma_{sar}}{\gamma'} \cdot \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \text{in presenza di falda e materiale dinamicamente impervio (Permeabilità } K < 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s)}$$

$$\psi = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \cdot \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \text{in presenza di falda e materiale dinamicamente permeabile (Permeabilità } K \geq 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s)}$$

dove:

- $\phi$  = angolo di attrito del terreno, (°);
- $\beta$  = inclinazione dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;
- $\delta$  = angolo d'attrito terreno-struttura;
- $\alpha$  = inclinazione del pendio;
- $k_h$  = coefficiente sismico orizzontale;
- $k_v$  = coefficiente sismico verticale.

#### Proiezione su Orizzontale

$$K_{pa\text{ sis}} = (1 \pm k_v) \cdot K_{M-O,att} \cdot \text{cos}\delta$$

Figura 6-5 – Coefficienti di spinta del terreno utilizzati nella definizione del regime di spinta agente sulle strutture

### 6.2.9.2 Caratterizzazione Geotecnica

Per le finalità di questo documento, in assenza di specifiche evidenze sperimentali eseguite sul terreno di riempimento a tergo delle spalle e dei muri andatori, è possibile adottare, alla luce delle abituali modalità di realizzazione dei rilevati autostradali in merito ai valori di modulo di piastra e di densità da raggiungere a seguito del costipamento, i seguenti valori dei parametri meccanici e fisici del terreno:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  peso specifico;
- $\phi' = 35^\circ$  (°) angolo di resistenza al taglio;
- $c' = 0$  intercetta di coesione;

- $E_{op} = 30-60$  MPa modulo elastico operativo
- (\*) valore ragionevolmente conservativo (Figura 6-6).

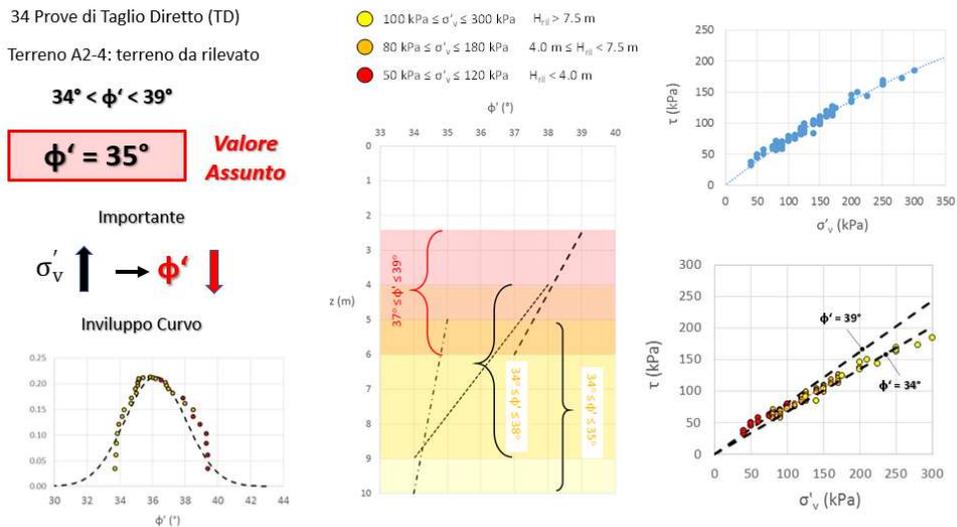


Figura 6-6 – Angolo di resistenza al taglio per terreno costituente i rilevati autostradali

6.2.9.3 Sovrappinta dovuta al sovraccarico da traffico

Il sovraccarico da traffico corrispondente all'applicazione dello Schema di Carico 1 sul terrapieno a tergo delle spalle può essere ricondotto ad una distribuzione di carico uniforme equivalente di entità pari a  $Q_k = 20 \text{ kN/m}^2$ .

La distribuzione della sovrappinta delle terre dovuta al carico  $Q_k$  è di tipo rettangolare: sulla parete di spinta di altezza H deve essere, dunque, applicata una pressione costante con la profondità a partire dal piano di rotolamento autostradale. Il punto di applicazione della sovrappinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni, ovvero ad H/2 rispetto alla base della parete di spinta, comprensiva dello spessore del plinto, dove necessario.

6.2.9.4 Regime di Spinta in condizioni statiche

La spinta sulle opere prodotta dal peso proprio del terreno dipende dalla possibilità dell'elemento di subire degli spostamenti. La pressione esercitata dal terreno su una parete di altezza H è variabile linearmente con la profondità, il punto di applicazione della risultante della spinta del terreno si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni, ovvero ad H/3 rispetto alla base della parete.

Per alcuni stati limite da analizzare, ascrivibili a cinematici che implicano spostamenti (scivolamento, ribaltamento, capacità portante delle opere con fondazioni dirette), è lecito ipotizzare il regime di spinta attiva per le spinte delle terre.

Per verifiche SLU che riguardano le resistenze strutturali e/o le verifiche geotecniche di opere con sottofondazioni di tipo profondo, è possibile in prima battuta ipotizzare un coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ . Nelle suddette verifiche l'eventuale ricorso al coefficiente di spinta attiva  $k_a$  è subordinato al confronto tra lo spostamento orizzontale  $s_{h \text{ tot}}$  a testa opera, stimato con apposita analisi di interazione terreno-struttura e ottenuto come somma di un contributo traslativo  $s_{hT}$  ed un contributo rotazionale  $s_{h\theta}$ , con lo spostamento soglia  $s_{h \text{ LIM } k_a}$ , oltre il quale è considerata agente la spinta delle terre in izzazione attiva (se  $s_{h \text{ tot}} \geq s_{h \text{ LIM } k_a} \rightarrow k = k_a$ ). Lo spostamento soglia  $s_{h \text{ LIM } k_a}$  è stimato in accordo alle indicazioni dedotte dall' Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2004 - Tabella C1 dell'ANNEX C (Figura 6-7).

prospetto C.1 Rapporti  $s_r/h$  per terreni non coesivi

Tipo di cinematiso della parete		Terreno Sciolto	Terreno Denso
a)	<b>Rotazione</b>  $S_h \text{ LIM } K_a \vartheta$	da 0,4 a 0,5 $s_r/h \approx 0.4 \div 0.5\%$	da 0,1 a 0,2 $s_r/h \approx 0.1 \div 0.2\%$
b)	<b>Traslazione</b>  $S_h \text{ LIM } K_a T$	0,2 $s_r/h \approx 0.2\%$	da 0,05 a 0,1 $s_r/h \approx 0.05 \div 0.1\%$

dove:  
 $v_a$  è lo spostamento della parete necessario a mobilitare la spinta attiva del terreno;  
 $h$  è l'altezza della parete.

$$s_r/h = 0.20\% \quad \text{se} \quad \frac{S_{h\vartheta}}{S_{hTOT}} \geq 0.85 \quad \rightarrow \quad s_{hLIMka} = 0.0020 \cdot H$$

$$s_r/h = 0.15\% \quad \text{se} \quad 0.50 < \frac{S_{h\vartheta}}{S_{hTOT}} < 0.85 \quad \rightarrow \quad s_{hLIMka} = 0.0015 \cdot H$$

$$s_r/h = 0.10\% \quad \text{se} \quad \frac{S_{h\vartheta}}{S_{hTOT}} \leq 0.50 \quad \rightarrow \quad s_{hLIMka} = 0.0010 \cdot H$$

Figura 6-7 – Stima del valore da assegnare alla soglia limite di spostamento alla quale è considerata agente la spinta delle terre in condizione di plasticizzazione attiva (tratto da Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2004 - Tabella C1 dell'ANNEX C "movements to mobilise limit earth pressure")

In alternativa il regime di spinta effettivo (coefficiente  $k_{eff}$ , intermedio tra  $k_a$  e  $k_0$ ) può essere stimato attraverso opportune analisi di interazione terreno-struttura in accordo a quanto sinteticamente riportato in **Figura 6-8**: per una serie di coefficienti di spinta intermedi tra  $k_0$  e  $k_a$ , in funzione dei soli carichi permanenti ed in riferimento ai rispettivi valori caratteristici, si calcolano gli spostamenti orizzontali a testa opera  $S_{hTOT}$ ; in un grafico cartesiano (asse ascissa spostamento totale  $S_{hTOT}$  ed asse ordinate coefficiente di spinta  $k$ ) vengono riportati i punti P spostamento-coefficiente di spinta  $P(S_{hTOT}, k)$ , ottenendo una curva  $k=f(S_{hTOT})$ . Nello stesso grafico cartesiano, si riporta una spezzata ottenuta prevedendo una variazione lineare tra regime di spinta a riposo con  $k=k_0$  (con  $s_h=0$  mm) e regime di spinta attiva  $k=k_a$  (con  $s_h = S_{hLIMka}$ ), per spostamenti maggiori di  $S_{hLIMka}$  ovviamente si ha  $k=k_a$ . L'intersezione tra la curva  $k=f(S_{hTOT})$  e la spezzata individua l'effettivo regime di spinta, caratterizzato da un coefficiente di spinta del terreno  $k=k_{eff}$ .

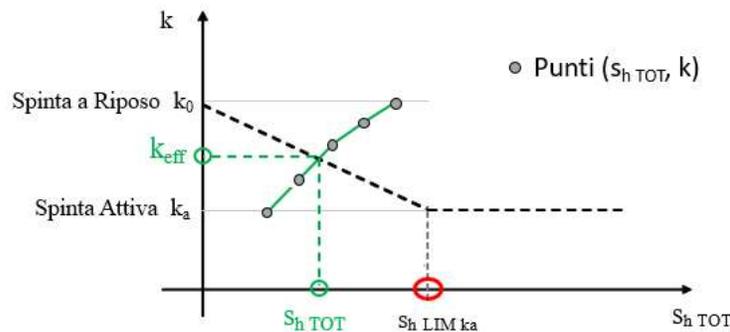


Figura 6-8 – Analisi semplificata di iterazione terreno-struttura: stima dell'effettivo regime di spinta del terreno e determinazione del coefficiente di spinta  $k_{eff}$

In **Tabella 6-2**, in funzione delle caratteristiche tipologiche della fondazione (diretta/profonda), del cinematiso analizzato e della natura nelle diverse verifiche, sono fornite indicazioni sul regime di spinta da adottare e sulla natura del diagramma delle pressioni.

Tabella 6-2: Spinte del terreno in Condizioni Statiche – Regime di Spinta del terreno e Distribuzione delle pressioni in funzione delle caratteristiche tipologiche del sistema fondazionale e della natura delle verifiche eseguite

Tipologia Fondazione STRUTTURE ESISTENTI	VERIFICHE STATICHE		
	Verifiche SLU	Regime di Spinta	Distribuzione delle pressioni
<i>Fondazione Diretta</i>	Scivolamento	$k_a$	Triangolare Risultante Spinta Applicata a $H/3$
	Ribaltamento	$k_a$	Triangolare Risultante Spinta Applicata a $H/3$
	Collasso per Carico Limite del Complesso Fondazione-Terreno	$k_a$	Triangolare Risultante Spinta Applicata a $H/3$
	Resistenza Strutturale	Fondazioni $k_{eff} = f(S_{h\ TOT})$ Procedura Iterativa <sup>(1)</sup>	Triangolare Risultante Spinta Applicata a $H/3$
Paramento <sup>(2)</sup> Se $b > H_{par}/2 \rightarrow k_0$ Se $b \leq H_{par}/2 \rightarrow k_{eff}$ Procedura Iterativa <sup>(1)</sup>		Triangolare Risultante Spinta Applicata a $H_{par}/3$	
<i>Fondazione su Pali/Pozzi</i>	Collasso per Carico Limite Carichi Assiali	$k_{eff} = f(S_{h\ TOT})$ Procedura Iterativa <sup>(3)</sup>	Triangolare Risultante Spinta Applicata a $H/3$
	Collasso per Carico Limite Carichi Trasversali	$k_{eff} = f(S_{h\ TOT})$ Procedura Iterativa <sup>(3)</sup>	Triangolare Risultante Spinta Applicata a $H/3$
	Resistenza Strutturale	Fondazioni $k_{eff} = f(S_{h\ TOT})$ Procedura Iterativa <sup>(3)</sup>	Triangolare Risultante Spinta Applicata a $H/3$
		Paramento <sup>(2)</sup> Se $b > H_{par}/2 \rightarrow k_0$ Se $b \leq H_{par}/2 \rightarrow k_{eff}$ Procedura Iterativa <sup>(1)</sup>	Triangolare Risultante Spinta Applicata a $H_{par}/3$

(1) Nel caso in cui lo spostamento totale a testa opera  $S_{h\ TOT}$  risultasse maggiore del valore di soglia limite di spostamento  $S_{h\ LIM\ k_a}$ , si può usare  $k=k_a$ .

(2)  $b$  è la larghezza della retrozattera, mentre  $H_{par}$  è l'altezza del paramento misurata a partire dall'incastro con il plinto.

(3) Nel caso in cui, da valutazioni preliminari, le verifiche SLU fossero soddisfatte anche in riferimento alle condizioni di spinte a riposo, si può assumere  $k=k_0$ .

6.2.9.5 Regime di Spinta in condizioni sismiche

Il calcolo delle spinte delle terre in condizioni sismiche è condotto attraverso un approccio di tipo pseudo-statico. L'azione sismica è schematizzata come una sovraspinta  $\Delta H_{sis}$  da sommare alla spinta agente in campo statico. Il calcolo della sovraspinta sismica avviene in accordo alla formulazione teorica di Mononobe-Okabe, adottando per il coefficiente sismico orizzontale l'espressione seguente:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

in cui  $\beta$  è il coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa al sito, come da indicazioni del paragrafo §7.11.6.2.1 delle **NTC18** ( $\beta = 0.38$  – verifiche SLV e  $\beta = 0.47$  – verifiche SLD).

Per opere non libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta$  assume valore unitario. I valori del coefficiente  $\beta$  possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali dell'opera prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 del paragrafo §7.11.6.3.2 delle **NTC18**, in cui  $\beta$  è espresso in funzione del massimo spostamento permanente  $u_s$  che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema (v. **Figura 6-9**).

La sovraspinta sismica del terreno  $\Delta H_{sis}$  è calcolata come differenza tra la spinta di Mononobe-Okabe e quella statica valutata in condizioni di spinta attiva (formulazione di Muller-Breslau), indipendentemente dal livello deformativo raggiunto in condizioni statiche.

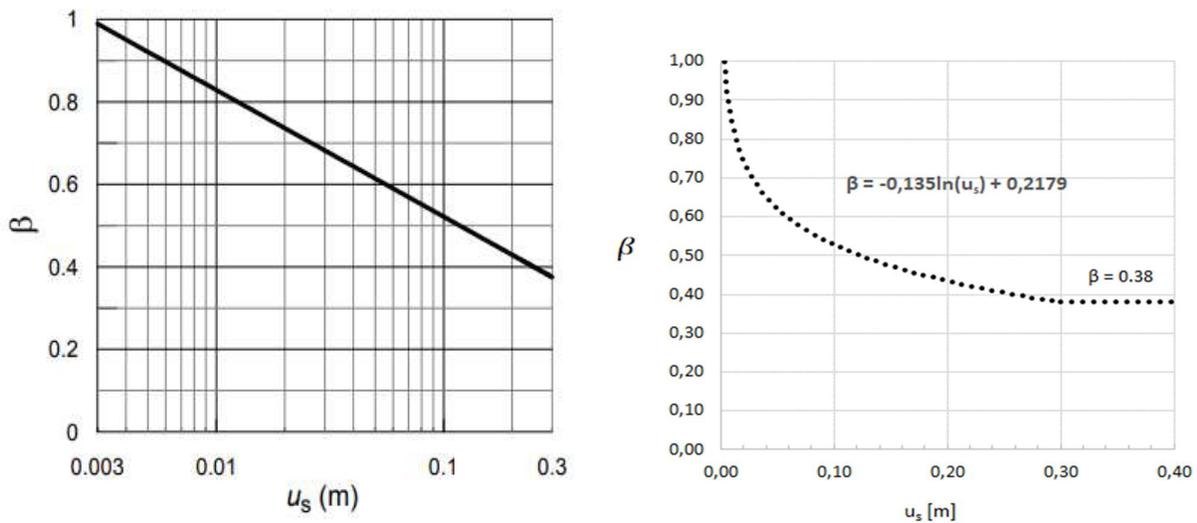


Figura 6-9 – Diagramma per la valutazione del coefficiente  $\beta$

In **Tabella 6-3**, in funzione delle caratteristiche tipologiche della fondazione (diretta/profonda), del cinematismo analizzato e della natura nelle diverse verifiche, sono fornite indicazioni sul valore di  $\beta$  da utilizzare ed il punto di applicazione della risultante della sovraspinta sismica  $\Delta H_{sis}$

Tabella 6-3: Spinte del terreno in Condizioni Sismiche – Parametri per definire la sovraspinta sismica ed il relativo punto di applicazione in funzione delle caratteristiche tipologiche del sistema fondazionale e della natura delle verifiche eseguite

Tipologia Fondazione STRUTTURE ESISTENTI	VERIFICHE SISMICHE			
	Verifiche SLV	Regime di Spinta	Coeff. Riduz. $\beta$	Punto Appl. $\Delta H_{SIS}$
<i>Fondazione Diretta</i>	Scivolamento	$k_a + \Delta H_{SIS}$	$\beta = 0.38$	$H/3-H/2$ <sup>(1)</sup>
	Ribaltamento	$k_a + \Delta H_{SIS}$	$\beta = 0.57$ <sup>(2)</sup>	$H/3-H/2$ <sup>(1)</sup>
	Collasso per Carico Limite del Complesso Fondazione-Terreno	$k_a + \Delta H_{SIS}$	$\beta = 0.38$	$H/3-H/2$ <sup>(1)</sup>
	Resistenza Strutturale	$k_{eff} + \Delta H_{SIS}$	$\beta = f(u_s)$ <sup>(3)</sup>	$H/2$
<i>Fondazione su Pali/Pozzi</i>	Collasso per Carico Limite	$k_{eff} + \Delta H_{SIS}$	$\beta = f(u_s)$ <sup>(3)</sup>	$H/2$
	Carichi Assiali			
	Collasso per Carico Limite	$k_{eff} + \Delta H_{SIS}$	$\beta = f(u_s)$ <sup>(3)</sup>	$H/2$
	Carichi Trasversali			
	Resistenza Strutturale	$k_{eff} + \Delta H_{SIS}$	$\beta = f(u_s)$ <sup>(3)</sup>	$H/2$

- (1) Di norma il punto di applicazione della sovraspinta sismica  $\Delta H_{SIS}$  è  $H/2$ , dove  $H$  è l'altezza di spinta. Per le verifiche indicate può essere assunto a  $H/3$  in conformità a quanto riportato al §7.11.6.2.1 elle NTC2018.
- (2) Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato utilizzando valori di  $\beta_m$  incrementati del 50% (§ 7.11.6.2.1 delle NTC2018).
- (3) In assenza di una affidabile stima della grandezza  $u_s$ , si deve porre  $\beta=1.0$

## 6.3 Combinazione delle azioni

### 6.3.1 Combinazioni per le verifiche rispetto allo SLU

Le combinazioni delle azioni da adottare ai fini delle verifiche agli SLU sono quelle definite dalle **NTC18**, richiamate al § 6.3.3 delle **LG20**, di seguito riportate per comodità di lettura:

Combinazione Fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [1]$$

Combinazione Sismica (SLV o SLC)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2]$$

Per la verifica rispetto all'urto dei veicoli in svio si fa riferimento alla combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [3]$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma$  sono indicati nelle tabelle ai § 6.3.3.2, § 6.3.3.3, § 6.3.3.4 e § 6.3.4.1 delle **LG20**. Essi sono funzione del livello di analisi (adeguato, operativo, transitabile) per tener conto dell'effettivo periodo di riferimento,  $t_{ref}$ , ed esse associato.

Le **LG20** consentono una prima riduzione dei fattori parziali dei carichi permanenti qualora si esegua un accurato controllo statistico di materiali e geometrie e una ulteriore riduzione se si abbattano le incertezze di modello (§6.3.3.5 **LG20**). In proposito si osserva che i requisiti di precisione dei controlli posti dalle **LG20** per poter ridurre le incertezze modellazione sono piuttosto stringenti e difficili da raggiungere in pratica; tale possibilità va quindi utilizzata se ne ricorrono effettivamente le condizioni.

Per i coefficienti di combinazione  $\psi$  si fa riferimento alla Tabella 5.1.VI delle **NTC18**.

### 6.3.2 Combinazioni per le verifiche rispetto agli SLE

Nel caso in cui si debba procedere allo svolgimento delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE), si farà riferimento alle combinazioni richiamate al §2.5.3. delle **NTC18**.

In merito alle situazioni che richiedono lo svolgimento di tali verifiche, si rimanda al § 6.3.5.3 delle **LG20**.

### 6.3.3 Analisi delle combinazioni

Riguardo alle combinazioni delle azioni, richiamando le considerazioni di cui ai precedenti §§ 1 e 2, è qui opportuno ribadire nuovamente il principio per cui la valutazione di sicurezza di un'opera esistente differisce dalla progettazione di una nuova opera.

In quest'ottica, al fine di comprendere l'effettivo comportamento dell'opera e mettere chiaramente in luce gli eventuali deficit prestazionali, è opportuno individuare le combinazioni delle azioni che determinano le condizioni più gravose per l'opera. Ad esempio, per ponti a travata con impalcati a graticcio, è possibile individuare la distribuzione trasversale delle stese di carico che massimizza gli effetti sulle travi di bordo (nella maggior parte dei casi gli elementi più sollecitati).

Le combinazioni di carico devono tener conto delle azioni di cui al §6.2.1.

In linea generale, le combinazioni delle azioni antropiche più significative, e gravose, sono le seguenti:

1. Azioni da Traffico (carichi verticali  $q_1$ )
2. Azione di Frenatura (azione orizz.  $q_3$  combinata con i carichi verticali  $q_1$  valore frequente)
3. Azione da urto sulle barriere;
4. Azioni da Traffico + Vento (carichi verticali  $q_1$  combinati con azione del vento)

Per i ponti in curva, si aggiunge:

5. Azione Centrifuga (azione orizz.  $q_4$  combinata con i carichi verticali  $q_1$  valore frequente)

Ad esse si aggiunge la combinazione sismica.

Le azioni base delle combinazioni di cui al precedente elenco, ovvero i carichi da traffico, la forza di frenatura, il vento e la forza centrifuga per i ponti in curva, sono quelle tipicamente utilizzate nei progetti dei ponti a travata degli anni '60 e '70. L'analisi degli effetti di tali azioni è fondamentale a comprenderne la rilevanza per l'opera in esame, oltre che facilitare il confronto tra l'impegno previsto per i principali elementi (travi, cassoni, pile) in sede di progetto con i carichi dell'epoca e quello attualmente richiesto utilizzando i carichi da **NTC18** (verifiche preliminari, § 5.6 della presente Specifica). A tal fine, tenuto conto che le opere sono state progettate con il metodo delle tensioni ammissibili per carichi *non fattorizzati*, è necessario effettuare anche l'analisi per carichi da traffico con valore caratteristico (associato alla SLE-rara).

L'analisi per soli carichi da traffico agli SLU assume particolare rilevanza per i ponti esistenti in quanto consente di avere un quadro dello stato dell'opera nella condizione *standard* di utilizzo, ovvero di comprendere l'impegno per i carichi verticali da traffico previsti dalle attuali norme, rivalutati rispetto a quelli di progetto. Tale condizione di carico deve essere analizzata e gli esiti riportati in relazione.

La combinazione di carico per azione neve predominante può essere omessa, fatti salvi ponti coperti (**NTC18** §5.1.3.7) e situazioni particolari da valutare caso per caso.

In caso di interferenza idraulica, gli effetti dell'azione *idrodinamica* sulle fondazioni possono essere omessi nel caso di fondazioni su roccia. Le verifiche strutturali sulle pile per gli effetti della spinta idrodinamica possono essere omesse nel caso in cui sia accertato che esse non siano *dimensionanti*, ovvero inferiori rispetto a quelle indotte dalle altre azioni considerate (sisma e vento).

6.3.3.1 Combinazioni basilari comuni a tutte le tipologie di opere

Di seguito si riportano in forma tabellare le combinazioni “base”, statiche e sismiche, tipicamente *dimensionanti* che dovranno essere sempre considerate nella valutazione di sicurezza un’opera, e la codifica della combinazione da utilizzare.

Tabella 6-4: Codifica combinazioni statiche “base” per verifiche globali

Parti d'opera da verificare	COMBINAZIONI STATICHE PA= Ponte Adeguato PO= Ponte Operativo T1 = Ponte Trans. 1 T2 = Ponte Trans. 2	$(\gamma * \psi) g1$ Permanenti strutturali	$(\gamma * \psi) g2$ Carichi permanenti portati	$(\gamma * \psi) q1$ Az. var. traffico verticali – Carichi distribuiti	$(\gamma * \psi) q1$ Az. var. traffico verticali – Carichi tandem	$(\gamma * \psi) q3$ Azione del vento	$(\gamma * \psi) q4$ Azioni della Temperatura
Impalcati isostatici/Pulvini	PA_SER_VRT_00 <sup>(1)</sup>	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-
	PA_SLU_VRT_00 <sup>(1)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35	1,35	-	-
	PA_SLU_VRT_01 <sup>(1)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35	1,35	0,90	-
	PA_SLU_VNT_01 <sup>(1)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	0,54	1,0125	1,50	-
	PO_SLU_VRT_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,20	1,20	0,90	-
	PO_SLU_VNT_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	0,48	0,90	1,50	-
	T1_SLU_VRT_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,20	1,20	0,90	-
	T1_SLU_VNT_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	0,48	0,90	1,50	-
	T2_SLU_VRT_01	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,60 <sup>(5)</sup>	1,60 <sup>(5)</sup>	0,90	-
	T2_SLU_VNT_01	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	0,64 <sup>(5)</sup>	1,20 <sup>(5)</sup>	1,50	-
Impalcati iperstatici/Pulvini	PA_SER_VRT_00 <sup>(1)</sup>	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-
	PA_SLU_VRT_00 <sup>(1)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35	1,35	-	-
	PA_SLU_VRT_01 <sup>(1)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35	1,35	0,90	0,90 <sup>(4)</sup>
	PA_SLU_VNT_01 <sup>(1)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	0,54	1,0125	1,50	0,90 <sup>(4)</sup>
	PA_SLU_TMP_01 <sup>(1)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	0,54	1,0125	0,90	1,50 <sup>(4)</sup>
	PO_SLU_VRT_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,20	1,20	0,90	0,90 <sup>(4)</sup>
	PO_SLU_VNT_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	0,48	0,90	1,50	0,90 <sup>(4)</sup>
	PO_SLU_TMP_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	0,48	0,90	0,90	1,50 <sup>(4)</sup>
	T1_SLU_VRT_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,20	1,20	0,90	0,90 <sup>(4)</sup>
	T1_SLU_VNT_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	0,48	0,90	1,50	0,90 <sup>(4)</sup>
	T1_SLU_TMP_01 <sup>(1)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	0,48	0,90	0,90	1,50 <sup>(4)</sup>
	T2_SLU_VRT_01	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,60 <sup>(5)</sup>	1,60 <sup>(5)</sup>	0,90	0,90 <sup>(4)</sup>
	T2_SLU_VNT_01	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,60 <sup>(5)</sup>	1,60 <sup>(5)</sup>	1,50	0,90 <sup>(4)</sup>
	T2_SLU_TMP_01	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,60 <sup>(5)</sup>	1,60 <sup>(5)</sup>	0,90	1,50 <sup>(4)</sup>

Parti d'opera da verificare	COMBINAZIONI STATICHE PA=Ponte Adeguato PO=Ponte Operativo T1= Ponte Trans.1 T2=Ponte Trans.2	$(\gamma * \psi)$ g1_Permanenti strutturali	$(\gamma * \psi)$ g2_Carichi permanenti portati	$(\gamma * \psi)$ g3_spinta delle terre	$(\gamma * \psi)$ q1_Az. var. traffico verticali – Carichi distribuiti	$(\gamma * \psi)$ q1_Az. var. traffico verticali -Carichi tandem	$(\gamma * \psi)$ q2_Az. Frenatura	$(\gamma * \psi)$ q3_Azione del vento
Elevazioni/Appoggi/Fondazioni	PA_SLU_FRN_01 (pieno carico)	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	-	0,54	1,0125	1,35	0,90
	PA_SLU_FRN_02 (solo 1 corsia decentrata - 2 campate successive caricate)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	1,35	0,90
	PA_SLU_FRN_03 (solo 1 campata tutta caricata)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	1,35	0,90
	PA_SLU_FRN_04 (solo 1 corsia decentrata - solo 1 campata caricata)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	1,35	0,90
	PO_SLU_FRN_01 (pieno carico)	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	-	0,48	0,90	1,20	0,90
	PO_SLU_FRN_02 (solo 1 corsia decentrata - 2 campate successive caricate)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	1,20	0,90
	PO_SLU_FRN_03 (solo 1 campata tutta caricata)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	1,20	0,90
	PO_SLU_FRN_04 (solo 1 corsia decentrata - solo una campata caricata)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	1,20	0,90
Spalle	PA_SLU_FRN_05 (pieno carico)	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	0,54	1,0125	1,35	-
	PA_SLU_FRN_06 (solo 1 corsia decentrata)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	1,35	-
	PO_SLU_FRN_05 (pieno carico)	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	0,48	0,90	1,20	-
	PO_SLU_FRN_06 (solo 1 corsia decentrata)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	1,20	-

- (1) La combinazione si ripete per ogni diversa disposizione delle corsie di carico
- (2)  $\gamma_G=1.25$  con accurato controllo statistico di materiali e geometria  $COV<0.05$ ;  $\gamma_G=1.20$  in aggiunta con abbattimento delle incertezze di modello
- (3) 1.16 con accurato controllo statistico di materiali e geometria  $COV<0.05$ ; 1.10 in aggiunta con abbattimento delle incertezze di modello
- (4) Ad eccezione di particolari schemi statici (ad esempio ponti ad arco) si suggerisce di applicare il gradiente termico a "farfalla" in quanto l'unico capace di generare sollecitazioni significative
- (5)  $\gamma_{cds,1}=1.60$  per livello di controllo 1: con controllo a campione;  $\gamma_{cds,2}=1.35$  per livello di controllo 2: con controllo sistematico continuo nel tempo su base documentale o di pesatura diretta; per livello di controllo  $\gamma_{cds,3}=3: 1.10$  come per livello di controllo 2 ma utilizzando pesatura dei mezzi e blocco degli stessi in caso di eccesso di carico. Laddove ai fini delle verifiche locali sia più gravoso considerare un mezzo singolo, oppure questo in transito generi condizioni più gravose della stesa di carico come da combinazione definita rappresentativa del traffico congestionato, si applica il relativo coefficiente di incremento dinamico  $\phi$ , per il quale si può fare riferimento all'espressione del D.M. 04 maggio 1990:

$$\phi = 1.4 - \frac{L - 10}{150}$$

- (6) Sono da considerare i  $\gamma$  unitari qualora forniscano una condizione di sollecitazione più gravosa per l'elemento da verificare

Tabella 6-5: Codifica combinazioni statiche "base" per verifiche locali

Parti d'opera da verificare	COMBINAZIONI STATICHE PA= Ponte Adeguato	$(\gamma * \psi)$ g1_Permanenti strutturali	$(\gamma * \psi)$ g2_Carichi permanenti portati	$(\gamma * \psi)$ q1_Az. Ecc. da urto
Sbalzi/Cordoli	PA_SLU_URT_01	1,00	1,00	1,00

Tabella 6-6: Codifica combinazioni sismiche "base" per verifiche globali

Parti d'opera da verificare	COMBINAZIONI SISMICHE DRX= Sisma direzione X DRY= Sisma direzione Y DRZ = Sisma direzione Z	$(\gamma * \psi)$ g1_Permanenti strutturali	$(\gamma * \psi)$ g2_Carichi permanenti portati	$(\gamma * \psi)$ g3_spinta delle terre	E_Sisma direzione $\pm X$	E_Sisma direzione $\pm Y$	E_Sisma direzione $\pm Z$
Elevazioni Appoggi*/ Fondazioni	EE_SLV_DRX_01	1,00	1,00	-	1,00	0,30	0,30
	EE_SLV_DRY_01	1,00	1,00	-	0,30	1,00	0,30
	EE_SLV_DRZ_01	1,00	1,00	-	0,30	0,30	1,00
Spalle	EE_SLV_DRX_01	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	0,30
	EE_SLV_DRY_01	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	0,30
	EE_SLV_DRZ_01	1,00	1,00	1,00	0,30	0,30	1,00

(\*) Per gli apparecchi d'appoggio bisogna considerare anche l'eventuale perdita di appoggio allo stato limite di collasso (SLC)

A queste combinazioni potranno aggiungersene delle altre valutate di volta in volta dal Professionista se la tipologia di opera lo richiede (ad esempio la forza centrifuga per opere in curva, la spinta idrodinamica in presenza di interferenze idraulica, l'applicazione di cedimenti vincolari e/o deformazioni impresse da progetto ecc..).

### 6.3.3.2 Combinazioni in presenza di cedimenti vincolari e/o deformazioni impresse da progetto

Nel caso in cui nella realizzazione dell'opera siano state impresse delle deformazioni a parti d'opera oppure si sia rilevato un cedimento vincolare, misurato, tali azioni devono essere aggiunte a tutte le combinazioni indicate nel §7.3.1 con il valore di  $\gamma$  unitario.

6.3.3.3 Combinazioni aggiuntive per opere in curva

Le combinazioni di seguito riportate sono integrative rispetto a quelle riportate nel §7.3.1

Tabella 6-7: Codifica combinazioni statiche aggiuntive per opere in curva

Parti d'opera da verificare	COMBINAZIONI	$(\gamma * \psi)$ g1_Permanenti strutturali	$(\gamma * \psi)$ g2_Carichi permanenti portati	$(\gamma * \psi)$ g3_spinta delle terre	$(\gamma * \psi)$ q1_Az. var. traffico verticali - Carichi distribuiti	$(\gamma * \psi)$ q1_Az. var. traffico verticali - Carichi tandem	$(\gamma * \psi)$ q2_Az. Centrifuga	$(\gamma * \psi)$ q3_Azione del vento
	STATICHE							
Elevazioni/Appoggi/Fondazioni	PA_SLU_CTF_01 (pieno carico)	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	-	0,54	1,0125	1,35	0,90
	PA_SLU_CTF_02 (solo 1 corsia decentrata - 2 campate successive caricate)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	1,35	0,90
	PA_SLU_CTF_03 (solo 1 campata tutta caricata)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	1,35	0,90
	PA_SLU_CTF_04 (solo 1 corsia decentrata - solo una campata caricata)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	1,35	0,90
	PO_SLU_CTF_01 (pieno carico)	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	-	0,48	0,90	1,20	0,9
	PO_SLU_CTF_02 (solo 1 corsia decentrata - 2 campate successive caricate)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	1,20	0,9
	PO_SLU_CTF_03 (solo 1 campata tutta caricata)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	1,20	0,9
	PO_SLU_CTF_04 (solo 1 corsia decentrata - solo una campata caricata)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	-	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	1,20	0,9
Spalle	PA_SLU_CTF_05 (pieno carico)	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	0,54	1,0125	1,35	-
	PA_SLU_CTF_06 (solo 1 corsia decentrata)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	1,35	-
	PO_SLU_CTF_05 (pieno carico)	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	0,48	0,90	1,20	-
	PO_SLU_CTF_06 (solo 1 corsia decentrata)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	1,20	-

6.3.3.4 Combinazioni aggiuntive per opere in presenza di interferenze idrauliche

Le combinazioni di seguito riportate sono integrative rispetto a quelle riportate nel §7.3.1 e valgono esclusivamente per gli elementi interessati dall'interferenza idraulica.

Tabella 6-8: Codifica combinazioni statiche aggiuntive per opere con interferenze idrodinamiche

Parti d'opera da verificare	COMBINAZIONI  STATICHE  PA= Ponte Adeguato PO= Operativo	$(\gamma * \psi)$ g1_Permanenti strutturali	$(\gamma * \psi)$ g2_Carichi permanenti portati	$(\gamma * \psi)$ q1_Az. var. traffico verticali – Carichi distribuiti	$(\gamma * \psi)$ q1_Az. var. traffico verticali – Carichi tandem	$(\gamma * \psi)$ q3_Azione del vento	$(\gamma * \psi)$ q6_Spinta idrodinamica
Elevazioni/Appoggi/Fondazioni	PA_SLU_VERT_02 (pieno carico)	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35 <sup>(2)</sup>	1,35	1,35	0,90	0,90
	PA_SLU_VNT_02 (Solo 1 corsia decentrata – solo una campata caricata)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	1,50	0,90
	PA_SLU_SPI_01 (solo 1 corsia decentrata - solo una campata caricata)	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,35) <sup>(6)</sup>	0,40 (0,54) <sup>(6)</sup>	0,75 (1,0125) <sup>(6)</sup>	0,90	1,50
	PO_SLU_VERT_02 (pieno carico)	1,26 <sup>(3)</sup>	1,26 <sup>(3)</sup>	1,20	1,20	0,90	0,90
	PO_SLU_VNT_02 (Solo 1 corsia decentrata – solo una campata caricata)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	1,50	0,90
	PO_SLU_SPI_01 (solo 1 corsia decentrata - solo una campata caricata)	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	1,00 (1,26) <sup>(6)</sup>	0,40 (0,48) <sup>(6)</sup>	0,75 (0,90) <sup>(6)</sup>	0,90	1,50

Si fa presente che le indicazioni fornite ai §§ 6.2.7 e 6.6.9 mirano alla valutazione del rischio idraulico, e quindi, tra le altre cose, alla valutazione del potenziale scalzamento.

La valutazione di sicurezza dell'opera per le altre azioni (antropiche, ambientali e sismiche) deve essere svolta con riferimento allo stato di fatto in cui si trova l'opera (ovvero si tiene conto dell'effettivo stato in cui si trovano le pile in alveo e non del potenziale scalzamento).

Diverso è il caso delle verifiche globali di stabilità con riferimento alle azioni idrauliche (v. § 6.6.9) per le quali si richiede di verificare la stabilità tenendo conto del corrispondente potenziale scalzamento, che in questo caso è verosimile agisca contemporaneamente alle azioni da traffico frequenti.

## 6.4 Resistenza dei materiali

### 6.4.1 Resistenze da utilizzare nelle verifiche

Le resistenze dei materiali da utilizzare nelle verifiche accurate si determinano a partire dalle indagini effettuate sull'opera, definite in accordo alla **ST-PI** [R6] a cui si rimanda.

La caratterizzazione deve essere eseguita distintamente per tutti i materiali da cui è costituita l'opera, identificati nell'ambito della Fase di Conoscenza. Indicazioni sulla numerosità e sull'ubicazione delle prove sono fornite nella citata Specifica, per i diversi livelli di approfondimento funzione della documentazione disponibile e del Livello di Conoscenza obiettivo, come da Tabella 5.1 della Specifica.

Le resistenze da utilizzare nelle verifiche per azioni antropiche (combinata con le azioni ambientali di vento) sono definite dalle **LG20**, differenziandole rispetto a quelle da utilizzare nelle verifiche per azioni sismiche definite dalle **NTC18** e **CIR19** per tener conto della dispersione del materiale ed anche della differente tipologia dell'azione, come illustrato al § 6.3.4 delle **LG20** a cui si rimanda per maggiori dettagli.

#### Resistenze per verifiche rispetto ad azioni antropiche (carichi da traffico) ed ambientali

Il valore della resistenza dei materiali  $f_d$  da utilizzare nelle verifiche per carichi gravitazionali si ottiene mediante la seguente espressione (§6.3.4 **LG20**):

$$f_d = \min \left( \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

dove:

- $f_m$  è il valor medio della resistenza valutato dai risultati delle prove effettuate sugli  $n$  campioni prelevati in situ;
- $f_k$  è la resistenza caratteristica calcolata sulla base dei risultati delle prove delle prove effettuate sugli  $n$  campioni prelevati in situ;
- $FC$  è il Fattore di Confidenza associato al Livello di Conoscenza raggiunto;
- $\gamma_M$  è il fattore parziale di sicurezza del materiale.

Il valore di  $f_k$  può essere calcolato utilizzando un approccio forfettario o un approccio statistico, a seconda della numerosità del campione, come illustrato al §16.3 della **ST-PI** [20]: con l'approccio statistico il valore caratteristico è stimato a partire da una prefissata legge di distribuzione ricavando i parametri statistici ad essa associati (media  $\mu$  e deviazione standard  $\sigma$ ) dagli esiti delle prove; con l'approccio forfettario, invece, il valore caratteristico è ricavato a partire dalla resistenza media  $f_{cm}$  in funzione del numero  $n$  di campioni e della resistenza minima  $f_{cmin}$ . Per maggiori dettagli si rimanda alla **ST-PI** ed alla **ST-IS**, con particolare riferimento ai valori da utilizzare per gli acciai armonici.

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono funzione del livello di analisi. In particolare, per le condizioni di ponte adeguato si utilizzano i valori usuali indicati nelle **NTC18**, per le condizioni di ponte operativo e transitabile si utilizzano i valori ridotti introdotti dalle **LG20** per tener conto del differente tempo di riferimento associato a tali condizioni.

#### Resistenze per verifiche rispetto all'azione sismica

Il valore di calcolo della resistenza dei materiali  $f_d$  da utilizzare nelle verifiche per azioni sismiche è dato dalle seguenti espressioni in funzione del meccanismo di rottura (**NTC18** §8.7.2, **CIR19** §8.7.2.2):

$$f_d = \begin{cases} \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M} & \text{per meccanismi fragili} \\ \frac{f_m}{FC} & \text{per meccanismi duttili} \end{cases}$$

dove le variabili sono definite al punto precedente.

Per i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali si assumono i valori usuali indicati nelle **NTC18**.

**Resistenza a trazione del calcestruzzo**

La resistenza a trazione del calcestruzzo è usualmente stimata mediante espressioni funzione della resistenza a compressione.

Di seguito si riportano le espressioni per determinare la resistenza media a trazione  $f_{ctm}$ , fornite al §3.1 dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1:2005), riprese dal §11 delle **NTC18**.

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$
$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2\%)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \times \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk;0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ frattile 5%
$f_{ctk;0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ frattile 95%
$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$ ( $f_{cm}$ in MPa)

dove:

- $f_{cm}$  è la resistenza media cilindrica a compressione
- $f_{ck}$  è la resistenza cilindrica caratteristica a compressione.
- $E_{cm}$  è il modulo di elasticità

Tali espressioni sono di immediata applicabilità nel caso di progettazione di una nuova costruzione, dove il valore caratteristico è un dato di progetto, e la resistenza di progetto è ottenuta a partire dal valore caratteristico diviso per il fattore parziale di sicurezza del materiale.

Nella verifica delle strutture esistenti, la resistenza “di progetto”, ovvero quella da utilizzare nelle verifiche di sicurezza è differente da quella prevista per le nuove costruzioni, ed è anche differente in funzione dell’azione per cui si sta effettuando la verifica, come da Tabella seguente.

**Tabella 6-9: Confronto resistenza di progetto a compressione  $f_{cd}$  opere nuove ed esistenti**

Resistenza di progetto a compressione $f_{cd}$		
Nuove costruzioni	Ponti esistenti azioni da traffico	Ponti esistenti azioni sismiche
$\alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	$\min \left( \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c}; \frac{f_{ck}}{FC} \right)$	$\frac{f_{cm}}{FC}$ (duttili) o $\frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c}$ (fragili)

Volendo mantenere la logica dell’impianto normativo esistente, che differenzia il valore di resistenza a compressione tra progetto del nuovo e valutazione dell’esistente, si pone la questione del valore della resistenza a compressione da utilizzare nelle espressioni per la determinazione della resistenza a trazione. In particolare, come applicare il fattore di confidenza nelle espressioni precedenti.

A tal fine, si osserva che il fattore di confidenza è *intrinsecamente* legato al valor medio della resistenza a compressione del calcestruzzo in quanto deve garantire che il valore della media derivato da un numero finito di campioni (la media campionaria)  $f_{cm}$  ridotta del fattore di confidenza FC sia non superiore della media effettiva incognita (e non conoscibile)  $\mu_c$ :

$$f_{cm} / FC \leq \mu_c$$

Pertanto, a rigore il FC deve essere applicato direttamente al valore della resistenza media risultante dalle prove (come da formulazione **NTC18** e **CIR19**); le **LG20** lo applicano anche al valore caratteristico in quanto grandezza derivata dal valor medio.

La resistenza media a trazione del calcestruzzo che tiene correttamente conto dell'incertezza associata al livello di conoscenza è quindi valutata, utilizzando le formule fornite dalle **NTC18**, mediante la seguente espressione:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{FC}\right)^{\frac{2}{3}}$$

dove  $f_{ck}$  è il valore ricavato sperimentalmente a partire dalle prove effettuate secondo le modalità indicata in Appendice §13.

La resistenza caratteristica a trazione è a sua volta data dalla seguente espressione:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,21 \left(\frac{f_{ck}}{FC}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Ciò definito, la resistenza a trazione da utilizzare nelle verifiche dei ponti esistenti, in coerenza con quanto indicato nelle **NTC18** e **LG20** per la resistenza a compressione, è indicata nella Tabella seguente.

**Tabella 6-10: Resistenza di progetto a trazione  $f_{ctd}$**

Resistenza di progetto a trazione $f_{ctd}$		
Nuove costruzioni	Ponti esistenti azioni da traffico	Ponti esistenti azioni sismiche
$\frac{f_{ctk}}{\gamma_M}$	$\min\left(\frac{f_{ctm}}{\gamma_M}; f_{ctk}\right) =$ $= 0,2 \left(\frac{f_{ck}}{FC}\right)^{\frac{2}{3}}$	$f_{ctm}$ (duttili) o $\frac{f_{ctm}}{\gamma_M}$ (fragili)

Nel caso in cui la resistenza a trazione del calcestruzzo venga determinata sperimentalmente (ad esempio tramite prove a trazione indiretta come la prova “brasiliana” o “splitting test”), il valor medio  $f_{ctm,prove}$  ed il valore caratteristico  $f_{ctk,prove}$  risultanti dalle prove vanno divisi per il fattore di confidenza associato al livello di conoscenza raggiunto (analogamente a quanto previsto per il caso di stima della resistenza a compressione):

$$f_{ctm} = \frac{f_{ctm,prove}}{FC} ; f_{ctk} = \frac{f_{ctk,prove}}{FC}$$

I due valori così ottenuti possono essere utilizzati per ricavare la resistenza a trazione da utilizzare nelle verifiche mediante le espressioni fornite in **Tabella 6-10**.

**Utilizzo della resistenza a trazione del calcestruzzo nei modelli di capacità**

Alcune espressioni presenti nelle norme per la valutazione della capacità degli elementi strutturali presentano una dipendenza non lineare dalla resistenza del materiale e/o con coefficiente di sicurezza del materiale  $\gamma_m$  incluso già nel modello di calcolo.

Anche in questo caso si pongono le questioni dell'introduzione del Fattore di Confidenza e del valore di resistenza del calcestruzzo da utilizzare in coerenza con le differenti resistenze *di progetto* previste per nuove opere ed opere esistenti.

Stabilito che il FC deve essere applicato al valor medio della resistenza ricavato sperimentalmente, o a quello caratteristico da esso direttamente derivato, si può applicare lo stesso ragionamento utilizzato per valutare la resistenza a trazione.

Nel caso della formulazione 4.2.23 delle **NTC18** relativa a sezioni fessurate non armate a taglio, in accordo con la filosofia delle **LG20**, la capacità a taglio  $V_{Rd}$  per le verifiche relative ai carichi da traffico, può essere valutata come segue:

$$V_{Rd1} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{FC} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d \right. \\ \left. [v_{min1} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \right.$$

$$V_{Rd2} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{cm}}{FC} \right)^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d \right. \\ \left. [v_{min2} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \right.$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd1}; V_{Rd2})$$

dove:

- $v_{min1} = 0,035 k^{3/2} \left( \frac{f_{ck}}{FC} \right)^{1/2}$
- $v_{min2} = 0,035 k^{3/2} \left( \frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} \right)^{1/2}$
- $\rho_l$  percentuale meccanica di armatura, calcolata come  $\frac{A_s}{b_w d}$ ;
- $b_w$  larghezza minima della sezione in zona tesa [mm];
- $d$  altezza utile della sezione;
- $A_s$  armatura longitudinale tesa;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c}$ : tensione media di compressione della sezione

Nel caso di verifiche relative all'azione sismica, che prevedono una distinzione tra meccanismi duttili e meccanismi fragili, la capacità a taglio  $V_{Rd}$  è sempre pari a  $V_{Rd2}$ .

In alternativa, al §6.3.5.2 delle **LG20**, per le verifiche locali viene proposta la seguente formulazione derivata dalla normativa svizzera (SIA 262):

$$V_{Rd} = \frac{0,3 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w d}{\gamma_c \cdot (1 + 0,0022d)}$$

In accordo con la filosofia delle **LG20** stesse, il valore di resistenza a taglio deve essere non maggiore di quello che si otterrebbe facendo riferimento anche al valor medio  $f_{cm}$ , introducendo la conoscenza sulla resistenza del materiale  $FC$  e considerando il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_c$ :

$$V_{Rd} = \min \left( \frac{0,3 \sqrt{f_{cm}} \cdot b_w d}{\gamma_c (1 + 0,0022d)}; \frac{0,3 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w d}{(1 + 0,0022d)} \right)$$

La formulazione originale è riportata in appendice al §14.4.

### Resistenza degli acciai ordinari

Le prove sugli acciai sono volte all'individuazione della classe di acciaio tra quelle correntemente utilizzate all'epoca della costruzione. Molto spesso la classe è indicata nella documentazione di progetto; in tal caso le

prove sono volte a confermare il dato di progetto, e nelle verifiche è possibile utilizzare i valori ricavati da letteratura, riportati in Appendice 13.

In tale ottica è opportuno utilizzare un unico valore di resistenza per la stessa tipologia di acciaio utilizzato nell'opera, senza effettuare distinzioni per tipologia di elementi con acciaio di classe analoga.

I valori di *progetto* della resistenza a snervamento si determinano a partire dal valor medio e dal valore caratteristico, ricavati come sopra indicato, mediante le espressioni riportate in precedenza, ovvero:

- $f_{yd} = \min \left( \frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_a}; \frac{f_{yk}}{FC} \right)$  nelle verifiche per azioni antropiche ed ambientali;
- $f_{yd} = \begin{cases} \frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_a} & \text{per meccanismi fragili} \\ \frac{f_{ym}}{FC} & \text{per meccanismi duttili} \end{cases}$  nelle verifiche per l'azione sismica.

### Resistenza degli acciai armonici

Gli acciai armonici utilizzati nei ponti in c.a.p. sono un prodotto industriale realizzato con elevati standard di qualità, certificato e notoriamente caratterizzato da ridotta variabilità.

In letteratura sono disponibili indicazioni abbastanza accurate ed attendibili sulle caratteristiche meccaniche degli acciai armonici utilizzati a partire dagli anni '60 e '70; sono altresì disponibili espressioni per ricavare i vari parametri tensionali per diversi valori di deformazione a partire dal valore di rottura, e viceversa.

La resistenza di *progetto* da utilizzare nelle verifiche di sicurezza, in accordo con **LG20**, si determina mediante la seguente espressione:

$$f_{pyd} = \min \left( \frac{f_{pym}}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_{pyk}}{FC} \right)$$

I valori caratteristico e medio della resistenza allo snervamento,  $f_{pyk}$  e  $f_{pym}$ , possono essere ricavati a partire dal valore della resistenza a rottura  $f_{ptk}$  e  $f_{ptm}$  utilizzando le espressioni riportate in Appendice 13 (§ 13.3).

Il valore caratteristico della tensione di rottura  $f_{ptk}$  può essere ricavato per via sperimentale a partire dagli esiti di prove seguendo un l'approccio statistico oppure, noto il valor medio della resistenza a rottura  $f_{ptm}$ , tramite la seguente espressione di letteratura:

$$f_{ptk} = \frac{f_{ptm}}{1,04} \text{ oppure } (f_{ptm} - 66 \text{ [MPa]})$$

In assenza di prove, per  $f_{ptm}$  si utilizza il valore indicato negli elaborati originali di progetto.

Per maggiori dettagli si rimanda all'Appendice 13.

La tipologia e numerosità delle prove da condurre è definita in funzione del Livello di Conoscenza nelle apposite **ST-PI [R6]** per gli elementi a c.a.p. a fili aderenti e **ST-IS [R7]** per gli elementi in c.a.p. a cavi scorrevoli. In linea generale, i prelievi di campioni di acciaio armonico sono particolarmente invasivi e determinano una riduzione, per quanto modesta, della resistenza dell'elemento; pertanto, sono da preferire prove indirette (durometriche o, in casi particolari, diffrattometriche). È fortemente sconsigliato procedere a prelievi di acciaio armonico, a meno che possano essere effettuati su porzioni integre di cavi scoperti ed ammalorati.

#### **6.4.2 Stima della resistenza da prove non distruttive**

La resistenza dei materiali può essere stimata anche da prove non distruttive, in particolare:

- Prove SonReb per il calcestruzzo;
- Prove di durezza per l'acciaio ordinario ed armonico.

In Appendice al §13.1 si riportano alcune formulazioni presenti in letteratura per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo tramite metodo SonReb. Analogamente, nel caso dell'acciaio ordinario al §13.2 si riportano le formulazioni per la stima della resistenza allo snervamento. Al §13.3 si forniscono indicazioni per stimare la resistenza a rottura degli acciai a partire dai risultati delle prove di durezza.

### 6.4.3 Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali

I fattori parziali di sicurezza da applicare alle caratteristiche dei materiali sono funzione del livello di analisi e dall'azione di verifica. Nel caso di analisi per la condizione di ponte adeguato e per l'azione sismica, si applicano i fattori usuali definiti ai §4.1.2.1, §4.2.4.1.1, §4.3.3 delle **NTC18**; nel caso di analisi per ponte operativo e transitabile si applicano i valori indicati a § 6.3.4.1 delle **LG20**, ridotti rispetto agli usuali per tener conto del differente periodo di riferimento dell'azione come illustrato al § 6.3.4 delle **LG20** a cui si rimanda per maggiori dettagli.

I valori sono indicati nella Tabella seguente per comodità di lettura.

Tabella 6-11: Fattori parziali di sicurezza relativi alle caratteristiche dei materiali

Materiale	Coefficiente	Ponte Adeguato Azione sismica	Ponte Operativo e/o Transitabile
Calcestruzzo	$\gamma_c$	1.50	1.26
Acciaio da c.a. e c.a.p.	$\gamma_s$	1.15	1.10
Acciaio da carpenteria metallica	$\gamma_a$	$\gamma_{Mx}$ *	1.05
Connettori acciaio-calcestruzzo	$\gamma_v$	1.25	1.15

\*Coefficienti della Tabella 4.2.VII **NTC18**

I valori del fattore di confidenza sono funzione del Livello di Conoscenza raggiunto, come riportato al §8.5.4 della **CIR19**. Si applicano i valori indicati in Tabella 5-1.

### 6.4.4 Analisi dei risultati delle indagini sui materiali. Indagini integrative.

L'opportunità di eseguire una seconda campagna di indagini, con eventuale approfondimento del livello di indagine e di conoscenza, può essere valutata sulla base del valore del coefficiente di variazione (CoV) risultante dalle prove eseguite per il livello di approfondimento iniziale.

Come possibile soglia si può considerare il 90° percentile delle distribuzioni di probabilità del CoV delle grandezze di interesse. Tali valori soglia del CoV sono stati ricavati dall'analisi statistica di un campione significativo di campagne sperimentali recentemente effettuate sui viadotti della rete in gestione ad Aspi, come mostrato in Appendice § 13.5, e risultano indicativamente pari a:

- $CoV_{lim,cls} = 30\%$  per il calcestruzzo ordinario e precompresso;
- $CoV_{lim,acc} = 20\%$  per l'acciaio dell'armatura lenta.
- $CoV_{lim,acc} = 5\%$  per l'acciaio dell'armatura da precompressione.

Sebbene in linea generale la qualità del calcestruzzo utilizzato per gli elementi in c.a.p. sia superiore a quella degli elementi realizzati in opera, in particolare per gli elementi realizzati in stabilimento (travi e conci), si è scelto di non differenziare le soglie per c.a.o. e c.a.p. per semplicità ma anche in quanto gli esiti delle prove recentemente effettuate non hanno mostrato una significativa differenza di variabilità tra elementi in c.a.o. ed in c.a.p.

#### 6.4.5 Individuazione dei valori anomali di resistenza (outliers)

Per aumentare l'attendibilità della stima della resistenza dei materiali è opportuno, in alcuni casi, individuare i valori anomali ottenuti a valle delle prove, non rappresentativi della naturale dispersione dei valori di resistenza dei materiali. A tal proposito, per una corretta stima della resistenza del materiale si rimanda all'approccio riportato in Appendice §13.5.2.

#### 6.4.6 Certificati di prova per opere di recente realizzazione

Per nuove opere e per gli ampliamenti di recente realizzazione, indicativamente da fine anni '90 in poi, si può fare riferimento a quanto indicato al § 8 della ST-PI [R6], che richiama le indicazioni contenute nella **CIR19** al § 8.5.4.

In particolare, se si dispone della documentazione di progetto originale, completa e deposita in atti, e dei verbali di collaudo (*adempiti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i.*), per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono utilizzare i risultati delle prove effettuate nell'ambito della costruzione dell'opera o dell'ampliamento di cui si dispone copia dei certificati originali di laboratorio, integrate se necessario da un numero ridotto di nuove prove come indicato nella citata specifica. In tal caso, si deve raggiungere un livello di conoscenza LC3. La resistenza di progetto si determina utilizzando le espressioni di Tabella 6-9.

## 6.5 Modellazione ed analisi

### 6.5.1 Generalità

Al fine di determinare con accuratezza gli effetti indotti sull'opera dalle azioni definite nei paragrafi precedenti, è opportuno che venga predisposto un modello di calcolo agli elementi finiti con l'ausilio di un software di comprovata affidabilità, in accordo al capitolo 10 delle **NTC18**.

Il modello di calcolo dell'opera, e degli eventuali subsistemi con essa interagenti, dovrà essere coerente alla geometria, allo schema statico con i relativi vincoli, ai materiali e ai relativi legami costitutivi e alle azioni agenti considerate.

Il modello di calcolo così predisposto dovrà consentire di analizzare l'opera nel suo complesso, includendone tutte le sue parti strutturali. In riferimento alla valutazione degli effetti locali potranno essere predisposti modelli ad hoc riferiti alle sole parti d'opera oggetto di valutazione. Modelli locali sono raccomandati anche per lo studio di singole parti d'opera nei casi in cui, anche in relazione alle azioni agenti, non vi siano interazioni significative con le parti d'opera che invece sono escluse. Emblematico è il caso dei ponti in semplice appoggio, per i quali si ricorre generalmente al modello locale degli impalcati e a un modello globale semplificato (di tipo unifilare, descritto in avanti), per analizzare la risposta delle elevazioni.

Tutti i modelli dovranno descrivere fedelmente l'opera, o le singole parti d'opera, nella configurazione allo stato di fatto, includendo gli eventuali difetti presenti, ove questi incidano, in termini di massa e/o rigidità, sulla risposta strutturale.

Nei casi di opere di notevole complessità, che prevedano geometrie articolate e/o richiedano, ad esempio, analisi non lineari, valutazione dell'interazione terreno-struttura, etc., occorre procedere per fasi di modellazione, predisponendo dapprima modelli semplificati, tali da consentire elaborazioni parallele di riscontro (ad esempio confronto con altri software e/o calcolazioni manuali), per poi affinarne progressivamente il grado di accuratezza. Tale approccio alla modellazione è comunque sempre raccomandato a prescindere dalla complessità dell'opera oggetto di verifica.

### 6.5.2 Definizione del modello di calcolo

La scelta del modello matematico deve essere compiuta in funzione delle caratteristiche intrinseche dell'opera e del contesto in cui la stessa si inserisce. Le caratteristiche dei modelli di calcolo predisposti devono essere, inoltre, direttamente correlate al tipo di analisi che si intendono svolgere.

Si valuta, dunque, a monte del processo di modellazione la tipologia di analisi più idonea, in relazione alle ipotesi e alle approssimazioni che intende introdurre.

Per ciascun modello predisposto, devono essere esplicitate, pertanto, le tipologie di analisi previste e le caratteristiche proprie dei modelli stessi, riportandone una descrizione adeguatamente dettagliata. Con riferimento alle caratteristiche dei modelli F.E. devono essere descritti chiaramente i dettagli relativi alla geometria, ai materiali, ai vincoli, alle unità di misura (S.I.) e illustrate le azioni e le relative combinazioni adottate. Inoltre, a corredo della descrizione di dettaglio, dovranno essere riportate le principali immagini rappresentative del modello estratte dal software adottato.

I modelli di calcolo devono essere opportunamente validati, confrontando i risultati maggiormente rappresentativi restituiti dal codice di calcolo con quelli che si ottengono sulla base di calcolazioni manuali, anche semplificate, al fine di accertarne l'attendibilità.

Di seguito si riportano le principali istruzioni inerenti alla definizione di modelli F.E. globali e locali.

### 6.5.3 Modellazione globale

Il ricorso a modelli di tipo globale è particolarmente indicato ai fini della determinazione della risposta strutturale delle opere in elevazione nonché della valutazione delle interazioni tra le varie parti d'opera, come, ad esempio, l'interazione elevazioni-impalcato, l'interazione tra impalcati contigui, l'interazione

terreno-elevazioni. I modelli globali, infatti, includono, come premesso, tutte le parti dell'opera, dalle fondazioni agli impalcati, passando per le elevazioni e i dispositivi di appoggio, nonché le spalle e tutti i sistemi interagenti con l'opera stessa.

La strategia di modellazione più appropriata deve essere attentamente valutata dal Professionista caso per caso, in funzione delle caratteristiche globali dell'opera in esame.

Lo studio degli impalcati è generalmente svolto ricorrendo a modelli di tipo locale, che tuttavia possono essere inseriti, ove necessario, anche in una configurazione globale. Gli impalcati sono nella maggior parte dei casi schematizzati a mezzo di elementi monodimensionali, che ben si prestano alla modellazione di travi e trasversi. Nel caso di graticci o strutture miste, la soletta collaborante può essere considerata in diversi modi alternativi, ad esempio ricorrendo ad elementi bidimensionali collegati alle travi e ai trasversi sottostanti, ovvero, in via semplificata, schematizzandola, al pari degli elementi primari, con elementi monodimensionali disposti coerentemente all'orditura del caso specifico.

Per quanto concerne la modellazione delle elevazioni, generalmente la schematizzazione prevede l'ausilio di elementi monodimensionali o bidimensionali a seconda della tipologia dell'elemento strutturale e della relativa geometria.

Per le spalle è da prediligere in prima battuta una modellazione con schema piano semplificato; in presenza di geometrie complesse, è invece da preferire la modellazione basata su elementi bidimensionali (*shell*) che, in ragione della geometria e dei rapporti dimensionali, garantiscono una risposta strutturale più accurata. La discretizzazione degli elementi *shell* influenza significativamente la risposta strutturale; per tale motivo, la scelta deve essere ben ponderata al fine di garantire un sufficiente grado di accuratezza dei risultati.

Nell'ambito della predisposizione dei modelli di calcolo, particolare attenzione deve essere posta ai dispositivi di appoggio e, ove presenti, ai dispositivi di protezione sismica. La pratica di modellazione più consolidata prevede che tali dispositivi vengano schematizzati tramite elementi "link" dotati di rigidità roto-traslazionali equivalenti a quelle di target. La scelta delle proprietà dei link deve tenere conto, inoltre, di eventuali non linearità intrinseche al comportamento dei dispositivi, con particolare riferimento a quelli di protezione sismica, in quanto direttamente correlata alla scelta della tipologia di analisi numerica. Nei casi di appoggi di tipo cedevole di tipo elastomerico, possono distinguersi i casi di dispositivi semplicemente interposti tra le travi e supporto (più datati e ormai desueti) e i casi di dispositivi di più recente concezione (rari per i ponti esistenti realizzati prima degli anni '80) in cui il corpo elastomerico è reso collaborante alla piastra superiore e quella inferiore a loro volta zancate rispettivamente nella trave e nel supporto. Nel primo caso, azioni orizzontali di intensità rilevante potrebbero determinare lo scorrimento dell'impalcato, di cui è bene accertarsi preventivamente affinché la modellazione ne tenga conto.

I modelli globali, ove necessario, possono essere completati con le opere di fondazione, che rispetto all'adozione di vincoli esterni applicati alla base delle elevazioni, permettono di cogliere l'interazione terreno-struttura e ottenere, quindi, una risposta più affinata. Le opere di fondazione possono essere di tipo profondo o superficiale e, pertanto, la relativa schematizzazione deve essere coerente alla tipologia di specie.

A tali fini sono indicati due approcci numerici alternativi:

- il primo prevede la modellazione sia degli elementi strutturali (plinti, pali), ricorrendo ad elementi finiti convenzionali, che del terreno con essi interagente;
- il secondo prevede l'inserimento di elementi *link* di adeguate proprietà in termini di massa e rigidità, tali da cogliere la risposta dell'intero sistema terreno-fondazione.

In particolare, il primo approccio può essere suddiviso, a sua volta, in due macrocategorie: il primo prevede la modellazione del terreno con elementi link (molle), il secondo, invece, prevede la modellazione dell'intero volume significativo di terreno tramite elementi tridimensionali di adeguate proprietà. Tale ultimo approccio, evidentemente più complesso, deve essere adeguatamente motivato (e concordato con **Aspi**).

Una sottocategoria dei modelli globali è rappresentata dai cosiddetti *modelli unifilari*, la cui peculiarità consta nella schematizzazione dell'impalcato attraverso l'ausilio di un unico elemento "monodimensionale"

equivalente (*trave, frame, beam*) di caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale complessiva.

Evidentemente, il modello unifilare, come detto derivato dal più accurato modello globale, è particolarmente indicato ai fini della valutazione degli effetti indotti da azione sismica e vento, nonché dalle azioni da traffico, sulle elevazioni. La schematizzazione degli impalcati con frame equivalente, difatti, permette una notevole riduzione del numero di nodi e quindi dell'onere computazionale, permettendo, al tempo stesso, di ottenere una risposta dinamica di immediata interpretazione, in quanto depurata dai modi locali degli impalcati non rilevanti sugli effetti che insorgono nelle elevazioni.

È utile sottolineare, infine, che per opere costituite da impalcati in semplice appoggio sulle elevazioni, tipologia ricorrente nell'ambito del patrimonio infrastrutturale italiano, la strategia di modellazione raccomandata, è quella del *modello unifilare* ai fini delle analisi delle elevazioni e di *modelli locali* per gli impalcati (v. §6.5.4).

#### 6.5.4 Modelli locali

Lo studio di alcune parti d'opera, in molteplici casi, può essere condotto predisponendo opportuni *modelli locali* limitati alle sole porzioni oggetto di analisi, evitando, così, di ricorrere al più complesso *modello globale*. Tale approccio semplificato può essere adottato nei casi in cui l'interazione tra alcune parti d'opera non si ritenga significativa o, addirittura risulti assente, circostanza che si verifica per la quasi totalità degli impalcati, per solette e sbalzi e, delle elevazioni, limitatamente ai casi in cui lo schema di vincolo (tipologia di appoggi) e le azioni considerate lo permettano. Tale approccio non può, evidentemente, essere adottato per ponti e viadotti a struttura integrale.

Nel caso di ponti a travata, le sollecitazioni risultanti sulle pile possono essere determinate anche mediante l'utilizzo di modelli semplificati basati su schemi statici notevoli, risolvibili senza l'ausilio di software agli elementi finiti. Si suggerisce di utilizzare tale approccio quantomeno per una prima verifica preliminare al fine di definire, con buona approssimazione e facilità di controllo, l'entità delle sollecitazioni agenti.

I modelli di calcolo, a prescindere che siano di tipo locale o globale, devono permettere l'estrapolazione delle linee di influenza per ogni sezione degli elementi strutturali di impalcato.

#### 6.5.5 Modellazione delle azioni

Il grado di accuratezza dei risultati delle analisi è fortemente correlato all'affidabilità del modello di calcolo predisposto e quindi anche delle relative azioni applicate, la cui modellazione rappresenta un aspetto rilevante che richiede attenzione e sensibilità da parte del Professionista.

La modellazione delle azioni è dipendente dal tipo di analisi che si intende svolgere, a seconda che sia di tipo *lineare* o *non lineare*. Nei casi di analisi non lineare, non potendo avvalersi del principio di sovrapposizione degli effetti, l'applicazione dei carichi ne deve tenere debitamente conto.

Ciò premesso, i carichi gravitazionali sono applicati ai modelli di calcolo in termini di forze e/o momenti distribuiti e/o concentrati sugli elementi di riferimento. Particolare attenzione deve essere posta al caso dei carichi variabili da traffico, la cui applicazione deve essere tale da produrre gli effetti più sfavorevoli nelle sezioni indagate.

A tali fini, si possono distinguere due approcci applicativi differenti:

- il primo, computazionalmente più oneroso, prevede di applicare gli schemi di carico previsti dalle NTC in termini di forze distribuite per i carichi uniformi e concentrate per i carichi tandem, variando la loro posizione, di volta in volta, in funzione della sezione che si intende massimizzare;
- il secondo prevede l'utilizzo, ove il codice di calcolo lo consenta, di *moving load* applicati su apposite linee di carico preventivamente definite, in accordo agli schemi di carico e alle corsie convenzionali previste dalle **NTC18**.

Il metodo di applicazione delle azioni da traffico a mezzo di *moving load* è certamente più immediato e permette di massimizzare gli effetti lungo l'intero sviluppo dell'opera e in direzione trasversale, in modalità

semiautomatica. Si ritiene utile evidenziare che tale metodo può essere articolato secondo due differenti livelli di accuratezza, anche in relazione alle potenzialità del codice di calcolo utilizzato. Infatti, la generica corsia convenzionale (di larghezza 3 m) può essere definita tramite un unico elemento monodimensionale collocato in posizione baricentrica e ripartendo la totalità dei carichi su di esso, ovvero sdoppiandolo in due elementi distinti, con relativi carichi dimezzati, al fine di cogliere con maggior precisione la distribuzione delle azioni nei diversi elementi strutturali.

La diffusione dei carichi attraverso la pavimentazione stradale deve essere tenuta in conto operando una adeguata distribuzione sulla base della effettiva geometria nell'applicazione dei carichi, sia nelle verifiche globali che in quelle locali, con particolare attenzione a quest'ultime.

Le azioni naturali indotte dal vento e della neve, ove quest'ultima si ritenga rilevante (es. ponti coperti) devono essere applicate sugli elementi strutturali in termini di forze e/o momenti operando un'adeguata ripartizione in relazione alla geometria dell'opera e delle superfici interessate. L'azione termica deve essere applicata negli elementi strutturali nei casi in cui possa determinare l'insorgere di coazioni significative.

L'azione sismica deve essere applicata a mezzo di funzioni spettro di risposta in accelerazione nel caso di analisi dinamiche lineari, ovvero tramite accelerogrammi o spostogrammi nei casi di analisi dinamiche non lineari. Nel caso in cui si ricorresse ad analisi statiche non lineari (tipo *push-over*) deve essere definito un caso di carico ad hoc di tipo incrementale, secondo un approccio in controllo di carico o di spostamento, la cui distribuzione deve tenere conto della variabilità delle forme modali dell'opera.

### 6.5.6 Tipologia di analisi

Le analisi devono essere commisurate al livello di conoscenza raggiunto, in accordo a quanto previsto dalla Tabella C8.5.IV della **CIR19**. Va da sé che nei casi in cui siano presenti elementi strutturali e/o dispositivi speciali a comportamento intrinsecamente non lineare, anche per il livello di conoscenza LC1 è necessario ricorrere ad analisi che contemplino le suddette non linearità, a meno di motivate procedure di linearizzazione.

Di seguito si elencano le tipologie di analisi possibili previste dalle **NTC18**:

- analisi lineare statica
- analisi lineare dinamica
- analisi non lineare statica
- analisi non lineare dinamica

Con riferimento alle *analisi lineari*, quella statica rappresenta senza dubbio il principale metodo per la determinazione degli effetti indotti dai carichi gravitazionali, dal traffico, dalle azioni termiche, dall'azione del vento e, salvo casi particolari, dall'azione della neve, mentre, l'analisi dinamica modale con spettro di risposta è preferibile per le analisi sismiche.

Il ricorso alle *analisi non lineari*, certamente più complesse, risulta utile al fine di affinare le risultanze ottenute sulla base delle propedeutiche analisi lineari maggiormente conservative o nei casi in cui, come precedentemente esposto l'opera presenti non linearità intrinseche tali da non poter essere trascurate.

Nel caso di analisi lineare dinamica con spettro di risposta, particolare attenzione deve essere posta alla scelta del fattore di comportamento ( $q$ ), la cui eventuale adozione deve essere coerente alla Tabella 7.3.II delle **NTC18**. Nella maggior parte dei casi e in assenza del superamento della soglia di fessurazione e snervamento delle sezioni, si può assumere in prima istanza, per le due componenti orizzontali dell'azione sismica, un valore  $q=1,5$  ed una rigidità fessurata fino al 50% (**NTC18** §7.2.6). Per l'utilizzo di valori più elevati è opportuno verificare, oltre all'effettivo superamento della soglia di fessurazione dei principali elementi strutturali (in genere le elevazioni) e quella di snervamento, l'assenza di rotture fragili, ad esempio effettuando una propedeutica analisi dinamica con fattore  $q$  unitario. La riduzione della rigidità degli elementi interessati può essere operata mediante la riduzione del modulo elastico del materiale o variando le proprietà di massa della sezione.

Il valore di  $q$  utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo SLV, a meno di adeguate analisi giustificative, è  $q=1$ , come richiesto al §7.3.1

Le analisi devono tenere conto, ove imprescindibile, della sequenza di costruzione sia per le strutture in c.a. e c.a.p. (fasi di varo, fasi di getto, sequenza tesatura cavi di precompressione, applicazione di distorsioni etc...), sia per le strutture composte acciaio-calcestruzzo. Le fasi costruttive, infatti, incidono sensibilmente sullo stato tensionale agente negli elementi strutturali. Con riferimento agli stati limite ultimi, le fasi costruttive assumono notevole rilevanza e devono essere quindi considerate nei casi di opere iperstatiche (come, ad esempio, ponti continui costruiti a spinta con conci di chiusura in campata, etc.), nei quali non considerare le fasi costruttive potrebbe determinare una sovrastima delle sollecitazioni agenti in alcune sezioni e una sottostima in altre. Per opere a struttura più semplice, invece, come ad esempio gli impalcati in semplice appoggio, ai fini delle analisi allo stato limite ultimo, la fase costruttiva non determina incidenza significativa sull'entità delle sollecitazioni complessive cumulate negli elementi strutturali.

Al contrario, nel caso sia necessario effettuare una analisi tensionale per le verifiche in esercizio, le fasi costruttive devono essere necessariamente considerate, a prescindere dalla tipologia di opera.

Operativamente, la modellazione delle fasi può essere condotta secondo due approcci differenti: il primo, più basilare, ma meno immediato, è quello di predisporre un modello di calcolo per ogni fase specifica e applicare la sovrapposizione degli effetti manualmente, il secondo, certamente più immediato e quindi da prediligere, prevede il ricorso alla *staged construction* implementata in un unico modello di calcolo.

### 6.5.7 Analisi critica della risposta della struttura

Ai fini della comprensione del comportamento dell'opera, per ciascuna delle combinazioni significative indicate al precedente §6.3.3, e delle altre eventualmente identificate per la specifica opera, è opportuno individuare gli elementi strutturali maggiormente sollecitati; la caratteristica della sollecitazione di interesse (flessione, pressoflessione, taglio) dipende dall'elemento strutturale.

È opportuno anche individuare e distinguere gli elementi strutturali omogenei (travi, soletta, pile, etc.) che sono soggetti ad un livello di domanda comparabile. Per gli impalcati, considerata la ripetitività degli elementi strutturali, è piuttosto semplice suddividere gli elementi in funzione dell'entità della domanda; per le elevazioni, la domanda può risultare fortemente differenziata per ponti con pile di altezza significativamente differente, mentre essa è pressoché uniforme nei viadotti con pile di altezza similare.

L'individuazione degli insiemi di elementi omogenei per livello di domanda consente di stimare l'estensione di eventuali deficit che dovessero risultare dalla **VAL4**, informazione essenziale ai fini della definizione della strategia di adeguamento dell'opera.

Per gli elementi principali, quali travi o cassoni d'impalcato ed elevazioni, è importante evidenziare la percentuale della sollecitazione indotta dai pesi propri e carichi permanenti e quella dovuta ai carichi mobili. In altri termini, va compreso l'impegno dei carichi da traffico rispetto alla domanda complessiva agente.

Per le pile, è importante evidenziare l'impegno nelle sezioni significative per le sole azioni gravitazionali: pesi propri, carichi permanenti e carichi da traffico.

Per la comprensione del comportamento dinamico dell'opera, è necessario identificare i principali modi di vibrare ed i periodi corrispondenti. Per le opere con schemi statici semplici, quali impalcati a graticcio in semplice appoggio e pile a fusto unico, è possibile stimare i modi di vibrare principali (longitudinale e trasversale) e calcolare la forza sismica da applicare alle pile anche mediante semplici calcoli a mano o fogli di calcolo. Tale valutazione semplificata, ma non approssimata, consente di individuare fin da subito gli elementi che possono presentare criticità nei confronti dell'azione sismica, e costituisce anche un controllo di massima sugli output di un modello FEM dettagliato.

## 6.6 Verifiche di sicurezza

### 6.6.1 Criteri generali ed esiti delle verifiche

Le verifiche di sicurezza devono essere condotte con riferimento agli stati limite ultimi SLU per carichi gravitazionali e allo stato limite di salvaguardia della vita SLV o di collasso SLC per le azioni sismiche.

I criteri adottati nelle verifiche devono essere esposti in maniera chiara e sintetica, specificando le formulazioni utilizzate e i relativi riferimenti, sezione della norma e/o riferimento bibliografico.

Le verifiche nei confronti degli SLU devono essere condotte distinguendo chiaramente i casi di azioni antropiche (carichi da traffico) ed ambientali e di azione sismica. Tale distinzione si rende necessaria anche in conseguenza dei diversi provvedimenti sull'opera che i due casi possono comportare, riferendosi alle limitazioni d'uso che possono scaturire dalle verifiche per azioni antropiche.

Gli stati limite per cui operare le verifiche devono essere definiti in coerenza con i criteri generali indicati al §6.3 del presente documento, tenendo in considerazione la distinzione più volte richiamata tra la progettazione di una nuova opera e la valutazione di sicurezza di un'opera esistente.

Le tipiche verifiche da condurre nei confronti degli stati limite ultimi per gli elementi base che costituiscono i ponti esistenti sono riportate nel seguito, suddivise per parti d'opera.

Per ciascuna tipologia di elemento, devono essere identificati quelli maggiormente sollecitati per ciascuna combinazione di carico analizzata. Le verifiche possono essere condotte per l'elemento maggiormente sollecitato, a parità di capacità. Qualora la verifica risulti non soddisfatta, si avrà cura di individuare la numerosità degli elementi che presentano il deficit rilevato, informazione necessaria per una valutazione tecnico-economica degli interventi di adeguamento dell'opera.

#### Impalcati in c.a. e c.a.p. di ponti a travata isostatici

- Travi e cassoni: flessione in mezzeria e taglio in corrispondenza degli appoggi (per travi a sezione costante si raccomanda la verifica a distanza  $d^{11}$  dall'asse appoggio, per le sezioni con ringrosso all'appoggio si raccomanda la verifica anche nella sezione a filo rastremazione se questa si trova a distanza dall'appoggio superiore a  $d$ ). Le verifiche in ulteriori sezioni notevoli sono da valutare caso per caso;
- Trasversi: flessione in mezzeria e a filo, taglio a interfaccia trave;
- Solette e sbalzi: flessione in mezzeria e a filo, taglio a interfaccia trave.

#### Impalcati di ponti a travata continua

- Travi e cassoni: flessione in mezzeria e all'appoggio, taglio in corrispondenza degli appoggi e ai quarti; le verifiche in ulteriori sezioni notevoli sono da valutare caso per caso; per i cassoni è richiesta altresì la verifica a torsione e taglio-torsione combinata;

#### Impalcati misti acciaio-clc di ponti a travata

- Travi e cassoni: flessione in mezzeria e taglio in corrispondenza degli appoggi e ai quarti; le verifiche in ulteriori sezioni notevoli sono da valutare caso per caso; la verifica di stabilità è da valutare caso per caso;
- Trasversi: flessione in mezzeria e a filo, taglio a interfaccia trave;
- Solette e sbalzi: flessione in mezzeria e a filo, taglio a interfaccia trave;
- Controventi: verifiche di resistenza e di stabilità (se necessario)
- Nodi, giunti e collegamenti (saldature, chiodature, bullonature): verifiche di resistenza; verifiche a fatica (per casi particolari)
- Sistema di connessione acciaio-calcestruzzo Verifiche di resistenza; verifiche a fatica (per casi particolari).

#### Elevazioni

<sup>11</sup> Distanza dall'appoggio pari all'altezza utile della sezione (§6.2.1 UNI EN 1992-1-1:2005)

- Pile a fusto unico: pressoflessione, taglio e torsione nella sezione di base e di testa e, se presenti, in corrispondenza di significative riduzioni di sezione.
- Pile multi-fusto: pressoflessione e taglio nella sezione di base e di testa e, se presenti, in corrispondenza di significative riduzioni di sezione.
- Pile a telaio: pressoflessione nella sezione di base e di testa, e se presenti, in corrispondenza di significative riduzioni di sezione, oltre ai trasversi/elementi di irrigidimento.

Pulvini: Verifica a flessione e a taglio nelle sezioni significative maggiormente sollecitate.

Selle Gerber: Verifica secondo il un modello *Strut and Tie in accordo all'Eurocodice 2*.

Baggioli: Verifica a schiacciamento, a taglio all'interfaccia.

Spalle: Verifiche a flessione e a taglio.

#### Ponti a stampella

- Impalcati: flessione, taglio, torsione e taglio-torsione combinata nelle sezioni notevoli (incastro nel nodo di testa pila e nelle sezioni a  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$ ,  $\frac{3}{4}$ ); verifica a taglio, torsione e taglio-torsione combinata nella sezione di estremità;
- Elevazioni: pressoflessione, taglio e torsione nella sezione di base e di testa e, se presenti, in corrispondenza di significative riduzioni di sezione.
- Solette e sbalzi: flessione in mezzera e a filo, taglio a interfaccia trave.

#### Ponti ad arco in c.a.

- Arco: flessione, taglio, sezioni notevoli (chiave, imposta, reni e, se presenti, in corrispondenza di significative riduzioni di sezione);
- Impalcati (ove presenti, es. ponti ad arco a via superiore): flessione e taglio nelle sezioni notevoli;
- Elevazioni: pressoflessione, taglio e torsione nella sezione di base e di testa e, se presenti, in corrispondenza di significative riduzioni di sezione.
- Rin fianchi (per ponti con riempimento): flessione e taglio nella sezione di base all'interfaccia con l'arco.

#### Ponti in muratura

Per i ponti in muratura le verifiche devono essere condotte considerando gli effetti globali e quelli locali, da valutare di volta in volta a seconda dei casi.

#### Apparecchi di appoggio

Per le verifiche degli apparecchi di appoggio si rimanda al successivo paragrafo §6.6.7.

Nel paragrafo seguente saranno illustrate le principali raccomandazioni inerenti la modellazione dei difetti presenti negli elementi strutturali ai fini della relativa valutazione della capacità strutturali e, a seguire, le formulazioni analitiche da adottare per i principali meccanismi di rottura o di collasso.

### **6.6.2 Considerazione del degrado per il calcolo della capacità, indice VID**

A seguito della valutazione dello stato di conservazione dell'opera, desunto dall'analisi delle ultime schede di ispezione e dai sopralluoghi sull'opera, nonché dalla mappatura del degrado effettuata dalla Società incaricata della sorveglianza (se disponibile), i difetti strutturalmente *significativi* devono essere opportunamente modellati in modo da rispecchiare fedelmente lo stato di fatto.

In particolare, i difetti sono da ritenersi "significativi" quando sono tali da determinare una "riduzione evidente della capacità resistente" (NTC18 §8.3) e sono ubicati in sezioni soggette a sollecitazioni indotte dai carichi esterni non nulle e/o trascurabili. In proposito si rimanda al §5.3 della presente specifica.

In tali circostanze, il calcolo della capacità degli elementi è condotto sia in configurazione integra, corrispondente alla configurazione di progetto, sia in configurazione ammalorata, corrispondente allo stato di fatto. A tal fine, è necessario che i difetti siano chiaramente descritti, definendone la tipologia e illustrandone la localizzazione, l'entità e l'estensione.

Le sollecitazioni agenti (la *domanda*) sono, evidentemente, quelle risultanti dall'analisi nella sezione in cui è presente il difetto.

La riduzione di capacità di un elemento è determinata analiticamente e misurata mediante l'indicatore **VID**, "Valutazione di incidenza del difetto", definito come il rapporto tra la capacità della sezione con difetto e la capacità della sezione integra. La caratteristica della sollecitazione per cui il VID è calcolato dipende dall'elemento indagato, dall'ubicazione e dalla tipologia del difetto (es. flessione in mezzera di una trave per cavi ammalorati, taglio in corrispondenza dell'appoggio di una trave per staffe rotte, etc.).

Si rammenta, come già evidenziato al §6.5, che nei casi in cui il difetto sia tale da determinare anche una variazione non trascurabile di massa e/o rigidità, quindi della risposta della struttura, esso deve essere tenuto in conto anche nell'ambito delle analisi e della modellazione, e non solo in fase di verifica.

### 6.6.3 Capacità a flessione

La capacità a flessione delle sezioni strutturali deve essere determinata con gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni, utilizzando i legami costitutivi dei materiali sulla base degli esiti della campagna di indagini condotta. Nel caso in cui si utilizzi un software, ne deve essere certificata l'affidabilità.

Con riferimento alle elevazioni in c.a., le verifiche per azioni sismiche allo SLC possono essere condotte ricorrendo alla formulazione prevista al §C8.8 della **CIR19** per i *meccanismi duttili*, confrontando la rotazione alla corda con la relativa capacità.

### 6.6.4 Perdite di precompressione

Nello svolgimento delle verifiche agli SLU le perdite di precompressione intervengono principalmente nella verifica a taglio delle travi o dei cassoni, per lo svolgimento delle quali è necessario conoscere la precompressione residua nei cavi inclinati che determina una riduzione della sollecitazione risultante nella sezione di verifica.

Le cause delle perdite di precompressione sono note ed *intrinseche* alla tecnologia del c.a.p., tuttavia è particolarmente difficile valutarle con accuratezza. Rispetto alle stime di progetto (*le perdite attese*), i risultati di vari studi sperimentali condotti oramai da lungo tempo hanno mostrato che le perdite *effettive* sono spesso superiori rispetto a quelle attese. Inoltre, esse possono essere dovute anche a fenomeni di degrado dei cavi, non previsti in progetto e non facilmente rilevabili. Quest'ultimo aspetto interessa sostanzialmente gli elementi in c.a.p. a cavi scorrevoli rispetto a quelli a cavi aderenti, per maggior vulnerabilità dei primi rispetto al fenomeno della corrosione. I difetti sui cavi degli elementi in c.a.p. a cavi aderenti sono più facilmente rilevabili dalla presenza di lesioni del cls, se non già in vista per distacco del copriferro.

Per quanto riguarda gli elementi a cavi scorrevoli, una volta noto l'effettivo stato di conservazione dei cavi dalle indagini effettuate in accordo alla ST-IS [R7], il valore della precompressione residua da utilizzare nei calcoli potrà essere determinato a partire dalla precompressione iniziale considerando le perdite stimate in fase di progetto (*valori di tiro e perdite attese*, da relazioni di calcolo originali oppure da progetto simulato), incrementate di una percentuale ritenuta idonea per la tipologia dell'opera, applicata all'area dei cavi esente da difetti. In assenza di specifiche valutazioni e/o indagini, come valore indicativo si può assumere un incremento del 50% (ovvero aggiungendo una ulteriore aliquota del 10% al valore progettuale), in accordo con quanto emerso da sperimentazioni recentemente condotte su viadotti autostradali, ed applicato nello svolgimento delle valutazioni di sicurezza di molte opere già validate da vari Istituti Universitari come richiesto dal MIMS.

I risultati delle prove di rilascio tensionali possono essere utilizzati ai fini del calcolo della precompressione residua solo nei casi in cui ne ricorrano le circostanze indicate ai §5.9 ed in Appendice §20 delle presenti Specifiche.

Per quanto riguarda gli elementi a cavi aderenti, tenendo conto degli eventuali difetti rilevati sui cavi, si potranno utilizzare le perdite previste in progetto. Nel caso si rilevi la presenza di difetti spia, si dovrà

procedere ad indagini di dettaglio per verificare la presenza di difetti occulti nei cavi, agli esiti delle quali si stabilirà l'area dei cavi da considerare nella valutazione della forza di precompressione residua.

### 6.6.5 Capacità a taglio

La capacità a taglio di elementi in c.a. e c.a.p., come indicato nella **CIR19** nel capitolo dedicato ai ponti esistenti, *deve essere valutata in accordo a modelli di comprovata validità*. (§C8.8.5.5). La circolare riporta, ad esempio, la nota espressione trinomia per il calcolo della resistenza a taglio di elementi compressi, riferibile al caso delle pile da ponte soggette ad azioni cicliche (si veda §14.4.2.4 e §14.4.2.5).

Nel caso di verifiche per azioni antropiche, si possono utilizzare le espressioni riportate al §4.1.2.3.5 della **NTC18**. Nell'espressione [4.1.24] delle **NTC18**,  $\sigma_{cp}$  è la tensione media di precompressione nella sezione considerata, ma solo nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ). Pertanto, al fine di evidenziare l'applicabilità di tale formulazione, è necessario esplicitare la verifica tensionale dell'elemento allo SLU.

Ampia letteratura (v. Appendice §15) mostra che tali espressioni sono conservative, sottostimando l'effettiva resistenza a taglio, anche significativamente nel caso di elementi precompressi debolmente armati a taglio quali le travi da ponte in c.a.p..

In letteratura sono disponibili, poi, altri modelli di comprovata validità che consentono di stimare la resistenza a taglio di travi in c.a.p.. Tra questi, si può fare riferimento a quello proposto nel *fib Model Code 2010* [R9], basato sulla *Modified Compression Field Theory* [13].

Per maggiori dettagli in merito alla resistenza a taglio ed al calcolo della capacità resistente si rimanda all'Appendice §14.

Per gli elementi debolmente armati, quali le solette, è possibile far riferimento alla formulazione semplificata della SIA262 riportata al §6.3.5.2 delle **LG20**, o alla formulazione originale riportata al §14.4.1.2.

Si osserva infine che le travi in c.a.p. dei ponti presenti sulla rete autostradale italiana in concessione ad Aspi non hanno mostrato, ad oggi, una difettologia *sistematica* riconducibile all'azione di taglio. Il campione è costituito da migliaia di travi, per la maggior parte realizzate negli anni '60 e '70 con medesimi criteri di progettazione e carichi di progetto. L'evidenza sperimentale mostra quindi che tali elementi sono, in linea generale, idonei ad assolvere la funzione per la quale sono preposti, nonostante l'incremento del traffico verificatosi rispetto alle previsioni progettuali dell'epoca.

### 6.6.6 Verifica delle pile per frenatura

La valutazione della sicurezza delle pile dei ponti esistenti per le azioni indotte dalla forza di frenatura da **NTC18** è un tema particolarmente rilevante in relazione alla significativa rivalutazione dell'azione, introdotta a partire dalle NTC08, rispetto a quella prevista dalla Circolare del '62, utilizzata per il progetto di gran parte delle opere presenti sulla rete autostradale italiana.

In merito all'entità dell'incremento dell'azione di frenatura si rimanda al precedente § 6.2.3.

Come osservato nel citato paragrafo, gli Eurocodici non specificano quale sia il periodo di ritorno di riferimento per l'azione di frenatura; specificano invece il periodo di ritorno di riferimento del valore caratteristico della componente verticale  $q_{1k}$ , pari a 1.000 anni, che può essere preso a riferimento. Tale valore, riferito agli SLE, si incrementa per le verifiche agli SLU; esso diviene quindi confrontabile con quello previsto per l'azione sismica di progetto (SLC:  $V_R$  100 anni,  $T_R = 1950$  anni; SLV:  $V_R$  100 anni,  $T_R = 949$  anni). La forza di frenatura e l'azione sismica producono sulle pile uno stato di sollecitazione qualitativamente simile, sono caratterizzate da periodi di ritorno confrontabili, ed entrambe sono di *breve durata* (istantanee quelle di frenatura). Per quanto sopra esposto, si possono adottare gli stessi criteri di verifica per le due azioni. Le verifiche delle pile nei confronti degli SLU per l'azione di frenatura possono essere condotte per i meccanismi duttili in forza o, in alternativa, in deformabilità (**CIRC19** §C8.8.5.4), per i meccanismi fragili in forza (**CIRC19** §C8.8.5.5).

Ai fini del corretto svolgimento delle verifiche, si raccomanda di considerare la contemporaneità delle sollecitazioni (N, M) indotte dall'azione di frenatura negli elementi strutturali, evitando di fare riferimento alla combinazione "inviluppo".

Nel caso di ponti a travata, le verifiche delle pile vanno condotte ipotizzando, in via conservativa, che i dispositivi di appoggio fissi siano in grado di trasferire le azioni orizzontali, indipendentemente dall'effettiva capacità del dispositivo ed allo stato di conservazione. La conoscenza del livello di sicurezza delle pile nell'ipotesi di dispositivi idonei è un'informazione utile anche ai fini della definizione di un eventuale intervento evolutivo di sostituzione degli appoggi.

### 6.6.7 Verifica del sistema di appoggio dell'impalcato di ponti a travata

Nei ponti a travata il sistema di appoggio e vincolo impalcato-elevazioni è tipicamente costituito da dispositivi di appoggio e baggioli in c.a.. In taluni casi i dispositivi sono direttamente a contatto con i pulvini o la testa pila, senza presenza di baggioli.

Il sistema di appoggio va opportunamente indagato nell'ambito della fase della conoscenza in ragione sia delle modifiche che possono essere intervenute nel corso del tempo, non è infatti inusuale che dispositivi siano stati sostituiti nel corso della vita dell'opera, sia della sensibilità di tali elementi rispetto al degrado in quanto direttamente esposti agli effetti degli agenti atmosferici e chimici.

Le tipologie di dispositivi di appoggio più ricorrenti sulle opere del patrimonio infrastrutturale italiano sono le seguenti:

- Appoggi in acciaio (*generalmente a superficie cilindrica con perno quelli di tipo fisso, a superficie cilindrica con elementi di scorrimento in PTFE o a pendolo quelli di tipo mobile*);
- Appoggi elastomerici (neoprene) con lamierini di armatura (talvolta non armati), anche definiti *semi-rigidi*.

Il sistema di vincolo deve sostanzialmente garantire la trasmissione, dall'impalcato alle pile, delle azioni verticali indotte dai carichi gravitazionali (peso proprio dell'impalcato, carichi permanenti e carichi variabili da traffico) e delle azioni orizzontali trasmesse dall'azione di frenatura, dall'azione centrifuga per i ponti in curva, dal vento e dal sisma.

Lo schema di vincolo tipicamente utilizzato per gli impalcato in semplice appoggio con dispositivi in acciaio è *fisso – mobile*. Tale schema è realizzato, come noto, combinando appoggi fissi, appoggi mobili unidirezionali (longitudinali e trasversali) ed appoggi multidirezionali. Il funzionamento prevede che le azioni orizzontali in direzione longitudinale sono trasmesse a una sola struttura di elevazione (pila o spalla), mentre le azioni orizzontali trasversali sono trasmesse ad entrambe le strutture di elevazione per la presenza di appoggi fissi in direzione trasversale ad ambo gli appoggi.

Nel caso di appoggi elastomerici (neoprene), invece, le azioni orizzontali, sia longitudinali che trasversali, sono ripartite in egual misura su entrambe le strutture di elevazione che sostengono l'impalcato.

Gli appoggi mobili devono consentire la deformazione termica dell'impalcato, ed è questo il requisito prestazionale con cui sono stati tipicamente dimensionati nei progetti degli anni '60 e '70; nei casi di opere progettate per l'azione sismica, che sono comunque una minoranza in ragione della limitata conoscenza dell'epoca sulla pericolosità sismica del territorio italiano, essi sono stati dimensionati anche per accomodare gli spostamenti dalla stessa indotti; non risulta che siano stati dimensionati per accomodare gli spostamenti indotti dall'inflessione della pila adiacente con appoggi fissi per effetto dall'azione orizzontale di frenatura o di quella sismica.

Al fine di fornire utili indicazioni in merito alle verifiche da condurre sul sistema di appoggio dei ponti esistenti, si richiamano i requisiti di sicurezza nei confronti degli stati ultimi che devono possedere le opere: la "*capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera*" (§2.1 **NTC18**). Relativamente agli stati limite di esercizio si richiede la "*capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio*" (§2.1 **NTC18**). Inoltre,

“il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.”; ed infine che “per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere”.

Facendo riferimento a quanto sopra riportato, le principali verifiche da condurre agli SLU per gli effetti indotti dalle azioni orizzontali (antropiche, ambientali e sismiche) sul sistema di appoggio dei ponti a travata esistenti sono la capacità degli appoggi fissi e la perdita di appoggio dell’impalcato per effetto dell’azione sismica. Tale cinematico, per schemi ricorrenti di impalcati in semplice appoggio e salvo casi particolari, potrebbe di fatto non essere realizzabile per l’azione di frenatura, che diversamente dall’azione sismica agisce in un solo verso, per il vincolo fisico costituito dall’impalcato della campata adiacente.

Il superamento della capacità in spostamento di un appoggio mobile potrebbe non prefigurare, a prescindere, il verificarsi delle circostanze indicate dalla Norma associate agli SLU. Tale evento nel caso di un’opera esistente, progettata con criteri e regole differenti rispetto a quelli oggi previsti per una nuova opera, potrebbe essere associato ad uno SLE secondo i principi fondamentali delle **NTC18** sopra richiamati, verificando comunque che vi sia residua capacità portante rispetto alle azioni verticali, ed osservando inoltre che il superamento della capacità in spostamento sia per effetto della forza istantanea di frenatura che per le azioni sismiche rappresenti un evento potenzialmente reversibile.

Le verifiche del sistema di vincolo impalcato/elevazioni da condurre nei confronti degli stati limite ultimi sono di seguito specificate, distinguendo per natura dell’azione agente, meccanismo e tipologia di apparecchi. Per le verifiche degli appoggi semirigidi si può fare riferimento a [12].

#### 6.6.7.1 Verifica di perdita di appoggio dell’impalcato per azione sismica

La perdita di appoggio dell’impalcato può avvenire secondo la sequenza progressiva di meccanismi elencati a seguire:

- perdita di appoggio *impalcato-dispositivo di appoggio*;
- perdita di appoggio *impalcato-baggiolo* (ove presente il baggiolo);
- perdita di appoggio *impalcato-pulvino* (o, in generale, impalcato testa-pila).

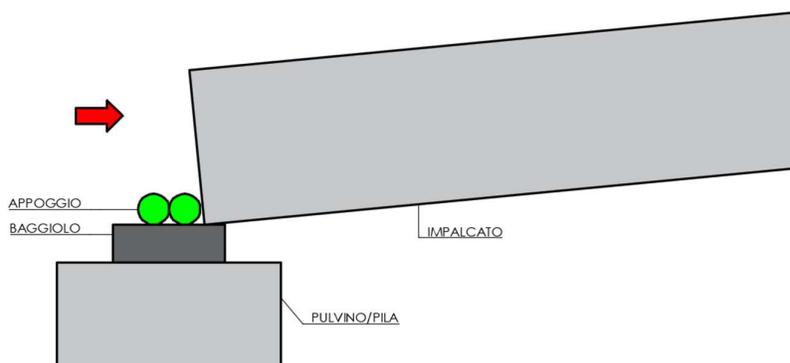


Figura 7- 1 - Schema perdita di appoggio impalcato-Dispositivo di appoggio

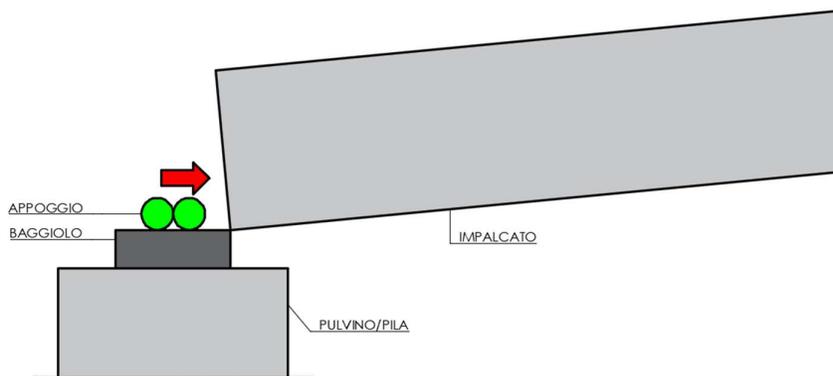


Figura 7- 2 - Schema perdita di appoggio impalcato-baggiolo

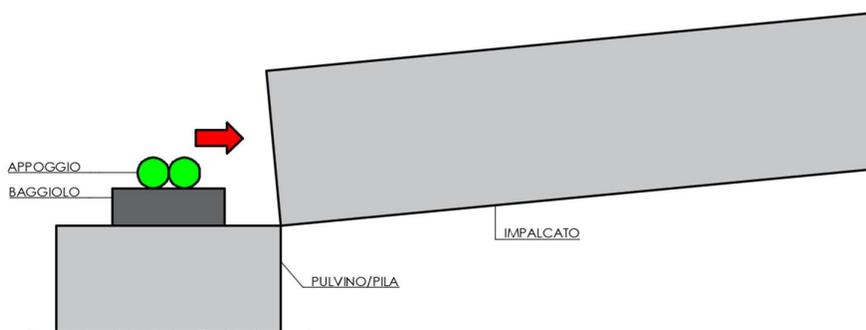


Figura 7- 3 – Schema perdita di appoggio impalcato-pulvino (o impalcato pila)

Ad ognuno dei potenziali meccanismi deve essere associato, caso per caso e in relazione alle caratteristiche dell'opera e dei dispositivi di appoggio, lo stato limite di riferimento.

Non sempre, infatti, la perdita di appoggio dell'impalcato rispetto al dispositivo di appoggio rappresenta uno stato limite di collasso. Nella maggior parte dei casi, lo stato limite di collasso è associato alla fuoriuscita totale dell'impalcato dal supporto costituito dal pulvino, o dai baggioli nei casi in cui questi siano di altezza significativa. Difatti, l'eventuale sfilamento dell'impalcato rispetto ai dispositivi di appoggio, la cui altezza è generalmente dell'ordine della decina di cm, può ritenersi al più uno stato limite di salvaguardia della vita in quanto determina un dislivello a cavallo dei giunti tra campate contigue con conseguente pericolo per il transito dei veicoli, che non avrebbero a disposizione un piano viabile perfettamente piano.

Con riferimento alla perdita di appoggio impalcato- baggioli, vale quanto detto per quella impalcato-dispositivi di appoggio, a condizione che lo spazio disponibile tra il filo baggiolo e il filo pulvino sia tale da costituire effettivo supporto per l'impalcato in caso di eccessivo arretramento.

Con riferimento alle capacità, per i dispositivi di appoggio si assume la corsa di *target*, per baggioli e i pulvini la larghezza disponibile deve essere ridotta di un fattore pari a 1,25 (in analogia a quanto previsto dal §7.2.2 **NTC18**) ed è opportuno controllare che l'arretramento dell'impalcato a filo supporto non determini effetti locali incompatibili (es. compressione localizzata agli spigoli).

Verifica dei dispositivi di appoggio per lo SLU

Per la maggior parte opere esistenti non si dispone delle informazioni di progetto degli apparecchi di appoggio e, pertanto, si rende necessario ricorrere ad informazioni relative ad apparecchi simili ricavate da cataloghi e dalla prassi costruttiva dell'epoca. Inoltre, anche quando disponibili, le informazioni di progetto

si riferiscono alla *portata* per le condizioni di esercizio, coerentemente con i criteri di progettazione dell'epoca. Raramente è indicata la capacità in spostamento.

Premesso che la capacità portante rispetto ai carichi verticali non costituisce, per la maggior parte dei dispositivi, un effettivo problema, se si dispone della portata di progetto, la capacità ultima può essere derivata applicando il fattore 1,50 tipicamente utilizzato all'epoca di progetto, ed anche indicato nelle CNR10018 [T1.].

Le verifiche dovranno essere condotte per condizioni integre e, laddove possibile, per condizioni ammalorate. Il livello di degrado è generalmente difficile da quantificare, così come gli effetti sulle prestazioni dei dispositivi. Deve essere evidenziato, tuttavia, che il degrado degli apparecchi, nella maggior parte delle circostanze, incide sulla funzionalità degli stessi, ma non pregiudica la stabilità globale dell'opera. Ad esempio, per gli apparecchi in acciaio, il livello di corrosione è spesso superficiale, e di fatto non altera in modo significativo la capacità portante degli stessi.

Laddove l'ammaloramento (o, in generale, malfunzionamento/inefficienza) sia tale da incidere anche sulla riposta dell'opera, alterando la rigidezza, deve essere tenuto in conto anche nell'ambito delle analisi e della modellazione.

Indicazioni di massima sulla capacità degli appoggi sono fornite in Appendice (§15).

La verifica a capacità portante per carichi verticali si esegue per tutte le tipologie di appoggio confrontando la massima azione con la capacità dell'appoggio. Le modalità di verifica dipendono dalla tipologia di appoggio e dalla modalità di trasferimento del carico; a titolo di esempio si pensi ai contatti Hertziiani nel caso di appoggi a contatto lineare o più semplicemente alla pressione su di un appoggio in neoprene o su un appoggio in acciaio.

La verifica andrà condotta considerando la massima azione verticale nella combinazione SLU più sfavorevole agente sull'appoggio i-esimo, che tipicamente corrisponde alla condizione di impalcato a pieno carico.

Gli effetti dell'azione del vento, in combinazione con i carichi da traffico, devono essere considerati qualora producano un incremento dell'azione verticale sull'appoggio di entità non trascurabile (e comunque tale da modificare l'esito della verifica).

Le verifiche in forza per le azioni orizzontali di frenatura o sismiche si eseguono per gli appoggi fissi, mobili unidirezionali e semirigidi accertando che gli elementi di ritegno (e.g. denti di bloccaggio, perni, armature, ecc.) o la capacità a taglio della gomma siano in grado di resistere alla massima azione di taglio.

Le combinazioni delle azioni dimensionanti tipicamente sono la SLU-frenatura, che agisce in direzione longitudinale, e la SLV sismica, che agisce in entrambe le direzioni (come da combinazioni direzionali). In taluni casi particolari la combinazione SLU-vento può risultare dimensionante. Le verifiche sono condotte distintamente per la condizione più gravosa indotta dai carichi antropici combinati con le azioni ambientali e per quella indotta dall'azione sismica.

Nei casi in cui gli appoggi non siano rigidamente connessi alle strutture (e.g. tramite zanche, armature, ecc.) occorre verificare la capacità di trasmissione dell'azione per attrito tra apparecchio di appoggio e baggiolo/pulvino. I coefficienti di attrito dipendono dal materiale di cui è costituito l'appoggio; in assenza di specifiche indagini, si possono utilizzare i valori riportati all'interno del "Manuale della procedura AVS per la valutazione della vulnerabilità e rischio sismico dei ponti e viadotti Autostradali" (§6.9). Ad esempio, in caso di scorrimento tra calcestruzzo e calcestruzzo si può assumere un coefficiente di attrito pari a 0.50, mentre in caso di scorrimento tra calcestruzzo e neoprene, può essere assunto un coefficiente di attrito compreso nell'intervallo 0.25 e 0.40.

#### Verifica dei dispositivi di appoggio mobili in spostamento

In aggiunta alle verifiche di cui sopra, è comunque opportuno condurre una verifica in spostamento degli appoggi mobili al fine di stimare il livello di prestazione in rapporto alla domanda indotta dai carichi da NTC, nell'ottica di un eventuale intervento evolutivo sull'opera.

La verifica in spostamento degli appoggi mobili è condotta per le azioni di frenatura e vento (se dimensionante) e per l'azione sismica, tenendo comunque distinti gli esiti dei due casi (antropici ed ambientali, sismica).

Nel caso di verifica per azione sismica, agli spostamenti risultanti dall'analisi sismica si devono sommare quelli dovuti alla variabilità spaziale del moto (§6.2.8.1), se ne ricorrono le condizioni.

Tale verifica non è immediata in quanto l'effettiva capacità di spostamento degli appoggi mobili, in uso da molti anni, è particolarmente difficile da determinare, sia per gli effetti del degrado che possono aver interessato questi elementi, sia perché si tratta di una misura intrinsecamente variabile nel tempo causa la variazione indotta dagli effetti termici per cui, di fatto, la capacità varia con i cicli stagionali e, in assenza di un monitoraggio, non è immediato stabilire la capacità residua al netto dell'impegno per assorbire le variazioni termiche.

#### Verifica di resistenza dei baggioli

I baggioli devono essere verificati per le seguenti condizioni:

- Verifica a schiacciamento del calcestruzzo per la combinazione di massima compressione (SLU);
- Verifica a taglio nei confronti della combinazione che genera la massima azione orizzontale del dispositivo di appoggio fisso sostenuto dal baggiolo stesso (SLU frenatura, SLU vento, SLV sisma).

Per le verifiche di resistenza a compressione per pressioni localizzate sui baggioli si può fare riferimento alla formulazione per il calcolo della resistenza di zone soggette a pressioni localizzate, di cui al §6.7 dell'EN 1992-1-1.

Per la verifica di resistenza a taglio dei baggioli, il modello di resistenza da adottare deve essere scelto in funzione dello stato tensionale corrispondente alla combinazione di taglio massimo. Qualora l'elemento risultasse interamente compresso, è possibile utilizzare la formulazione indicata dalla norma vigente (**NTC18**) riportata al §4.1.2.3.5.1. (formula [4.1.24] valida per elementi in c.a. precompressi).

Diversamente, in presenza di baggioli con tensione di trazione massima non superiore al valore limite  $f_{ctd}$ , è possibile adottare un modello di resistenza del tipo *Strut and Tie model*. L'individuazione del meccanismo tirante - puntone è funzione della disposizione dell'armatura tesa. Si individuano, in generale, due meccanismi in accordo a quanto previsto al §4.1.2.1.5. della CIR19.

Per baggioli di ridotte dimensioni in altezza, si può eseguire una verifica a tranciamento considerando i contributi di resistenza a taglio forniti dalle armature verticali/staffe presenti, se efficacemente inghisate, e dal calcestruzzo confinato, assumendo un valore per la tensione tangenziale massima in funzione della resistenza del calcestruzzo e del livello di degrado.

#### Dispositivi antisismici

Su un ridotto numero di opere di più recente realizzazione, o di opere oggetto di interventi di sostituzione degli appoggi o di adeguamento/miglioramento sismico realizzati successivamente alla costruzione, possono essere presenti dispositivi di protezione sismica.

I dispositivi antisismici più ricorrenti sono i seguenti:

- Isolatori sismici in gomma armata
- Isolatori in gomma con nucleo in piombo
- Dispositivi elastoplastici, con o senza accoppiatori oleodinamici
- Dispositivi oleodinamici di vincolo temporaneo (Shock Transmitters)
- Smorzatori viscosi (Viscous Dampers)

Tali dispositivi tipicamente esibiscono un comportamento non lineare, che richiede l'utilizzo di metodi di analisi al passo (push-over o dinamica non lineare). In alcuni casi è possibile derivare un legame costitutivo lineare equivalente; ciò consente di determinare la risposta dell'opera per l'azione sismica utilizzando i

metodi di analisi lineare. La strategia di modellazione e di analisi va definita caso per caso, e concordata preventivamente con Aspi.

Le caratteristiche dei dispositivi e quindi anche le loro capacità devono essere determinate preventivamente alle analisi sulla base delle schede tecniche o delle informazioni di progetto. Ove non disponibili, è necessario ricorrere ad approfondimenti anche sulla base di prove di laboratorio.

Particolare attenzione deve essere posta allo stato di conservazione di tali dispositivi, al fine di accertarsi che le prestazioni attese possano essere effettivamente garantite ovvero se vi siano stati decadimenti significativi.

### 6.6.8 Verifiche per l'azione d'urto sulle barriere di sicurezza

Le verifiche nei confronti dell'azione d'urto devono essere condotte per la struttura di supporto sulla quale le barriere di sicurezza sono installate, ed in particolare:

- a) Verifica di sicurezza dello sbalzo;
- b) Verifica di tenuta del cordolo.

L'azione d'urto del veicolo in svio è da considerarsi azione eccezionale e pertanto il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali è preso unitario.

#### 6.6.8.1 Verifica di sicurezza dello sbalzo

Nei casi di installazione su sbalzi di spessore costante è necessario condurre le seguenti verifiche:

- verifica a taglio nella sezione maggiormente sollecitata;
- verifica a tenso-flessione nella sezione maggiormente sollecitata.

Qualora lo sbalzo sia di spessore variabile, dovranno essere esplicitate le verifiche nelle sezioni più significative.

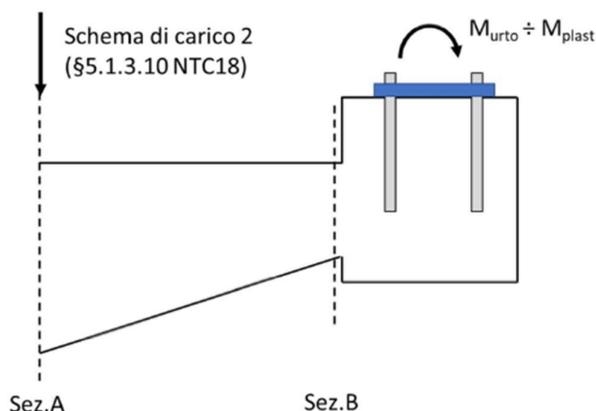


Figura 6-10 – Schema di verifica dello sbalzo con sezione variabile

Di seguito sono mostrati degli schemi tipici indicando la sezione maggiormente sollecitata nella quale effettuare la verifica.

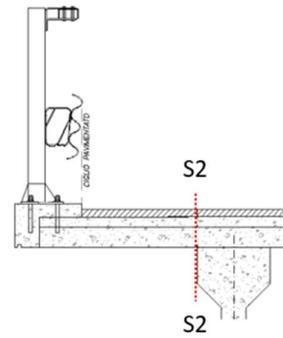
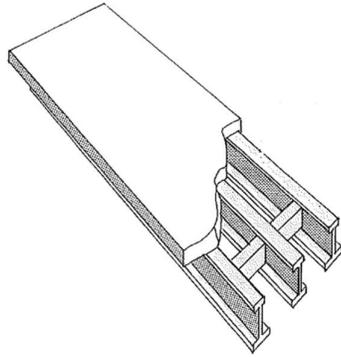


Figura 6-11 - Impalcati a graticcio

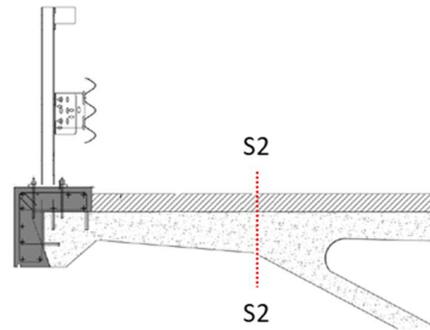
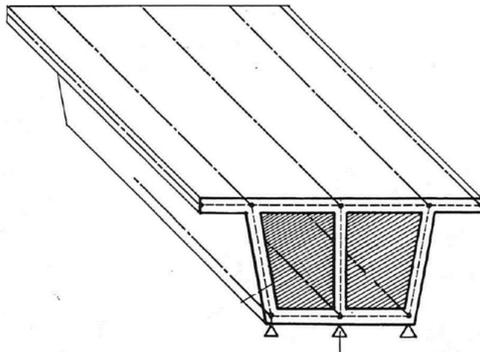


Figura 6-12 - Impalcati a cassone

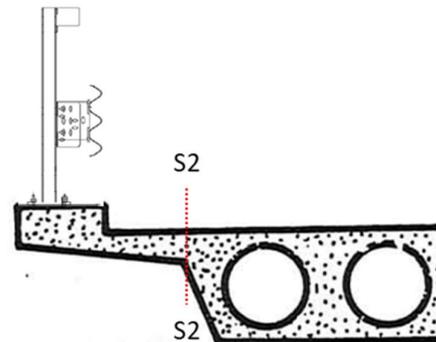
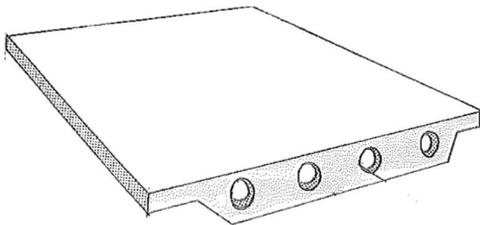


Figura 6-13 – Impalcato a solettone alleggerito

#### 6.6.8.2 Verifica di tenuta del cordolo

La verifica del *cordolo* nella sezione di connessione con la soletta (sezione C nella figura sottostante) è necessaria nel caso di cordolo “sopraelevato” rispetto alla soletta realizzato successivamente al primo impianto, tipicamente in occasione della sostituzione delle barriere di sicurezza.

La situazione più critica è quella in cui i tirafondi della barriera non si prolungano oltre la sezione di discontinuità; in tal caso si può fare affidamento sulla sola armatura di *inghisaggio* del cordolo nella soletta.

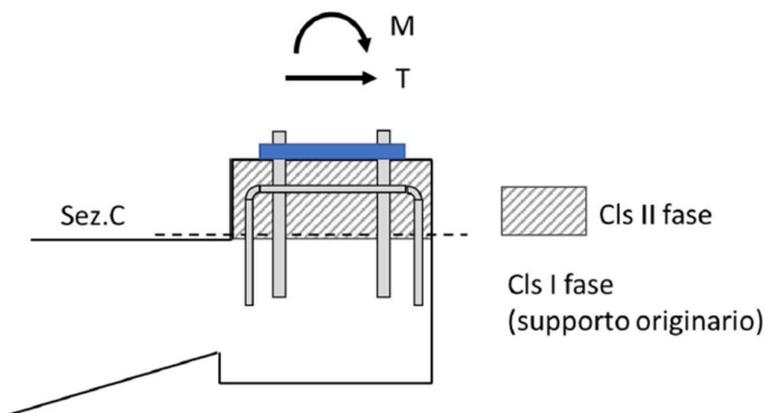


Figura 6-14 – Sezione di verifica del cordolo

Il cordolo può esibire un comportamento da elemento inflesso o da elemento tozzo in funzione delle dimensioni geometriche.

La principale verifica da condurre è la resistenza a tranciamento delle barre di inghisaggio, e dei tirafondi se di lunghezza tale da interessare la sezione C, per l'azione di taglio.

Deve essere inoltre effettuata la verifica a sfilamento per aderenza ed a trazione delle barre tese per effetto del momento flettente.

Nel caso di comportamento da elemento tozzo, ipotizzando un meccanismo *strut and tie*, va eseguita la verifica del puntone di cls compresso, in aggiunta alle verifiche delle barre di cui sopra.

Per quanto riguarda l'estensione della porzione di cordolo che contribuisce alla resistenza, si può in prima approssimazione considerare l'interasse tra i montanti.

Per quanto riguarda le verifiche rispetto agli altri meccanismi di rottura previsti dalle normative vigenti per l'ancoraggio mediante barre, ed in particolare la resistenza combinata a sfilamento ed a rottura conica del calcestruzzo (*combined pull-out and concrete cone failure*), la resistenza a rottura conica del calcestruzzo (*concrete cone failure*), la resistenza allo strappo del calcestruzzo (*concrete pry-out failure*), si fa presente che esse fanno riferimento ad una configurazione geometrica differente rispetto a quella del cordolo sopraelevato in esame. In particolare, assimilando il cordolo ad un elemento con un bordo libero (che è la configurazione presa sovente a riferimento nella progettazione delle nuove opere in assenza di indicazioni normative riferite al caso dei cordoli bordo ponte), non si tiene in conto dell'effetto favorevole di *confinamento* operato dalla presenza dello sbalzo, che modifica le superfici di rottura che si possono effettivamente realizzare rispetto a quelle ipotizzate in normativa per stimare la resistenza a sfilamento delle barre inghisate. Nel caso della progettazione del nuovo, la questione ha limitata rilevanza dovendo progettare le armature. Ciò non è possibile nel caso delle strutture esistenti, essendo l'armatura un dato della verifica. Ricordando che tali elementi sono stati progettati con criteri e regole differenti da quelli attuali, e che per le opere esistenti possono essere ammessi livelli di prestazione differenti rispetto a quelli richiesti alle nuove opere, l'obiettivo di tali verifiche è fornire indicazioni utili per definire gli interventi evolutivi delle opere che saranno progettati tenendo conto di tutti i meccanismi di rottura previsti dalle norme vigenti.

### 6.6.9 Verifiche da condurre in caso di accertata interferenza idraulica

Nel caso dei ponti per cui sia accertata l'interferenza idraulica, verifiche di sicurezza andranno condotte sul manufatto e le opere connesse in termini funzionali e di stabilità rispetto ai seguenti aspetti generali:

- Verifiche idrauliche;
- Verifiche geotecniche;
- Verifiche strutturali,

unitamente alla valutazione delle interferenze.

In generale, l'interferenza idraulica dell'infrastruttura deve essere verificata in merito ai principali fenomeni di Stato Limite Ultimo così individuati:

- rigurgito/sormonto/inondazione e i suoi effetti sulla funzionalità e sulla stabilità delle opere;
- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- erosione e i suoi effetti sulla funzionalità e sulla stabilità delle opere.

Le verifiche idrauliche e la valutazione dell'entità dell'interferenza idraulica costituiscono una prima fase di analisi e verifica.

A partire da questa, si definisce la configurazione entro la quale vanno svolte le verifiche geotecniche e strutturali tenendo in conto degli effetti locali e globali, di variazione dello stato deformativo e tensionale dovuti all'erosione, al sormonto e alla presenza di azioni aggiuntive derivanti dall'interferenza idraulica.

Il flusso di analisi e verifiche così delineato si esplica in:

1. Verifiche idrauliche e valutazione dell'entità dell'interferenza idraulica
  - a. verifica del franco e dei fenomeni di rigurgito/sormonto/inondazione,
  - b. valutazione del potenziale di erosione,
  - c. azioni aggiuntive derivanti dall'interferenza idraulica (come descritte al § 6.2.7).
2. Verifiche geotecniche e strutturali in merito alle criticità individuate in 1.a, 1.b e 1.c ed agli effetti dalla presenza d'acqua indotti in ambito geotecnico e strutturale:
  - a. verifiche geotecniche
    - i. collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
    - ii. collasso per scorrimento sul piano di posa
    - iii. collasso per ribaltamento
    - iv. collasso per sollevamento
    - v. stabilità globale
  - b. verifiche strutturali
    - i. spostamenti o deformazioni eccessive
    - ii. raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

## 6.7 Valutazione degli esiti delle verifiche

### 6.7.1 Livello di sicurezza: $\zeta_v$ e $\zeta_e$

Il livello di sicurezza è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_v$  e il rapporto  $\zeta_e$ , secondo quanto discusso al § 6.1.5 delle **LG20**.

Le verifiche nei confronti degli SLU devono essere condotte distinguendo chiaramente i casi di azioni antropiche (carichi da traffico) ed azioni sismiche. Tale distinzione si rende necessaria anche in conseguenza dei diversi provvedimenti sull'opera che i due casi possono comportare, riferendosi alle limitazioni d'uso che possono scaturire dalle verifiche per azioni antropiche.

#### 6.7.1.1 Calcolo del coefficiente di adeguatezza $\zeta_v$

Il coefficiente di adeguatezza  $\zeta_v$  è definito dalle vigenti normative **NTC18** come "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".

Tale parametro viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$\zeta_V = \frac{R_d - (E_{d,G} + E_{d,Q_{t,orizzontali}} + E_{d,Q_{variabili}})}{E_{d,Q_{t,verticali}}}$$

dove:

- $R_d$  è la capacità della sezione resistente;
- $E_{d,G}$  è l'azione sollecitante derivante dai carichi permanenti;
- $E_{d,Q_{variabili}}$  è l'azione sollecitante derivante dai carichi accidentali non da traffico (vento, azioni termiche, ecc.);
- $E_{d,Q_{t,verticali}}$  è l'azione sollecitante derivante dalla componente verticale dei carichi da traffico;
- $E_{d,Q_{t,orizzontali}}$  è l'azione sollecitante derivante dalla componente orizzontale dei carichi da traffico (frenatura o azione centrifuga).

In accordo con il §6.1.5 delle **LG20**, il coefficiente  $\zeta_V$  ha significato solo per il solo livello di analisi di "Adeguamento" in quanto per i livelli di "Operatività" e "Transitabilità" la domanda per la quale si svolgono le valutazioni di sicurezza è determinata in condizioni differenti da quelle che si avrebbero per nuove costruzioni ( $t_{ref}$  ridotto, restrizioni all'uso, limitazioni di carico).

I coefficienti  $\zeta_V$  possono essere valutati per le combinazioni che considerano carichi da traffico con componente d'azione verticale.

Gli esiti delle verifiche relative a combinazioni di carico che includono anche le componenti orizzontali dei carichi da traffico (frenatura o azione centrifuga) devono essere comunque tenuti distinti rispetto a quelli dei carichi da traffico verticali, come specificato al successivo §6.7.2.

#### 6.7.1.2 Calcolo del coefficiente di adeguatezza $\zeta_E$

Le **NTC18** al §8.3 recitano: "Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione"; nello specifico la CIR19 precisa che "Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di  $\zeta_E$  è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo  $a_g \cdot S$ ".

La valutazione  $\zeta_E$  può essere eseguita tramite la seguente formulazione:

$$\zeta_E = \frac{PGA(T_R)}{PGA_{RIF}(T_{R,SL})} = \frac{a_g(T_R) \cdot S_T \cdot S_S(T_R)}{a_g(T_{R,SL}) \cdot S_T \cdot S_S(T_{R,SL})}$$

dove:

- $a_g(T_R)$  è l'accelerazione su suolo rigido (*bedrock*) associata al periodo di ritorno  $T_R$  che porta al raggiungimento della capacità dell'elemento strutturale;
- $a_g(T_{R,SL})$  è l'accelerazione su suolo rigido (*bedrock*) associata al periodo di ritorno  $T_{R,SL}$  dello stato limite di riferimento;
- $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica (§3.2.3.2.1 **NTC18**);
- $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (§3.2.3.2.1 **NTC18**).

Per ulteriori dettagli si rimanda alla procedura di calcolo riportata in appendice al §16.

#### 6.7.2 **Classificazione degli esiti**

I deficit prestazionali rilevati devono essere analizzati e classificati in funzione della causa che li ha originati, distinguendo per quanto possibile tra:

- cambiamenti normativi;
- degrado.

I deficit imputabili al degrado devono essere ulteriormente distinti, per quanto possibile, nelle seguenti fattispecie:

- deficit sanabili mediante ripristino delle condizioni originali (stato di progetto), che riportano l'opera ad un livello di prestazione che soddisfa i requisiti normativi;
- deficit che richiedono un intervento *evolutivo*, ovvero che ne modifica la configurazione di progetto, necessario per raggiungere i livelli di sicurezza richiesti dalla norma.

### 6.7.3 Gestione degli esiti

Nel caso in cui la valutazione della sicurezza evidenzia un livello di sicurezza inferiore a quello previsto dalla vigente normativa, le misure da adottare dipendono dalla natura e dalla tipologia dell'azione che causa il deficit di prestazione, come indicato al §C2.1 della **CIR19**.

In caso di deficit per azioni verticali dei carichi da traffico, per cui  $\zeta_V < 1$ , se il ponte risulta operativo non è necessario prevedere misure compensative; se il ponte risulta transitabile, si adottano le limitazioni d'uso di tipo geometrico o in massa, in funzione del tipo di transitabilità (NTC tipo 1 o CdS tipo 2). Il tipo di limitazione da adottare sarà concordato con Aspi.

In caso di deficit per azioni orizzontali da frenatura da **NTC18** per ponte adeguato, se la verifica per ponte operativo risulta soddisfatta non è necessario prevedere misure compensative; se anche le verifiche per ponte operativo non risultano soddisfatte, si definirà con Aspi la strategia da adottare per rendere l'opera transitabile nel rispetto dei livelli di sicurezza previsti dalle norme, che necessariamente dovrà comportare una riduzione della massa dei veicoli in quanto le limitazioni di tipo geometrico della carreggiata non determinano una riduzione dell'azione di frenatura. Essa potrà consistere nell'adottare limitazioni in massa come previsto per ponte transitabile; nell'adottare misure compensative previste dalle norme quali, ad esempio, distanziamento dei mezzi; nel prevedere controlli della massa dei veicoli (così da ridurre i fattori parziali di cui al § 6.3.3.4 delle **LG20**); nel prevedere interventi, temporanei o definitivi, che modificano *favorevolmente* la ripartizione delle azioni sugli elementi dell'opera.

In caso di deficit degli sbalzi e/o dei cordoli per l'azione eccezionale d'urto si prevede, in via cautelativa, la disposizione di elementi a protezione della barriera esistente, tipo New Jersey, tali da determinare una configurazione geometrica che riduca gli effetti dell'azione eccezionale d'urto sugli elementi strutturali in misura tale da raggiungere un livello di sicurezza ritenuto accettabile, nel periodo transitorio che precede la realizzazione degli interventi di ripristino.

In caso di deficit per azioni orizzontali di origine ambientale, si programmeranno gli interventi in funzione dell'entità del deficit rilevato, come da indicazioni normative (**CIR19** §C2.1, **NTC18** §C8.4).

In caso di deficit per azione sismica, per cui  $\zeta_E < 1$ , Aspi procederà ad una analisi degli esiti per valutare se è necessario procedere con un intervento, di miglioramento o di adeguamento, ed eventualmente programmarlo, come da indicazioni normative (**CIR19** §§C2.1 e C8.4, **NTC18** §C8.4). In proposito si rimanda al §2 della presente Specifica.

\*\*\*

*In merito alla gestione degli esiti delle verifiche per l'azione di frenatura e per l'azione eccezionale d'urto, il quadro normativo vigente non fornisce una chiara indicazione sulla necessità di intervenire, in caso di verifiche non soddisfatte, adottando specifici accorgimenti (limitazioni d'uso, riduzione dei carichi). In proposito, corre l'obbligo di ricordare che le indicazioni relative alle costruzioni esistenti contenute NTC18 sono state concepite e sviluppate con riferimento alla sicurezza di edifici soggetti all'azione sismica. Richiamando la definizione di  $\zeta_{v,i}$  che è "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" (CIR19 §C8.3), e altri passaggi qui omessi per brevità, si comprende che lo spirito della Norma è prevedere restrizioni all'uso della costruzione nei casi in cui vi sia un deficit prestazionale per carichi antropici agenti in direzione verticale che possono compromettere la sicurezza statica dell'opera, con conseguenze per la vita degli occupanti la costruzione.*

Ciò è anche confermato dalla CIR19 al §2 (principi fondamentali) nel quale, commentando il passaggio della Norma in cui si dichiara che “per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere” (NTC18 §2.1), definisce le possibili casistiche di costruzioni esistenti che non soddisfano i livelli di sicurezza previsti dalle norme, prevedendo una chiara distinzione tra deficit originato da azioni non sismiche di origine gravitazionale (caso b) e deficit originato dalle azioni non sismiche (ambientali) e sismiche agenti in direzione orizzontale (casi c e d): nel primo caso, interventi immediati; negli altri due, di “operare in accordo in accordo con quanto previsto nel Capitolo 8, in funzione della classificazione dell’intervento”, per cui le NTC18 prevedono obbligo di programmazione ma non di immediata esecuzione. Poiché la norma è stata redatta avendo come riferimento gli edifici, azioni antropiche, di origine gravitazionale, agenti in direzioni orizzontali non ve ne sono.

Tenuto conto della significativa rivalutazione dell’entità delle azioni, sia di frenatura che eccezionale d’urto, che la norma specifica che non vi è obbligo di adeguamento per rivalutazione delle azioni, e delle rilevanti implicazioni sull’esercizio dei ponti esistenti conseguenti all’eventuale non soddisfacimento delle verifiche per le due azioni in questione, appare necessario ed urgente un chiarimento in merito alla gestione degli esiti delle suddette verifiche da parte del legislatore. Tale istanza è stata presentata al C.S.LL.PP.; nelle more, per la gestione degli esiti delle verifiche si opererà seguendo l’interpretazione più restrittiva, ovvero imponendo limitazioni d’uso anche per esito negativo delle verifiche di sicurezza per azione di frenatura ed azione eccezionale d’urto.

## 6.8 Opere comprese nel Piano Nazionale Integautos

Per le opere inserite nel Piano Nazionale Integautos la valutazione di sicurezza dovrà essere svolta per lo stato di fatto ed anche per la configurazione di progetto, che prevede l’installazione delle barriere fonoassorbenti integrate *Integautos 2.0*.

Per la valutazione delle azioni indotte dalla barriera FOA e le verifiche di dettaglio da condurre si fa riferimento alle Linee Guida del MIMS [T7.][T8.] ed alle indicazioni fornite ai §§ 6.2.4.4 e 6.6.8 della presente Specifica.

Si precisa, altresì, che le verifiche condotte in presenza di barriera Integautos dovranno essere chiaramente distinte da quelle condotte allo stato di fatto poiché rappresentano una condizione di progetto che non determina in caso di inadeguatezza provvedimenti restrittivi all’uso dell’opera.

## 6.9 Trasporti Eccezionali per ponti transitabili con limitazione in massa (Tipo 2)

Nei casi in cui l’opera risulti transitabile di tipo 2, e quindi devono essere adottata una limitazione in massa ai veicoli, al fine di semplificare il processo di autorizzazione dei trasporti eccezionali, la cui massa eccede per definizione il limite delle 44 ton per la libera circolazione dei mezzi, si procede con l’individuazione del “Trasporto Eccezionale Compatto” (TEC) transitabile sull’opera.

Si considera un mezzo fittizio caratterizzato da assi aventi l’interasse minimo consentito dal Codice della Strada, pari a 1,25m, e una massa per asse pari a 12 t. Il TEC12 si ottiene incrementando il numero di assi sino al raggiungimento dello SLU per il primo meccanismo di verifica. L’analisi deve essere ripetuta per assi da 14 tonnellate (TEC14) e per assi da 16 tonnellate (TEC16). Si considera solo lo scenario di transito esclusivo con tre possibili velocità di transito: *velocità libera*; *velocità ridotta* pari a 35 km/h; velocità inferiore a 5 km/h.

Per la definizione del coefficiente di amplificazione dinamica, è possibile adottare l’espressione riportata al §A.3 dell’Eurocodice UNI EN 1991-2 Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture, Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.” 2003.

$$\phi = 1.4 - \frac{L}{500} \geq 1$$

Tale coefficiente è riferito ad una velocità massima pari a 70 km/h (limite consentito), ed è associabile alla condizione di *velocità libera*.

Per velocità inferiore a 5 km/h, il coefficiente di amplificazione può essere assunto unitario, come indicato negli Eurocodici. Per la condizione di *velocità ridotta*, il coefficiente di amplificazione dinamica può essere ottenuto cautelativamente come la media tra il valore unitario e il valore corrispondente alla velocità massima:

$$\phi_{rid} = \frac{1 + \phi}{2}$$

Tale ipotesi è cautelativa in quanto gli effetti dinamici sono dipendenti dal quadrato della velocità.

## **PARTE III – ELABORATI**

## 7 PRODOTTI ATTESI E STANDARD

### 7.1 Elaborati che compongono la valutazione di sicurezza accurata

La valutazione di sicurezza accurata di livello 4 (VAL4) si compone dei seguenti elaborati:

1. Piano delle indagini
2. Relazione **VAL4**
3. Relazione geologica
4. Schede Rischio Frana e Rischio Idraulico (se non già disponibili)

Nei casi in cui le condizioni richiedano la verifica del sistema di fondazione e/o la verifica accurata per rischio idraulico, saranno prodotti anche i seguenti elaborati:

5. Relazione Geotecnica
6. Relazione idraulica

Nei paragrafi che seguono si forniscono indicazioni sull'organizzazione e sui contenuti degli elaborati di cui ai punti 2, 3, 5 del precedente elenco, al fine di uniformare gli elaborati redatti dai vari professionisti coinvolti nel PA delle opere d'arte presente nella rete Aspi.

Per quanto attiene ai contenuti del Piano delle Indagini si rimanda alle **ST-PI** [R6] e **ST-IS** [R7].

Per le schede Rischio frana e Rischio idraulico, si fa riferimento al formato dell'allegato B delle **LG20**.

### 7.2 Codifica degli elaborati

La codifica degli elaborati da adottare è la seguente:

Codice Stone <sup>12</sup>		Tipo Elaborato		Disciplina		Num. Progr.		Revisione
xx.xx.xxxx.x.x	-	XXXX	-	XXX	-	00	-	0

#### Tipo Elaborato:

- EELA Elenco Elaborati
- PIND Piano delle Indagini
- RIND Rapporto di Indagine
- VAL4 Valutazione di sicurezza
- GEOL Relazione geologica
- GEOT Relazione geotecnica
- IDRA Relazione Idraulica
- MFEM Modello di calcolo
- SRFR Scheda Rischio Frana
- SRID Scheda Rischio Idraulico
- SCIS Scheda di Ispezione (redatta dalla Società di Sorveglianza)

#### Disciplina:

- APE Elaborati geotecnici (relazione geotecnica, profili geotecnici, ecc.)
- GEN Elaborati generali (elenco elaborati, relazione tecnica descrittiva, ecc.)

<sup>12</sup> Il codice STONE è costituito da 10 digit che si riferiscono ai dati anagrafici come di seguito illustrato:

- 1° e 2° digit: Autostrada
- 3° e 4° digit: Tronco di riferimento
- 5°, 6°, 7° e 8° digit: Numero progressivo dell'opera
- 9° digit: Valore alfanumerico integrativo ai fini della localizzazione dell'opera
- 10° digit: Carreggiata (entrambe="0", destra="1"; sinistra="2")

- GEO Elaborati geologici (relazione geologica, piano delle indagini geognostiche, rapporto di indagine, Scheda Rischio Frana, ecc.)
- IDR Elaborati idraulici (relazione di idraulica, Scheda Rischio Idraulico)
- PNT Elaborati strutturali (relazione di calcolo, piano delle indagini strutturali, rapporto di indagine, modello di calcolo, ecc.)

### 7.3 Formato di consegna

Tutta la documentazione inerente la **VAL4**, sia la documentazione prodotta che i relativi allegati, saranno consegnati in un unico file compresso avente la seguente codifica:

Codice Stone				Num. Progr. (revisioni)
xx.xx.xxxx.x.x	_	VAL4	_	00

All'interno del file compresso, saranno inseriti:

1. l'elenco elaborati ed i documenti di cui all'elenco del §7.1, in formato non compresso
2. le Schede di Ispezione utilizzate ai fini della verifica, in formato compresso con la seguente codifica di compressione: xx.xx.xxxx.x.x\_SCIS
3. i Rapporti delle Indagini di Laboratorio, in formato compresso con la seguente codifica di compressione: xx.xx.xxxx.x.x\_RIND
4. i Modelli di Calcolo, in formato compresso con la seguente codifica di compressione: xx.xx.xxxx.x.x\_MFEM
5. eventuali altri allegati, in formato compresso con la seguente codifica di compressione: xx.xx.xxxx.x.x\_ALLi (con *i* indice numerico progressivo)

Tutti gli elaborati consegnati dovranno essere inclusi nell'Elenco Elaborati.

### 7.4 Istruttoria, asseverazione e validazione

Le relazioni prodotte nell'ambito della VAL4 saranno oggetto di istruttoria da parte di tecnici qualificati di Aspi o di Tecne (Società di ingegneria del Gruppo Autostrade per l'Italia incaricata da Aspi per tale attività).

Le valutazioni di sicurezza potranno inoltre essere oggetto di asseverazione da parte di Istituti Universitari, in accordo a quanto previsto dalla Circolare 24600 del 14/10/2019 del MIMS, e/o di validazione da parte di Ente certificatore. Ai Professionisti incaricati delle verifiche è richiesto di fornire supporto ai RUP per il buon esito del processo di asseverazione e/o di validazione.

## 8 CONTENUTI DELLA RELAZIONE DI VAL 4

Nel presente capitolo si propone un formato di riferimento per la redazione della relazione di **VAL4**, sviluppato per un'opera tipo di complessità standard.

La relazione è suddivisa in tre parti:

- Introduzione
- Valutazione (Conoscenza – Analisi – Verifiche)
- Conclusioni e Indicazioni di Intervento

La relazione è stata strutturata seguendo un ordine corrispondente al logico sviluppo delle attività, in modo tale da rendere chiaro il processo seguito per arrivare alla conoscenza dell'opera, alla definizione dei modelli ed al calcolo della risposta della struttura, ed infine alla valutazione del livello di sicurezza mediante lo svolgimento delle verifiche.

Gli aspetti fondamentali che devono emergere con chiarezza dalla relazione di VAL4 sono i seguenti (tra parentesi è riportato il numero del capitolo corrispondente della relazione):

- **Stato di fatto dell'opera** (Capitolo 4);
- **Storia dell'opera**: il progetto, la costruzione, le eventuali modifiche, dissesti e degradi verificatisi nel corso della vita spesa, eventuali difformità tra stato di fatto e stato di progetto (Capitolo 5);
- **Stato di conservazione dell'opera**, complessivo e in dettaglio i difetti *significativi* eventualmente presenti (Capitolo 6);
- **Risposta dell'opera**, individuando gli elementi più sollecitati e le combinazioni delle azioni da **NTC18** che determinano tale condizione, con un confronto rispetto all'*impegno* previsto per tali elementi dal progetto originario (Capitolo 14);
- **Livello di sicurezza dell'opera per azioni antropiche ed ambientali**, ed in caso di deficit: entità, origine (variazione normative o degrado) e numerosità degli elementi coinvolti (Capitolo 21);
- **Livello di sicurezza dell'opera per l'azione sismica**, ed in caso di deficit: entità, origine (variazione normative o degrado) e numerosità degli elementi coinvolti (Capitolo 21);
- **Misure compensative** eventuali, per opere transitabili (Capitolo 21);

Devono inoltre essere definiti con chiarezza gli aspetti relativi alle fondazioni ed al contesto, ed in particolare:

- **Sistema di fondazione** dell'opera, se sussistono le condizioni di esclusione della verifica (Capitolo 9);
- **Rischi idrogeologici**, se è possibile escluderne la sussistenza o se è necessario tenerne conto nella redazione delle verifiche di sicurezza (Capitolo 10).

Dovranno essere infine fornite delle indicazioni di massima sugli interventi necessari per sanare i deficit eventualmente risultanti dagli esiti delle verifiche.

Nella Relazione devono essere riportate tutte le informazioni relative all'acquisizione della conoscenza dell'opera e quelle necessarie allo svolgimento delle verifiche di sicurezza, in modo chiaro e sintetico. In particolare:

- Indagini effettuate sull'opera, sia finalizzate al raggiungimento del Livello di Conoscenza prefissato, sia finalizzate all'approfondimento dell'eventuale degrado e/o degli eventuali difetti significativi presenti (Capitolo 7);
- Azioni agenti e combinazioni considerate (Capitoli 11 e 12)
- Strategie di analisi e di modellazione numerica (Capitolo 13)
- Resistenze dei materiali (Capitolo 15)
- Modellazione dei difetti significativi (Capitolo 16)
- Criteri di verifica e modelli di capacità adottati (Capitolo 17)
- Verifiche di sicurezza per azioni antropiche ed ambientali (Capitolo 18), per l'azione sismica (Capitolo 19) e per il sistema di fondazione (se necessario, Capitolo 20);

I risultati in forma estesa di tutte le analisi condotte possono essere forniti in allegato.

Al fine di facilitare la lettura delle informazioni relative all'opera più rilevanti ai fini dello svolgimento delle verifiche di sicurezza, si propongono cinque tabelle base (di cui l'ultima articolata in tre sotto-tabelle):

- **TABELLA I: LIVELLI DI CONOSCENZA**, nella quali si riportano per ciascun materiale da cui è costituita l'opera, il livello di approfondimento delle indagini condotte ed il Livello di Conoscenza raggiunto (Capitolo 9);
- **TABELLA II: SEZIONI DI VERIFICA**, nella quale sono elencate e numerate progressivamente tutte le sezioni oggetto di verifica, indicando l'elemento, la parte d'opera, la posizione, difetti (se presenti), tipo di verifica e combinazione di riferimento (Capitolo 14);
- **TABELLA III: MATERIALI**, nella quale sono elencati e numerati progressivamente tutti i materiali, indicando la parte e/o l'elemento strutturale dove sono presenti e riportando i valori medi, caratteristici e di *progetto* (verifica) del parametro meccanico di riferimento oltre che i valori previsti dal progetto (Capitolo 15);
- **TABELLA IV: DIFETTI**, nella quale sono elencati e numerati progressivamente tutti i difetti di rilevanza strutturale *significativi* presenti sull'opera, indicando la parte d'opera, l'elemento, la sezione interessata, il riferimento del difetto se presente nella Scheda di Ispezione, la descrizione qualitativa e quantitativa del difetto, la modellazione del difetto che si applica nel calcolo della capacità resistente della sezione (Capitolo 16).
- **TABELLA Va: LIVELLI DI SICUREZZA PER CARICHI VERTICALI**, nella quale sono elencati tutti gli elementi che non soddisfano le verifiche per carichi verticali (combinati), indicando parte d'opera, Elemento, Sezione di verifica (rif. Tab. II), Tipo di Verifica, Presenza di difetti (rif. Tab. IV), valori di  $\zeta_v$  e rapporto Capacità/Domanda per Ponte Adeguato, rapporto Capacità/Domanda per Ponte Operativo e rapporto Capacità/Domanda per Ponte Transitabile (se necessario) (Capitolo 21);
- **TABELLA Vb: LIVELLI DI SICUREZZA PER FRENATURA**, nella quale sono elencati tutti gli elementi che non soddisfano le verifiche per frenatura (combinati), indicando le stesse informazioni della Tabella Va (a meno del valore di  $\zeta_v$ ).
- **TABELLA Vc: LIVELLI DI SICUREZZA PER AZIONE SISMICA**, nella quale sono elencati tutti gli elementi che non soddisfano le verifiche per l'azione sismica, indicando le stesse informazioni della Tabella Va, con  $\zeta_E$  in sostituzione di  $\zeta_v$  (Capitolo 21).

Per opere più complesse, i paragrafi *base* di ciascun Capitolo della relazione indicati nel §8.2 potranno essere integrati secondo necessità.

## **8.1 Indice tipo**

### **PARTE I: GENERALE**

CAP 1 – PREMESSA

CAP 2 – ACRONIMI

CAP 3 – NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### **PARTE II: CONOSCENZA DELL'OPERA E DEL CONTESTO**

CAP 4 – DESCRIZIONE DELL'OPERA

CAP 5 – STORIA TECNICO – AMMINISTRATIVA DELL'OPERA

CAP 6 – STATO DI CONSERVAZIONE E DIFETTOSITA'

CAP 7 – INDAGINI

CAP 8 – LIVELLI DI CONOSCENZA

CAP 9 – SISTEMA DI FONDAZIONE

CAP 10 – CONOSCENZA DEL CONTESTO – RISCHI IDROGEOLOGICI

### **PARTE III: ANALISI STRUTTURALE**

CAP 11 – ANALISI DEI CARICHI

CAP 12 – STATI LIMITE E COMBINAZIONE DELLE AZIONI

CAP 13 – METODI DI ANALISI E MODELLI DI CALCOLO

CAP 14 – RISPOSTA DELLA STRUTTURA

### **PARTE IV: VERIFICHE DI SICUREZZA**

CAP 15 – RESISTENZA DEI MATERIALI ED AZIONI AGENTI

CAP 16 – MODELLAZIONE DEI DIFETTI CON RILEVANZA STRUTTURALE SIGNIFICATIVI

CAP 17 – CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO DELLA CAPACITA'

CAP 18 – VERIFICHE STRUTTURALI PER AZIONI ANTROPICHE ED AMBIENTALI

CAP 19 – VERIFICHE STRUTTURALI PER AZIONE SISMICA

CAP 20 – VERIFICHE DELLE FONDAZIONI (se necessarie)

CAP 21 – VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA

### **PARTE V: CONCLUSIONI E PROPOSTE DI INTERVENTO**

CAP 22 – CONCLUSIONI

CAP 23 – PROPOSTE DI INTERVENTO

## 8.2 Contenuti attesi

### PARTE I: GENERALE

#### CAP 1 – PREMESSA

In premessa si indica l'opera oggetto della valutazione accurata di sicurezza, tratta di appartenenza, chilometrica e direzione di Tronco di Riferimento.

Si specifica la motivazione per la quale è stata attivata la **VAL4** (Assessment ai sensi delle **LG20**, Piano Nazionale, Piano di Assessment Sismico).

Si riportano le informazioni di base disponibili da valutazioni precedentemente condotte sull'opera, quali ad esempio:

- la Classe di Attenzione (CdA)
- gli esiti delle Analisi di Vulnerabilità Sismica (AVS) (se disponibili)
- gli esiti delle Verifiche Preliminari di Sicurezza (VPS) (se disponibili)

Si specifica se l'opera è inclusa in Piani Nazionali (e.g. Piano Integautos).

Nel caso in cui siano in corso interventi di natura conservativa, si precisa se la verifica di sicurezza viene effettuata per le condizioni *ante-operam* o *post-operam* (tale scelta sarà operata in accordo con **Aspi** in funzione della scadenza prevista per la conclusione dei lavori).

Si includono eventuali altre informazioni di carattere generale rilevanti ai fini della valutazione di sicurezza.

#### CAP 2 – ACRONIMI

Si riportano gli acronimi utilizzati nel testo.

#### CAP 3 – NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

Si elencano le normative, vigenti e in vigore all'epoca del progetto (di primo impianto ed eventuali interventi successivi), e la documentazione tecnica di riferimento utilizzata nello svolgimento dell'attività, materiale bibliografico incluso. Si può utilizzare la bibliografia della presente come esempio.

Si inserisce l'elenco di tutta la documentazione utilizzata nell'ambito della redazione delle **VAL4**, suddivisa per le seguenti aree tematiche e numerata progressivamente:

- [SISP\_]*i*] Schede di Ispezione della Società di Sorveglianza
- [RIND\_]*i*] Rapporti di Indagini
- [DOCT\_]*i*] Documenti Tecnici vari (verifiche precedenti, etc.)

L'elenco della documentazione di progetto ed eventuale altro materiale relativo all'opera fornito da **Aspi** è riportato in Allegato 1.

## PARTE II: CONOSCENZA DELL'OPERA E DEL CONTESTO

*Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite nel capitolo § 5 della presente Specifica.*

### CAP 4 – DESCRIZIONE DELL'OPERA

*Nel presente capitolo si riporta la descrizione dell'opera.*

#### § 4.1 Anagrafica dell'opera

Si riporta il Codice Stone dell'opera ed i principali dati identificativi: autostrada, tratta, comune di appartenenza, etc.

#### § 4.2 Ubicazione geografica, caratteristiche funzionali e tipologiche dell'opera

Si fornisce l'inquadramento territoriale dell'opera, inserendo una vista aerea, le coordinate geografiche, la quota s.l.m., il numero di corsie per carreggiata, l'andamento plano-altimetrico. Si forniscono anche le informazioni più rilevanti ai fini della gestione del traffico, quali la presenza di svicoli, gallerie, bypass, etc. in prossimità dell'opera.

Si descrive la tipologia strutturale, lo schema statico e le principali informazioni quali: numero e luce delle campate, altezza minima e massima delle elevazioni, tipologia dei dispositivi di appoggio, tipologia delle fondazioni, etc., corredata dalla planimetria e dal profilo longitudinale.

#### § 4.3 Descrizione degli elementi strutturali

Si riporta una descrizione di tutti gli elementi strutturali sufficientemente dettagliata per fornire le informazioni necessarie allo svolgimento delle verifiche di sicurezza, corredata da immagini estratte dagli elaborati di progetto di tutti i principali elementi (piante e profili, sezioni trasversali d'impalcato, sezioni rappresentative con dettagli costruttivi, tipologici apparecchi d'appoggio, etc.). Si potrà adottare la nomenclatura riportata in Appendice (§ 12):

- **Impalcato:** travi, traversi, cassoni, solette, sbalzi e cordoli, selle Gerber
- **Elevazioni:** Pile e pulvini
- **Spalle**
- **Fondazioni:** plinti, palificate/pozzi
- **Sistema d'appoggio:** baggioli, apparecchi di appoggio

Particolare cura sarà posta nella descrizione degli **Elementi critici**. Tali elementi devono essere identificati, se presenti sull'opera in esame, e si deve fornire una valutazione, anche solo qualitativa se del caso, sull'incidenza degli stessi sul comportamento globale del ponte.

Nel caso di opere interessate da interventi successivi di natura strutturale (ampliamenti, rinforzi, sostituzione degli apparecchi d'appoggio), si riporta distintamente la descrizione della dell'opera nella configurazione di primo impianto da quella nella configurazione dello stato di fatto. Le modalità di collegamento e l'interazione tra elementi di primo impianto ed elementi di ampliamento devono essere illustrate con sufficiente accuratezza.

#### § 4.4 Aspetti Geologici e Geotecnici

Si forniscono informazioni sui terreni ricavate dalla documentazione di progetto disponibile, da documentazione eventualmente rinvenuta presso gli archivi di Apsi relativa ad indagini effettuate nel corso del tempo per interventi effettuati sull'opera o nei pressi della stessa, da cartografie disponibili presso gli Enti.

#### § 4.5 Riepilogo dati dell'opera

Si riportano le principali informazioni che caratterizzano l'opera, quali: tratta e kmz., coordinate geografiche, anno di costruzione e/o di apertura al traffico, Impresa e lotto di costruzione, Progettista, tipologia strutturale

e schema statico, lunghezza complessiva, andamento planimetrico, numero e luce delle campate, altezza massima e minima delle elevazioni.

## **CAP 5 – STORIA TECNICO – AMMINISTRATIVA DELL'OPERA**

*Nel presente capitolo si riportano le principali informazioni relative alla storia tecnico-amministrativa dell'opera finalizzate all'analisi storico-critica dell'opera.*

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite ai §§ 5.1 e 5.2 della presente Specifica.**

### **§ 5.1 Primo impianto**

Si riportano, se disponibili, le informazioni relative alla costruzione dell'opera, quali: Progettista dell'opera; anno di costruzione e impresa costruttrice; lotto di costruzione; anno di apertura al traffico.

### **§ 5.2 Interventi successivi**

Si riportano le informazioni relative ad eventuali interventi successivi (interventi manutentivi, di rinforzo, di ampliamento, etc.), analogamente quanto indicato per il primo impianto.

Si riportano le informazioni anche su eventuali interventi effettuati successivamente alla costruzione per compensare problematiche di natura geotecnica e idraulica.

### **§ 5.3 Documentazione ed informazioni di progetto**

#### **§ 5.3.1 Elaborati di Progetto**

Si fornisce un quadro sulla completezza della documentazione di progetto disponibile, indicando in termini generali gli elaborati di progetto disponibili, specificandone la tipologia (Relazione di calcolo, Elaborato grafico, Certificato prove, Verbali di collaudo, etc.), la parte d'opera ed il livello di progettazione (definitivo, esecutivo, contabilità, variante).

L'elenco dettagliato della documentazione di progetto fornita da Aspi è riportato in Allegato A1.

#### **§ 5.3.2 Normative ed Azioni di Progetto**

Si riportano le normative sulle azioni utilizzate nel progetto originario, come indicate nelle relazioni di calcolo oppure desunte in funzione dell'epoca di progettazione e/o di costruzione.

Si riportano le azioni utilizzate in progetto (carichi da traffico, frenatura, vento, sisma, etc..) ricavate dalle relazioni di calcolo, se disponibili.

### **§ 5.4 Stato di fatto e stato di progetto**

Si segnalano eventuali difformità tra lo stato di fatto, come risulta dai sopralluoghi effettuati, e lo stato di progetto, come risulta dalla documentazione disponibile del progetto di primo impianto e di eventuali interventi successivi.

Si analizzano criticamente le difformità, se presenti, per comprenderne la rilevanza ai fini della valutazione di sicurezza.

### **§ 5.5 Modalità costruttive**

Si forniscono informazioni, se note, sulle modalità costruttive dell'opera.

### **§ 5.6 Eventi accidentali significativi che hanno interessato l'opera**

Si riportano gli eventi accidentali, naturali o antropici (e.g. urti, terremoti, frane), che hanno interessato l'opera di cui si ha notizia, e le conseguenze sulle strutture (se note).

## CAP 6 – STATO DI CONSERVAZIONE E DIFETTOSITÀ

Nel presente capitolo si riporta un quadro generale sul complessivo stato di conservazione dell'opera rilevato dall'ispezione visiva condotta mediante sopralluoghi appositamente effettuati, ed un'analisi puntuale dei difetti significativi (con rilevanza strutturale ai fini della valutazione di sicurezza) rilevati a vista nel corso del sopralluogo e/o riportati nelle Schede di Ispezione redatte dalla società incaricata della sorveglianza delle opere d'arte nell'ambito delle ispezioni periodiche o straordinarie. Eventuali difformità tra quanto osservato nel corso dei sopralluoghi e quanto riportato nelle schede di ispezione devono essere riportate (e segnalate ad Aspi).

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite al §5.2.3 della presente Specifica**

### §6.1 Stato di conservazione dell'opera

Si riporta una valutazione complessiva sullo stato di conservazione dell'opera, evidenziando l'eventuale presenza di elementi e/o parti d'opera interessati da degrado più marcato.

Si riportano, qualora presenti, degradi riconducibili ad attacchi chimici, quali ad esempio la presenza di alcali aggregati (segnalandoli ad aspi).

Si segnala la presenza di difetti rilevabili a vista del sistema di smaltimento delle acque.

### §6.2 Difetti significativi

Si riportano i difetti *significativi* indicati nella più recente Scheda di Ispezione (periodica o straordinaria).

Si riportano eventuali difetti *significativi* rilevati a vista nel corso del sopralluogo non già riportati nella Scheda di Ispezione e/o difformi da quanto contenuto nella Scheda, indicandone tipologia, ubicazione ed estensione, corredati da documentazione fotografica.

Si segnala l'eventuale presenza di difetti "spia" su elementi in c.a.p. a cavi scorrevoli.

### §6.3 Analisi critica dei difetti significativi

Per tutti i difetti *significativi*:

- si fornisce una valutazione sulle cause che li hanno presumibilmente originati, se possibile distinguendo tra difetto *genetico* e difetto *acquisito* (i.e. *conseguenti al degrado*) per uso improprio e/o interazione con l'ambiente;
- si riporta la quantificazione del difetto indicata nella Scheda di Ispezione, fornendo una valutazione in merito all'idoneità di tale informazione ai fini della modellazione del difetto per il calcolo della capacità residua della sezione interessata;
- si fornisce una valutazione qualitativa sulla possibile progressione del difetto (anche basata sull'analisi delle schede di difettosità precedenti).

Al fine di valutare l'età e l'eventuale evoluzione dei difetti significativi si analizzano le Schede di Ispezioni degli ultimi anni. Tale analisi è finalizzata anche ad individuare possibili difetti occultati da interventi successivi (e.g. ripristini corticali, allargamenti, elementi di rinforzo): un esempio è mostrato in Figura 8-1.

ID DIFETTO	COMPONENTE COINVOLTO	PARTE D'OPERA COINVOLTA	CLASSE
Difetto prog.3	Impalcato	Trave (T24 carr. Nord)	B3
<b>TIPOLOGIA DIFETTI</b>			
 <p>La placca metallica di circa 2 m risultava apparentemente sana. A seguito della rimozione è emerso quanto segue: i trefoli risultati tranciati sono n°8 fila inferiore e n°7 fila superiore; le staffe rotte sono circa 11. Inoltre, a seguito di una parziale rimozione del calcestruzzo in distacco, dall'interno della trave si è udito la rottura di ulteriori fili dei trefoli.</p>			
<b>VALUTAZIONE DEL DEGRADO</b>			
Il difetto riscontrato sull'elemento è localizzato in corrispondenza delle sezioni ai quarti ed è dovuto presumibilmente al dilavamento e al percolamento d'acqua, causa delle scossaline interrotte o malfunzionanti.			

Figura 8-1: Esempio individuazione e quantificazione del difetto dalla scheda di ispezione redatta dalla Società incaricata della Sorveglianza

I difetti più rilevanti ai fini della valutazione di sicurezza sono localizzati su stralci di elaborati grafici e/o su immagini fotografiche d'insieme dell'elemento interessato dal difetto, come da esempio mostrato nella figura seguente.

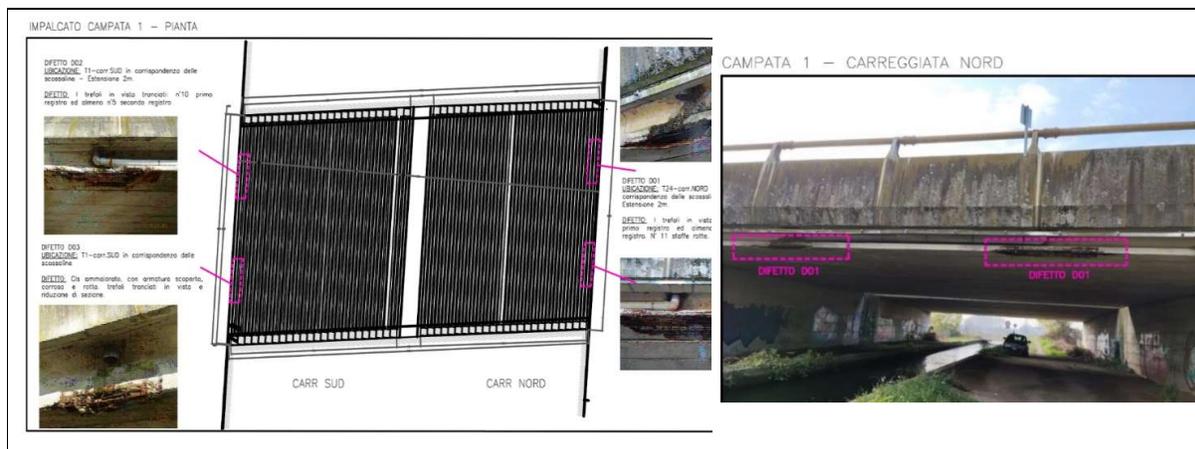


Figura 8-2: Esempio di localizzazione del difetto individuato dalla scheda di ispezione redatta dalla Società incaricata della Sorveglianza su di uno schema semplificato

Si analizzano i *difetti spia*, fornendo una valutazione sulle possibili difettosità nei cavi di precompressione che li ha originati. Tali difetti saranno indagati nell'ambito delle ispezioni speciali e gli esiti riportati nel successivo §7.3 della Relazione.

## CAP 7 – INDAGINI SULL'OPERA

Nel presente capitolo si illustrano tutte le indagini condotte sull'opera, sia quelle pregresse che quelle effettuate nell'ambito della redazione della VAL4, fornendo una sintetica descrizione che ne riporti la finalità, la tipologia, la numerosità, l'ubicazione e gli esiti, rimandando ai Rapporti di Prova allegati per maggiori dettagli. Si segue una analisi critica degli esiti delle indagini.

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite al §§ 5.8 e 5.9 della presente Specifica e nelle Specifiche Tecniche sui Piani di Indagine ST-PI [R6] e sulle Indagini Speciali ST-IS [R7]**

### §7.1 Indagini Progresse

Le indagini progresse (ad esempio, i Controlli Non Distruttivi (CND)) sono illustrate seguendo la cronologia di esecuzione, al fine di comprendere le tipologie dei difetti, la loro progressione nel tempo e l'evoluzione dei degradi. Tali informazioni sono essenziali per comprendere il comportamento dell'opera rispetto alle azioni antropiche ed ambientali.

Per ciascuna campagna di indagine si riportano le seguenti informazioni:

- motivazioni e finalità della campagna di Indagine;
- descrizione delle indagini, come sopra specificato;
- data di esecuzione delle indagini (o di emissione del Rapporto di Prova);
- laboratorio che ha svolto le indagini.

Relativamente alle prove per la caratterizzazione dei materiali, vanno indicate esplicitamente quelle i cui risultati non possono essere utilizzati ai fini della **VAL4** in quanto, ad esempio, eseguite prima delle NTC08, i certificati di prova non sono più reperibili, l'ubicazione dei campioni non è nota, etc..

### §7.2 Indagini volte alla “conoscenza” dell’opera per il raggiungimento del Livello di Conoscenza

#### §7.2.1 Informazioni desumibili dagli elaborati di progetto

Si indicano le informazioni desumibili dalla documentazione disponibile relativamente ai tre ambiti della conoscenza definiti dalla normativa vigente. Tali informazioni sono necessarie e propedeutiche alla scelta del livello di approfondimento delle indagini per raggiungere il Livello di Conoscenza (come da Tabella al § 5.10 della presente Specifica Tecnica).

Geometria: Si indica se la geometria dell'opera è nota dagli elaborati di progetto, completamente o in parte.

Particolari costruttivi: Per gli elementi strutturale che saranno oggetto di verifica si indica se i particolari costruttivi delle sezioni maggiormente sollecitate (necessari ai fini dello svolgimento delle verifiche di sicurezza) sono noti dagli elaborati di progetto.

Resistenza dei materiali: Si riportano le resistenze dei materiali dedotti dalla relazione e/o dagli elaborati di contabilità, quando disponibili.

#### §7.2.2 Descrizione del piano di indagine

Si illustrano gli elementi fondamentali del *Piano delle Indagini* condotto sull'opera, sviluppato in coerenza con quanto riportato nel precedente paragrafo, suddiviso per i tre ambiti di conoscenza:

- Rilievi della geometria dell'opera
- Indagini dei dettagli costruttivi
- Prove per la caratterizzazione dei materiali

Si indicano le parti e/o gli elementi *affini* indentificati in fase di pianificazione delle indagini.

#### §7.2.3 Analisi critica

Si esegue una analisi critica di tutte le indagini effettuate finalizzata a valutare:

- la corretta esecuzione delle stesse e conseguentemente l'attendibilità dei risultati;
- la conformità degli esiti dei rilievi e delle indagini dei dettagli costruttivi con la documentazione di progetto, se disponibile;
- la dispersione delle resistenze dei materiali risultante dalle prove effettuate è inferiore alle soglie di accettabilità predefinite;
- le indagini integrative eseguite effettuate qualora le indagini iniziali abbiano fornito esiti non corrispondenti alle attese, per cui si sono resi necessari approfondimenti per raggiungere il Livello di Conoscenza prefissato.

Nel seguito si riportano le analisi critiche che devono essere condotte per le tipiche indagini e prove effettuate sulle opere, opportunamente suddivise per finalità di indagine.

#### Indagini sulla geometria dell'opera

**Rilievo geometrico strutturale di elementi in cemento armato**: si valuta la conformità tra la documentazione

di progetto ed i rilievi geometrici-strutturali e/o gli esiti dei microcarotaggi eseguiti sull'opera.

**Rilievo geometrico strutturale di elementi in acciaio:** si valuta la conformità tra la documentazione di progetto ed i rilievi geometrici/strutturali e/o le indagini ultrasoniche eseguite sull'opera.

**Rilievo geometrico strutturale di elementi in muratura:** si valuta la conformità tra la documentazione di progetto ed i rilievi geometrici/strutturali eseguiti sull'opera e/o gli esiti delle indagini endoscopiche.

**Indagini finalizzate alla caratterizzazione del sistema di fondazioni:** si valuta la conformità tra la documentazione di progetto e la lunghezza dei pali o la profondità dei pozzi ricavata da carotaggi, prove ecometriche e/o prove cross hole, per fondazioni profonde; tra la documentazione di progetto e le dimensioni geometriche dei plinti di fondazione valutate mediante microcarotaggi/scavi.

#### Indagini dei dettagli costruttivi

**Indagini finalizzate alla conoscenza delle armature lente di elementi in cemento armato:** si valuta la conformità tra diametro, copriferro e disposizione delle barre rilevate e quanto indicato negli elaborati di progetto.

**Indagini sulle saldature (elementi in acciaio):** si evidenzia l'eventuale rilevamento di difetti, quali cricche e/o discontinuità, segnalando l'eventuale presenza di deformazioni e/o alterazioni cromatiche.

**Verifica delle giunzioni e della coppia di serraggio dei bulloni (elementi in acciaio):** si fornisce un commento sull'efficienza della giunzione a seguito dei controlli eseguiti.

**Indagini elementi in muratura:** si evidenzia la presenza (ove riscontrata) di fessure, umidità e altre forme di degrado.

#### Prove di resistenza dei materiali (cls ed acciaio)

Si riporta la dispersione delle resistenze dei materiali risultante dalle prove effettuate (iniziali e, se necessario, integrative) che deve risultare inferiore alle soglie di accettabilità predefinite.

Si confrontano i valori delle resistenze dei materiali ottenute sperimentalmente con i valori di progetto, se disponibili.

Si analizzano le prove che forniscono valori anomali (*outliers*), al fine di comprendere se il dato ottenuto è viziato da un difetto nel campione o da una non corretta esecuzione del prelievo e/o della prova, oppure se riflette una effettiva *anomalia* del materiale in opera.

### §7.3 Indagini speciali

#### §7.3.1 Descrizione

Si illustra il *Piano delle Indagini Speciali* condotte sugli elementi in c.a.p. a cavi scorrevoli specificandone le finalità, la quantità e l'ubicazione.

Si riportano gli elementi indagati, localizzandoli su una planimetria dell'opera. Per ciascun elemento si riportano le indagini condotte.

Si riportano le risultanze più significative delle indagini tomografiche, localizzando (ove riscontrate) le aree di attenzione, riportandone l'entità e l'estensione, ed indicando dove sono state eseguite indagini dirette a verifica delle potenziali difettosità emerse dalle tomografie.

Si riportano i risultati più significativi delle indagini effettuate sui cavi, semi distruttive (video-endoscopie) e/o distruttive (saggi), in termini di corrosione e difetti di iniezione nei cavi, valutandone l'entità e l'estensione.

Si riportano gli esiti delle prove effettuate per la caratterizzazione meccanica dell'acciaio armonico.

Nel caso siano state eseguite prove di rilascio tensionale, se ne riportano gli esiti e l'analisi degli stessi condotta in accordo alla procedura indicata in Appendice 20 della presente Specifica Tecnica.

### §7.3.2 Analisi critica

**Indagini finalizzate alla conoscenza delle caratteristiche del sistema di precompressione di elementi in c.a.p.:** si valuta la conformità del tracciato dei cavi e tipologia del cavo rilevati, rispettivamente mediante prova GPR e saggi visivi, con quanto indicato negli elaborati di progetto; nel caso di assenza di documentazione, si valuta la restituzione del tracciato dei cavi in formato Autocad in termini di completezza ed accuratezza dell'informazione ai fini dello svolgimento delle calcolo della capacità dell'elemento investigato.

**Indagini finalizzate alla conoscenza dello stato di conservazione del sistema di precompressione:** si effettua una valutazione della rispondenza tra le zone di attenzione segnalate dalle indagini tomografiche e l'effettivo stato del cavo rilevato mediante indagini videoendoscopiche e/o saggi diretti.

**Indagini finalizzate alla caratterizzazione meccanica dell'acciaio armonio:** si effettua una valutazione sugli esiti delle prove di durezza e, se effettuate, delle prove di trazione su campioni di cavi prelevati.

**Indagini finalizzate alla valutazione dell'efficienza del sistema di precompressione di elementi in c.a.p.:** si confrontano i valori di tensione risultanti dalle prove di rilascio tensionale del calcestruzzo con quelli attesi sulla base delle informazioni di progetto (se disponibili).

Si fornisce una valutazione complessiva relativamente all'efficienza del sistema di precompressione, una valutazione puntuale sugli elementi su cui sono stati rilevati difetti nei cavi di precompressione.

## **§7.4 Indagini volte alla quantificazione dei difetti e/o del degrado**

### §7.4.1 Descrizione

Si illustrano le indagini volte alla quantificazione del degrado (qualora sia risultato necessario effettuarle).

Si illustrano le indagini volte alla quantificazione dei difetti *significativi* (effettuate nei casi in cui la quantificazione dei difetti riportata nella Scheda di Ispezione non è risulta adeguata alla modellazione del difetto).

### §7.4.2 Analisi critica

**Indagini dirette (e.g. saggi visivi) su elementi in c.a.:** si valuta lo stato di conservazione delle armature ordinarie (e.g. ossidazione, corrosione) e si fornisce evidenza dello stato dei copriferri (e.g. spalling).

**Indagini per la misura della profondità di carbonatazione:** i risultati delle indagini possono essere valutati come indicato in [N32], l'evoluzione nel tempo del fenomeno può essere valutata come indicato in [R9]

**Indagini per la misura dell'entità della corrosione per strutture metalliche:** si valuta se il rilievo degli spessori ha evidenziato riduzioni dovute a fenomeni di corrosione, nel qual caso si procede con una misura dell'entità della riduzione di sezione e con l'accertamento della presenza di eventuali zone di ristagno a causa del difetto.

**Indagini finalizzate alla valutazione della presenza di alcali aggregati** (se effettuate, vedi ST-PI [R6]): si fornisce una valutazione sulle conseguenze dell'eventuale innesco della reazione ASR negli elementi in cemento armato e la sua evoluzione nel tempo, sulla base del [N33].

**Indagini per l'analisi quantitativa degli ioni cloruro nelle carote di calcestruzzo** (se effettuate, vedi ST-PI [R6]): il contenuto degli ioni cloruro può essere valutato sulla base dei limiti imposti da [N29], valutando l'evoluzione nel tempo del fenomeno come indicato in [R9]

## CAP 8 – LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Nel presente capitolo si indicano i Livelli di Conoscenza raggiunti per i vari materiali da cui è costituita l'opera, specificando il livello di approfondimento delle indagini adottato in funzione della documentazione disponibile, ed i corrispondenti Fattori di Confidenza.

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite al §§ 5.10 e 6.4 della presente Specifica, nelle Specifiche Tecniche sui Piani di Indagine ST-PI [R6] e sulle Indagini Speciali ST-IS [R7] e nel Rapporto Tecnico FABRE [R8].**

Si indica il Livello di Conoscenza raggiunto per i materiali da cui è costituita l'opera, o le parti d'opera e/o insiemi di elementi affini qualora caratterizzati da Livelli di Conoscenza differenti come ammesso dalla normativa vigente.

Per i calcestruzzi e gli acciai ordinari si specifica il livello di approfondimento delle indagini condotte, specificando che esso è stato selezionato in funzione della documentazione disponibile per raggiungere il Livello di Conoscenza prefissato in accordo alla Tabella riportata al §5.10 della presente Specifica Tecnica. Si indica il corrispondente Fattore di confidenza che si adotta nei calcoli.

Per gli acciai armonici, si fa riferimento alle indicazioni contenute nella presente Specifica (§§ 5.10 e 6.4), nella Specifica Tecnica sulle Indagini Speciali **ST-IS** e nel Rapporto Tecnico FABRE.

Tali informazioni possono essere riportate in forma tabellare, come da esempio che segue.

Tabella 8-1. TABELLA I: LIVELLI DI CONOSCENZA (tabella esempio)

TABELLA I: LIVELLI DI CONOSCENZA							
Parte d'opera	Elemento strutturale	Materiale	Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli Strutturali	Proprietà dei materiali	FC
Impalcato	Travi in c.a.p.	Calcestruzzo	LC2	disegni di carpenteria originali con rilievo visivo	elaborati progettuali incompleti con indagini limitate	specifiche originali di progetto con prove limitate	1,20
		Acciaio ordinario	LC2		elaborati progettuali incompleti con indagini limitate	certificati di prova originali con prove limitate in situ	1,20
		Acciaio armonico	LC1/LC2/LC3	Come da Specifiche Tecniche Indagini Speciali <b>ST-IS</b> [R7] e Rapporto Tecnico FABRE [R8]			1,35/1,2/1,0

## CAP 9 – SISTEMA DI FONDAZIONE

*Nel presente capitolo si riportano le informazioni sui terreni ricavate su base documentale (progetto originale, interventi successivi, interventi sui versanti, documentazione d'archivio, carte territoriali, etc.) e da specifiche indagini, se effettuate. Si riportano gli esiti della valutazione sull'obbligo di eseguire le verifiche del sistema di fondazione ai sensi del § 8.3 delle NTC18.*

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite ai §§ 5.4, 5.5 e 5.7 della presente Specifica.**

### §9.1 Informazioni ed Indagini sui terreni

Si riportano le principali informazioni sui terreni dedotte dalla documentazione disponibile.

Si indicano le indagini svolte per la caratterizzazione dinamica dei terreni. Si riporta la categoria del terreno ai fini della valutazione delle azioni sismiche.

Si riportano le valutazioni sul rischio di liquefazione desunte dalla Relazione Geologica.

In presenza di cedimenti delle fondazioni, si forniscono valutazioni in merito.

Si indicano le ulteriori indagini eventualmente svolte per la conoscenza e la caratterizzazione dei terreni.

### §9.2 Valutazione sull'obbligo di verifica del sistema di fondazione

Si riportano le valutazioni effettuate per verificare se ricorrano le circostanze previste al §8.3 delle NTC18 che rendono obbligatoria la verifica delle fondazioni.

Si riportano le verifiche eventualmente condotte per escludere la possibilità del verificarsi dei fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto delle azioni sismiche di progetto.

### §9.3 Caratterizzazione dei terreni (se necessario)

In caso di esito positivo, ovvero nei casi in cui è necessario effettuare la verifica del sistema di fondazione, si riportano le principali informazioni per la caratterizzazione dei terreni dedotte dalla relazione Geotecnica: stratigrafia, livello di falda e parametri dei terreni.

Qualora si intenda modellare l'interazione terreno-struttura ai fini della determinazione della risposta della struttura in elevazione e degli elementi di fondazione, si riportano i criteri adottati.

## **CAP 10 – CONOSCENZA DEL CONTESTO – RISCHIO IDROGEOLOGICO**

*In questo Capitolo si riportano le valutazioni effettuate in merito al rischio idrogeologico.*

*Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite al §5.5 della presente Specifica.*

### **§10.1 Valutazioni sul rischio Frana**

Si riportano le valutazioni svolte per accertare la sussistenza del rischio Frana, in accordo a quanto indicato nelle **LG20**.

Qualora presenti dissesti nell'area, si relaziona in merito.

Qualora presenti interventi di mitigazione del rischio frana, si relaziona in merito.

Si riporta la Classe di Attenzione per rischio Frana determinata in accordo alle **LG20**.

Si redige la scheda Rischio Frana, che si allega.

Si esprime una valutazione in merito alla necessità di monitoraggio.

### **§10.2 Valutazioni sul rischio Idraulico**

Si riportano le valutazioni svolte per accertare la sussistenza del rischio idraulico, in accordo a quanto indicato nelle **LG20**.

Qualora presenti fenomeni di erosione e scalzamenti, si relaziona in merito.

Qualora presenti interventi di mitigazione del rischio idraulico, si relaziona in merito.

Si riporta la Classe di Attenzione per rischio Idraulico determinata in accordo alle **LG20**, che si allega.

Si esprime una valutazione in merito alla necessità di monitoraggio.

## PARTE III: ANALISI STRUTTURALE

La Parte III riguarda la valutazione della risposta dell'opera per le azioni antropiche ed ambientali e per l'azione sismica. Si riporta l'analisi dei carichi e la combinazione delle azioni, si illustrano i modelli di calcolo e gli esiti dell'analisi strutturale.

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite ai §§ 6.2, 6.3 e 6.5 della presente Specifica.**

### CAP 11 – ANALISI DEI CARICHI, AZIONI AGENTI

Nel presente Capitolo si illustra l'analisi dei carichi, si riportano le combinazioni delle azioni, si illustrano i modelli di calcolo e gli esiti dell'analisi strutturale.

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite al § 6.2 della presente Specifica.**

Si riporta il calcolo di tutte le azioni che concorrono a determinare la risposta dell'opera.

Si farà riferimento alle azioni previste da normativa vigente. Il calcolo delle azioni non presenti e/o i cui effetti sono trascurabili per l'opera oggetti di VAL4 potranno essere omesse, fornendo adeguata motivazione.

Il calcolo delle azioni è eseguito come da indicazioni normative vigenti, se necessario integrate da documentazione tecnica di riferimento emessa da enti preposti (ad esempio, Norme CNR) e/o di comprovata validità. Indicazioni sul calcolo delle principali azioni e criteri generali per la valutazione della rilevanza delle stesse in relazione alle diverse tipologie di opera sono fornite al §6.5 della presente Specifica Tecnica.

Il calcolo di ciascuna azione è illustrato in un apposito sotto-paragrafo, nel quale sono riportati tutti i parametri di calcolo, eventuali grafici e tabelle, senza tuttavia necessità di riportare quanto già contenuto nelle normative vigenti se espressamente utile alla determinazione dell'azione.

Con riferimento all'azione sismica, si riportano gli spettri di risposta elastici e di progetto, per il fattore di struttura assunto dei calcoli, per la condizione di suolo e topografica del sito. Si riportano comunque i valori dell'accelerazione di picco attesa al suolo per i periodi di ritorno associati agli SLE, SLV e SLU.

### CAP 12 – STATI LIMITE E COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Nel presente Capitolo si riportano le combinazioni delle azioni rispetto per gli stati limite considerati nelle verifiche.

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite al § 6.3 della presente Specifica.**

#### §12.1 Stati limite e combinazione delle azioni

Si indicano le combinazioni delle azioni considerate per lo svolgimento della valutazione di sicurezza, facendo riferimento ai §2.5.3 delle **NTC18** ed al §6.3.3 **LG20**.

Si individueranno le combinazioni delle azioni più significate ai fini della determinazione delle massime sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali per la configurazione dell'opera, tenendo anche conto dell'entità delle azioni ambientali e sismiche e degli esiti delle valutazioni preliminari svolte.

Si eseguirà anche una analisi per soli carichi da traffico, non combinati con altre azioni ambientali e sismiche, per avere un quadro sull'impegno dei principali elementi strutturali in condizioni standard. Tale analisi sarà svolta per la combinazione allo SLU e per la combinazione allo SLE-rara, quest'ultima per consentire il confronto delle sollecitazioni indotte nei principali elementi strutturali, quali travi e pilastri, con quelle indotte dai carichi di progetto dell'epoca ed inoltre per valutare incidenza delle sollecitazioni indotte dai carichi da traffico rispetto alla sollecitazione complessiva che include anche i pesi propri ed i carichi

permanenti, sempre per gli elementi principali. Analogamente si eseguirà un confronto per le sollecitazioni indotte sulle pile per l'azione di frenatura. Si commentano gli esiti del confronto.

Le analisi allo SLU con coefficienti parziali unitari per tener conto degli effetti sfavorevoli sono eseguite se tale condizione effettivamente si realizza.

Se le verifiche per ponte Adeguato non risultano soddisfatte, si eseguono le verifiche per ponte Operativo. Se le verifiche per ponte Operativo non risultano soddisfatte, si eseguono le verifiche per ponte Transitabile. Il tipo di Transitabilità, NTC (Tipo 1 con limitazioni all'uso di tipo geometrico) o CdS (tipo 2 con limitazione all'uso in massa) si stabilisce in accordo con Aspi. Nel caso si scelga la soluzione Transitabilità di Tipo 2, si esegue anche la verifica per TEC compatto. Si indicano i coefficienti parziali di sicurezza ed i coefficienti di combinazione delle azioni base utilizzate nelle analisi.

Tali informazioni possono essere riportate in forma tabellare, come da esempio che segue (esteso a tutte le azioni base come caso limite).

Tabella 8-2. Coefficienti parziali delle azioni ed i coefficienti di combinazione

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\gamma$		
					Ponte Adeguato	Ponte Operativo/ Transit. 1	Ponte Transitabile Tipo 2
<b>g1</b>	Permanenti strutturali	-	-	-	1.00/1.35*	1.00/1.26**	1.00/1.26**
<b>g2</b>	Carichi permanenti portati	-	-	-	1.00/1.35*	1.00/1.26**	1.00/1.26**
<b>g3</b>	spinta delle terre	-	-	-	1.00/1.35*	1.00/1.26**	1.00/1.26**
<b>e1</b>	Distorsioni e presollecitazioni di progetto	-	-	-	1.00	1.00	1.00
<b>e2</b>	Ritiro	-	-	-	0.00/1.20	0.00/1.20	0.00/1.20
<b>e3</b>	Viscosità	-	-	-	0.00/1.20	0.00/1.20	0.00/1.20
<b>e4</b>	Cedimenti vincolari	-	-	-	0.00/1.20	0.00/1.20	0.00/1.20
<b>q1</b>	Azioni variabili da traffico. Carichi verticali q1	0.75 0.40	0.75 0.40	0.0 0.0	0.00/1.35	0.00/1.20	0.00/1,00/ 1,35/1.60***
<b>2a/2b</b>	Gruppo di azioni 2° e 2b (cfr. tab 5.1.IV NTC18)	0.0	0.0	0.0	0.00/1.35	0.00/1.20	0.00/1,00/ 1,35/1.60***
<b>q5</b>	Azioni di vento	0.6	0.2	0.0	0.00/1.50	0.00/1.50	0.00/1.26
<b>q7</b>	Azioni della Temperatura	0.6	0.6	0.5	0.00/1.50	0.00/1.50	0.00/1.50
<b>q9</b>	Resistenze passive dei vincoli				0.00/1.50	0.00/1.50	0.00/1.50
<b>E</b>	Azioni sismiche						

\*  $\gamma_G=1.25$  con accurato controllo statistico di materiali e geometria  $COV<0.05$ ;  $\gamma_G=1.20$  in aggiunta con abbattimento delle incertezze di modello

\*\* 1.16 con accurato controllo statistico di materiali e geometria  $COV<0.05$ ; 1.10 in aggiunta con abbattimento delle incertezze di modello

\*\*\*  $\gamma_{CdS,1}=1.60$  per livello di controllo 1: con controllo a campione;  $\gamma_{CdS,2}=1.35$  per livello di controllo 2: con controllo sistematico continuo nel tempo su base documentale o di pesatura diretta; per livello di controllo  $\gamma_{CdS,3}=3$ : 1.10 come per livello di controllo 2 ma utilizzando pesatura dei mezzi e blocco degli stessi in caso di eccesso di carico.

Si indicano i coefficienti parziali di sicurezza ed i coefficienti di combinazione per ciascuna combinazione delle azioni analizzata. Le combinazioni sono nominate utilizzando la sintassi riportata in Appendice 17 della presente Specifica Tecnica.

Tali informazioni possono essere riportate in forma tabellare, come da esempio che segue.

Tabella 8-3. Codifica combinazioni statiche (Tabella esempio)

COMB. STATICHE  A= Adeguato O= Operativo T1 = Trans. 1 T2 = Trans. 2	g1_Permanenti strutturali	g2_Carichi permanenti portati	g3_spinta delle terre	e1_Distorsioni e pres. di progetto	e2_ritiro e e3_viscosità	e4_Cedimenti vincolari	q1_Az. var. traffico verticali - Conc.	q1_Az. var. traffico verticali - Distr.	q3_Az. Frenatura	q3_Az. Centrifuga	q5_Azione del vento	q7_Azioni della Temperatura	q9_Resistenze passive dei vincoli
	PA_SER_VRT_00	1,00	1,00	0,00/1,00	1,00	0,00/1,00	0,00/1,00	1,00	1,00	x	x	x	x
PA_SLU_VRT_00	1,35	1,35	0,00/1,00	1,00	0,00/1,20	0,00/1,20	1,35	1,35	x	x	x	x	x
PA_SLU_VRT_01													
PA_SLU_VRT_02													
PA_SLU_VRT_01													
PA_SLU_FRN_01													
PA_SLU_FRN_03													
PA_SLU_VNT_01													
PA_SLU_VNT_03													
.....													
Altre combinazioni													
.....													

Tabella 8-4. Codifica combinazioni sismiche (Tabella esempio)

COMBINAZIONI SISMICHE SLV – SLC	E_Sisma	g1_Permanenti strutturali	g2_Carichi permanenti portati	g3_spinta delle terre	e1_Distorsioni e pres. di progetto	q1_Az. var. traffico verticali**	q7_Azioni della Temperatura
	EE_SLC_DRX_00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00/1,00*	0,00
EE_SLC_DRY_00							
EE_SLC_DRZ_00							

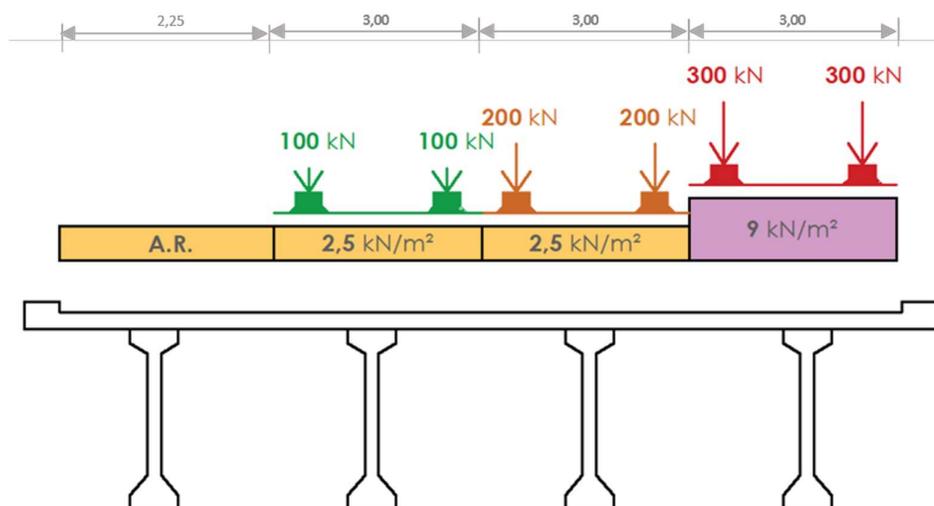
\* 1,00 nel caso di presollecitazioni impresse

\*\* 0,2 per ponti urbani

### §12.2 Casi di carico

Si individuano i casi di carico che massimizzano le sollecitazioni sui vari elementi dell'opera, indicando per ciascun caso quale è l'elemento di interesse e quale è la combinazione utilizzata. Per casi di carico di carico si intendono le varie distribuzioni delle azioni di una data combinazione delle azioni. Ad esempio, la disposizione trasversale delle stese di carico sull'impalcato.

I casi di carico sono illustrati mediante i classici schemi grafici che riportano la distribuzione delle stese da normativa sulla sezione trasversale d'impalcato. Un esempio è fornito in Appendice §17 della presente Specifica Tecnica.



## CAP 13 – METODI DI ANALISI E MODELLI DI CALCOLO

*Nel presente Capitolo si indicano i metodi di analisi ed i modelli di calcolo utilizzati per la determinazione della risposta della struttura.*

*Il codice di calcolo di riferimento è il SAP 2000 (versione 17 o successive); in alternativa si possono utilizzare codici di comprovata affidabilità, quali ad esempio Midas Gen o Lusas. Il codice prescelto deve essere in grado di fornire le linee di influenza. I modelli di calcolo FEM utilizzati saranno consegnati ad Aspi al termine della verifica.*

*L'utilizzo di metodi di analisi non-lineare, di modelli FEM complessi con elementi non-lineari, interazione terreno-struttura, variabilità spaziale del moto saranno preventivamente concordati con Aspi.*

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite a § 6.5 della presente Specifica e in Appendice §17.**

### §13.1 Metodi di analisi per le azioni statiche

Si indicano i metodi di analisi che si utilizzano per la determinazione della risposta della struttura per le azioni antropiche ed ambientale tra quelli previsti dalla normativa vigente, fornendone una sintetica descrizione. Il metodo di riferimento per questo tipo di azioni è l'analisi statica lineare.

### §13.2 Metodi di analisi per le azioni sismiche

Si indicano i metodi di analisi che si utilizzano per la determinazione della risposta della struttura per l'azione sismica, tra quelli previsti dalla normativa vigente, fornendone una sintetica descrizione. Il metodo di riferimento per questo tipo di azione è l'analisi dinamica lineare.

### §13.3 Descrizione dei modelli e delle azioni

#### §13.3.1 Unità di misura e convenzione dei segni

Si indicano le unità di misura e la convenzione dei segni utilizzati nei modelli di calcolo e nei programmi di verifica. Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

- lunghezze: m
- forze - coppie: kN - kNm
- tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano positive le trazioni.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di riferimento, di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame, asse z verticale.

#### §13.3.2 Descrizione dei modelli globali e locali

Si indica il software di calcolo utilizzato per i modelli agli elementi finiti (FEM), fornendo versione e numero di licenza.

Si descrivono tutti i modelli di calcolo realizzati per determinare la risposta dell'opera, sia globali che locali.

Per ciascun modello si descrive la strategia di modellazione e la tipologia degli elementi, la geometria del modello, la schematizzazione dei vincoli, i materiali utilizzati (facendo riferimento alla Tabella riportata al §8.1.4 della presente Relazione).

Si riportano le viste principali dei modelli agli elementi finiti. Si illustra in dettaglio la schematizzazione adottati e la tipologia degli elementi utilizzati per la modellazione del sistema di appoggio impalcato-trave.

Si indicano, se del caso, i difetti di cui si è tenuto conto nella modellazione (facendo riferimento alla Tabella riportata al §6.5 della presente Relazione).

#### §13.3.3 Modellazione delle azioni

Si illustra la modellazione e la modalità di applicazione delle azioni agenti, distinguendo per tipologia. A titolo esemplificativo, si forniscono informazioni in merito ai:

- carichi permanenti
- azioni da traffico
- azione del vento
- azione sismica
- spinte del terreno

Si utilizza la sintassi indicata in Appendice §17 per la nomenclatura delle azioni base e delle combinazioni di carico implementate nel modello.

#### **§13.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati (§10.2 NTC18)**

Si esegue il controllo sull'affidabilità dei codici di calcolo agli elementi finiti utilizzati mediante il confronto dei risultati per schemi di carico elementare. Ci si può riferire a documentazione redatta dai produttori del software se riconosciuti a livello nazionale ed internazionale.

Si verifica l'attendibilità del modello di calcolo mediante un controllo sulle reazioni vincolari per le condizioni di carico elementari (ad esempio pesi propri).

Si verifica l'attendibilità della modellazione dell'opera mediante un confronto tra le sollecitazioni risultati nei principali elementi d'impalcato (travi, cassoni) con le sollecitazioni indicate nelle relazioni di calcolo di progetto, qualora disponibili.

## CAP 14 – RISPOSTA DELLA STRUTTURA

*Nel presente capitolo si riportano gli esiti delle analisi condotte, illustrati sinteticamente ma con chiarezza così da consentire la comprensione del comportamento della struttura, distinguendo risposta per azioni ambientali e risposta per azione sismica. Si individuano le condizioni di sollecitazione più gravose per i diversi elementi di tutte le parti d'opera, che saranno oggetto di verifica. Nel corpo della relazione possono essere riportati i risultati delle combinazioni significative e dimensionanti, adeguatamente identificate. I risultati di tutte le analisi svolte possono essere forniti in allegato.*

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite al § 6.3 della presente Specifica.**

### §14.1 Analisi preliminari

Si riportano gli esiti delle analisi preliminari volte a stimare le risorse dell'opera in questione attraverso il confronto tra la *domanda di progetto*, ovvero quella indotta dai carichi utilizzati in fase di progetto, e la *domanda attuale*, ovvero quella indotta dai carichi da **NTC18** (rifacendosi alle Valutazioni Preliminari di Livello 3 previste al §5 delle **LG20**). Tale analisi fornisce una stima della *capacità intrinseca* dell'opera. Il confronto viene eseguito per gli elementi strutturali dimensionanti dell'opera, quali le travi o i cassoni d'impalcato e le pile.

Per i medesimi elementi si valuta anche il rapporto tra le sollecitazioni indotte dai carichi da traffico da **NTC18** e quelle indotte dai pesi propri e carichi permanenti. Tale informazione costituisce una misura dell'*impegno relativo* delle risorse dell'opera dei carichi accidentali rispetto all'opera in assenza di traffico.

### §14.2 Risultati dell'analisi statica

Si illustrano e commentano i risultati delle analisi in termini di risposta globale della struttura e delle parti d'opera (reazioni vincolari, spostamenti).

Si riportano disegni e schemi grafici in cui viene mostrato l'andamento qualitativo delle sollecitazioni significative per le principali combinazioni di carico al fine di facilitare la comprensione del comportamento dell'opera.

I valori dei parametri di risposta della struttura (reazioni vincolari e spostamenti) ed i valori delle sollecitazioni risultanti nei singoli elementi, riferendosi ai più significativi, per le principali combinazioni di carico sono riportati in apposite tabelle. Gli output del programma di calcolo sono forniti in Allegato.

Si individuano le condizioni di sollecitazione più gravose per gli elementi di ciascuna parte d'opera (travi, trasversi, solette e sbalzi, pile e pulvini, spalle, etc.), che saranno oggetto di verifica. Le caratteristiche della sollecitazione sono riportate in forma tabellare indicando parte d'opera, elemento, sezione, caratteristiche della sollecitazione. Nelle tabelle si riportano i contributi dovuti a pesi propri e carichi permanenti, i contributi dovuti ai carichi accidentali, il valore complessivo della caratteristica della sollecitazione.

### §14.3 Risultati dell'analisi sismica

I contenuti indicati nel precedente sono integrati da una analisi del comportamento dinamico dell'opera.

Si riportano in forma tabella i periodi propri ed i corrispondenti coefficienti di partecipazione modale, ed in forma grafica i principali modi di vibrare.

### §14.4 Tabella riepilogativa delle sezioni di verifica

Si riporta un tabella di sintesi in cui sono elencate e numerate progressivamente tutte le sezioni che saranno oggetto di verifica, indicando l'elemento, la parte d'opera, la posizione, difetti (se presenti), tipo di verifica e combinazione di riferimento (che determina la condizione più gravosa).

Tabella 8-5. TABELLA II: SEZIONI DI VERIFICA (Tabella esempio)

TABELLA II: SEZIONI DI VERIFICA					
NSEZ	Elemento strutturale		Sez. Verifica	Difetto <i>(rif. Tab. §6.5)</i>	Verifica /Cominazione
S1	Impalcato	Trave <i>i</i> – Campata <i>j</i> – Carr. Sx	S01 (Appoggio)	assente	Taglio/A_SLU_TRF_03
S2	Impalcato	Trave 1 – Campata 3 – Carr. Sx	S04 (Mezzeria)	-	Flessione/A_SLU_TRF_03
S3	Pila	Elevazione pila 3	S08 (Base)	Di	Pressoflessione/A_SLU_FRN_02
S4	Spalla	Muro spalla 1	E1 (base)	DJ	Sforzo Normale/A_SLU_TRF_04

## PARTE IV: VERIFICHE DI SICUREZZA

La Parte IV comprende le verifiche di sicurezza per azioni antropiche ed ambientali e per l'azione sismica, eseguite per tutti gli elementi dell'opera nelle sezioni in cui le sollecitazioni risultano massime e nelle sezioni interessate da difetti, nelle quali la verifica è condotta per la configurazione ammalorata ed integra.

Le verifiche per le due tipologie di azioni, antropiche ed ambientali e sismica, sono presentate separatamente, così come gli esiti delle stesse.

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite al § 6.6 della presente Specifica.**

### CAP 15 – RESISTENZE DI PROGETTO DEI MATERIALI

Nel presente Capitolo si riporta il calcolo delle resistenze di progetto dei materiali da utilizzare nelle verifiche di sicurezza

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite ai § 6.4 della presente Specifica.**

#### §15.1 Fattori parziali di sicurezza relativi alle caratteristiche dei materiali

Si riportano i fattori parziali di sicurezza da applicare nel calcolo delle resistenze di progetto dei materiali, in accordo alle disposizioni normative vigenti

Tali informazioni possono essere riportate in forma tabellare (come da esempio al § 7.4).

#### §15.2 Caratterizzazione dei materiali da indagini in situ

Si riportano le espressioni ed il calcolo delle resistenze di progetto (verifica) dei materiali sulla base dei risultati delle prove effettuate, in accordo alle indicazioni normative vigenti ed ai criteri forniti nella presente Specifica Tecnica (§ 6.4).

Il calcolo viene effettuato distintamente per tutti i materiali presenti sull'opera che devono essere caratterizzati ai fini dell'esecuzione delle verifiche di sicurezza.

La stessa tipologia di materiale può essere caratterizzata distintamente per parti d'opera differenti: ad esempio, il calcestruzzo delle elevazioni dal calcestruzzo della soletta d'impalcato.

Per ciascun materiale sono determinati i valori di tutte le resistenze utilizzate nelle verifiche, ed in particolare:

- resistenze media, caratteristica e di progetto (verifica) a compressione ed a trazione per il calcestruzzo;
- resistenze media, caratteristica e di progetto (verifica) a snervamento per l'acciaio da c.a,

Si riporta la resistenza di progetto (verifica) degli acciai armonici ricavata a partire dai valori indicati nella documentazione di progetto, se disponibili, utilizzando le relazioni di letteratura riportate in Appendice 13 della presente Specifica Tecnica. In assenza di informazioni di progetto, si può fare riferimento ad informazioni desunte da opere analoghe realizzate nello stesso lotto e dalla medesima impresa, qualora disponibili. Altrimenti si utilizzeranno valori di letteratura per la tipologia di cavo presente e riferiti all'epoca di costruzione dell'opera.

La grandezza di riferimento per la caratterizzazione degli acciai armonici dipende dal tipo di cavo: fili, trecce o trefoli, come da Tabella 11.3.VIII delle **NTC18**.

Le resistenze di progetto da utilizzare nelle verifiche per azioni ambientali ed antropiche sono differenti da quelle da utilizzare per le verifiche per l'azione sismica, e vanno calcolate distintamente.

Nel caso di azioni antropiche ed ambientale, le resistenze di progetto variano in funzione del livello di analisi in ragione dei diversi fattori parziali di sicurezza da adottare, come da tabella al paragrafo precedente. Vanno quindi calcolate e riportate per le condizioni di ponte adeguato e per quella di ponte operativo o transitabile.

Nel caso di azioni sismiche, le resistenze di progetto variano in funzione della tipologia del meccanismo di collasso, distinguendo tra duttile e fragile, e vanno quindi calcolate e riportate entrambe.

**§15.3 Sintesi dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali**

Si riportano i valori medi, caratteristici e di progetto (verifica) della caratteristica meccanica di riferimento (resistenza a compressione per i calcestruzzi, resistenza a snervamento per gli acciai dolci, resistenza a trazione funzione del tipo di cavo per gli acciai armonici) di tutti i materiali, indicando la parte e/o l'elemento strutturali dove sono presenti, numerandoli progressivamente.

Tali informazioni possono essere riportate in forma tabellare, come da esempio che segue.

**Tabella 8-6. TABELLA III: MATERIALI. Sintesi delle resistenze di progetto dei materiali (tabella esempio)**

TABELLA III: MATERIALI											
NMAT	Materiale	Descrizione/classe di progetto	Parte d'opera	Elemento	FC	f <sub>m</sub>	f <sub>k</sub>	f <sub>d,ant+amb.</sub>		f <sub>d,sisma</sub>	
								Ad.	Op./Tr.	Mecc. duttili	Mecc. fragili
								(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
M1	CLS pref.	C35/45	Impalcato	Travi							
M2	CLS in op.	C28/35	Impalcato	Soletta							
M3	Acciaio c.a.	Aq50	Impalcato e pile	Soletta, elevazioni e pulvini							

## CAP 16 – MODELLAZIONE DEI DIFETTI SIGNIFICATIVI

Nel presente Capitolo si riporta la modellazione dei difetti significativi per la valutazione della capacità resistente ridotta delle corrispondenti sezioni

Si fornisce l'elenco dei difetti significativi presenti sull'opera, numerandoli progressivamente, indicando la parte d'opera, l'elemento, la sezione interessata, il riferimento del difetto se presente nella Scheda di Ispezione, la descrizione qualitativa e quantitativa del difetto, la modellazione del difetto che si applica nel calcolo della capacità resistente della sezione.

Tali informazioni possono essere riportate in forma tabellare, come da esempio che segue.

Tabella 8-7. TABELLA IV: DIFETTI. Sintesi dei difetti significativi (tabella esempio)

TABELLA IV: DIFETTI						
NDIF	Elemento strutturale		Sez. di verifica (vedi Tab. II)	Rif. Difetto (vedi scheda ispettiva)	Descrizione qualitativa e quantitativa difetto	Modellazione del difetto
D1	Impalcato	Trave 1 – Campata 2 – Carr. Sx	S01 (Appoggio)	Dif. Prog.2	N° 3 fili spezzati, N° 4fili fortemente corrosi	Riduzione area cavi Riduzione sez. c.a. (copriferro)
D2	Impalcato	Trave 1 – Campata 3 – Carr. Sx	S04 (Mezzeria)	Dif. Prog.11	N° 2 fili spezzati	Riduzione area cavi Riduzione sez. c.a. (copriferro)
D3	Pila	Elevazione pila 3	S08 (Base)	Dif. Prog.3	Armatura corrosa, riduzione di sezione misurata pari a ....	Riduzione area barre Riduzione sez. c.a. (copriferro)
D4	Spalla	Muro spalla 1	E1 (base)	-	Distacco copriferro per estensione pari a .....	Riduzione sez. c.a.

### §16.1 “Valutazione di incidenza del difetto” (VID).

Per tutte le sezioni interessate da difetti significativi, elencate nella Tabella IV, si riporta il rapporto tra la capacità della sezione con difetto e la capacità della sezione integra in termini della caratteristica della sollecitazione per cui si effettuata la verifica di sicurezza nei successivi capitoli.

## CAP 17 – CRITERI DI VERIFICA E MODELLI DI CAPACITÀ

Nel presente capitolo si illustrano i criteri di verifica ed i modelli di calcolo della capacità resistente degli elementi strutturali.

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite al § 6.6 della presente Specifica.**

### §17.1 Criteri di verifica

Si illustrano, distintamente per tutte le parti d'opera e gli elementi che le compongono, i criteri utilizzati per la definizione delle verifiche da condurre.

### §17.2 Modelli di capacità

Si illustrano i modelli di capacità utilizzati nelle successive verifiche per calcolare la resistenza delle sezioni degli elementi dell'opera, riportandone le espressioni e fornendo i riferimenti normativi e/o bibliografici (ad esempio: flessione e pressoflessione, taglio, torsione, taglio-torsione, tirante-puntone, instabilità, etc.).

## CAP 18 - VERIFICHE PER AZIONI ANTROPICHE ED AMBIENTALI

*In questo capitolo si riportano le verifiche di sicurezza per le azioni ambientali ed antropiche.*

*Le verifiche sono condotte per le condizioni più gravose che risultano dall'analisi per ciascuna tipologia di elemento strutturale e/o parte d'opera, individuate nel Capitolo 10.*

*Le verifiche sono condotte tenendo conto dei difetti presenti sull'opera. In particolare, negli elementi che presentano "difetti", le verifiche sono eseguite per la configurazione "integra" (stato di progetto) e per quella "ammalorata" (stato di fatto).*

*Gli esiti delle singole verifiche sono espressi mediante il rapporto Capacità/Domanda.*

*Le verifiche sezionali possono essere condotte utilizzando software di calcolo riconosciuti a livello nazionale ed internazionale, quali ed esempio: Gelfi, RCsec, Presfle, VCAslu, PontiEC4, etc.*

*Nel caso di utilizzo di fogli di calcolo redatti ad-hoc, devono essere fornite informazioni sufficienti a comprenderne il funzionamento e replicare le calcolazioni automatizzate.*

**Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite ai § 6.6 della presente Specifica.**

Si illustrano, distintamente per tutte le parti d'opera e gli elementi che le compongono, le verifiche di sicurezza secondo i criteri definiti nel Capitolo 15.

Per ogni singola verifica si riportano:

- l'ubicazione della sezione di verifica (parte d'opera, elemento, sezione);
- il tipo di verifica (flessione, taglio, spostamento, ect.);
- difetti, se presenti (facendo riferimento alla Tabella al §6.5);
- la domanda agente (come da Tabella al §10.3): livello di analisi, combinazione di carico, caratteristiche della sollecitazione o spostamenti;
- tutte le informazioni necessarie al calcolo della capacità con i modelli indicati nel Capitolo 12 (ad esempio, per la verifica di una sezione in c.a.: geometria della sezione; quantitativo, diametri, posizione e passi delle armature; caratteristiche meccaniche dei materiali);
- la capacità resistente;
- il rapporto Capacità/Domanda.

Se le verifiche per ponte Adeguato non risultano soddisfatte, si eseguono le verifiche per ponte Operativo.

Se le verifiche per ponte Operativo non risultano soddisfatte, si eseguono le verifiche per ponte Transitabile.

Il tipo di Transitabilità, NTC (Tipo 1 con limitazioni all'uso di tipo geometrico) o CdS (tipo 2 con limitazione all'uso in massa) si stabilisce in accordo con Aspi. Nel caso si scelga la soluzione Transitabilità di Tipo 2, si esegue anche la verifica per TEC compatto.

## CAP 19 - VERIFICHE PER AZIONE SISMICA

*In questo capitolo si riportano le verifiche di sicurezza per l'azione sismica.*

***Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite ai § 6.6 della presente Specifica.***

I contenuti di questo capitolo sono analoghi al precedente. Possono variare gli elementi da verificare e le verifiche da condurre. Le modalità di presentazione non variano.

## CAP 20 – VERIFICA DEL SISTEMA DI FONDAZIONE (se richiesto)

*In questo capitolo si riportano le verifiche del sistema di fondazione nei casi risultino obbligatorie ai sensi del §8.3 delle NTC18.*

Si riporta una sintesi delle risultanze delle verifiche strutturali e geotecniche, con rimando per queste ultime alla Relazione Geotecnica.

In particolare, si riporta:

- le azioni in fondazione da utilizzarsi per le verifiche e nei calcoli di interazione terreno struttura;
- le verifiche di resistenza strutturale degli elementi di fondazione in dettaglio;
- una sintesi dei risultati della analisi di interazione terreno-struttura e delle verifiche geotecniche riportate nella Relazione Geotecnica, con rimando a quest'ultima per ulteriori dettagli.

## CAP 21 – VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA

*Nel presente capitolo si misura il livello di sicurezza dell'opera mediante i parametri di verifica  $\zeta_{V,i}$  e  $\zeta_E$ .*

***Indicazioni metodologiche ed operative sono fornite ai § 0 della presente Specifica.***

### §21.1 Livello di sicurezza per carichi verticali

Si valuta il livello di sicurezza dell'opera riportando il valore del parametro di verifica  $\zeta_{V,i}$ .

Il parametro  $\zeta_{V,i}$  si valuta per le combinazioni che considerano carichi da traffico. Si distinguono i livelli di sicurezza ottenuti per le combinazioni con componente d'azione agente solo in direzione verticale da quelli ottenuti per combinazioni che includono anche le componenti orizzontali dei carichi da traffico (frenatura o azione centrifuga).

Il parametro è calcolato per tutte le parti d'opera le cui verifiche hanno dato esito negativo, considerando distintamente le varie tipologie di elemento che compongono la parte d'opera (se più d'una).

Per il calcolo di  $\zeta_{V,i}$  ci si riferisce all'elemento che presenta il rapporto Capacità /Domanda più basso (ovvero il deficit più elevato). Per il medesimo elemento si riporta anche il corrispondente rapporto Capacità / Domanda.

Il parametro  $\zeta_{V,i}$  si calcola comunque per gli elementi con difetti che non soddisfano le verifiche di sicurezza, per la configurazione ammalorata e per quella integra, così da stabilire se il deficit rilevato è imputabile al degrado oppure è *genetico*.

Tali informazioni possono essere riportate in forma tabellare, come da esempio che segue.

Tabella 8-8. TABELLA Va: LIVELLI DI SICUREZZA PER CARICHI VERTICALI. Sintesi degli esiti delle verifiche (Tabella esempio)

TABELLA Va: LIVELLO DI SICUREZZA PER SOLI CARICHI VERTICALI								
Parte d'opera	Elemento	Sezione di verifica (rif. Tab. §10.3)	Verifica	Stato di conservazione (rif. Tab. §6.5)	Ponte Adeguato		Ponte Operativo	Ponte Transitabile
					$\zeta_v$	C/D	C/D	C/D
Impalcato	Trave	S6	Flessione in mezzeria	Difetto D7	0,78	0,84	1,03	X
				Integra	0,85	0,92	1,10	X
		S9	Taglio in appoggio	Difetto D12	0,66	0,73	0,86	1,05 (NTC)
				Integra	0,78	0,84	1,03	X
	Trasversi	S21	Flessione in mezzeria (+)	Integra	0,78	0,84	0,90	1,12 (CdS)
		S10	Flessione in mezzeria (+)	Integra				X
Solette	S8	Flessione in mezzeria (+)	Integra				X	
Pila	Pulvini	S13	Flessione incastro	Difetto D8	0,95	0,98	1,06	X
				Integra	1,10	1,15	X	X
	Elevazioni	S2	Pressoflessione M (N)	Integra				X
Spalla	Elevazione		Sforzo Normale	Integra				X

Tabella 8-9. TABELLA Vb: LIVELLI DI SICUREZZA PER FRENATURA. Sintesi degli esiti delle verifiche. Tabella esempio)

TABELLA Vb: LIVELLO DI SICUREZZA PER FRENATURA								
Parte d'opera	Elemento	Sezione di verifica (rif. Tab. §10.3)	Verifica	Stato di conservazione (rif. Tab. §6.5)	Ponte Adeguato		Ponte Operativo	Ponte Transitabile
						C/D	C/D	C/D
Pila	Elevazioni	S2	Pressoflessione M (N)	Integra		0,98	1,06	X

Si presenta una valutazione complessiva degli esiti della valutazione di sicurezza, fornendo un giudizio sul livello di sicurezza rilevato.

Per le tipologie di elementi che presentano un livello di sicurezza inferiore all'unità si fornisce una stima della numerosità di elementi interessati dal deficit riscontrato. Tale informazione è necessaria ai fini dell'elaborazione delle proposte di intervento per sanare il deficit prestazionale riscontrato.

**§21.2 Livello di sicurezza per azione sismica**

Si valuta il livello di sicurezza dell'opera riportando il valore del parametro di verifica  $\zeta_E$ .

Il parametro è calcolato per tutte le parti d'opera le cui verifiche hanno dato esito negativo, considerando distintamente le varie tipologie di elemento che compongono la parte d'opera (se più d'una), con i medesimi criteri illustrati nel paragrafo precedente.

Si forniscono i valori della PGA di raggiungimento dello stato limite e della PGA di progetto per azione sismica da NTC.

Tali informazioni possono essere riportate in forma tabellare, come da esempio che segue.

**Tabella 8-10. TABELLA Vc: LIVELLO DI SICUREZZA PER AZIONE SISMICA. Sintesi degli esiti delle verifiche (Tabella esempio)**

TABELLA Vc: LIVELLO DI SICUREZZA PER AZIONE SISMICA								
Elemento strutturale	Elemento	Sezione di verifica (rif. Tab. §10.3)	Verifica	Stato di conservazione (rif. Tab. §6.5)	Livello di sicurezza	PGA <sub>lim</sub>	PGA <sub>SLC/SLV</sub>	C/D
					$\zeta_E$			
Pila	Pulvini		Flessione incastro					
	Elevazioni		Pressoflessione M (N)					

**§21.3 Misure compensative per opere transitabili NTC**

Nel caso in cui l'opera risulti Transitabile NTC (Tipo 1), si illustrano le limitazioni geometriche da adottare riportandole su una sezione trasversale d'impalcato. Si fornisce l'esatta posizione dei dispositivi di ritenuta di tipo fisso da installare per realizzare la limitazione della superficie carrabile.

## PARTE V: CONCLUSIONI E PROPOSTE DI INTERVENTO

### CAP 22 – CONCLUSIONI

Nelle conclusioni si riportano gli elementi salienti della valutazione di sicurezza.

Si forniscono gli elementi base dell'opera ed un sintetico quadro sul complessivo stato di conservazione, segnalando la presenza di difetti particolarmente significati se presenti.

Si riportano le attività svolte nell'ambito della valutazione di sicurezza ed il Livello di Conoscenza raggiunto.

Si riportano gli esiti della valutazione dei rischi idrogeologici.

Si riportano gli esiti delle verifiche, distintamente per il caso di azione antropiche ed ambientali e per il caso di azione sismica. Qualora l'opera non risulti adeguata, si specificano le cause che determinano l'esito sfavorevole della verifica ed i valori dei parametri  $\zeta_{V,i}$  e/o  $\zeta_E$ .

Nel caso di opera transitabile, si riportano le limitazioni d'uso adottate, specificando se sono di tipo geometrico o in massa, e, qualora necessario, si allega un elaborato grafico con la disposizione della segnaletica da adottare.

Si esegue una analisi critica sullo stato di conservazione e sull'attuale livello di sicurezza dell'opera. Sulla base della conoscenza acquisita dell'opera e del contesto, si fornisce una previsione di natura qualitativa sull'evoluzione del quadro difettologico, segnalando eventuali situazioni di degrado che si ritiene debbono essere risolte nel breve termine, anche in relazione agli esiti delle verifiche condotte.

Si segnalano, qualora se ne ravvisi la necessità agli esiti delle verifiche condotte, eventuali misure compensative e/o interventi precauzionali di messa in sicurezza da predisporre con tempestività.

### CAP 23 – PROPOSTE DI INTERVENTO

In questo capitolo si formulano ipotesi di massima sugli interventi necessari per sanare i deficit risultanti dalla valutazione di sicurezza.

Gli interventi possono essere di tipo conservativo (manutenzione per la risoluzione del difetto) o di tipo evolutivo (intervento destinato a sanare l'eventuale insufficienza per carichi gravitazionali e/o per azioni sismiche, nel rispetto delle **NTC18**).

## ALLEGATI

### A1. Elenco della documentazione disponibile

Si elenca tutta documentazione disponibile relativa all'opera messa a disposizione da Aspi.

A titolo esemplificativo ma non esaustivo:

- progetto originale dell'opera
- progetto di interventi di ripristino/ampliamento
- Ultima scheda di ispezione annuale e ultima trimestrale
- Rapporti di indagini effettuate sull'opera nel corso della vita spesa
- Valutazioni Preliminari di sicurezza
- Schede di verifica sismica di Livello 1 o Livello 2 (AVS)
- Schede di Rischio Idraulico e Frana

### A2. Scheda Difetti Annuale della società di Sorveglianza

### A3. Piano delle Indagini

### A4. Rapporti di Indagine (redatti dai Laboratori)

### A5. Scheda Rischio Frana

### A6. Scheda Rischio Idraulico

La documentazione allegata dovrà essere numerata progressivamente secondo la codifica indicata in §8.

## 9 DOCUMENTAZIONE A TEMA GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Ogni opera sottoposta a VAL4 dovrà essere corredata da specifica documentazione geologico geomorfologica convenzionalmente denominata **Relazione Geologica e Geomorfologica di sito**, costituita da un elaborato di testo ed eventuali elaborati grafici come meglio specificato nel presente capitolo. Tale documentazione sarà differenziata per corrispondere al diverso livello di approfondimento e criticità riscontrato durante la fase di analisi in accordo con quanto di seguito specificato.

### Rapporto preliminare di Valutazione dei Rischi Idrogeologici e geomorfologici

A conclusione della fase preliminare sarà prodotto un rapporto di carattere preliminare con l'analisi storico critica e documentale e le verifiche preliminari del Livello 1 ai sensi delle **LG20**, che sancisce l'esistenza o meno di incertezze/criticità a livello di modello geologico o di possibile sussistenza di pericolosità geomorfologiche per rischi da frana. Nel dettaglio, nel documento si darà riscontro delle seguenti valutazioni:

- raccolta dati pregressi e analisi Storico Critica della documentazione disponibile;
- raccolta e analisi dei dati cartografici pubblicati da enti e istituzioni;
- analisi e fotointerpretazione multitemporale;
- risultanze da sopralluogo specialistico in sito;
- valutazione circa la possibile sussistenza di pericolosità geomorfologiche per Rischio Frana;
- valutazione circa le condizioni predisponenti del Rischio per Liquefazione, in accordo alla normativa di riferimento;
- valutazione conclusiva circa la consistenza del quadro geologico di sito con riferimento alle valutazioni di sicurezza.

Nei casi in cui si evidenzi una delle suddette incertezze o si rilevi l'esigenza di un approfondimento di analisi (con indagini o meno), le valutazioni già indicate dovranno essere integrate con i seguenti elementi:

- considerazioni conclusive circa la necessità di approfondimenti specialistici di analisi mediante la redazione di Relazione Geologica e Geomorfologica;
- eventuale predisposizione del piano di indagini necessarie ai fini della redazione della Relazione Geologica e Geomorfologica e le valutazioni geotecniche funzionali alla VAL4.

### Relazione Geologica e Geomorfologica di sito

Nei casi in cui si escludano rischi ed incertezze residue riguardanti gli elementi del modello geologico-geomorfologico condizionanti la valutazione della sicurezza dell'Opera, verrà prodotto il documento **Relazione Geologica e Geomorfologica di sito** integrando i contenuti del Rapporto preliminare con i seguenti ulteriori elementi:

- descrizione del modello geologico di sito;
- valutazione circa la sismicità dell'area, la classificazione sismica territoriale e indicazione circa i parametri primari di pericolosità sismica;
- schede di valutazione del Rischio Frana (ai sensi delle LG20), da compilarsi in caso di assenza certa di dissesti (sia accertati, sia potenziali).

Nei casi in cui si evidenzi una delle suddette incertezze o si rilevi l'esigenza di un approfondimento di analisi, il documento Relazione Geologica e Geomorfologica di sito, che verrà redatto al termine della campagna integrativa e della fase di analisi, dovrà dare evidenza dei risultati degli approfondimenti specialistici e delle eventuali campagne di indagine integrative, e implementerà le definizioni di dettaglio dei Modelli Geologici e Geomorfologici necessari per le valutazioni geotecniche funzionali alla VAL4.

I contenuti di tale documento sono i seguenti:

- rielaborazione e reinterpretazione della documentazione già raccolta per il Rapporto preliminare di Valutazione;
- analisi della documentazione integrativa di indagine;

- modello geologico generale e areale;
- modello geomorfologico, con definizione degli elementi identificativi dei dissesti rilevati;
- Analisi ed interpretazione delle risultanze delle eventuali indagini di nuova realizzazione;
- risultanze da rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio, integrato da eventuali dati di campo e/o misure strumentali;
- modello sismostratigrafico con definizione della categoria sismica del suolo;
- valutazioni conclusive sulla gestione dei Rischi per Frana;
- valutazioni conclusive sulla gestione dei Rischi per Liquefazione dei terreni di fondazione.

**ELABORATO GRAFICO – Planimetria geologica e geomorfologica** in scala adeguata all'areale di riferimento 1:2000

**ELABORATO GRAFICO – Profili geologici dell'area** in scala adeguata all'areale di riferimento (1:2000/200)

**ALLEGATO: Schede di valutazione del Rischio Frana** (ai sensi delle **LG20**).

## 10 CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA

### 10.1 Premessa

La relazione geotecnica di dettaglio andrà prodotta quando risulti necessaria la verifica delle fondazioni, come dettagliato al §5.7.

### 10.2 Contenuti attesi

#### CAP 1 – INTRODUZIONE

In questo capitolo saranno descritte le finalità del documento, ovvero:

- illustrare le motivazioni che hanno comportato la necessità di effettuare le verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni;
- fornire la categoria di sottosuolo in accordo alle **NCTC18** per poter effettuare le verifiche in condizioni sismiche;
- riportare le verifiche geotecniche delle fondazioni e la valutazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali delle fondazioni tramite analisi di interazione terreno struttura, da utilizzarsi nella Relazione **VAL4** per le verifiche strutturali delle fondazioni stesse;
- fornire il profilo stratigrafico del terreno e, ove ritenuto necessario, una o più sezioni geotecniche (longitudinali e se necessario trasversali) corredate anche dei valori della velocità di propagazione delle onde sismiche e del fattore di smorzamento interno laddove sia da prevedere l'esecuzione di analisi di risposta sismica locale.

#### CAP 2 – NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

Si elencano le normative, vigenti e in vigore all'epoca del progetto (di primo impianto ed eventuali interventi successivi), e la documentazione tecnica di riferimento utilizzata nello svolgimento dell'attività, materiale bibliografico incluso.

#### CAP 3 – DESCRIZIONE

Nel presente capitolo si riporta la descrizione dell'opera.

#### CAP 4 – DATI DI BASE: SONDAGGI, PROVE IN SITO E LABORATORIO

In questo capitolo si riporta l'elenco e i risultati delle indagini disponibili, delle prove in sito e di laboratorio, suddividendole per campagna indagine.

Per ogni indagine le informazioni possono essere riassunte forma tabellare.

#### CAP 5 – ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

In questo capitolo si valutano i parametri di riferimento necessari per le verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni in presenza di azione sismica.

Qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle **NTC18**, si fa riferimento all'approccio semplificato indicato al § 3.2.2 delle **NTC18**. Si determinano l'accelerazione di picco di riferimento su suolo di classe A ed i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Se in corrispondenza dell'opera sono presenti forti irregolarità topografiche e stratigrafiche, si ricorrerà ad una analisi di risposta sismica locale basata su apposite modellazioni 1D o 2D (come indicato al Par. 3.2.2

delle NTC18), per ricavare l'accelerazione di picco al sito ed altri parametri di interesse (ad es. gli spostamenti relativi tra punti di appoggio o i profili di deformazione massima del suolo con la profondità).

Laddove siano necessarie le analisi di suscettibilità alla liquefazione di cui al Cap. 11, i parametri sismici dovranno includere anche la magnitudo di riferimento (nella scala di magnitudo – momento  $M_w$ )

## **CAP 6 – CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

In questo capitolo si riportano i criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica per i materiali presenti in sito sulla base di prove in sito (SPT, CPT, prove geofisiche, prove di permeabilità, etc...) e dati di laboratorio per la stima dei parametri geotecnici.

## **CAP 7 – STRATIGRAFIA E FALDA**

In questo capitolo si dettagliano la stratigrafia e il livello di falda (sulla base delle indagini disponibili e del monitoraggio piezometrico) da utilizzare nei successivi calcoli. La stratigrafia dovrà essere in accordo a quanto riportato nei documenti di geologia.

## **CAP 8 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

Per ogni unità stratigrafica individuata al capitolo precedente, si determinano in questo capitolo i parametri geotecnici caratteristici sulla base dei criteri di cui al precedente Cap.6. Ogni unità stratigrafica andrà trattata in un paragrafo dedicato in cui vengono mostrati in forma grafica i risultati dell'interpretazione delle varie prove disponibili.

Alla fine, andrà aggiunto un paragrafo con tabella riassuntiva dei parametri caratteristici.

Nella caratterizzazione si tiene conto della presenza di eventuali dissesti che influenzano la fondazione. In particolare, i parametri di resistenza derivanti dalla caratterizzazione vanno verificati ed eventualmente aggiornati sulla base di analisi a ritroso effettuate sul versante

## **CAP 9 – ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE**

In questo capitolo si analizza la suscettibilità alla liquefazione dei terreni in sito, nel caso tale verifica risultasse necessaria (non esclusa sulla base di informazioni derivanti dalla relazione geologica, come ad esempio la presenza di substrato roccioso affiorante o falda assente alle profondità di interesse, oppure a causa di azioni sismiche basse, ovvero  $a_{max} < 0.1$  g in base al § 7.11.3.4 delle **NTC18**).

## **CAP 10 – VALUTAZIONE DELLA NECESSITÀ DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI**

In questo capitolo si discute la necessità di effettuare le verifiche delle fondazioni in base alle informazioni disponibili e ad eventuali analisi preliminari svolte. Per la valutazione devono essere analizzate tutte le condizioni di cui al §5.7 del presente documento.

## **CAP 11 – METODOLOGIE PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI**

In questo capitolo si riportano, per ogni tipologia di fondazione presente, l'approccio normativo, i coefficienti parziali su azioni e parametri geotecnici e le relative verifiche SLU e SLE richieste sulla base di quanto riportato al § 6 delle **NTC18**. Per le verifiche in condizioni sismiche SLV si fa invece riferimento al § 7.11 delle **NTC18**.

Per ogni tipologia di fondazione presente, si riportano i metodi di calcolo delle resistenze geotecniche (pali/pozzi/fondazioni dirette) per effettuare le verifiche necessarie, avendo cura di riportare al capitolo di pertinenza tutti i riferimenti bibliografici effettivamente utilizzati.

Si riporta in questo capitolo anche una breve descrizione dei codici di calcolo eventualmente utilizzati per le varie verifiche e/o per le analisi di interazione terreno struttura, avendo cura di riportare al capitolo di pertinenza tutti i riferimenti dei codici di calcolo effettivamente utilizzati.

## CAP 12 – VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

In questo capitolo si riportano le verifiche svolte per le fondazioni.

In generale si dovranno effettuare le seguenti verifiche (se pertinenti, giustificando in ogni caso se una certa verifica non viene svolta):

- Fondazioni dirette:
  - Verifica di stabilità globale (A2+M2+R2);
  - Verifica allo scivolamento sul piano di posa (A1+M1+R3);
  - Verifica al ribaltamento (A1+M1+R3);
  - Verifica di capacità portante (A1+M1+R3).
- Pali:
  - Analisi di interazione terreno struttura della palificata per la determinazione delle azioni assiali sui pali e l'andamento delle sollecitazioni assiali, flettenti e taglianti lungo il fusto dei pali per le diverse combinazioni di carico;
  - Verifiche geotecniche SLU secondo i dettami delle **NTC18**.
- Pozzi:
  - Analisi di interazione terreno struttura del pozzo per le diverse combinazioni di carico;
  - Verifiche geotecniche SLU secondo i dettami delle **NTC18**.

In tutti casi nelle combinazioni di carico e nella definizione delle caratteristiche del terreno considerate nelle analisi, se necessario, si dovrà tenere debitamente in conto la presenza di dissesti e/o eventuali fenomeni di liquefazione.

In questo capitolo si presentano i risultati delle analisi svolte secondo i metodi e gli approcci normativi di cui al capitolo precedente.

Si riportano in un primo paragrafo i parametri geotecnici di calcolo, tenendo anche in conto la presenza di dissesti e/o il verificarsi di fenomeni di liquefazione.

Nei successivi paragrafi e/o in allegati specifici si sviluppano e si riportano i risultati dei vari calcoli/verifiche di pertinenza.

## CAP 13 – MONITORAGGIO

In questo capitolo si discute e si propone il sistema di monitoraggio da installare nel caso in cui lo si dovesse ritenere necessario. Particolare attenzione dovrà essere posta in caso di presenza di dissesti che coinvolgono le fondazioni, prevedendo un adeguato monitoraggio piezometrico e inclinometrico.

## **PARTE IV – APPENDICI**

## 11 TIPOLOGIA DELLE OPERE D'ARTE PRESENTI SULLA RETE ASPI

Sulla rete autostradale in concessione ad Aspi del territorio italiano, sono presenti ponti e viadotti di diversa tipologia e schema statico, come illustrato nella Tabella 11-1 (riferita al numero totale di campate con specifico schema statico).

Tabella 11-1: Consistenza delle opere

SCHEMA	TIPOLOGIA	NUMERO	PERCENTUALE
ISOSTATICO	TRAVATA SEMPL.APPOGGIATA	1266	57,34%
	SOLETTONE APPOGGIATO	220	9,96%
	TRAVATA GERBER	93	4,21%
	CASSONE APPOGGIATO	45	2,04%
	TRAVATA CONTINUA IN SOLETTA	18	0,82%
	TRAVATA APPOGGIATA+SBALZI	12	0,54%
	SOLETTONE GERBER	8	0,36%
	SOLETTONE APPOGGIATO+SBALZI	5	0,23%
<b>Totale Schema Isostatico</b>		<b>1667</b>	<b>75,50%</b>
IPERSTATICO	TRAVATA CONTINUA	115	5,21%
	TELAIO	102	4,62%
	CASSONE CONTINUO	101	4,57%
	TRAVATA CON RACCORDI DI IRROBUSTIMENTO	39	1,77%
	SOLETTONE CONTINUO	18	0,82%
	SEMITELAIO	10	0,45%
<b>Totale Schema Iperstatico</b>		<b>385</b>	<b>17,44%</b>
ARCHI	ARCO CON RINFRANCO	83	3,76%
	ARCO CELLULARE	17	0,77%
	ARCO CON RILEVATO	1	0,05%
<b>Totale Schema ad arco</b>		<b>101</b>	<b>4,57%</b>
ALTRO	NON NOTO	28	1,27%
	ALTRO	24	1,09%
	SCATOLARE	2	0,09%
	STRALLATO	1	0,05%
<b>Totale Altro</b>		<b>55</b>	<b>2,49%</b>
<b>Totale tipologie</b>		<b>2208</b>	<b>100%</b>

La maggior parte delle opere, come si può osservare nella tabella precedente, sono realizzate secondo uno *schema isostatico* (75,50% di cui il 57,34% costituito da uno schema a travata in semplice appoggio e il 9,96% da solettoni appoggiati).

La tipologia ricorrente, dopo quella con schema isostatico, è costituita dai ponti con *schema iperstatico* che rappresentano il 17,44% sul totale delle tipologie presenti; fanno parte di questa tipologia i ponti a travata continua, a telaio, a cassone continuo, ad arco, solettone continuo e semitelaio. Il 4,57% del totale delle opere è costituito da archi, in muratura e calcestruzzo armato, mentre la restante parte delle opere fa riferimento a schemi strutturali poco ricorrenti.

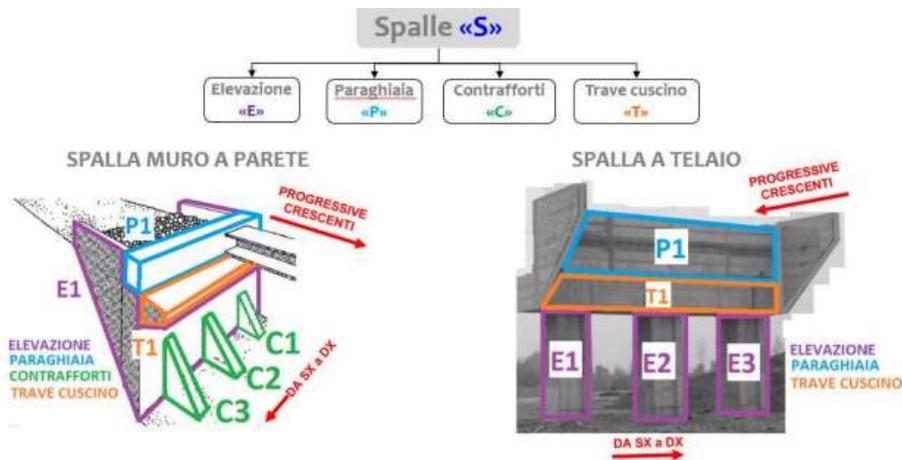
## 12 NOMENCLATURA DELLE PARTI D'OPERA

La nomenclatura delle parti d'opera riportata nelle figure seguenti è estratta dall'Appendice 2 del [R3].

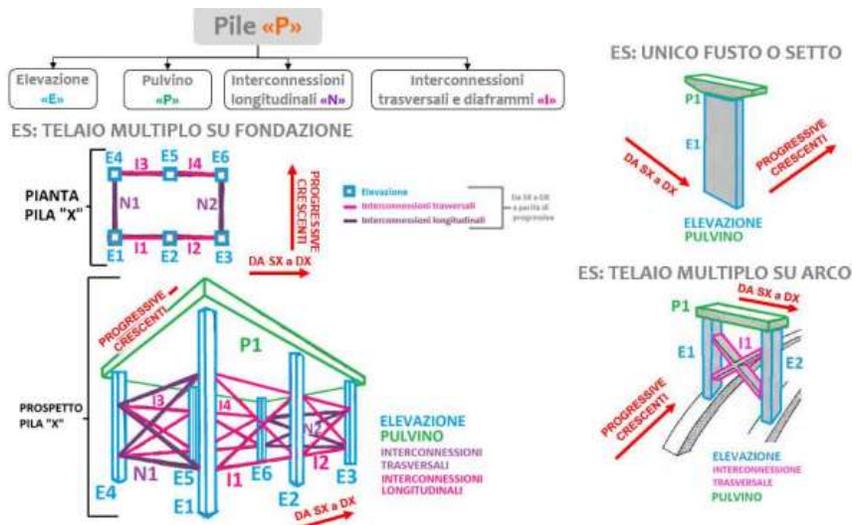
### Componenti delle Fondazioni



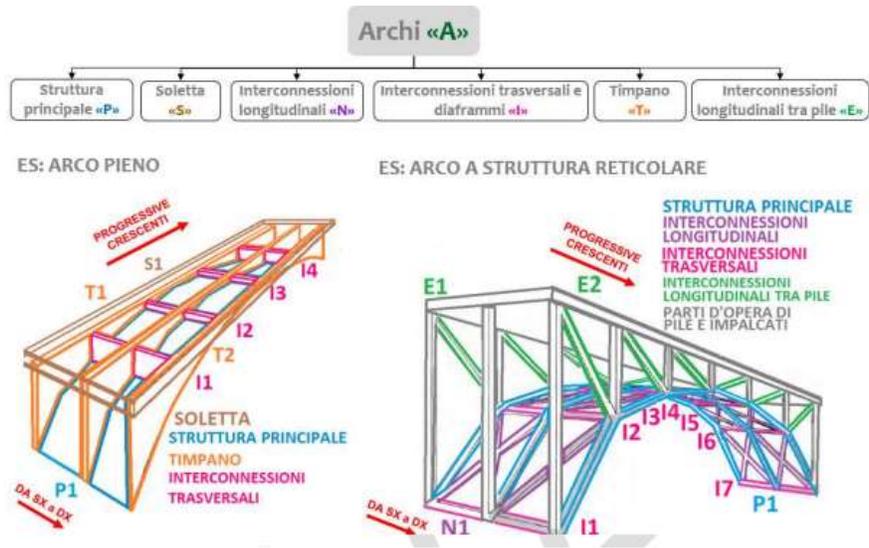
### Componenti delle Spalle



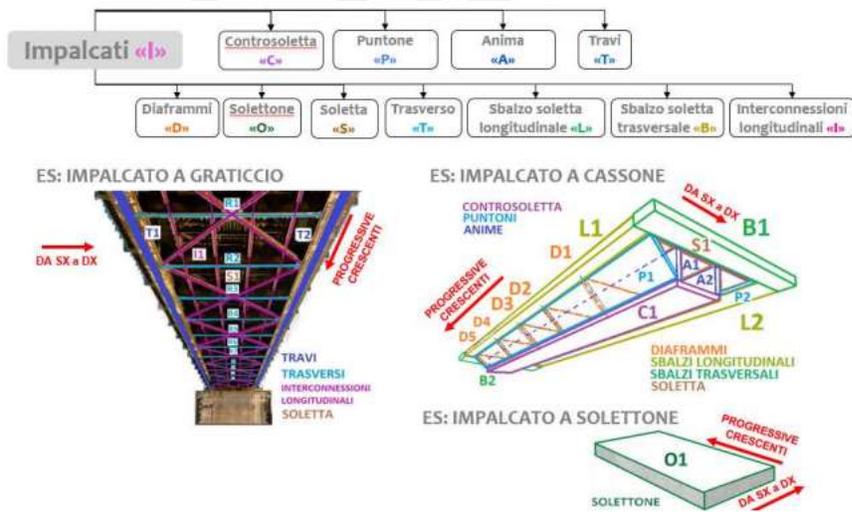
### Componenti delle Pile



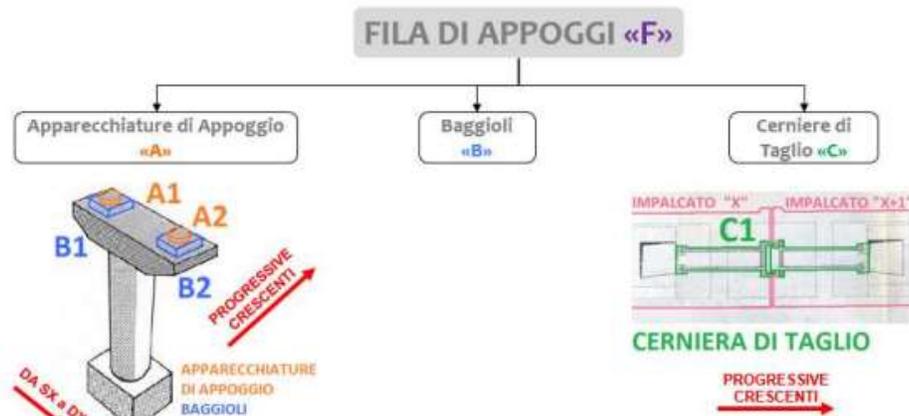
**Componenti degli Archi**



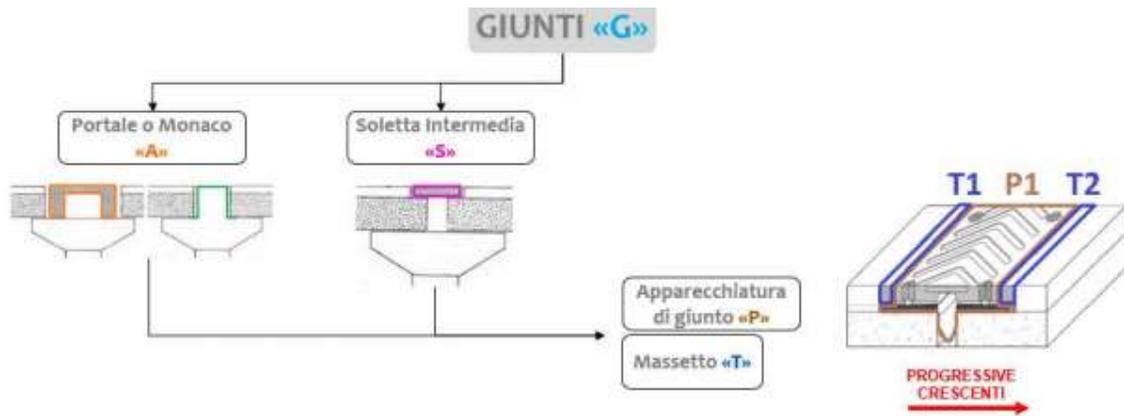
**Componenti degli Impalcati**



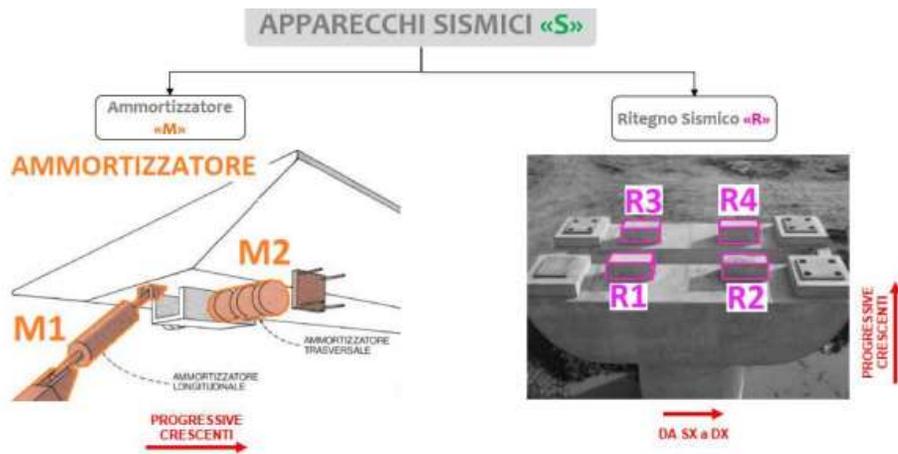
**Componenti degli appoggi**



**Componenti dei giunti**



**Componenti apparecchi sismici**



## 13 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA

### 13.1 Calcestruzzo

#### 13.1.1 Coefficienti di variazione

Per la valutazione dei parametri statistici relativi alle resistenze dei materiali, come il coefficiente di variazione, è possibile far riferimento sia a studi presenti in letteratura sia ai risultati delle numerose campagne di indagini eseguite per la valutazione della sicurezza di strutture esistenti. Il valore del coefficiente di variazione costituisce un utile riferimento per la valutazione dell'indice di dispersione associato ad una determinata grandezza.

Nel caso del calcestruzzo ordinario si può far riferimento all'analisi statistica riportata in [6]; in Figura 13-1 e Figura 13-2 è mostrato l'andamento del coefficiente di variazione in funzione del numero di campioni e della resistenza del calcestruzzo per decade di costruzione a partire dagli anni '50 fino agli anni '80. Lo studio è stato elaborato su dati relativi ad edifici; per i viadotti autostradali in ragione della migliore qualità dei materiali previsti in progetto e dei più accurati controlli in fase di costruzione è ragionevole attendersi coefficienti di variazione inferiori rispetto al caso degli edifici.

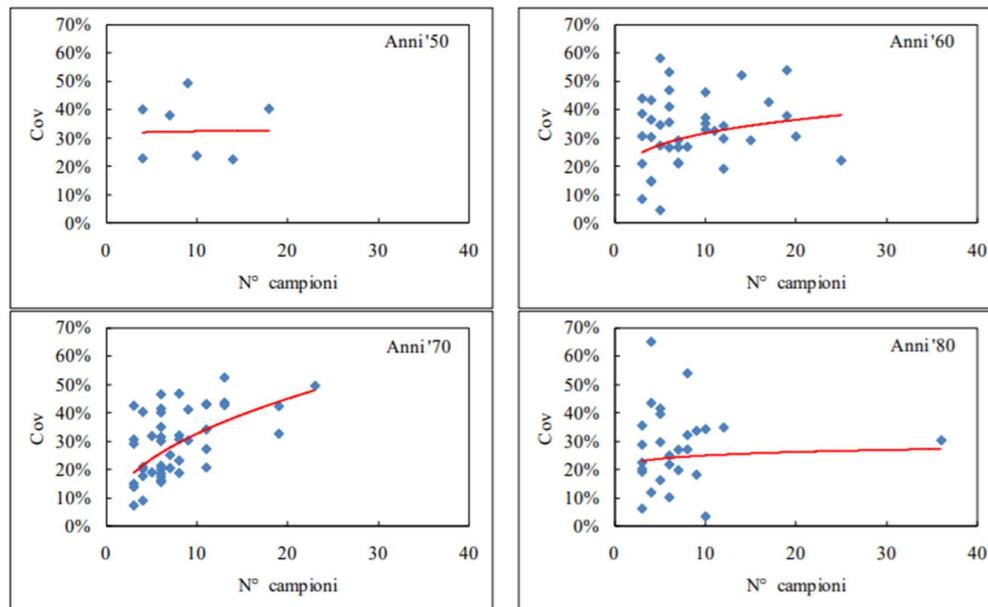


Figura 13-1: Coefficiente di variazione del calcestruzzo in funzione del numero di campioni

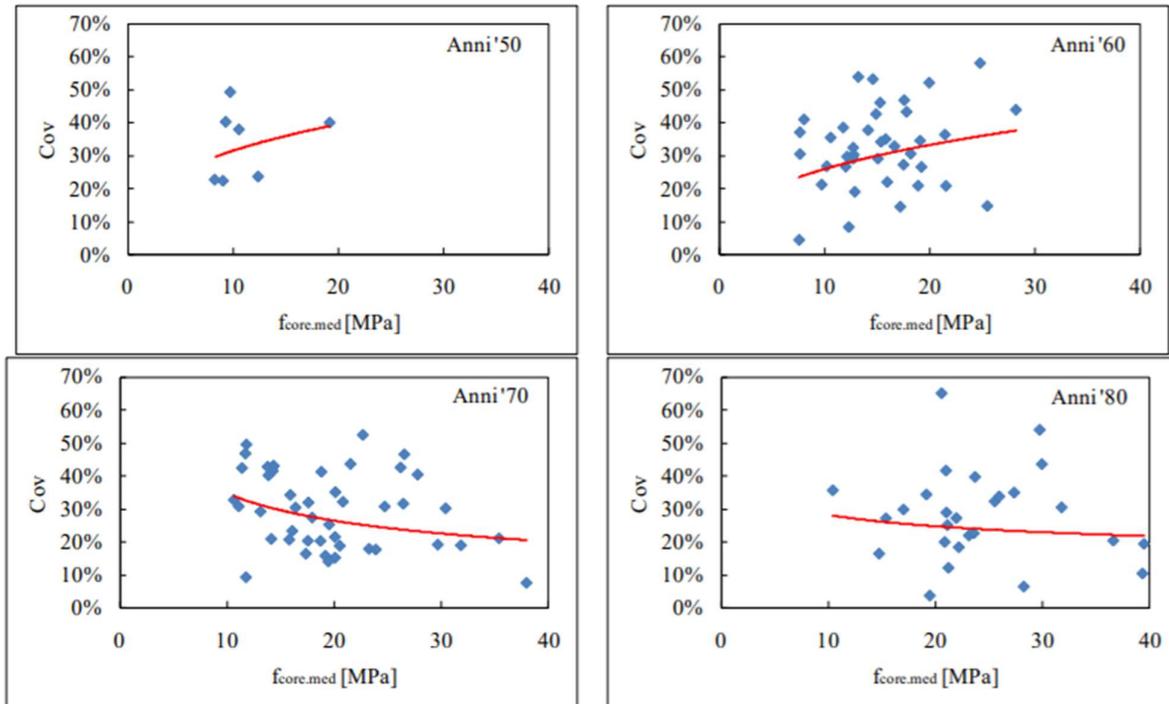


Figura 13-2: Coefficiente di variazione del calcestruzzo in funzione della resistenza del calcestruzzo

La relazione tra resistenza e coefficiente di variazione per il calcestruzzo fornita in [7] è mostrata in Figura 13-3. Anche in questo caso lo studio si basa prevalentemente su edifici.

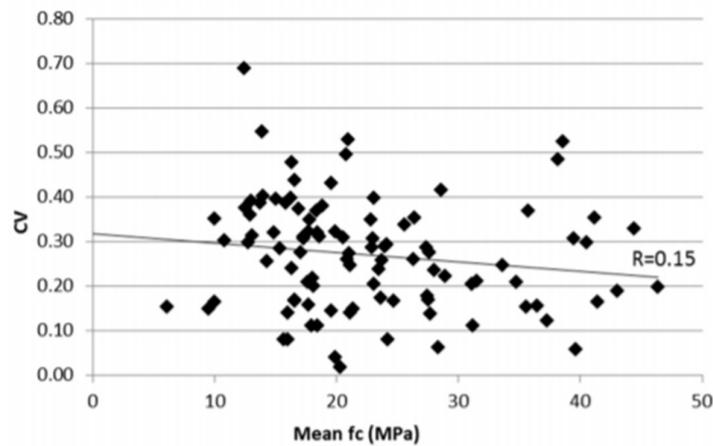


Figura 13-3: Coefficiente di variazione del calcestruzzo in funzione della resistenza del calcestruzzo [7]

Volendo eseguire uno specifico approfondimento per ponti e viadotti, sono stati analizzati gli esiti delle prove sui calcestruzzi recentemente effettuate nell'ambito delle campagne di indagine svolte su varie opere d'arte maggiori presenti sulla rete Aspi. Il campione esaminato è costituito da opere di varie epoche e differenti tipologie costruttive; si è valutata la media e la deviazione standard della resistenza, ed il corrispondente coefficiente di variazione, distinguendo per le diverse parti d'opera *affini*. I risultati sono mostrati nella figura seguente.



Figura 13-4 Andamento dei coefficienti di variazione

Di seguito si riportano i principali parametri statistici nel caso di distribuzione normale e lognormale per il campione di opere analizzato.

Tabella 13-1: Parametri statistici\_Calcestruzzo

<i>Distribuzione Normale</i>		<i>Distribuzione LogNormale</i>	
Media	0.20	Media	0.19
Mediana	0.19	Mediana	0.19
Deviazione standard	0.08	Deviazione standard	0.36
Curtosi	-0.58	Curtosi	-0.99
Asimmetria	0.66	Asimmetria	0.15
Minimo	0.10	Minimo	0.10
Massimo	0.39	Massimo	0.39

Il valore negativo dell'indice di curtosi è rappresentativo di una distribuzione platicurtica (curva piatta) mentre il valore positivo dell'asimmetria indica una maggiore concentrazione del coefficiente di variazione verso i valori bassi (curva spostata a sinistra) sia per la distribuzione normale che per la log-normale. Inoltre, i valori di media e mediana sono più vicini, sostanzialmente coincidenti, nel caso della distribuzione log-normale.

L'istogramma delle frequenze, per intervalli del CoV di ampiezza pari a 0,025, e le corrispondenti funzioni densità di probabilità per le due distribuzioni considerate sono mostrati in (Figura 13-5). La distribuzione log normale risulta più aderente all'osservazione sperimentale. Le funzioni cumulate delle due distribuzioni sono mostrate in (Figura 13-6).

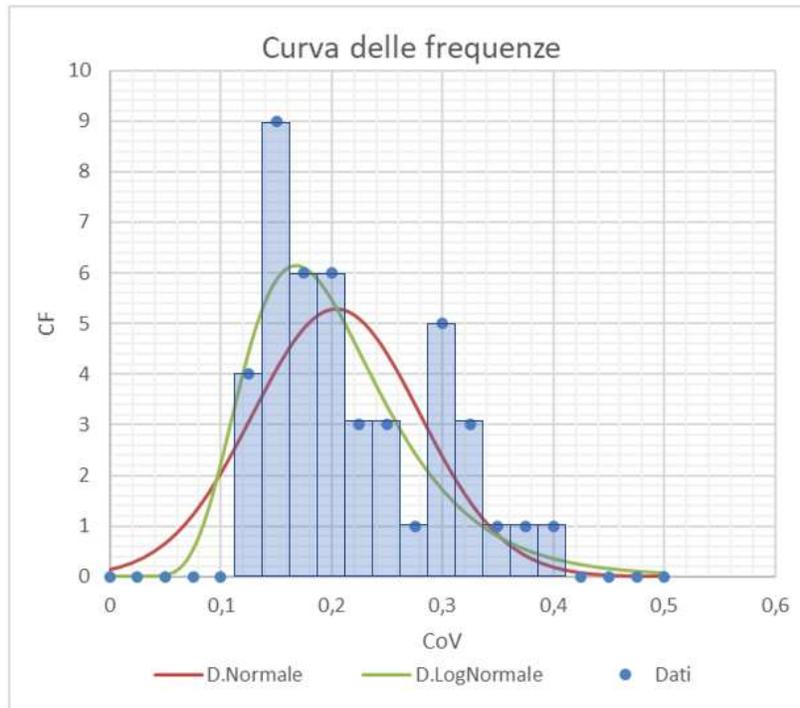


Figura 13-5: Curva delle frequenze\_Calcestruzzo

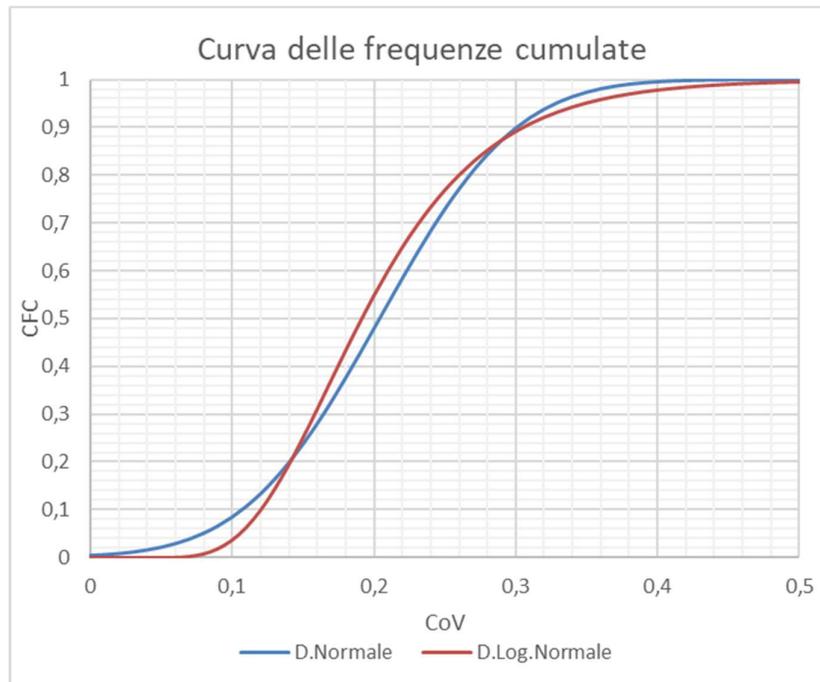


Figura 13-6: Curva delle frequenze cumulate\_Calcestruzzo

### 13.1.2 Stima della resistenza da prove non distruttive per il calcestruzzo (Metodo SonReb)

Il metodo SonReb (combinazione del metodo ultrasonico e sclerometrico), è un metodo non distruttivo per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo che permette di ridurre gli errori nella stima della resistenza in sito che si avrebbero inevitabilmente utilizzando singolarmente il metodo sclerometrico o il metodo ultrasonico.

Il modello comunemente utilizzato è il modello con doppia legge di potenza la cui formulazione è di seguito riportata:

$$f_c(R, V) = a \cdot R^b \cdot V^c$$

Il modello è caratterizzato dalle due variabili indice di rimbalzo R e velocità ultrasonica V e da tre parametri di regressione a, b e c.

Noti i valori della resistenza in sito ottenuti da prove allo schiacciamento di provini in calcestruzzo e i corrispondenti valori dell'indice di rimbalzo R e velocità ultrasonica V misurati sullo stesso elemento strutturale, è possibile eseguire una regressione non lineare (o bi-lineare se espressa in termini logaritmici) per ricavare i parametri a, b e c; il modello ottenuto potrà quindi essere impiegato per la stima della resistenza delle parti d'opera in cui vengono eseguite esclusivamente prove non distruttive.

In alternativa è possibile far riferimento ai modelli di letteratura con doppia legge di potenza di seguito riportati (con valore della velocità ultrasonica V in m/s):

- $R_c = 8.06 \cdot 10^{-8} \cdot R^{1.246} \cdot V^{1.85}$  Gasparik (1992)
- $R_c = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot R^{1.058} \cdot V^{2.446}$  Di Leo, Pascale (1994)

### 13.1.3 Stima del valore caratteristico della resistenza del materiale

Le **NTC18**, al § 11.2.6., recitano: “La resistenza caratteristica in situ va calcolata secondo quanto previsto nella norma UNI EN 13791:2008, ai §§ 7.3.2 e 7.3.3, considerando l’approccio B se il numero di carote è minore di 15, oppure l’approccio A se il numero di carote è non minore di 15, in accordo alle *Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo*”.

Le “*Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo*” del Servizio Tecnico Centrale del C.S.LL.PP. [[T6.]], per la stima del valore caratteristico della resistenza del calcestruzzo al §3.2 recitano:

*“Per stimare la resistenza caratteristica in sito  $R_{ck, is}$  o  $f_{ck, is}$ , si può fare riferimento al procedimento contenuto nella norma EN 13791, la quale, in funzione della effettiva numerosità dei campioni prelevati, considera: un approccio statistico, se la numerosità dei campioni è superiore a 15, ed un approccio forfaitario, mediante il coefficiente k, se la numerosità dei campioni è inferiore a 15.”*

L’approccio statistico permette di valutare il valore caratteristico, fissata una legge di distribuzione delle resistenze e ricavati i parametri statistici ad essa associati (media  $\mu$  e deviazione standard  $\sigma$ ).

Con l’approccio forfaitario, invece, non è necessario eseguire un’elaborazione statistica del campione di dati ma il valore caratteristico della resistenza può essere ricavato noto il numero  $n$  di provini, la resistenza media  $f_{cm}$  e la resistenza minima  $f_{cmin}$ .

Le espressioni riportate nei documenti citati per il calcolo della resistenza caratteristica sono riportate nei sottoparagrafi successivi.

### 13.1.3.1 Approccio statistico

L'approccio statistico riportato in [16] prevede che la resistenza cilindrica caratteristica in sito  $f_{ck, is}$  è data dal valore inferiore tra:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1.48 * s$$

$$f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4$$

dove:

- $n$  = numero di campioni prelevati
- $f_{m(n), is}$  = valore medio della resistenza a compressione degli  $n$  campioni (rammentando che per ciascun campione (i), la resistenza  $f(i)$  deve essere moltiplicata per il relativo Fattore di disturbo  $F_d(i)$ )
- $f_{is, lowest}$  = valore minore fra le resistenze degli  $n$  campioni
- $s$  = scarto quadratico medio

L'approccio statistico riportato nelle **LG20** fornisce una stima conservativa della resistenza caratteristica basata sull'ipotesi di distribuzione lognormale. La media e deviazione standard campionarie dei logaritmi della resistenza sono ottenute mediante le seguenti espressioni:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \bar{\mu}]^2} \end{array} \right.$$

Sottraendo alla media stimata l'errore standard dello stimatore, si ottiene una stima del sedicesimo percentile delle distribuzioni medie campionarie:

$$\overline{\mu_{0,16}} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

Il valore caratteristico relativo alla distribuzione log-normale è:

$$f_k = \hat{x}_{0,05} = e^{\overline{\mu_{0,16}} - 1,64\bar{\sigma}}$$

### 13.1.3.2 Approccio forfaitario

L'approccio forfaitario proposto dalla UNI EN 13791:2008, espressamente richiamato al §11.2.6 delle **NTC18**, si applica per un numero di provini compreso tra 3 e 14.

La resistenza caratteristica si valuta mediante la seguente espressione:

$$f_{ck} = \min(f_{cm} - k; f_{cmin} + 4MPa)$$

dove:

- $f_{cm}$  è la resistenza a compressione media del calcestruzzo relativa agli  $n$  provini;
- $f_{cmin}$  è la resistenza minima a compressione relativa agli  $n$  provini;
- $k=5$  MPa per  $n$  compreso tra 10 e 14;
- $k=6$  MPa per  $n$  compreso tra 7 e 9;
- $k=7$  MPa per  $n$  compreso tra 3 e 6.

## 13.2 Acciaio ordinario

### 13.2.1 Tipologie di acciaio ordinario

Per la costruzione delle opere d'arte infrastrutturali sono stati impiegati nel passato barre lisce e/o nervate con differenti proprietà meccaniche e aventi le seguenti denominazioni: Acciaio comune, Aq 42, Aq45, Aq 42/50, Aq 50, Aq 50/60, acciaio duro 60/70, ALE, ALE 4400, FeB22k, FeB32k, ARES, RUMI, RUMI LU, RUMI 400, RUMI LU3 o RUMI LU3 4000, RUMI4400, RUMI LU3/4400, RUMI LU3/5000, GS, GS3600, GS4400, GS 4400 ALE, GS4500, GS5000, STAR, STAR4400, STAR4500, STAR5000, TNT 60, RUMI TNT, FERRO BOX 4400, TOR, Thor Aq52/60<sup>13</sup>.

#### 13.2.1.1 Barre lisce

Le tipologie di barre lisce più comuni sono, impiegate per la costruzione di ponti e viadotti sono:

- acciaio comune;
- acciaio Aq42;
- acciaio Aq50;
- acciaio Aq60;
- acciaio ad Alto Limite Elastico (ALE)
- FeB22k;
- FeB32k.

Per la definizione dei valori di resistenza è possibile far riferimento alla Tabella 13-2.

Tabella 13-2: Barre di armatura lisce [1]

Tabella 3 – I principali parametri statistici del database relativo alle categorie Comune, AQ42, Aq50, Aq60 ed ALE e relativi parametri delle due distribuzioni Normale e LogNormale adottate.

Periodo 1950-1972	Comune	AQ42	AQ50	AQ60	ALE
n°prove	1464	3520	3278	949	461
Media	276.47	322.34	370.90	435.45	512.06
Mediana	276.45	320.80	369.30	428.30	500.20
Dev.St.	25.10	26.59	31.84	50.06	65.41
min	165.20	211.90	212.80	294.30	260.80
max	386.20	486.30	557.00	656.80	884.20
kurtosi	4.320	4.728	6.186	6.652	6.749
LogNormal	$\mu$ 5.618	5.775	5.912	6.070	6.230
	$\sigma$ 0.091	0.082	0.084	0.109	0.122
Normal	$\mu$ 276.47	322.34	370.90	435.45	512.06
	$\sigma$ 25.10	26.59	31.84	50.06	65.41

Tabella 4 – I principali parametri statistici del database relativo alle categorie FeB22 e FeB32 e relativi parametri delle due distribuzioni Normale e LogNormale adottate.

Periodo 1974-1980	FeB22K	FeB32K
n°campioni	47	612
Media	325.11	430.03
Mediana	332.00	420.00
Dev.St.	39.83	53.48
min	222.00	326.00
max	429.00	662.00
kurtosi	3.998	5.237
LogNormal	$\mu$ 5.776	6.057
	$\sigma$ 0.13	0.118
Normal	$\mu$ 325.11	430.03
	$\sigma$ 39.83	53.48

Per le barre lisce si riportano in Tabella 13-3 i valori indicativi della resistenza allo snervamento media e caratteristica dedotti dalla letteratura.

<sup>13</sup> Fonte: Croce P., Formichi P., Landi F.. Influence of Reinforcing Steel Corrosion on Life Cycle Reliability Assessment of Existing R.C. Buildings. Buildings 2020, 10, 99; doi:10.3390/buildings10060099

Tabella 13-3: Resistenza allo snervamento-Acciai Nervati

Barre lisce		
Tipologia	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]
Comune	276	235
Aq42	322	279
Aq50	371	319
Aq60	435	353
ALE	512	405
Feb22k	325	276
FeB32k	430	342

### 13.2.1.2 Barre nervate

Le tipologie di barre nervate che sono state maggiormente ricorrenti nella costruzione di ponti e viadotti sono:

- acciaio TOR;
- acciaio RUMI;
- acciaio GS;
- acciaio STAR.

Ai fini di una corretta identificazione in fase di indagine si riporta In Figura 13-7 la conformazione di tali barre.

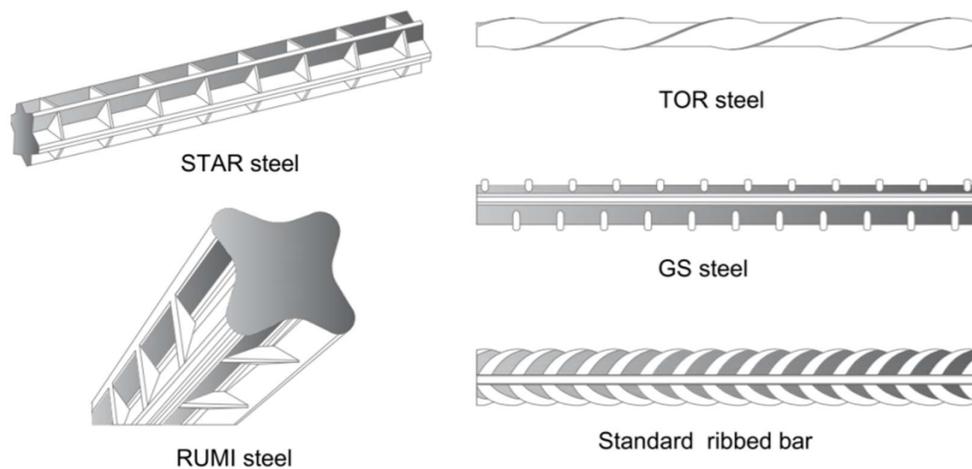


Figura 13-7:Tipologie di acciai nervati [15]

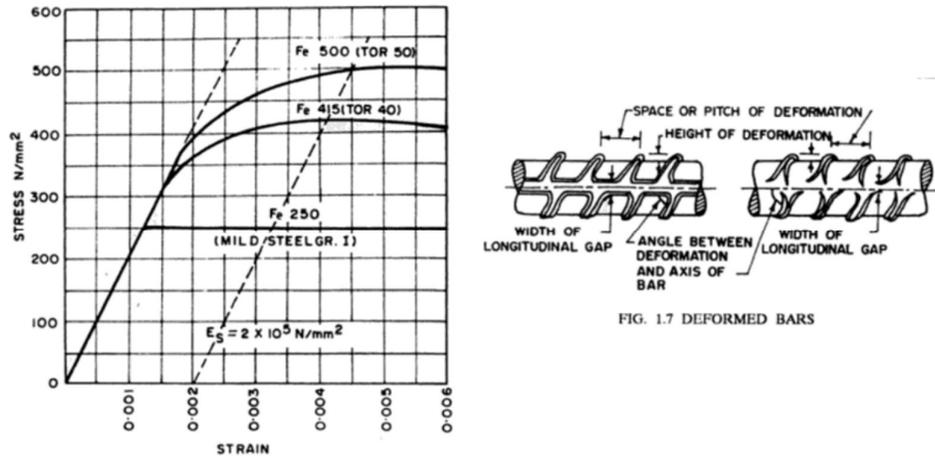


Figura 13-8: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio TOR [16]

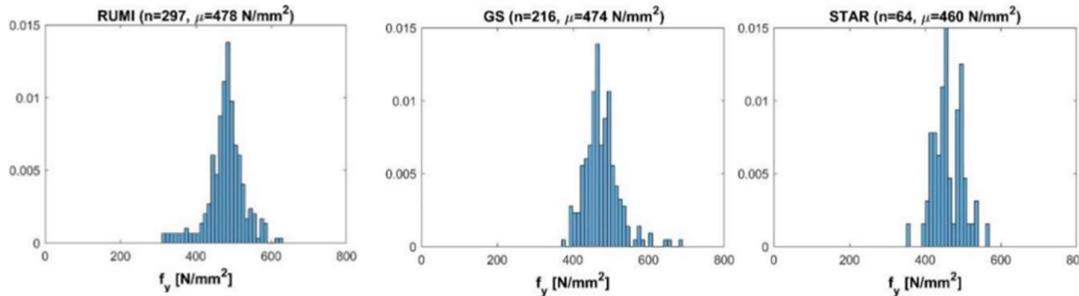


Figura 13-9: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio RUMI, GS, STAR [15]

I valori di resistenza allo snervamento dedotti dalla letteratura per le barre nervate sono riportati in Tabella 13-4.

Tabella 13-4: Resistenza allo snervamento-Acciai Nervati

Barre nervate		
Tipologia	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]
TOR 40	--	415
TOR 50	--	500
RUMI 4000	--	400
RUMI 4400	--	440
RUMI5000	--	480
GS	474	396
STAR	460	342

### 13.2.2 Coefficienti di variazione

Nel caso dell'acciaio ordinario si fa riferimento ai risultati riportati in letteratura [1] che fornisco per le tipologie di acciaio maggiormente ricorrenti valori del valor medio e deviazione standard della resistenza allo snervamento, ricavati dall'analisi di un vasto campione di prove sperimentali.

Tabella 13-5: Calcolo dei coefficienti di variazione da letteratura [1]

Calcolo del coefficiente di variazione COV								
	Comune (1950-1972)	Aq42 (1950-1972)	Aq50 (1950-1972)	Aq60 (1950-1972)	ALE (1950-1972)	FeB22K (1974-1980)	FeB32K (1974-1980)	Intero trentennio (1950-1980)
n°[-]	1464	3520	3278	949	461	47	612	10331
$\mu_{fy}$ [MPa]	276.47	322.34	370.9	435.45	512.06	325.11	430.03	356.5
$\sigma_{fy}$ [MPa]	25.1	26.59	31.84	50.06	65.41	39.83	53.48	67.8
COV	<b>0.091</b>	<b>0.082</b>	<b>0.086</b>	<b>0.115</b>	<b>0.128</b>	<b>0.123</b>	<b>0.124</b>	<b>0.190</b>

Valori analoghi si ottengono anche dal software STIL (v 1.0) che fornisce un contributo alla conoscenza delle caratteristiche degli acciai da cemento armato impiegati in Italia nell'intervallo temporale 1950-2000. Esso si basa su un database di 19.140 prove di trazione su barre di acciaio effettuate e registrate presso il Laboratorio Sperimentale del Dipartimento di Ingegneria Strutturale della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Napoli Federico II.

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche degli acciai e le grandezze statistiche di riferimento.

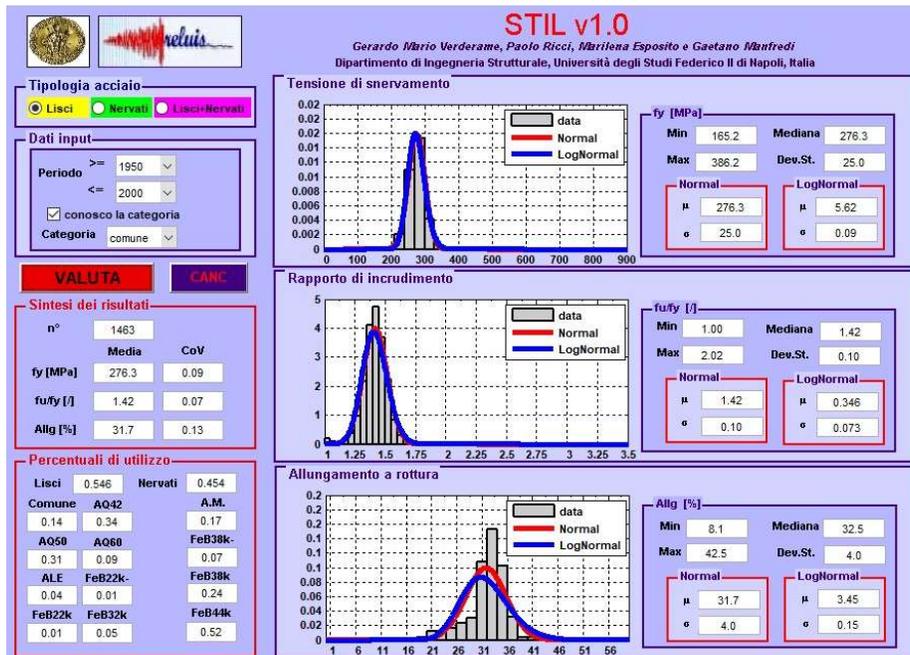


Figura 13-10: Caratteristiche dell'acciaio comune

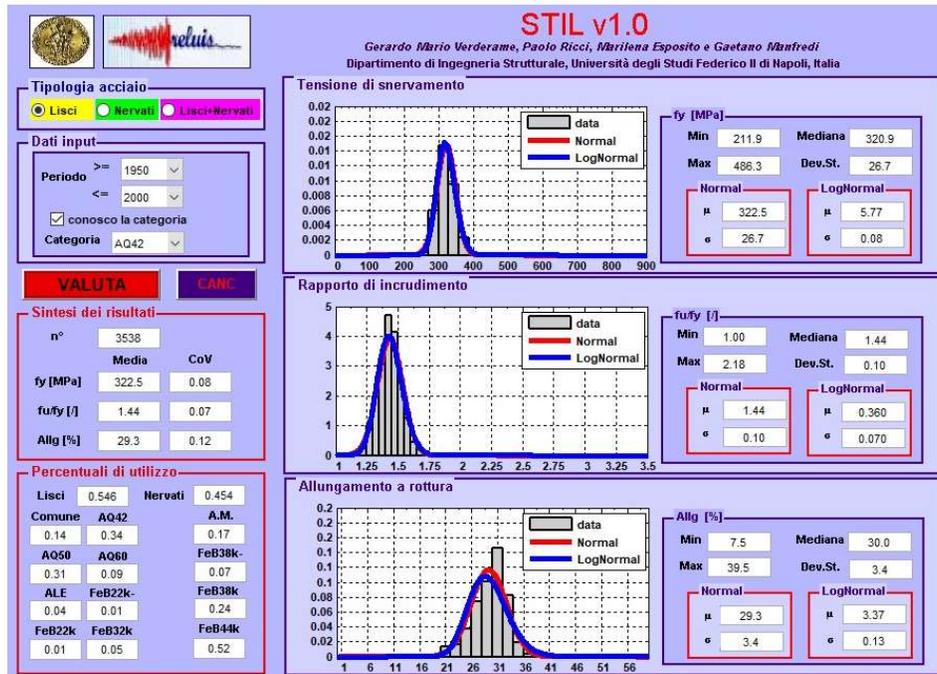


Figura 13-11:Caratteristiche dell'acciaio AQ42 [5]

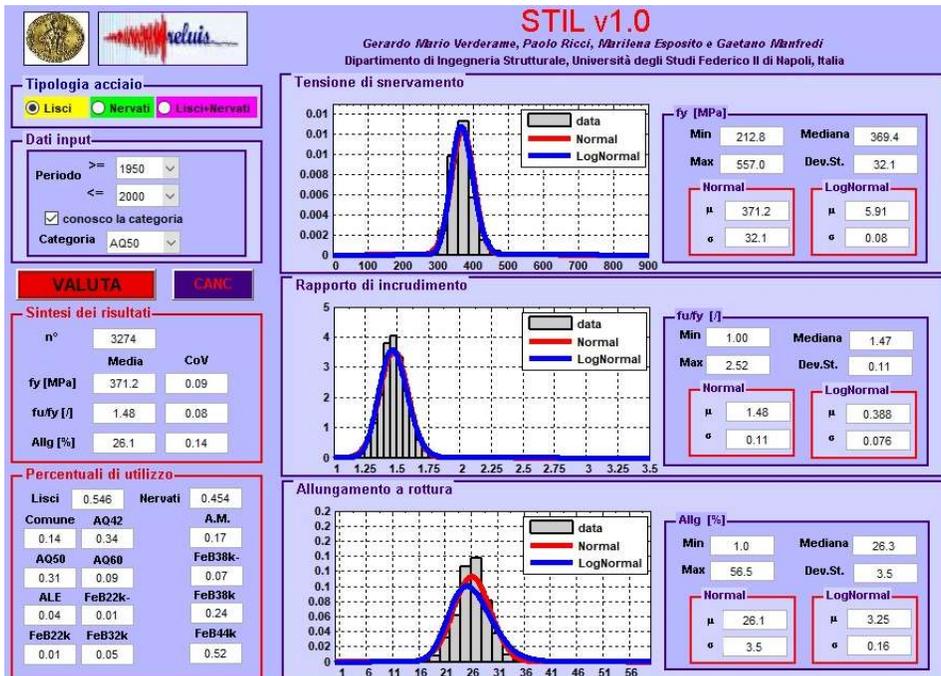


Figura 13-12:Caratteristiche dell'acciaio AQ50 [5]

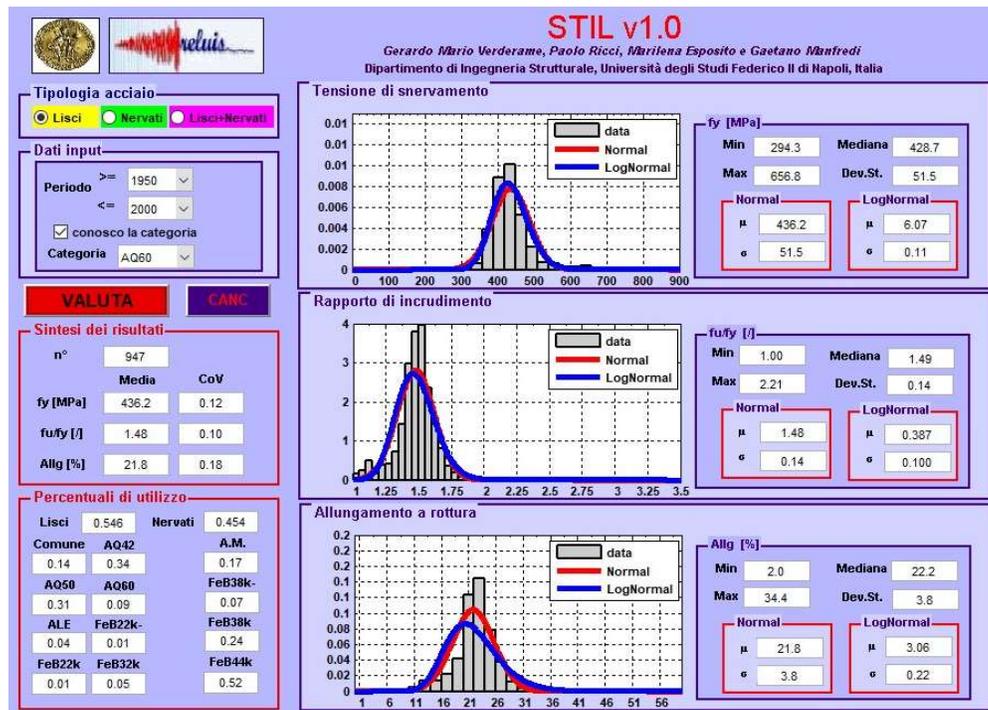


Figura 13-13: Caratteristiche dell'acciaio AQ60 [5]

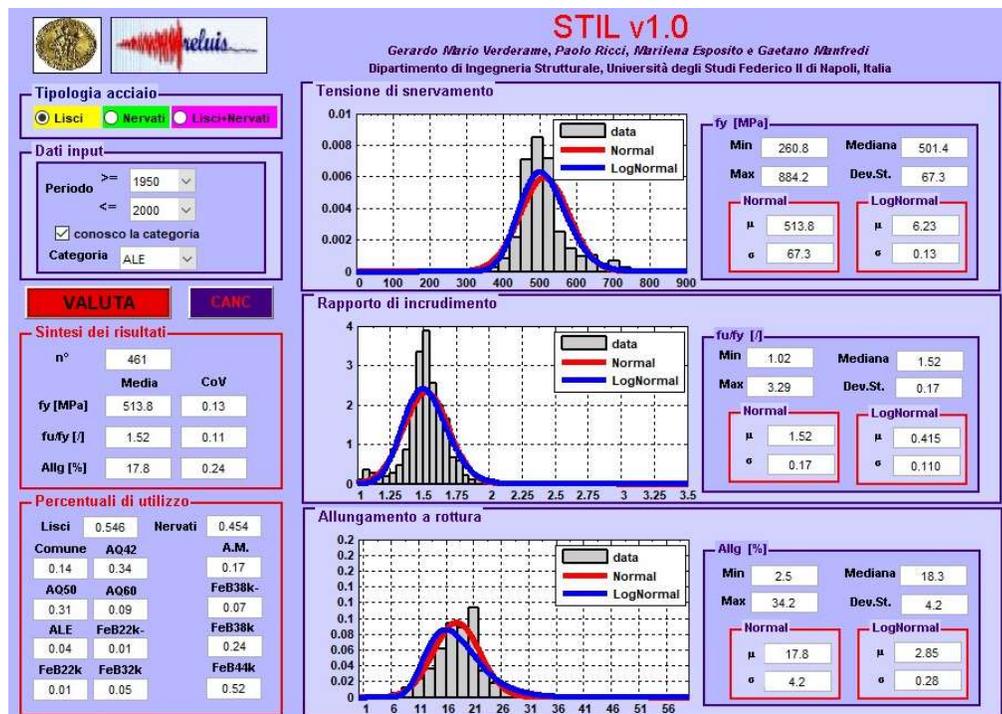


Figura 13-14: Caratteristiche dell'acciaio ALE [5]

Come per il calcestruzzo, anche per l'acciaio è stato valutato il coefficiente di variazione a partire dai valori di resistenza desunti da campagne di indagini recenti svolte su varie opere d'arte maggiori presente sulla rete Aspi. I risultati sono mostrati nella figura seguente.



Figura 13-15 Andamento dei coefficienti di variazione

Di seguito si riportano i principali parametri statistici nel caso di distribuzione normale e lognormale per il campione di opere analizzato.

Tabella 13-6: Parametri statistici\_Acciaio

<i>Distribuzione Normale</i>		<i>Distribuzione LogNormale</i>	
Media	0.130	Media	0.113
Mediana	0.123	Mediana	0.123
Deviazione standard	0.065	Deviazione standard	0.560
Curtosi	-0.981	Curtosi	-0.715
Asimmetria	0.370	Asimmetria	-0.430
Minimo	0.034	Minimo	0.034
Massimo	0.257	Massimo	0.257

Il valore negativo dell'indice di curtosi è rappresentativo di una distribuzione platicurtica (curva appiattita) mentre il valore positivo dell'asimmetria indica una maggiore concentrazione del coefficiente di variazione verso i valori bassi (curva spostata a sinistra) nel caso della distribuzione normale, mentre nel caso della log-normale i coefficienti di variazione sono concentrati verso i valori alti (curva spostata a destra). I valori di media e mediana sono più vicini nel caso distribuzione normale.

L'istogramma delle frequenze, per intervalli del CoV di ampiezza pari a 0,05, e le corrispondenti funzioni densità di probabilità per le due distribuzioni considerate sono mostrati in Figura 13-16. La distribuzione normale risulta più aderente all'osservazione sperimentale. Le funzioni cumulate delle due distribuzioni sono mostrate in Figura 13-17.

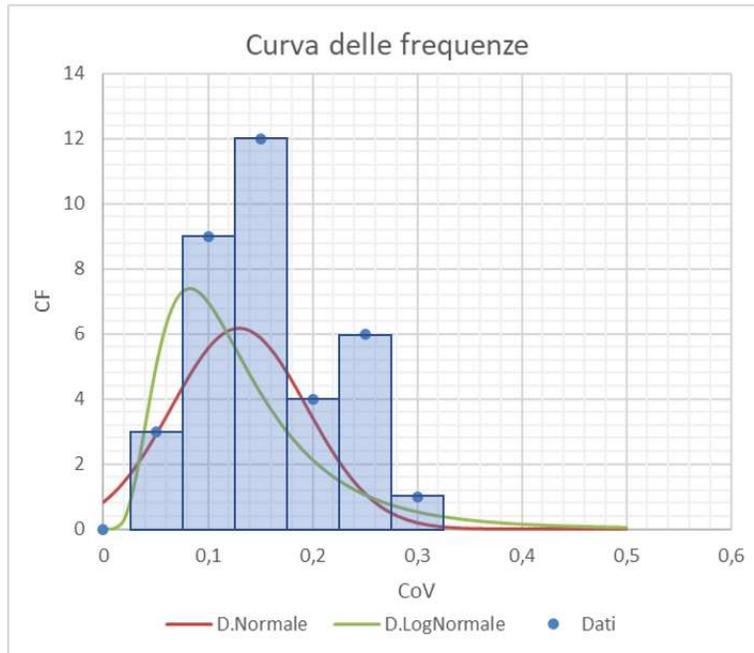


Figura 13-16: Curva delle frequenze\_Acciaio

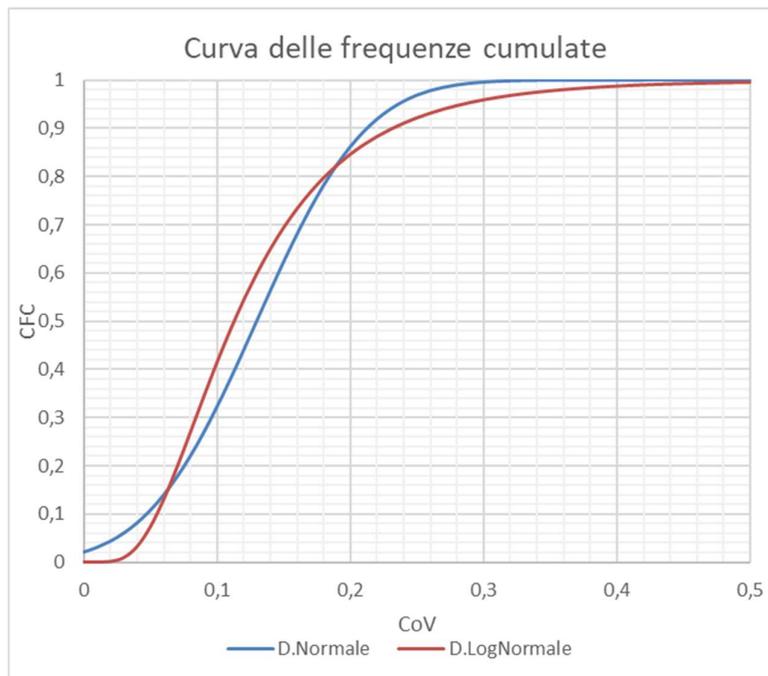


Figura 13-17: Curva delle frequenze cumulate\_Acciaio

### 13.2.3 Stima della resistenza tramite prove non distruttive (Prove di durezza)

La durezza è una misura della resistenza superficiale di un metallo di opporsi alle deformazioni plastiche permanenti. Possono essere eseguiti diversi tipi di prove di durezza (Brinell HB, Vickers HV o Rockwell HR) che si differenziano in termini di forma del penetratore e di forza applicata.

Per la stima della resistenza a rottura a partire dai valori del numero di durezza, è possibile far riferimento alla norma UNI EN ISO 18265 (Appendice 1 - "Non-alloy steel, low alloy steel, cast iron").

In Tabella 13-7 si riporta la conversione dei valori di durezza.

Tabella 13-7: Conversione tra resistenza a trazione e durezza tra scale di durezza per acciai non legati e basso legati e ghise, secondo la norma UNI EN ISO 18265

Resistenza a rottura $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Durezza Brinell HB	Durezza Vickers HV	Durezze Rockwell							
			HRC	HRB	HRA	HR15N	HR30N	HR45N	HRF	HRD
		940	68.0		85.6	93.2	84.4	75.4		76.9
		920	67.5		85.3	93.0	84.0	74.8		76.5
		900	67.0		85.0	92.9	83.6	74.2		76.1
		880	66.4		84.7	92.7	83.1	73.6		75.7
		860	65.9		84.4	92.5	82.7	73.1		75.3
		840	65.3		84.1	92.3	82.2	72.2		74.8
		820	64.7		83.8	92.1	81.7	71.8		74.3
		800	64.0		83.4	91.8	81.1	71.0		73.8
		780	63.3		83.0	91.5	80.4	70.2		73.3
		760	62.5		82.6	91.2	79.7	69.4		72.6
		740	61.8		82.2	91.0	79.1	68.6		72.1
		720	61.0		81.8	90.7	78.4	67.7		71.5
		700	60.1		81.3	90.3	77.6	66.7		70.8
		690	59.7		81.1	90.1	77.2	66.2		70.5
		680	59.2		80.8	89.8	76.8	65.7		70.1
		670	58.8		80.6	89.7	76.4	65.3		69.8
		660	58.3		80.3	89.5	75.9	64.7		69.4
2180	618	650	57.8		80.0	89.2	75.5	64.1		69.0
2145	608	640	57.3		79.8	89.0	75.1	63.5		68.7
2105	599	630	56.8		79.5	88.8	74.6	63.0		68.3
2070	589	620	56.3		79.2	88.5	74.2	62.4		67.9
2030	580	610	55.7		78.9	88.2	73.7	61.7		67.5
1995	570	600	55.2		78.6	88.0	73.2	61.2		67.0
1955	561	590	54.7		78.4	87.8	72.7	60.5		66.7
1920	551	580	54.1		78.0	87.5	72.1	59.9		66.2
1880	542	570	53.6		77.8	87.2	71.7	59.3		65.8
1845	532	560	53.0		77.4	86.9	71.2	58.6		65.4
1810	523	550	52.3		77.0	86.6	70.5	57.8		64.8
1775	513	540	51.7		76.7	86.3	70.0	57.0		64.4
1740	504	530	51.1		76.4	86.0	69.5	56.2		63.9
1700	494	520	50.5		76.1	85.7	69.0	55.6		63.5
1665	485	510	49.8		75.7	85.4	68.3	54.7		62.9
1630	475	500	49.1		75.3	85.0	67.7	53.9		62.2
1595	466	490	48.4		74.9	84.7	67.1	53.1		61.6
1555	456	480	47.7		74.5	84.3	66.4	52.2		61.3
1520	447	470	46.9		74.1	83.9	65.7	51.3		60.7
1485	437	460	46.1		73.6	83.6	64.9	50.4		60.1
1455	428	450	45.3		73.3	83.2	64.3	49.4		59.4
1420	418	440	44.5		72.8	82.8	63.5	48.4		58.8
1385	409	430	43.6		72.3	82.3	62.7	47.4		58.2
1350	399	420	42.7		71.8	81.8	61.9	46.4		57.5
1320	390	410	41.8		71.4	81.4	61.1	45.3		56.8
1290	380	400	40.8		70.8	80.8	60.2	44.1		56.0
1255	371	390	39.8		70.3	80.3	59.3	42.9		55.3
1220	361	380	38.8		69.8	79.8	58.4	41.7		54.4
1190	352	370	37.7		69.2	79.2	57.4	40.4		53.6

Resistenza a rottura $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Durezza Brinell HB	Durezza Vickers HV	Durezze Rockwell							
			HRC	HRB	HRA	HR15N	HR30N	HR45N	HRF	HRD
1155	342	360	36.6		68.7	78.6	56.4	39.1		52.8
1125	333	350	35.5		68.1	78.0	55.4	37.8		51.9
1095	323	340	34.4		67.6	77.4	54.4	36.5		51.1
1060	314	330	33.3		67.0	76.8	53.6	35.2		50.2
1030	304	320	32.2		66.4	76.2	52.3	33.9		49.4
995	295	310	31.0		65.8	75.6	51.3	32.5		48.4
965	285	300	29.8		65.2	74.9	50.2	31.1		47.5
950	280	295	29.2		64.8	74.6	49.7	30.4		47.1
930	276	290	28.5	(105)	64.5	74.2	49.0	29.5		46.5
915	271	285	27.8		64.2	73.8	48.4	28.7		46.0
900	266	280	27.1	(104)	63.8	73.4	47.8	27.9		45.3
880	261	275	26.4		63.5	73.0	47.2	27.1		44.9
865	257	270	25.6	(102)	63.1	72.6	46.4	26.2		44.3
850	252	265	24.8		62.7	72.1	45.7	25.2		43.7
835	247	260	24.0	(101)	62.4	71.6	45.0	24.3		43.1
820	242	255	23.1		62.0	71.1	44.2	23.2		42.2
800	238	250	22.2	99.5	61.6	70.6	43.4	22.2	(115.1)	41.7
785	233	245	21.3		61.2	70.1	42.5	21.1		41.1
770	228	240	20.3	98.1	60.7	69.6	41.7	19.9	(114.3)	40.3
755	223	235								
740	219	230		96.7					(113.4)	
720	214	225		96.0						
705	209	220		95.0					(112.4)	
690	204	215		94.0						
675	199	210		93.5					(111.3)	
660	195	205		92.5						
640	190	200		91.5					(110.1)	
625	185	195								
610	181	190		89.5					(108.7)	
595	176	185								
575	171	180		87.1					(107.2)	
560	166	175								
545	162	170		85.0					(105.5)	
530	156	165								
510	152	160		81.7					(103.6)	
495	147	155								
480	143	150		78.7					(101.4)	
465	138	145								
450	133	140		75.0					99.0	
430	128	135								
415	124	130		71.2					96.4	
400	119	125		66.7					93.6	
385	114	120								
370	109	115		62.3					90.5	
350	105	110								
335	99.8	105								
320	95.0	100		56.2					87.0	
305	90.2	95		52.0						
285	85.5	90		48.0					82.6	
270	80.7	85		41.0						

Resistenza a rottura $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Durezza Brinell HB	Durezza Vickers HV	Durezze Rockwell							
			HRC	HRB	HRA	HR15N	HR30N	HR45N	HRF	HRD
255	76.0	80								

Le formule di regressione dei dati (Tabella 13-7) per la stima della resistenza a rottura noto il numero di durezza Brinell HB o durezza Vickers HV sono di seguito riportate:

$$f_t(HV) = 0,0005 \cdot HV^2 + 2,9632 \cdot HV + 23,553 \text{ [MPa]}$$

$$f_t(HB) = 0,0006 \cdot HB^2 + 3,1156 \cdot HB + 23,8669 \text{ [MPa]}$$

La resistenza allo snervamento delle barre di armatura può essere stimata tramite prove di durezza. Seguendo le indicazioni del citato riferimento normativo UNI EN ISO 18265 è possibile valutare la resistenza a rottura  $f_t$  dell'acciaio utilizzando le conversioni riportate in Tabella 13-7. Noto il valore della resistenza a rottura  $f_t$  è possibile stimare la resistenza allo snervamento delle barre di armatura  $f_y$  facendo riferimento alle indicazioni riportate in letteratura; un utile strumento a riguardo è rappresentato dal software RELUIS-STIL v1.0 [2], che permette di ottenere una stima del rapporto  $f_t/f_y$  corrispondente a un determinato valore di resistenza a rottura, ricavando di conseguenza la resistenza allo snervamento  $f_y$ .

In Tabella 13-8 si riportano i valori medi del rapporto  $f_t/f_y$  e dell'allungamento percentuale  $A$  per le tipologie di acciaio ordinario tipicamente utilizzate dal 1950 al 1980 [2].

**Tabella 13-8: Caratteristiche acciaio ordinario [2]**

n° prove	Acciaio	$f_t/f_y$	A[%]
1463	Comune	1.42	32.5
3538	Aq42	1.44	30
3274	Aq50	1.47	26.3
947	Aq60	1.49	22.2
461	ALE	1.52	18.3

Come si può osservare, il rapporto di incrudimento si attese su valori di circa 1.40-1.50, maggiori rispetto a quelli previsti dalle attuali normative tecniche; emerge quindi una differenza di comportamento rispetto alle barre di armatura oggi impiegate.

Un ulteriore supporto alla valutazione della resistenza allo snervamento  $f_y$ , è fornito in [17]; in particolare è stata determinata una correlazione tra la resistenza allo snervamento  $f_y$  di barre estratte da strutture esistenti e il numero di durezza Leeb HLD, come illustrato in Figura 13-18.

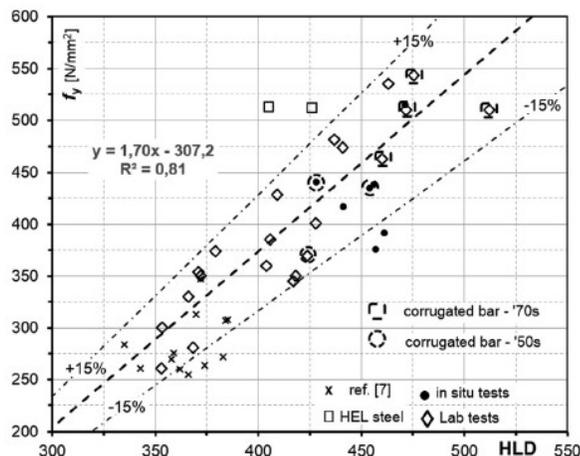


Figura 13-18: Resistenza allo snervamento  $f_y$  in funzione del numero di durezza Leeb HLD [17]

Noto il numero di durezza Leeb HLD, la resistenza allo snervamento è fornita dalla seguente espressione:

$$f_y(HLD) = 1,7 \cdot HLD - 307,2 \text{ [MPa]}$$

Nel caso si disponesse dei valori di durezza Vickers  $HV$ , il documento deriva la seguente espressione:

$$f_y(HV) = 2,33 \cdot HV + 55,6 \text{ [MPa]}$$

### 13.2.1 Stima del valore caratteristico della resistenza del materiale

Premesso che “le prove sugli acciai sono finalizzate all’identificazione della classe dell’acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all’epoca di costruzione” (CIR19, Note esplicative Tab.C8.5.VI), per la stima del valore caratteristico si può far riferimento all’approccio statistico indicato nelle **LG20** (riportato al precedente paragrafo) nel caso di disporre di un numero di campioni adeguato.

Nel caso di opere costituite da un ridotto numero di campate o da singola campata (ad esempio, i sottovia), per cui il numero di campioni di barre è necessariamente contenuto per minimizzare il disturbo alle strutture, per la stima del valore caratteristico si può fare riferimento ai valori della dispersione presenti in letteratura, riportati al §13.2.2. Nell’ipotesi di distribuzione normale, noto il valor medio della resistenza  $f_{ym}$  e la deviazione standard  $\sigma_y$ , la resistenza caratteristica  $f_{yk}$  facendo riferimento al quinto percentile risulta:

$$f_{yk} = f_{ym} - 1,64 \sigma_y$$

Dai dati di letteratura in [2], è possibile ricavare mediante regressione il valore della deviazione standard  $\sigma_y$  in funzione della resistenza media dell’acciaio:

$$\sigma_y = 0,0019 \cdot f_{ym}^{1,6685}$$

In questo modo il valore caratteristico della resistenza può essere stimato a partire dalla conoscenza della sola resistenza media  $f_{ym}$  tenendo in conto della dispersione da letteratura:

$$f_{yk} = f_{ym} - 0,0031 \cdot f_{ym}^{1,6685}$$

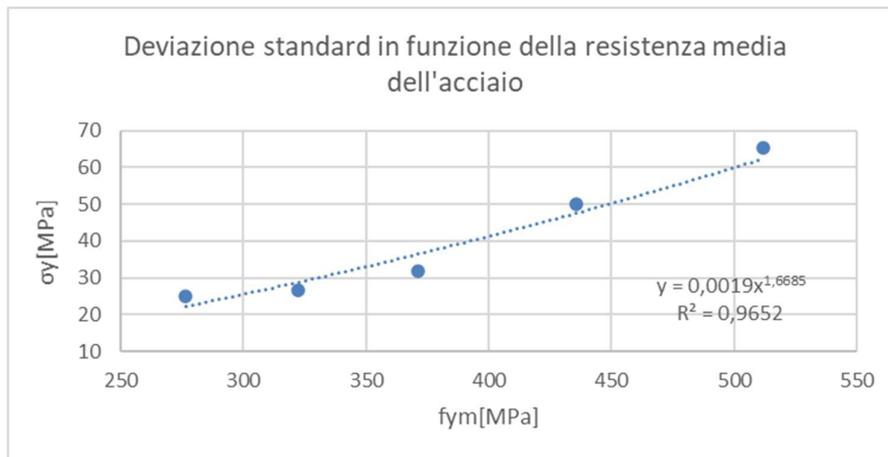


Figura 13-19: Deviazione standard della resistenza allo snervamento in funzione del valor medio della resistenza

Nello svolgimento delle verifiche di sicurezza è comunque sempre possibile utilizzare i valore di resistenza da letteratura riportati al §13.2.2, medi o caratteristici a seconda del tipo di verifica, nel caso in cui sia stata individuata la classe dell'acciaio sulla base delle informazioni contenute nella documentazione di progetto, se disponibile, confermate dagli esiti delle prove sui campioni prelevati in sito oppure sulla base di prove *esautive* in assenza di informazioni di progetto.

### 13.3 Acciaio da precompressione

#### 13.3.1 Tipologie di acciaio da precompressione

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da precompressione (Fili, Trecce e Trefoli) in accordo con le "Norme Tecniche per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso" emanate con legge n°1086 del 5-11-71-Decreto Ministeriale 16-6-76 pubblicato sul supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n°214 del 14-8-76. I valori indicati nelle tabelle seguenti possono essere assunti come riferimento anche per opere la cui costruzione è antecedente alla legge n°1086 del 5-11-71, in quanto per l'acciaio da precompressione, le caratteristiche di resistenza sono rimaste sostanzialmente invariate.

Nota la tipologia (Fili, Trecce o Trefoli) e la resistenza a rottura  $f_{pt}$  (dato maggiormente ricorrente nella documentazione progettuale dell'opera) è possibile stimare la resistenza allo snervamento  $f_{py}$ , facendo riferimento ai relativi valori del residuo di deformazione allo 0,2% associanti, nelle seguenti tabelle, al valor noto della resistenza di rottura.

13.3.1.1 Fili

I fili d'acciaio per c.a.p. possono essere forniti **autoraddrizzanti** e **non autoraddrizzanti**.

Il tipo **autoraddrizzante** è fornito di regola in rotoli di diametro interno di circa 2000 mm e di peso da 300 a 400 kg.

Il tipo **non autoraddrizzante** è fornito di regola in rotoli con un peso minimo di 200 kg.

Il filo di acciaio per c.a.p. è prodotto con superficie liscia; a richiesta può essere prodotto con superficie a tacche.

Sul diametro nominale del filo è ammessa la seguente tolleranza:  $\pm 1\%$ .

**Caratteristiche fisiche e meccaniche**

Diametro del filo ∅ mm	Sezione A mm <sup>2</sup>	Tensione garantita di rottura R <sub>a</sub> G kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Allungamento		Tensione garantita allo 0,2% R <sub>a</sub> G (0.2) kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Piegamanti alterni		Modulo elastico apparente $\pm 7\%$ E <sub>a</sub> kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Massa kg/m	Stato del filo
			Tratto utile mm	min. l %		∅ rulli (4xd) mm	Piega- menti min. n			
3	7.07	190 1865	50	4.2	165 1620	12	4	20500 201100	0.0554	Non autoraddr.
3.5	9.62	180 1765	50	4.4	155 1520	14	4	20500 201100	0.0755	Non autoraddr.
4	12.57	180 1765	50	4.6	155 1520	16	4	20500 201100	0.0986	Autoraddriz. e non autoraddriz.
5	19.63	180 1765	10 ∅	5	155 1520	20	4	20500 201100	0.154	Autoraddrizz.
*6	28.27	165 1620	10 ∅	5	145 1420	24	4	20500 201100	0.222	Autoraddrizz.
*7	38.48	165 1620	10 ∅	5	145 1420	28	4	20500 201100	0.302	Autoraddrizz.
*8	50.26	165 1620	10 ∅	5	145 1420	32	4	20500 201100	0.395	Autoraddrizz.

\*) Filo qualificato secondo la legge 1086 del 5-11-71 - Decreto Ministeriale 16-6-76 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n° 214 del 14-8-1976.

Figura 13-20: Acciaio da precompressione-Fili stabilizzati [18]

I fili stabilizzati per c.a.p. sono di regola forniti **autoraddrizzanti** e solo con superficie liscia.

I fili sono forniti in rotoli di diametro interno di circa 2000 mm e di peso da 300 a 400 kg.

Sul diametro nominale del filo è ammessa la seguente tolleranza:  $\pm 1\%$ .

### Caratteristiche fisiche e meccaniche

Diametro del filo $\varnothing$ mm	Sezione A mm <sup>2</sup>	Tensione garantita di rottura R <sub>m</sub> G kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Allungamento		Tensione garantita allo 0,2% R <sub>0,2</sub> G (0,2) kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Piegamenti alterni		Modulo elastico apparente $\pm 2\%$ E <sub>a</sub> kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Massa kg/m
			Tratto utile mm	min. l %		$\geq$ rotoli (4xd) mm	Piega- menti min. n		
4	12.57	180 1765	50	4.6	155 1520	16	4	20500 201100	0.0986
5	19.63	180 1765	10 $\varnothing$	5	155 1520	20	4	20500 201100	0.154
*6	28.27	165 1620	10 $\varnothing$	5	145 1420	24	4	20500 201100	0.222
*7	38.48	165 1620	10 $\varnothing$	5	145 1420	28	4	20500 201100	0.302
*8	50.26	165 1620	10 $\varnothing$	5	145 1420	32	4	20500 201100	0.395

\*) Filo qualificato secondo la legge 1086 del 5-11-71 - Decreto Ministeriale 16-6-76 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n° 214 del 14-8-1976.

Figura 13-21: Acciaio da precompressione-Fili stabilizzati [18]

13.3.1.2 Trecce

La treccia è confezionata con filo di acciaio a sezione tonda e superficie liscia nelle esecuzioni a 2 fili ed a 3 fili avvolti ad elica con passo proporzionale al diametro dei fili stessi.

A richiesta la treccia può essere fornita nella esecuzione a 4 e più fili. La treccia di acciaio, sia a 2 che a 3 fili, è di regola fornita in rotoli con le seguenti dimensioni:

∅ i mm	300	270
∅ e mm	600	560
larghezza mm	180	220

ed è approntata con le seguenti lunghezze e peso standard:

formazione	2 x 2.25	2 x 2.40	3 x 2.25	3 x 2.40	3 x 3.00
lunghezza m	2000	2000	1500	1500	1000
peso kg	125	140	140	155	170

Sull'area della sezione nominale sono ammesse le seguenti tolleranze: + 3%; - 2%.

**Caratteristiche fisiche e meccaniche**

**TRECCIA A 2 FILI**

Formazione	Diametro del filo	Diametro treccia	Sezione nominale treccia	Tensione garantita di rottura	Carico di rottura	Tensione garantita allo 0.2%	Carico garantito allo 0.2%	Allungamento su 200 mm	Modulo elastico apparente ± 7%	Massa approssimata
2 x d	∅ mm	∅ mm	A mm <sup>2</sup>	Ra G kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Fm kgf N	Ra G (0.2) kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Fp 0.2 kgf N	l %	Ea kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	kg/m
*2 x 2.25	2.25	4.50	7.95	180 1765	1430 14030	160 1570	1270 12460	3.5	20100 197200	0.064
*2 x 2.40	2.40	4.80	9.05	180 1765	1630 15990	160 1570	1450 14220	3.5	20100 197200	0.072

\*) Treccia qualificata secondo la legge 1086 del 5-11-71 - Decreto Ministeriale 16-6-76 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n° 214 del 14-8-1976.

**TRECCIA A 3 FILI**

Formazione	Diametro del filo	Diametro treccia	Sezione nominale treccia	Tensione garantita di rottura	Carico di rottura	Tensione garantita allo 0.2%	Carico garantito allo 0.2%	Allungamento su 200 mm	Modulo elastico apparente ± 7%	Massa approssimata
3 x d	∅ mm	∅ mm	A mm <sup>2</sup>	Ra G kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Fm kgf N	Ra G (0.2) kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Fp 0.2 kgf N	l %	Ea kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	kg/m
*3 x 2.25	2.25	4.90	11.93	180 1765	2150 21090	160 1570	1900 18640	3.5	20100 197200	0.095
*3 x 2.40	2.40	5.20	13.57	180 1765	2440 23940	160 1570	2170 21290	3.5	20100 197200	0.109
*3 x 3.00	3.00	6.50	21.20	180 1765	3810 37380	160 1570	3390 33260	3.5	20100 197200	0.169

\*) Treccia qualificata secondo la legge 1086 del 5-11-71 - Decreto Ministeriale 16-6-76 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n° 214 del 14-8-1976.

Figura 13-22:Acciaio da precompressione-Trecce [18]

13.3.1.3 Trefoli

Il trefolo è formato normalmente da 6 fili di acciaio avvolti ad elica con passo uniforme attorno ad un filo centrale d'acciaio.

In tabella sono indicati i valori delle caratteristiche richieste per i diametri di trefolo di più comune impiego.

A richiesta i trefoli, oltre che nel tipo a 7 fili, possono essere forniti con diversa formazione. Possono inoltre essere prodotti trefoli fino a 1¼" di diametro a 19 fili con caratteristiche meccaniche da convenire.

I trefoli, in lunghezza da 2000 a 5000 m secondo accordi da stabilire di volta in volta, sono forniti su bobina di legno oppure in rotoli avvolti aventi le seguenti dimensioni:

∅ i mm	720	760
∅ e mm	1250 max	1350 max
larghezza mm	770	700

Sull'area della sezione nominale del trefolo è ammessa la seguente tolleranza: + 3%; - 2%.

**Caratteristiche fisiche e meccaniche**

Diametro nominale	Sezione nominale del trefolo	Tensione garantita di rottura	Carico di rottura approssimato	Tensione garantita all'1%	Carico approssimato	Allungamento su 600 mm	Modulo elastico apparente ± 7%	Massa approssimata
∅ mm	A mm <sup>2</sup>	Ra G kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Fm kgf N	Ra G (1) kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Fp1 kgf N	l %	Ea kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	kg/m
6.30	24	180 1765	4300 42180	160 1570	3800 37280	3.5	20500 201100	0.188
7.90	38	180 1765	6800 66710	160 1570	6100 59840	3.5	20500 201100	0.298
*9.30	52	180 1765	9400 92210	160 1570	8300 81420	3.5	20500 201100	0.408
*9.30	52	190 1865	9900 97120	170 1670	8900 87310	3.5	20500 201100	0.408
10.90	71	180 1765	12800 125570	160 1570	11400 111830	3.5	20500 201100	0.557
*12.40	93	180 1765	16800 164810	160 1570	14900 146170	3.5	20500 201100	0.730
*12.40	93	190 1865	17700 173640	170 1670	15800 154000	3.5	20500 201100	0.730
*15.20	139	180 1765	25000 245250	160 1570	22300 218760	3.5	20500 201100	1.090
17.80	190	170 1670	32300 316860	150 1470	28500 279590	3.5	20500 201100	1.500

\*) Trefolo qualificato secondo la legge 1086 del 5-11-71 - Decreto Ministeriale 16-6-76 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n° 214 del 14-8-76.

Figura 13-23: Acciaio da precompressione-Trefoli [18]

13.3.1.4 Trefolo rivestito

A richiesta i trefoli di  $\varnothing$  9,3 - 12,40 e 15,20 possono essere forniti ingrassati e rivestiti con una guaina di plastica, quale armatura di precompressione non aderente (unbonded tendons).

I suddetti trefoli sono forniti esclusivamente su bobina di legno per evitare danneggiamenti al rivestimento di plastica.

I trefoli rivestiti sono soprattutto convenienti nelle costruzioni che impiegano modeste quantità di acciaio, quali capannoni industriali, autosilos, edifici civili, ecc. ed offrono i seguenti vantaggi:

- protezione anticorrosiva efficace e duratura anche prima della posa in opera e della messa in tensione
- operazione di posa semplificata
- soppressione dell'iniezione
- basso coefficiente d'attrito.

I trefoli rivestiti possono essere forniti anche stabilizzati® a basse cadute di tensione per rilassamento.

**Caratteristiche fisiche e meccaniche**

Diametro nominale		Sezione nominale del trefolo A mm <sup>2</sup>	Tensione garantita di rottura Ra G kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Carico di rottura approssimato Fm kgf N	Tensione garantita all'1% Ra G (1) kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Carico approssimato Fp1 kgf N	Allungamento su 600 m l ‰	Modulo elastico apparente $\pm$ 7% Ea kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Massa approssimata	
non rivestito $\varnothing$ mm	rivestito $\varnothing$ mm								non rivestito kg/m	rivestito kg/m
*9.30	11.60	52	180 1765	9400 92210	160 1570	8300 81420	3.5	20500 201100	0.403	0.473
*9.30	11.60	52	190 1865	9900 97120	170 1670	8900 87310	3.5	20500 201100	0.408	0.473
*12.40	15.00	93	180 1765	16900 164810	160 1570	14900 146170	3.5	20500 201100	0.730	0.850
*12.40	15.00	93	190 1865	17700 173640	170 1670	15800 154000	3.5	20500 201100	0.730	0.850
*15.20	17.80	139	180 1765	25000 245250	160 1570	22300 218760	3.5	20500 201100	1.090	1.230

\*) Trefolo qualificato secondo la legge 1086 del 5-11-71 - Decreto Ministeriale 16-6-76 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n° 214 del 14-8-76.

Figura 13-24: Acciaio da precompressione-Trefolo rivestito [18]

13.3.1.5 Trefoli stabilizzati

I trefoli stabilizzati®, nella formazione 1 + 6, sono forniti in lunghezza da 2000 a 5000 m secondo accordi da stabilire all'ordine e sono avvolti su bobine di legno oppure in rotoli aventi le seguenti dimensioni:

Ø i mm	720	760
Ø e mm	1250 max	1350 max
larghezza mm	770	700

Sull'area della sezione nominale del trefolo è ammessa la seguente tolleranza: + 3%; - 2%.

**Caratteristiche fisiche e meccaniche**

Diametro nominale	Sezione approssimata del trefolo	Tensione garantita di rottura	Carico di rottura approssimato	Tensione garantita all'1%	Carico approssimato all'1%	Allungamento su 600 mm	Modulo elastico apparente ± 7%	Massa approssimata
Ø mm	A mm <sup>2</sup>	Ra G kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Fm kgf N	Ra G (1) kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	Fp1 kgf N	l %	Ea kgf/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	kg/m
*9.30	52	180 1765	9400 92210	160 1570	8300 81420	3.5	20500 201100	0.408
*9.30	52	190 1865	9900 97.120	170 1670	8900 87310	3.5	20500 201100	0.408
*12.40	93	180 1765	16600 164810	160 1570	14900 146170	3.5	20500 201100	0.730
*12.40	93	190 1865	17700 173640	170 1670	15800 155000	3.5	20500 201100	0.730
*15.20	139	180 1765	25000 245250	160 1570	22300 218760	3.5	20500 201100	1.090

\*) Trefolo qualificato secondo la legge 1086 del 5-11-71 - Decreto Ministeriale 16-6-76 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n° 214 del 14-8-76.

Figura 13-25: Acciaio da precompressione-Trefoli stabilizzati [18]

### 13.3.2 Coefficienti di variazione

Nel caso della resistenza del materiale, un utile riferimento è rappresentato dal documento “*Safety formats for the assessment of concrete Bridges with special focus on precast concrete*” di Wisniewki .D.F [14] in cui sono illustrati i parametri statistici tipici delle proprietà meccaniche dell'acciaio da precompressione.

Table 4.18: Experimental results of prestressing steel strength.

Origin (Reference)	Str.	Nominal val. [MPa]	Bias $\lambda$	Coef. of Var. CV [%]
US, (Mirza et al., 1980)	$f_{pu}$	—	—	2.5
France, (see Sobrino, 1993)	$f_{py}$	—	—	2.0 – 5.5
	$f_{pu}$	—	—	1.5 – 4.5
United States, (see Sobrino, 1993)	$f_{py}$	—	—	3.0
	$f_{pu}$	—	—	1.0
United States, (Devalapura & Tadros, 1992)	$f_{py}$	1670	1.06	1.3
	$f_{pu}$	1860	1.02	1.1
Spain, (Sobrino, 1993)	$f_{py}$	1670	1.04 – 1.06	1.7 – 2.5
	$f_{pu}$	1860	1.04 – 1.06	1.8 – 2.0
Europe, (Strauss, 2003)	$f_{p0.2}$	1570	1.07 – 1.14	0.6 – 2.3
	$f_{pu}$	1770	1.03 – 1.08	0.5 – 2.2
United States, (Nowak & Szerszen, 2003)	$f_{pu}$	1720	1.07 – 1.14	1.0 – 3.0
	$f_{pu}$	1860	1.04 – 1.06	1.0 – 3.0

Table 4.19: Experimental results obtained by Sobrino (1993) for strands 0.5".

Steel Property	Mean value $X_{mean}$	Min. value $X_{min}$	Max. value $X_{max}$	Coef. of Var. CV
0.1% proof stress $f_{p0.1}$	1766 MPa	1660 MPa	1925 MPa	3.2%
0.2% proof stress $f_{p0.2}$	1823 MPa	1677 MPa	1987 MPa	2.9%
1% proof stress $f_{py}$	1778 MPa	1671 MPa	1903 MPa	2.5%
Ultimate strength $f_{pu}$	1973 MPa	1874 MPa	2091 MPa	2.0%
Elasticity modulus $E_p$	197.2 GPa	189.3 GPa	205.1 GPa	1.8%
Ultimate strain $\epsilon_p$	5.07%	4.01%	5.58%	4.2%

Note: All the stresses were calculated considering strand area  $A_p = 0.987 \text{ cm}^2$ .

Table 4.20: Experimental results obtained by Sobrino (1993) for strands 0.6".

Steel Property	Mean value $X_{mean}$	Min. value $X_{min}$	Max. value $X_{max}$	Coef. of Var. CV
0.2% proof stress $f_{p0.2}$	1766 MPa	1660 MPa	1907 MPa	2.2%
1% proof stress $f_{py}$	1734 MPa	1682 MPa	1855 MPa	1.7%
Ultimate strength $f_{pu}$	1942 MPa	1864 MPa	2077 MPa	1.8%
Elasticity modulus $E_p$	196.5 GPa	186.7 GPa	208.3 GPa	1.9%

Note: All the stresses were calculated considering strand area  $A_p = 1.40 \text{ cm}^2$ .

Table 4.21: Experimental results of prestressing steel strength.

Origin (Reference)	Str.	Nominal val. [MPa]	Bias $\lambda$	Coef. of Var. CV [%]
Portugal, (see Appendix C)	$f_{py}$	1520	1.05	1.7
	$f_{pu}$	1770	1.02	1.2
	$f_{py}$	1670	1.03 – 1.04	2.6 – 2.9
	$f_{pu}$	1860	1.03 – 1.04	2.2 – 2.3

Table 4.22: Experimental results of other properties of prestressing steel.

Origin (Reference)	Par.	Nominal value	Bias $\lambda$	Var. Coef. CV [%]
Portugal, (see Appendix C)	$E_p$	195 GPa	1.00 – 1.02	1.7 – 2.1
	$\epsilon_p$	3.5 %	1.10 – 1.19	8.7 – 13.8
	$A_p$	140/150 mm <sup>2</sup>	1.00 – 1.01	0.4 – 1.3

Figura 13-26: Proprietà meccaniche e relativi parametri statistici[14]

Come si può osservare (Figura 13-26), i valori massimi de coefficiente di variazione relativi alla resistenza allo snerciamento  $f_{py}$  sono compresi tra l'1% e il 5,5%.

Di seguito si riporta la valutazione dei parametri statistici relativi al coefficiente di variazione.

Tabella 13-9: Coefficienti di variazione della resistenza allo snervamento

Coefficiente di variazione della resistenza allo snervamento		<i>Parametro statistico</i>	<i>Valore</i>
n°	CV [%]		
1	5.5	Media	2.64
2	3	Mediana	2.5
3	1.3	Moda	2.5
4	2.5	Deviazione standard	1.07
5	2.3	Varianza campionaria	1.15
6	3.2	Curtosi	4.49
7	2.9	Asimmetria	1.71
8	2.5	Intervallo	4.2
9	2.2	Minimo	1.3
10	1.7	Massimo	5.5
11	1.7		
12	2.9		

Come si può osservare dalla Tabella 13-9, la media si discosta da mediana e moda; inoltre essendo il valore delle media maggiore di mediana e moda e il valore di asimmetria positivo, si ipotizza una distribuzione di tipo log-normale.

### 13.3.3 Stima della resistenza tramite prove non distruttive (Prove di durezza)

Anche nel caso dell'acciaio da precompressione è possibile far riferimento alle tabelle di conversione della normativa UNI EN ISO 18265 (Appendice 1 - "Non-alloy steel, low alloy steel, cast iron") per ricavare il valore della resistenza a rottura  $f_{pt}$ .

A partire dalla tensione di rottura  $f_{pt}$ , è possibile valutare la resistenza allo snervamento  $f_{py}$  secondo due approcci:

1. facendo riferimento alle indicazioni di letteratura, come aliquota della tensione di rottura  $f_{pt}$ ;
2. dal legame costitutivo tipico dell'acciaio da precompressione, nota la tensione di rottura  $f_{pt}$  e i valori tipici del modulo elastico  $E$  e della deformazione di rottura  $\epsilon_u$ .

Con il primo approccio, è possibile sfruttare le indicazioni da letteratura [R12] per la stima di:

- tensione al limite di proporzionalità  $f_{pp}$ ;
- tensioni  $f_{p(0,1)}$  e  $f_{p(0,2)}$  corrispondenti a una deformazione residua dello 0,1% e 0,2%,
- tensione  $f_{p(1)}$  corrispondente a una deformazione totale dell'1%.

Tabella 13-10: Parametri di resistenza dell'acciaio da precompressione [R12]

Variabile	Tensione $f_{pp}$	Tensione $f_{p(0,1)}$	Tensione $f_{p(0,2)}$	Tensione $f_{py}$ (all'1% di deformazione totale)
Fili	0,7 $f_{pt}$	0,86 $f_{pt}$	0,90 $f_{pt}$	0,85 $f_{pt}$
Cavi	0,65 $f_{pt}$	0,85 $f_{pt}$	0,90 $f_{pt}$	0,85 $f_{pt}$

Barre	/	/	/	$0,85 f_{pt}$
-------	---	---	---	---------------

Come si può osservare in Tabella 13-14 e dedurre dalla Figura 13-27, il valore della resistenza allo snervamento  $f_{py}$  è prossimo ai valori  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(0,2)}$  e  $f_{p(1)}$ . A vantaggio di sicurezza è possibile assumere:

$$f_{py} = f_{p(1)} = 0,85 f_{pt};$$

L'utilizzo dei valori  $f_{p(0,1)}$  e  $f_{p(0,2)}$  è comunque lecito.

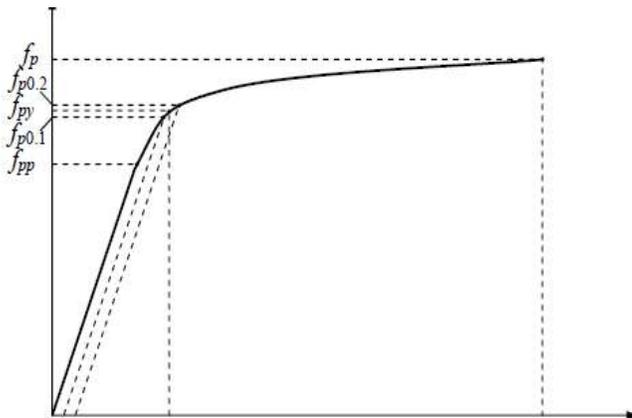


Figura 13-27: Legame costitutivo relativo all'acciaio da precompressione [21]

Volendo seguire il secondo approccio, è possibile stimare il valore della tensione di snervamento facendo riferimento al legame costitutivo di Ramberg-Osgood (1943) [10], la cui trattazione è riportata al paragrafo seguente.

### 13.3.3.1 Legame costitutivo Ramberg-Osgood (1943)

Per i calcoli in cui è necessaria una descrizione analitica del diagramma sforzo-deformazione, è possibile far riferimento al legame costitutivo di Ramberg - Osgood [10], la cui formulazione originale è di seguito riportata:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_p} + p \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_p}\right)^n$$

Dove:

- $\varepsilon$  è la deformazione corrispondente alla tensione  $\sigma$ ;
- $\sigma_p$  è la tensione corrispondente a un residuo di deformazione  $p = 0,1\%$  ( $\sigma_p = f_{p(0,1)}$ ) oppure dello  $p = 0,2\%$  ( $\sigma_p = f_{p(0,2)}$ );
- $E_p$  è il modulo elastico iniziale;
- $n$  è un parametro che definisce la forma del diagramma sforzo-deformazione.

Tuttavia, utilizzando la formulazione originale precedentemente illustrata, la curva sforzo-deformazione può deviare dall'effettivo legame costitutivo del materiale. Un'approssimazione migliore può essere ottenuta utilizzando un modello di Ramberg - Osgood modificato [11] composto da due parti e considerando  $p = 0,2\%$ ,  $\sigma_p = f_{p(0,2)} = 0,9 f_{pt}$  :

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{\sigma}{E_p} + 0,002 \cdot \left( \frac{\sigma}{0,9f_{pt}} \right)^{n'} & \text{per } \sigma \leq 0,9f_{pt} \\ \frac{\sigma - 0,9f_{pt}}{E_p'} + \varepsilon_u \cdot \left( \frac{\sigma - 0,9f_{pt}}{0,1f_{pt}} \right)^m + \varepsilon_p & \text{per } \sigma > 0,9f_{pt} \end{cases}$$

dove:

- $n' = \frac{\ln(p/0,0001)}{\ln(\sigma_p/f_{pp})} = \frac{\ln(20)}{\ln(0,9f_{pt}/f_{pp})}$  è un parametro relativo al modello per  $\sigma \leq 0,9f_{pt}$ ;
- $f_{pp}$  è la tensione corrispondente all'uscita dal comportamento elastico lineare;
- $E_p' = \frac{E_p}{1 + 0,002 \cdot n' \cdot \frac{E_p}{0,9f_{pt}}}$  è il modulo elastico tangente alla curva nel punto con tensione  $\sigma_p$ ;
- $m = 1 + 3,5 \frac{\sigma_p}{f_{pt}} = 1 + 3,5 \frac{0,9f_{pt}}{f_{pt}} = 4,15$  è il parametro che definisce la forma della curva;
- $\varepsilon_p = \frac{0,9f_{pt}}{E_p} + 0,002$  è la deformazione corrispondente alla tensione  $\sigma_p = f_{p(0,2)} = 0,9f_{pt}$ ;
- $\varepsilon_u$  è la deformazione ultima.

Per la definizione di valori di  $E_p$ ,  $f_{pp}$  e  $\varepsilon_u$  si può far riferimento ai valori indicati in Tabella 13-11 e Tabella 13-12

Tabella 13-11: Parametri statistici delle proprietà meccaniche dell'acciaio da precompressione [R12]

Variabile	Valor medio	Deviazione standard	COV	Tipo di distribuzione
$f_{pt}$	$1,04 f_{ptk}$ o $f_{ptk} + 66$ [MPa]	- 40 MPa	0.025 -	Normale
$E_p$	200 GPa – Fili 195 GPa – Cavi 200 GPa – Barre	-	0.02 -	Normale
$\varepsilon_p$	0.05	0.0035	-	Normale

Tabella 13-12: Parametri di resistenza acciaio da precompressione [R12]

Variabile	Tensione $f_{pp}$	Tensione $f_{p(0,1)}$	Tensione $f_{p(0,2)}$	Tensione $f_{py}$ (all'1% di deformazione totale)
Fili	$0,7 f_{pt}$	$0,86 f_{pt}$	$0,90 f_{pt}$	$0,85 f_{pt}$
Cavi	$0,65 f_{pt}$	$0,85 f_{pt}$	$0,90 f_{pt}$	$0,85 f_{pt}$
Barre	/	/	/	$0,85 f_{pt}$

Noto il valore della tensione di rottura  $f_{pt}$ , il modulo elastico  $E_p$  e il valore della deformazione ultima  $\varepsilon_u$ , è quindi possibile definire in maniera compiuta la curva sforzo-deformazione e stimare i valori.

Esempio applicativo

Si consideri il caso di un acciaio da precompressione avente le seguenti caratteristiche:

- $f_{pt} = 1860$  MPa tensione di rottura;

- $E_p = 200000 \text{ MPa}$  modulo elastico.

I parametri per la definizione del modello di Ramberg Osgood sono:

$f_{pt}$ [MPa]	1860	Tensione di rottura
$\varepsilon_u$	0.05	Deformazione ultima
$\sigma_p$ [MPa]	1674	Tensione corrispondente al residuo di deformazione dello 0,2%
$f_{pp}$ [MPa]	1302	Tensione corrispondente al limite di proporzionalità
$p$	0.20 %	Residuo di deformazione plastica associato a $\sigma_p$
$n'$	11.92	Parametro relativo alla prima parte del modello
$E_p$	200000	Modulo elastico
$E_{p'}$	51627	Modulo elastico tangente a $\sigma_p$
$\varepsilon_p$	1.06 %	Tensione totale corrispondente a $\sigma_p$
$m$	4.15	Parametro di forma

In Figura 13-28 si riporta il legame costitutivo dell'acciaio considerato e in Figura 13-29 si determinano i valori  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(0,2)}$  e  $f_{p(1)}$  utili per la stima della tensione di snervamento  $f_{py}$  da utilizzare ai fini delle verifiche di sicurezza.

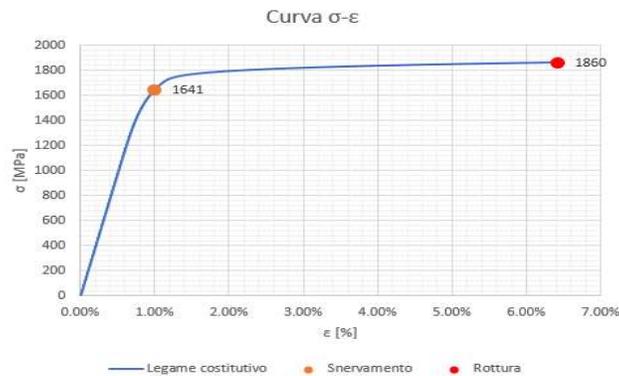


Figura 13-28:Curva sforzo deformazione-Acciaio da precompressione con tensione di rottura  $f_{pt}=1860\text{MPa}$

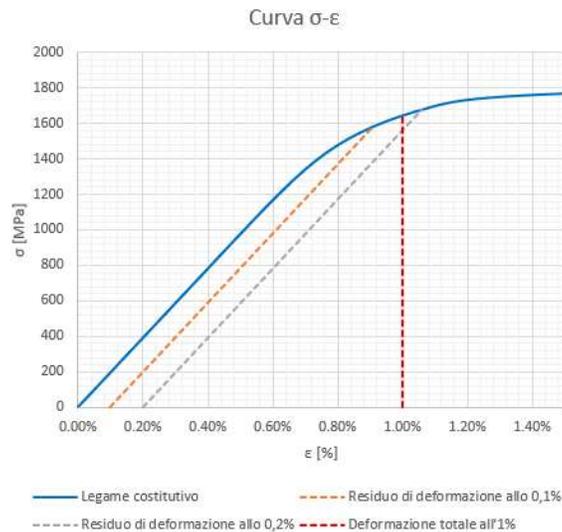


Figura 13-29:Determinazione dei valori  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(0,2)}$  e  $f_{p(1)}$

In questo caso si ha:

$f_{p(0,1)}$ [MPa]	1579	Tensione corrispondente al residuo di deformazione dello 0,1%
$f_{p(0,2)}$ [MPa]	1674	Tensione corrispondente al residuo di deformazione dello 0,2%
$f_{p(1)}$ [MPa]	1641	Tensione corrispondente alla deformazione totale dell'1%
$f_{py}$ [MPa]	1641	Tensione di snervamento

Nel caso dei trefoli si ha:

$$f_{py} = \min(f_{p(1)}; f_{p(0,2)}) = 1641 \text{ MPa}$$

### 13.3.4 Stima del valore caratteristico della resistenza del materiale

Nel caso dell'armatura da precompressione (fili, trecce e trefoli) la resistenza allo snervamento da utilizzare nelle verifiche di sicurezza può essere riferita alla tensione corrispondente ad un residuo di deformazione inelastica dello 0,1% o dello 0,2%, o a quella corrispondente alla deformazione totale dell'1%, come illustrato in Figura 13-30.

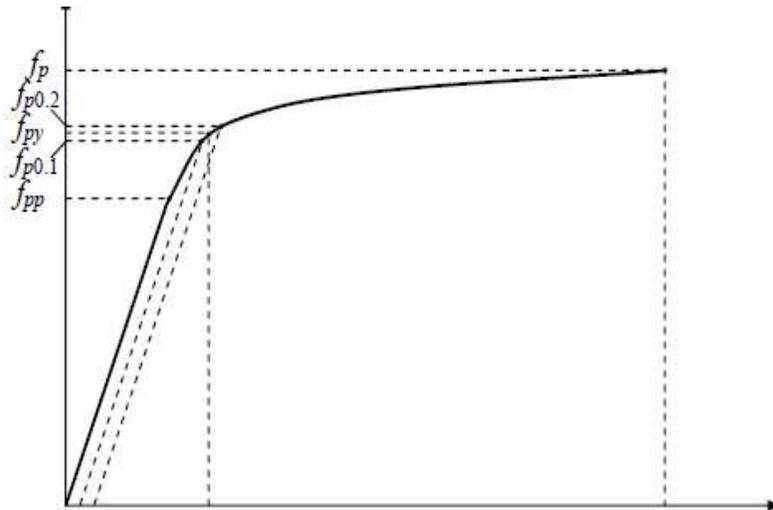


Figura 13-30: Legame costitutivo relativo all'acciaio da precompressione [R12]

Nella Tabella 13-16 si riportano le indicazioni da letteratura [R12] per la stima di:

- tensione al limite di proporzionalità  $f_{pp}$ ,
- tensioni  $f_{p(0,1)}$  e  $f_{p(0,2)}$  corrispondenti a una deformazione residua dello 0,1% e 0,2%,
- tensione  $f_{p(1)}$  corrispondente a una deformazione totale dell'1%,

a partire dalla tensione di rottura  $f_p$ , che è l'informazione molto spesso indicata negli elaborati progettuali delle opere in c.a.p. realizzate negli anni '60 e '70.

Tabella 13-13: Parametri di resistenza dell'acciaio da precompressione [R12]

Steel type	$f_{pp}$	$f_{p0.1}$	$f_{p0.2}$	$f_{py}$ (at 1% total strain)
Wire	$0.70 f_p$	$0.86 f_p$	$0.90 f_p$	$0.85 f_p$
Strand	$0.65 f_p$	$0.85 f_p$	$0.90 f_p$	$0.85 f_p$
Bar				$0.85 f_p$

Nella Tabella 13-14 si riportano i parametri statistici da letteratura [R12] per le variabili meccaniche caratteristiche degli acciai armonici.

Tabella 13-14: Parametri statistici relativi all'acciaio da precompressione [13]

Variable	Mean	Std. dev.	COV	Distribution type	Reference
$f_p$	1.04 $f_{pk}$ or $f_{pk}+66$ [MPa]	- 40 MPa	0.025 -	Normal	[6] [7]
$E_p$	200 GPa – for wires 195 GPa – for strands 200 GPa – for bars	-	0.02	Normal	[6]
$\varepsilon_u$	0.05	0.0035	-	Normal	[6]

Le informazioni contenute in tabella consentono di ricavare il valore medio della tensione  $f_p$  a partire dal valore caratteristico. Se si dispone di risultati di prove di laboratorio su un limitato campione di acciaio armonici, come è spesso il caso, invertendo tale relazione è possibile ricavare il valore caratteristico a partire dal valor medio sperimentale:

$$f_{pk} = \frac{f_{ptm}}{1,04} \text{ oppure } (f_{ptm} - 66 \text{ [MPa]})$$

Combinando le relazioni di Tabella 13-16 e Tabella 13-14 è possibile ricavare i valori caratteristici delle tensioni  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(0,2)}$  e  $f_{p(1)}$ .

## 13.4 Acciaio da carpenteria metallica

### 13.4.1 Stima della resistenza tramite prove non distruttive (Prove di durezza)

Come nel caso dell'acciaio ordinario, in assenza di prove a trazione diretta, la valutazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio da carpenteria metallica può essere eseguita tramite esecuzione di prove di durezza, sia in laboratorio che in sito.

Per la stima della resistenza a rottura  $f_t$ , è possibile seguire le indicazioni riportate in UNI EN ISO 18265 (Appendice 1 - "Non-alloy steel, low alloy steel, cast iron")

Stimato il valore della resistenza a rottura  $f_t$  e noto lo spessore degli elementi da caratterizzare, è possibile risalire alla classe di acciaio dalla Tabella 13-15 e Tabella 13-16 delle **NTC18** ottenendo anche il valore della resistenza allo snervamento  $f_y$ .

Tabella 13-15: Acciaio da carpenteria metallica-Profilo laminati a caldo a sezione aperta [N3]

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 13-16: Acciaio da carpenteria metallica-Profilo laminati a caldo a sezione cava [N3]

Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		
S460 NH/NHL	460	550		

### 13.5 Dispersione della resistenza del materiale

#### 13.5.1 Individuazione degli outliers

Per aumentare l'attendibilità della stima della resistenza del materiale è opportuno, in alcuni casi, individuare i valori anomali ottenuti a valle delle prove, non rappresentativi della naturale dispersione dei valori di resistenza dei materiali.

A tale scopo può essere utile eseguire la stima dello *scarto interquartile* (IQR) ossia la differenza tra il terzo quartile (percentile al 75%) e il primo quartile (percentile al 25%), ovvero l'ampiezza della fascia di valori che contiene la metà "centrale" dei valori osservati.

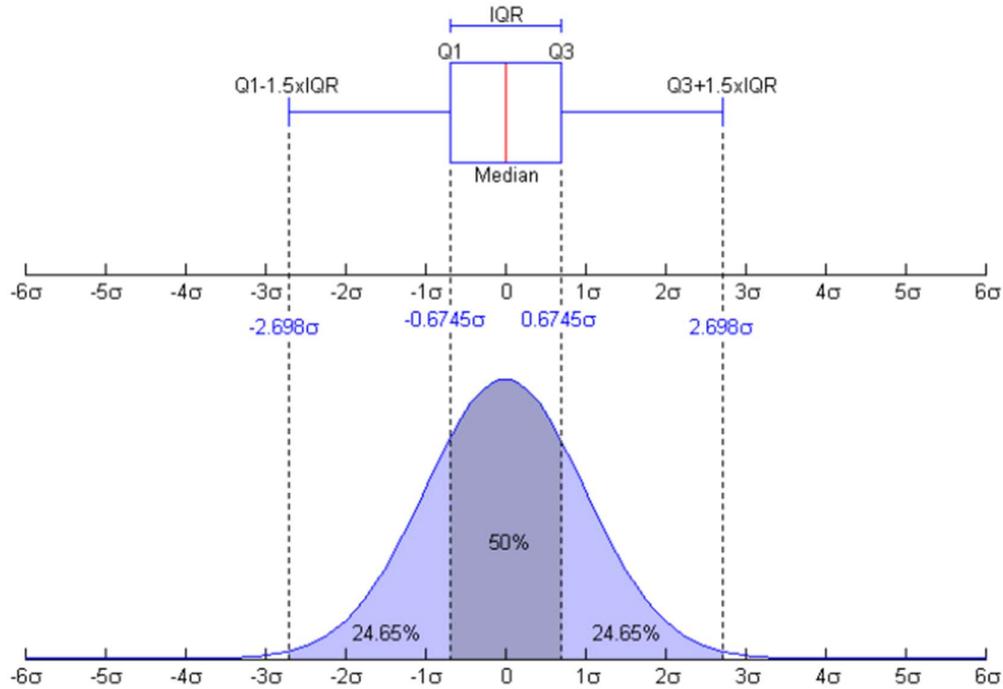


Figura 13-31: Scarto interquartile e valori estremi dell'intervallo  
 ([https://it.wikipedia.org/wiki/File:Boxplot\\_vs\\_PDF.png](https://it.wikipedia.org/wiki/File:Boxplot_vs_PDF.png))

Il valor minimo  $f_{inf}$  e massimo  $f_{sup}$  dell'intervallo dei valori di resistenza da considerare, si valutano tramite le seguenti formulazioni:

$$f_{inf} = Q_1 - 1,5 \cdot IQR$$

$$f_{su} = Q_3 + 1,5 \cdot IQR$$

dove:

- $Q_1$  è il primo quartile (percentile al 25%);
- $Q_3$  è il terzo quartile (percentile al 75%);
- $IQR = Q_3 - Q_1$  è lo scarto interquartile.

Per una corretta stima della resistenza del materiale è consigliabile scartare i valori non compresi nell'intervallo  $[f_{inf}; f_{sup}]$ .

Si suggerisce di utilizzare tale approccio nei casi in cui si dispone di non meno di 5 provini.

### 13.5.2 Soglie per l'esecuzione di campagne di indagini integrative di approfondimento

Come già evidenziato nei §§ 2 e 4 della presente Specifica, le **NTC18** e **LG20** suggeriscono di seguire un processo iterativo di conoscenza, che si raggiunge per livelli progressivi di approfondimento. In particolare, le **LG20** specificano che *“è opportuno procedere per livelli successivi di approfondimento su elementi opportunamente selezionati, in maniera da ottenere una migliore conoscenza in corrispondenza delle zone caratterizzate da maggiore criticità e maggiore incertezza, limitando al minimo l'impatto delle indagini in situ, laddove non strettamente necessario.”* (**LG20** § 6.2).

Il criterio adottato per stabilire quando è necessario integrare le indagini previste dal livello di approfondimento inizialmente prescelto in accordo alla Tabella 5-1, ad esempio per passare da *limitato* a *esteso* oppure da *esteso* a *esaustivo*, si basa sul valore del CoV risultante dalle prove eseguite per il livello di approfondimento iniziale: esso deve risultare inferiore al valore corrispondente al 90° percentile delle distribuzioni di probabilità del CoV delle grandezze di interesse.

Tali valori si ricavano dalle trattazioni riportate al §13.1.1 per il calcestruzzo e al §13.2.2 per l'acciaio ordinario e sono pari a:

- $CoV_{lim,cls} = 30\%$  per il calcestruzzo ordinario e precompresso;
- $CoV_{lim,acc} = 20\%$  per l'acciaio dell'armatura lenta.

Sebbene in linea generale la qualità del calcestruzzo utilizzato per gli elementi in c.a.p. sia superiore a quella degli elementi realizzati in opera, in particolare per gli elementi (travi e conci) realizzati in stabilimento, si è scelto di non differenziare le soglie per c.a.o. e c.a.p. per semplicità ma anche in quanto gli esiti delle prove recentemente effettuate non hanno mostrato una significativa differenza di variabilità tra elementi in c.a.o. ed in c.a.p.

## 13.6 Valutazione della resistenza di progetto

### 13.6.1 NTC18 – Verifiche per azioni sismiche

Per la verifica di strutture esistenti la normativa italiana fa riferimento genericamente alle *“proprietà dei materiali esistenti”* (§8.7.2 delle **NTC18**) ma precisa che *“i valori delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni (§8.5.3)”*.

La **CIR19** specifica che *“I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%)”*. In maniera analoga l'Eurocodice 8, parte 3, indica al punto 2.2.1(5) che *“Per il calcolo della capacità...devono essere usati i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, come direttamente ottenuti dalle prove in situ... divisi in maniera appropriata per i coefficienti di confidenza”*.

L'azione sismica si manifesta prevalentemente tramite azioni cicliche che possono provocare negli elementi resistenti crisi duttili o fragili. Nel § C8.7.2.2 viene specificato quanto segue:

*“I fattori di confidenza indicati nella Tabella C8.5.III servono a un duplice scopo:*

*a. per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;*

*b. per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili; le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.*

*Nel caso di analisi lineare con spettro elastico la capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e la capacità degli elementi fragili per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente parziale.*

*Nel caso di analisi lineare con fattore di struttura q o di analisi non lineare, per gli elementi duttili la capacità si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC, per gli elementi fragili le proprietà dei materiali esistenti si dividono sia per il fattore di confidenza FC sia per il coefficiente parziale.”*

Per tutto quanto sopra esposto, il valore di calcolo della resistenza dei materiali  $f_d$  da utilizzare nelle verifiche per azioni sismiche vale:

$$f_d = \begin{cases} \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M} & \text{per meccanismi fragili} \\ \frac{f_m}{FC} & \text{per meccanismi duttili} \end{cases}$$

dove:

- $f_m$  è il valor medio della resistenza valutato dai risultati delle prove effettuate sugli  $n$  campioni prelevati in situ;
- $FC$  è il fattore di confidenza funzione del livello di approfondimento delle indagini condotte.
- $\gamma_M$  è il fattore parziale di sicurezza del materiale.

### 13.6.2 LG20 - Verifiche per carichi gravitazionali

Le **LG20** al §6.3.4 forniscono un'interpretazione "rispettosa delle Norme Tecniche e della Circolare, senza essere contraddittoria della filosofia degli Eurocodici" per la determinazione della determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche dei materiali da utilizzare nelle verifiche delle opere per carichi gravitazionali.

*Osservando che "nei ponti, strutture spesso isostatiche o poco iperstatiche, il riferimento al valore medio  $f_m$  come valore di calcolo sarebbe certamente pericoloso, anche in considerazione del fatto che nel caso di crisi per carichi gravitazionali (al contrario di quanto accade nel caso di azioni cicliche proprie del sisma) la distinzione fra rottura fragile e rottura duttile è poco rilevante ai fini della salvezza delle vite umane", l'interpretazione delle **LG20** prevede "di far riferimento al valore medio diviso per il fattore di confidenza e il fattore parziale senza però mai eccedere il valore caratteristico diviso il fattore di confidenza, sì da tenere conto della dispersione.*

Il valore di progetto della resistenza dei materiali  $f_d$  da utilizzare nelle verifiche per carichi gravitazione è quindi ottenuto mediante la seguente espressione (§6.3.4):

$$f_d = \min \left( \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

dove  $f_m$ ,  $FC$  e  $\gamma_M$  sono definiti al paragrafo precedente,  $f_k$  è la resistenza caratteristica calcolata sulla base dei risultati delle prove effettuate sugli  $n$  campioni prelevati in situ con uno dei metodi indicati al successivo paragrafo.

## 14 MODELLI DI RESISTENZA A TAGLIO

### 14.1 Premessa

La valutazione della capacità a taglio è un tema di particolare rilevanza nell'ambito della valutazione di sicurezza delle opere esistenti, perché ad oggi non ci sono ancora chiare indicazioni in ambito scientifico e normativo su quali modelli applicare per rappresentare correttamente i complessi fenomeni che si sviluppano in tali elementi.

Le travi da ponte in c.a.p. sono state progettate, almeno fino agli anni '90, basandosi sul controllo della tensione principale di trazione nel calcestruzzo, prevedendo di conseguenza una quantità molto bassa di rinforzo trasversale. Inoltre, le norme dell'epoca non prescrivevano un quantitativo minimo di armatura trasversale come quelle attuali; l'armatura trasversale era solitamente a discrezione del progettista, e generalmente si prevedevano bassi quantitativi anche al fine di ottimizzare i costi.

Come sarà mostrato nel seguito, le formule di capacità a taglio per la progettazione delle nuove opere contenute nell'Eurocodice 2 e nelle **NTC18**, sviluppate per travi in c.a.o. di edifici, sottostimano la resistenza a taglio, in particolare per bassi quantitativi di armatura trasversale come appunto le travi da ponte in c.a.p.. Ciò trova giustificazione nell'ambito della progettazione delle nuove opere, in quanto un incremento dei quantitativi di armatura e/o delle dimensioni delle sezioni non altera significativamente gli esiti della progettazione. Tale approccio, largamente cautelativo, non è invece sostenibile se applicato alla valutazione di sicurezza delle costruzioni esistenti. In proposito, la valutazione della resistenza a taglio è espressamente menzionata al §C2.1 della **CIR19** quale esempio di modifica normativa delle modalità di verifica che può determinare una riduzione dei livelli di sicurezza al di sotto dei limiti ammessi.

In tale ottica, la **CIR19**, nel capitolo dedicato ai ponti esistenti, specifica che *“la capacità resistente a taglio deve essere valutata in accordo a modelli di comprovata validità.”* (§C8.8.5.5), e riporta la nota espressione trinomia per il calcolo della resistenza a taglio di elementi compressi (nel seguito illustrata), avendo come riferimento la verifica a taglio delle pile per le sollecitazioni indotte dall'azione sismica.

Per quanto sopra esposto nel presente capitolo si illustrano modelli di capacità a taglio di comprovata affidabilità che forniscono una stima più accurata della resistenza a taglio degli elementi d'impalcato, travi o cassoni, dei ponti esistenti.

### 14.2 Meccanismi resistenti a taglio

Di seguito si elencano i meccanismi che contribuiscono alla resistenza a taglio nel classico modello a traliccio. Si distinguono in meccanismi principali e meccanismi secondari.

I meccanismi resistenti a taglio principali sono quelli associati al traliccio resistente, ossia:

- Resistenza a taglio delle armature trasversali  $V_{Rd,s}$
- Resistenza del puntone compresso  $V_{Rd,max}$  con  $V_{Rd,max} \geq V_{Rd,s}$

I meccanismi resistenti a taglio secondari sono:

- Ingranamento degli inerti (aggregate interlock)  $V_{ag}$
- Effetto spinotto (dowel action)  $V_{da}$
- Resistenza a trazione residua (residual tensile stress)  $V_{cr}$
- Resistenza a taglio del corrente compresso superiore in calcestruzzo  $V_{cz}$

La resistenza complessiva dei meccanismi secondari è dunque:

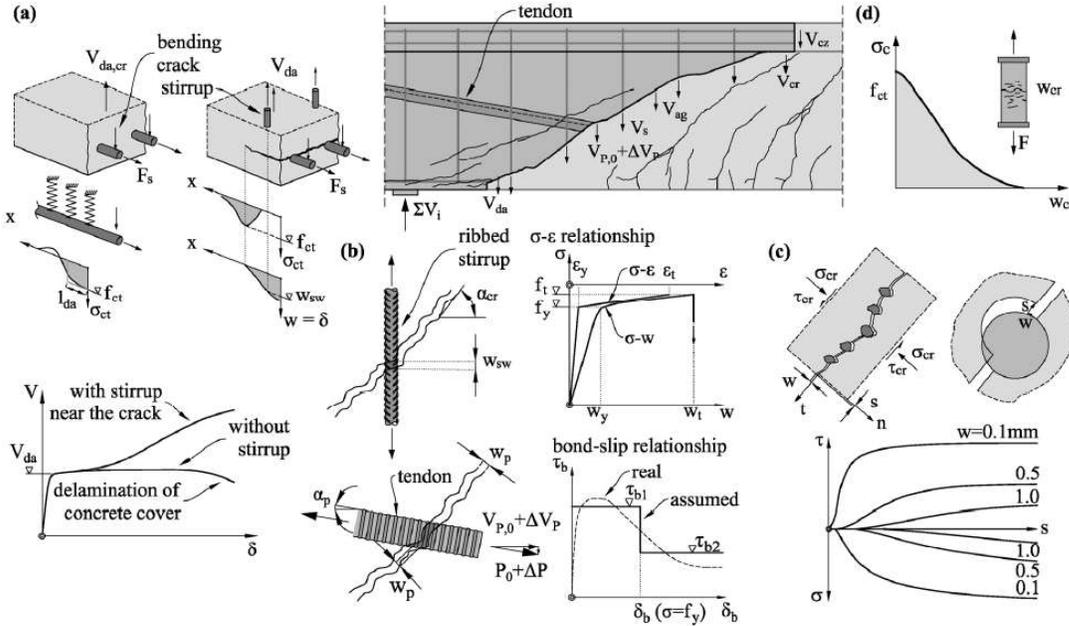
$$V_{Rd,ms} = V_{ag} + V_{da} + V_{cr} + V_{cz}$$

Ai meccanismi principali e secondari, si aggiunge il beneficio di:

- Controtaglio offerto dall'eventuale presenza di cavi inclinati  $V_{p0}$ ;
- Controtaglio aggiuntivo  $\Delta V_p$  generato da fenomeni di interazione taglio-flessione.

Il controtaglio  $V_{pd} = V_{p0} + \Delta V_p$  va sottratto alla sollecitazione agente derivante dall'analisi, ottenendo la domanda  $V_{Ed}$  da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

I meccanismi resistenti sono illustrati in **Figura 14-1**.



**Fig. 3.** Determination of different shear-transfer mechanism acting along the critical shear crack on the basis of the shape of the crack and measured crack kinematics: (a) Dowel action according to Baumann & Rüschi (1968); (b) Shear strength of transverse reinforcement  $V_s$  and vertical component of the prestressing force  $V_{p,0} + \Delta V_p$  based on an assumed bond model (Marti, 1998); (c) Aggregate interlock  $V_{da}$  according to the Two-Phase-Model of Walraven (1981); (d) Transmission of tensile stresses in the fracture process zone  $V_{cr}$  (Hordijk, 1992)

**Figura 14-1: Rappresentazione dei meccanismi resistenti a taglio [19]**

### 14.3 Confronto modelli di letteratura

In **Figura 14-2** si riportano risultati di letteratura che confrontano la resistenza a taglio valutata sperimentalmente con quella stimata dal modello proposto dall'Eurocodice 2 e recepito nelle **NTC18**. Come si può osservare, il modello sottostima la resistenza a taglio, in misura anche significativa per bassi quantitativi di armatura trasversale  $\rho_w \cdot f_{yw}$ , come nel caso di travi in c.a.p.. Ciò è dovuto principalmente al trascurare il contributo dei meccanismi secondari.

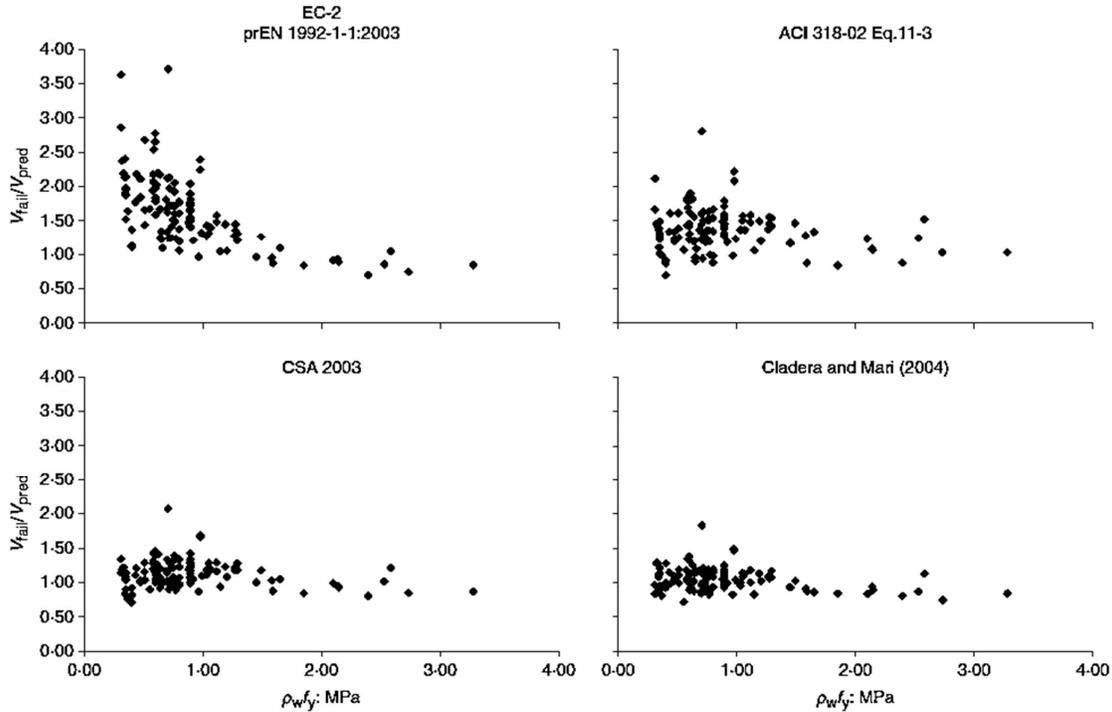


Figura 14-2: Confronto modelli di letteratura [20]

In Figura 14-3 si mostra un analogo confronto considerando tre differenti modelli: quello dell'EC2/NTC18, quello proposto dal Model Code 2010, e quello proposto da Huber. Come si può osservare, il modello EC2/NTC18 fornisce la stima meno accurata de tre modelli considerati; il più accurato è quello di Huber .

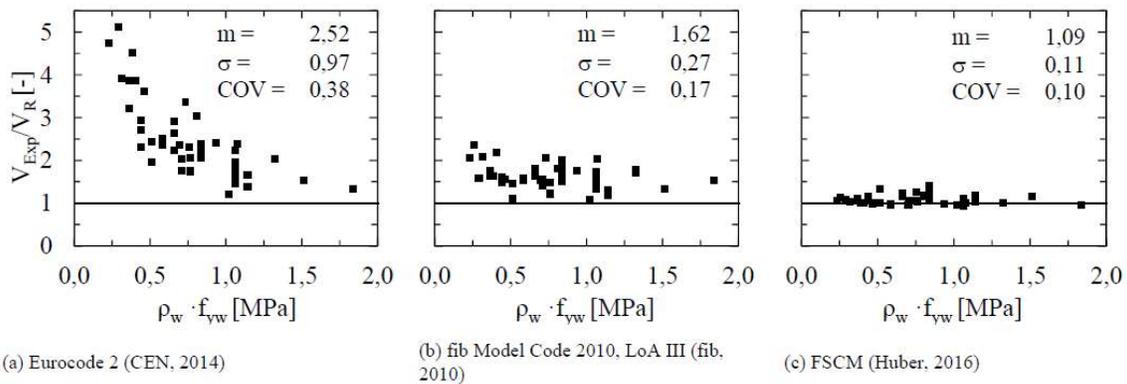


Figura 14-3: Confronto modelli di letteratura [19]

### 14.4 Modelli di resistenza a taglio

Nel seguito si illustrano le formulazioni per il calcolo della capacità a taglio di elementi in c.a. e c.a.p. proposti: dalle NTC18 e dalle CIR19; dal Fib Model Code 2010.; in Biskinis et al.; in Pristley et. al.; nelle norme svizzere SIA.

Altri modelli di particolare raffinatezza presenti in letteratura per la valutazione della resistenza a taglio di elementi in c.a.p. sono i seguenti:

- Huber P., Vill M., Schweighofer A. Kollegger J. (2018). *Full-scale shear tests on post-tensioned bridge girders of existing bridges*. Structural Concrete. 19. 5-15.

- Cladera A., Mari, A. (2004). *Shear design procedure for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks. Part II: Beams with stirrups*. Engineering Structures. 26. 927-936.
- Herbrand M. (2017). *Shear strength models for reinforced and prestressed concrete members*. 10.18154/RWTH-2017-06170.
- SIA, Code 262 for Concrete Structures, Swiss Society of Engineers and Architects, Zürich, 94 p., 2003 (valutazione della resistenza a taglio delle solette, la cui formulazione semplificata e richiamata nelle **LG20**).

Le espressioni riportate nei paragrafi seguenti sono come riportate nei documenti di origine.

Alcune espressioni presentano una dipendenza non lineare dalla resistenza del materiale e/o un coefficiente di sicurezza del materiale  $\gamma_m$  già incluso già nel modello.

Il valore della resistenza di *progetto* da utilizzare per le verifiche delle costruzioni esistenti differisce da quello previsto dalle norme per il progetto delle nuove opere, per l'introduzione del fattore di confidenza e per l'utilizzo dei valori caratteristici e/o medi in funzione dell'azioni di verifica.

Per renderle applicabili tali espressioni nell'ambito della valutazione di sicurezza delle opere esistenti è necessario operare come illustrato al §14.4.1 e §14.4.2 relativamente al caso delle espressioni per il calcolo della resistenza a taglio delle **NTC18**.

In pratica, volendo seguire la filosofia delle **LG20**, è necessario valutare la capacità per i due valori di resistenza:

- $f_{ck}/FC$
- $f_{cm}/(FC \cdot \gamma_m)$

utilizzando nelle verifiche il minimo dei valori così ottenuti, come già illustrato al §6.4.1 per il caso di sezioni non armate resistenti a taglio.

#### 14.4.1 Sezioni non armate a taglio

##### 14.4.1.1 Resistenza a taglio-Sezioni fessurate (NTC18/EC2)

Per sezioni prive di una specifica armatura trasversale, la resistenza taglio  $V_{Rd}$  si può valutare secondo la formulazione 4.1.23 al §4.1.2.3.5.1 delle **NTC18**:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d \right. \\ \left. [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \right.$$

con:

- $f_{ck}$  resistenza del calcestruzzo [MPa]
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}$
- $d$  altezza utile della sezione [mm];
- $\rho_l = \frac{A_s}{b_w d}$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;
- $A_s$  armatura longitudinale tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$  è la tensione media di compressione della sezione.
- $b_w$  larghezza minima della sezione in [mm].

14.4.1.2 Resistenza a taglio-Sezioni fessurate (SIA262/LG20)

Per sezioni non armate a taglio, in accordo con le indicazioni della **LG20**, è possibile utilizzare la formulazione basata sulla Critical Shear Crack Theory (CSCT), contenuta nella normativa tecnica svizzera per le strutture in calcestruzzo armato (SIA 262):

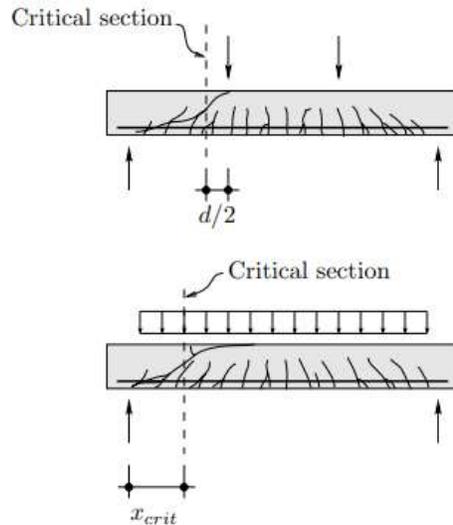


Figura 14-4: Fessura critica a taglio [21]

$$V_{Rd} = \frac{0,3\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w d}{\gamma_c \left[ 1 + \left( \frac{50}{16 + d_g} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \cdot \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right) d \right]}$$

dove:

- $b_w$  larghezza minima della sezione in zona tesa [mm];
- $d$  larghezza minima della sezione in zona tesa [mm];
- $f_{ck}$  è la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo [MPa];
- $f_{yk}$  è la resistenza allo snervamento dell'armatura longitudinale [MPa];
- $E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio [MPa];
- $d_g$  è la massima dimensione dell'aggregati contenuti nel calcestruzzo [mm];
- $m_{Ed}$  è il momento flettente agente in corrispondenza della fessura critica;
- $m_{Rd}$  è il momento resistente in corrispondenza della fessura critica;
- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;
- $\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio.

Le **LG20** al §6.3.5.2, propongono la seguente formulazione semplificata:

$$V_{Rd} = \frac{0,3\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w d}{\gamma_c (1 + 0,0022d)}$$

14.4.1.3 Resistenza a taglio-Sezioni non fessurate per flessione (NTC18/EC2)

Nel caso di travi precomprese in semplice appoggio, la resistenza a taglio nelle zone non fessurate per flessione (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ), può essere valutata secondo la seguente formulazione (§6.2.2 EC2):

$$V_{Rd} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

dove:

- $I$  è il momento di inerzia della sezione;
- $S$  è il momento statico della sezione rispetto all'asse baricentrico;
- $b_w$  è la larghezza della corda baricentrica, tenendo conto dell'eventuale presenza dei fori dovuti ai cavi da precompressione;
- $\alpha_l = l_x / l_{pt} \leq 1$  per travi con cavi pre-tesi, pari a 1 per le altre tecnologie di precompressione;
- $l_x$  distanza della sezione di verifica rispetto alla sezione di inizio trasmissione degli sforzi;
- $l_{pt} = 1.2l_{pt}$  è il limite superiore della lunghezza di trasmissione  $l_{pt}$  (distanza della sezione con completa trasmissione dello sforzo di compressione al calcestruzzo rispetto alla sezione di inizio trasmissione degli sforzi)
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $f_{ctd}$  è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo.

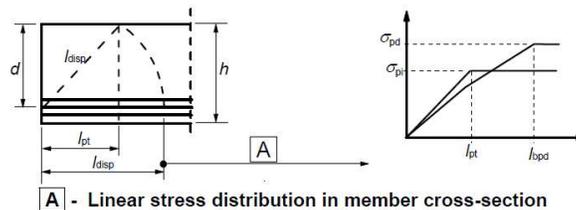


Figura 14-5: Lunghezza di trasmissione

In accordo con le NTC18, può essere utilizzata anche la formulazione semplificata 4.1.24:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

Dove  $d$  è l'altezza utile della sezione.

14.4.2 **Sezioni armate a taglio**

14.4.2.1 Resistenza a taglio-Travi (NTC18/EC2)

Per sezioni fessurate, la resistenza a taglio viene valutata mediante meccanismo resistente con traliccio ad inclinazione variabile (§4.1.2.3.5.2 NTC18), ed è pari al minimo tra la resistenza per taglio-trazione e taglio-comprensione.

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd,s}; V_{Rd,c})$$

Le resistenze a taglio trazione  $V_{Rd,s}$  e taglio compressione  $V_{Rd,c}$  si valutano con le seguenti formulazioni (4.1.27-4.1.28 NTC18):

$$V_{Rd,s} = z \cdot \frac{A_{sw}}{S} f_{yd} (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$$

$$V_{Rd,c} = z \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$$

dove:

- $z$  è il braccio della coppia interna (per sezioni semplicemente armate può essere posta pari a  $0,9d$ );
- $A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;
- $s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$  inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $\cot\theta$ , cotangente dell'inclinazione delle bielle compresse ( $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ );
- $v f_{cd}$  resistenza di progetto a compressione ridotta ( $v = 0,5$ );
- $\alpha_c$ : coefficiente maggiorativo, pari a:

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1 & \text{per membrature non compresse;} \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{per } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd}; \\ 1,25 & \text{per } 0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \cdot f_{cd}; \\ 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{per } 0,5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 \cdot f_{cd} \end{array} \right.$$

In fase di verifica, il valore di  $\cot\theta$  può essere ottenuto eguagliando la resistenza a taglio trazione  $V_{Rd,s}$  con la resistenza a taglio compressione  $V_{Rd,c}$ , pervenendo alla seguente espressione:

$$\cot\theta = \sqrt{\frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \alpha_c}{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \sin(\alpha)}} - 1$$

14.4.2.2 Resistenza a taglio-Travi e pile (FIB Model Code 2010)

Le equazioni per la valutazione della capacità a taglio del fib Model Code 2010 sono state sviluppate con riferimento a diversi approcci presenti in letteratura, che sono state raffinate dalle osservazioni fisiche, misurazioni e test su una vasta gamma di sperimentali dati. Il fib Model Code 2010 riunisce queste diverse filosofie progettuali tenendo esplicitamente conto del contributo del calcestruzzo alla resistenza al taglio creando inoltre un collegamento tra l'analisi delle sezioni con e senza rinforzo a taglio.

Livelli di approssimazione (LoA)

Il fib Model Code 2010, prevede diversi livelli di approssimazione per la valutazione della resistenza a taglio; dal livello di approssimazione I (LoA I) meno raffinato al livello di approssimazione III (LoA III).

Il livello di approssimazione I, che comporta il minor onere di calcolo è indicato per la progettazione preliminare dell'armatura trasversale, mentre il livello di approssimazione II (LoAII) potrebbe essere impiegato in fase di progettazione esecutiva.

Per la valutazione delle strutture esistenti è opportuno fa riferimento al modello più raffinato del livello di approssimazione II (LoAIII).

Nelle figure seguenti si riporta il rapporto tra la capacità a taglio sperimentale e quella del Model Code per i vari livelli di approssimazione.

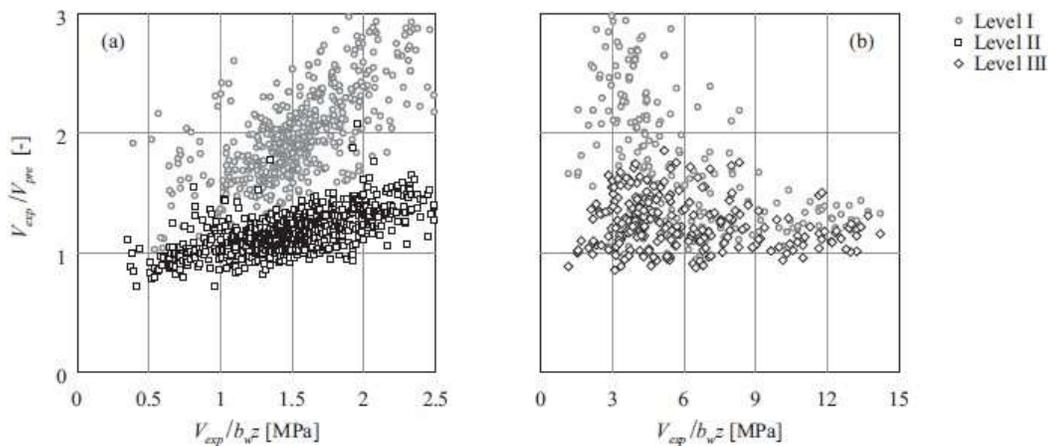


Figura 14-6: Rapporto tra la capacità a taglio sperimentale e quella da modello [R9]

Come si può osservare, il livello di approssimazione III fornisce una resistenza a taglio maggiormente aderente al dato sperimentale.

Valutazione della resistenza a taglio

La resistenza a taglio di una trave in calcestruzzo armato è data dalla seguente espressione:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c} \leq V_{Rd,max}$$

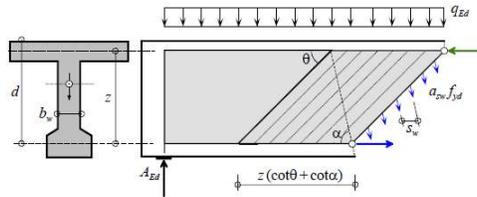


Figura 14-7: Sezione armata a taglio [R9]

Le espressioni per il calcolo delle resistenze sono date dalle seguenti relazioni:

$$V_{Rd,max} = k_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w z \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot\theta^2} \quad \text{resistenza del puntone}$$

Il fattore di riduzione della resistenza del puntone compresso è  $k_c = k_\epsilon \cdot \eta_{fc}$  con  $\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1$  e  $f_{ck}$  in MPa.

Il valore della variabile  $k_\epsilon$  considera l'influenza dello stato di deformazione nell'anima resistente a taglio. Questa influenza è importante per membri precompressi o membri in compressione, ma meno significativa per elementi rinforzati e / o sezioni con valori  $\theta$  e  $\epsilon_x$  maggiori. Il valore  $\eta_{fc}$  è indice della fragilità del meccanismo.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad \text{resistenza delle staffe}$$

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_w z \quad \text{resistenza del calcestruzzo}$$

Per il calcolo di  $V_{Rd,c}$  dovrà essere  $\sqrt{f_{ck}} \leq 8 \text{ MPa}$  per via della maggiore variabilità osservata nella resistenza al taglio di elementi con calcestruzzo ad alta resistenza, in particolare per elementi senza armatura a taglio come le solette.

Il valore dell'angolo  $\theta$  deve essere tale che:

$$\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$$

dove  $\theta_{min}$  dipende dal livello di approssimazione considerato.

Uno dei parametri che influenza l'entità della capacità resistente a taglio è la deformazione media della sezione  $\varepsilon_x$ . Ipotizzando in via cautelativa che la deformazione in corrispondenza della risultante degli sforzi di compressione sia nulla, la deformazione alla profondità media della sezione  $\varepsilon_x$  è pari alla metà di quella che si ha in corrispondenza della risultante degli sforzi di trazione:

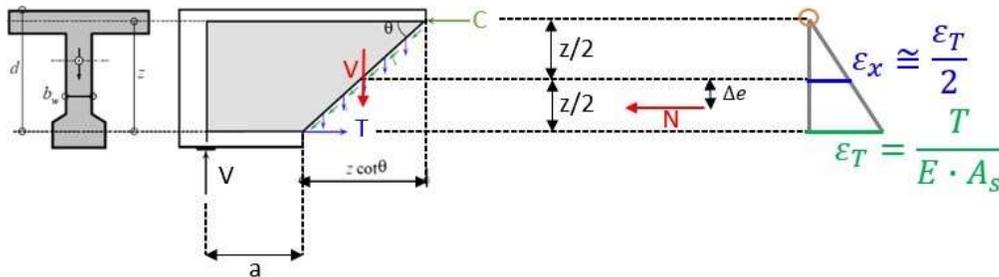


Figura 14-8:Stima della deformazione media della sezione

Nel caso generale di sezione armata con armatura lenta e cavi da precompressione, la deformazione media della sezione (in accordo con la formulazione 7.3-14 del fib Model Code 2010) è pari a:

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_T}{2} = \frac{T}{2 \cdot E \cdot A} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{z_p - e_p}{z}\right)}{2 \cdot \left(\frac{z_s}{z} \cdot E_s \cdot A_s + \frac{z_p}{z} \cdot E_p \cdot A_p\right)}$$

dove:

- $\varepsilon_x \geq 0$  se la deformazione è negativa (sezione tutta compressa) si assume pari a 0.
- $M_{Ed} = M_{Ed0} + M_{pd}$  momento agente più il momento di trasporto dovuto alla precompressione
- $V_{Ed} = V_{Ed0} - F_p \cdot \sin(\delta_p)$  taglio agente decurtato dal controtaglio
- $N_{Ed} = N_{Ed0} - F_p \cdot \cos(\delta_p)$  forza normale agente con contributo dei cavi da precompressione

In ogni caso:

- $M_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  devono essere considerati positivi e  $N_{Ed}$  positivo per trazione e negativo per compressione;
- la deformazione  $\varepsilon_x$  non deve superare 0,003;
- se il valore di  $\varepsilon_x$  è negativo, deve essere posto pari a zero.

La deformazione media della sezione può essere calcolata in via esatta mediante l'analisi tensionale della sezione; in caso di  $\varepsilon_x$  negativa (fibra compressa), si assume comunque valore pari a zero come da indicazione del MC2020.

### Livello di Approssimazione I (LoA I)

Nel livello di approssimazione I la resistenza a taglio è data da:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}$$

resistenza che dovrà comunque essere assunta almeno pari a quella della sezione non armata a taglio.

Per un progetto o un'analisi preliminare,  $\varepsilon_x$  può essere assunto pari 0,001.

L'inclinazione minima della biella compressa è:

- $\theta_{min} = 25^\circ$  per sezioni con elevati sforzi di compressione o precompressione;

- $\theta_{min} = 30^\circ$  per sezioni in cemento armato;
- $\theta_{min} = 40^\circ$  per sezioni soggette ad azione di trazione assiale.

Se  $\epsilon_x < 0,001$  allora si può assumere  $k\epsilon = 0,55$ .

Se  $VRd,s(\theta_{min}) < VRd,max(\theta_{min})$  allora la resistenza delle staffe è minore di quella del puntone e pertanto si può assumere  $VRd = VRd,s(\theta_{min})$ . Se  $VRd,s(\theta_{min}) > VRd,max(\theta_{min})$  allora la rottura avviene per un valore di  $\theta$  maggiore; bisogna quindi valutare quel valore di  $\theta$  ottimale tale che  $VRd,s(\theta) = VRd,max(\theta)$ ; uguagliando le due espressioni si ottiene la seguente relazione.

$$\cot\theta = \sqrt{\frac{k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w}{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \sin(\alpha)}} - 1$$

In alternativa, per la valutazione di  $\theta$  si può far riferimento ai risultati sperimentali della semplificazione della teoria dei campi di tensione modificata di Evan C. Bentz, Frank J. Vecchio, and Michael P. Collins, i quali hanno proposto la seguente espressione:

$$\theta = 29^\circ + (7'000 \cdot \epsilon_x)^\circ$$

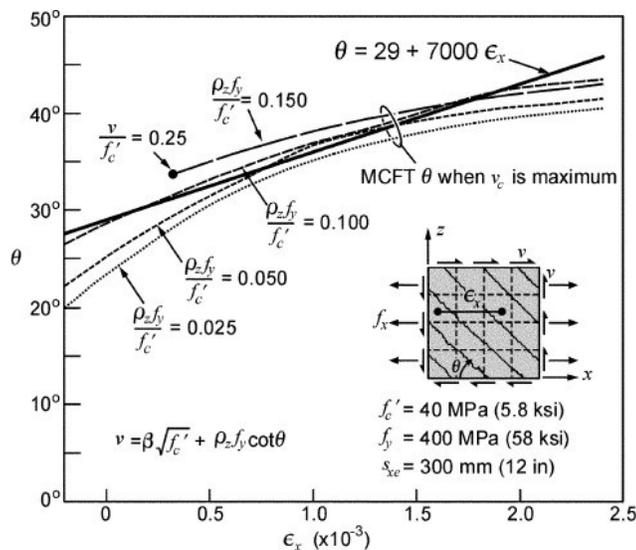


Figura 14-9: Inclinazione del puntone in funzione della deformazione  $\epsilon_x$  [13]

Livello di Approssimazione II (LoA II)

Come nel livello di approssimazione I la resistenza a taglio per il livello di approssimazione II è data da:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}$$

resistenza che dovrà comunque essere assunta almeno pari a quella della sezione non armata a taglio.

Il valore minimo dell'inclinazione delle bielle vale:

$$\theta_{min} = 20^\circ + (10'000 \cdot \epsilon_x)^\circ$$

Il coefficiente che considera lo stato tensionale nell'anima resistente a taglio è:

$$k_{\varepsilon} = \frac{1}{1.2 + 55\varepsilon_1} \leq 0,65$$

dove  $\varepsilon_1$  rappresenta la deformazione principale di trazione, ricavata facendo riferimento ai cerchi di Mohr in termini di deformazione, la cui soluzione è riportata in Figura 2-12.

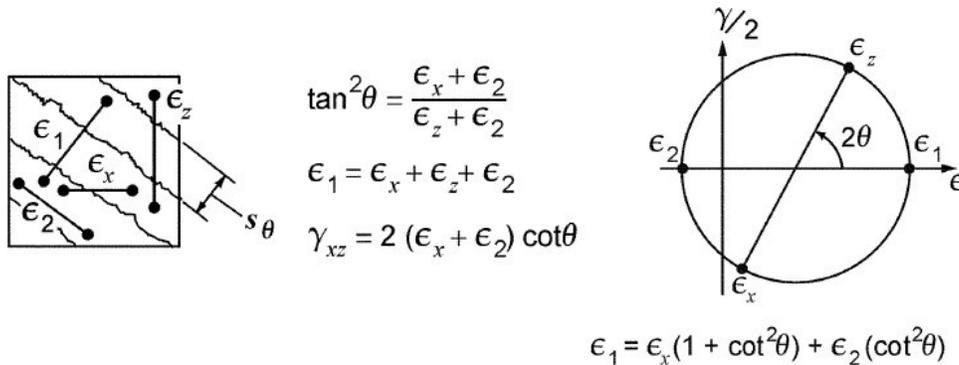


Figura 14-10: Deformazioni principali [13]

Ponendo  $\varepsilon_2 = -0,002$  pari alla tensione di picco che si registra nel calcestruzzo, si ottiene la seguente espressione:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0.002)\cot^2\theta$$

Noto  $k_{\varepsilon}$  e  $\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1$  si calcola  $k_c = k_{\varepsilon} \cdot \eta_{fc}$  con  $f_{ck}$  in MPa ed infine  $V_{Rd,max}$ .

Se  $V_{Rd,s}(\theta_{min}) < V_{Rd,max}(\theta_{min})$  allora la resistenza delle staffe è minore di quella del puntone e pertanto si può assumere  $V_{Rd} = V_{Rd,s}(\theta_{min})$ . Se  $V_{Rd,s}(\theta_{min}) > V_{Rd,max}(\theta_{min})$  allora la rottura avviene per una valore di  $\theta$  maggiore; bisogna quindi valutare quel valore di  $\theta$  ottimale tale che  $V_{Rd,s}(\theta) = V_{Rd,max}(\theta)$ ; uguagliando le due espressioni si ottiene la seguente relazione:

$$\cot\theta = \sqrt{\frac{k_c(\cot\theta) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w}{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \sin(\alpha)}} - 1$$

In questo caso il problema è iterativo in quanto  $k_c$  è funzione  $\cot\theta$ . In alternativa:

$$\theta = 29^\circ + (7'000 \cdot \varepsilon_x)^\circ$$

### Livello di Approssimazione III (LoA III)

Per il livello di approssimazione III, la resistenza a taglio si valuta a seconda delle seguenti condizioni:

- se  $V_{Rd,s} + V_{Rd,c} \leq V_{Rd,max}(\theta_{min})$  allora  $V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c}$  in LoA III

- se  $V_{Rd,s} + V_{Rd,c} > V_{Rd,max}(\theta_{min})$  allora  $V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max})$  in LoA II

Nel livello di approssimazione III, il minimo valore della resistenza delle bielle è calcolato come nell'approccio II ossia:

$$\theta_{min} = 20^\circ + (10'000 \cdot \varepsilon_x)^\circ$$

Si valuta poi il valore della deformazione principale di trazione per  $\theta_{min}$ :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0.002) \cot \theta_{min}^2$$

Come nel livello di approssimazione II, il coefficiente che considera lo stato tensionale nell'anima resistente a taglio è,:

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1.2 + 55\varepsilon_1} \leq 0,65$$

Noto anche il fattore di fragilità  $\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1$  e il coefficiente  $k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc}$  con  $f_{ck}$  in MPa, si ottiene la resistenza massima del puntone  $V_{Rd,max}(\theta_{min})$ .

Sempre per  $\theta = \theta_{min}$ , si calcola la resistenza delle staffe  $V_{Rd,s}(\theta_{min})$ .

Per valutare il contributo offerto dal calcestruzzo  $V_{Rd,c}$ , si determina il seguente fattore:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500\varepsilon_x} \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})}\right)$$

Con il coefficiente  $k_v$  si riprende il risultato della semplificazione della teoria modificata dei campi di tensione (SMCFT); in questo modo si crea una transizione graduale (lineare) al risultato che si ottiene utilizzando i campi di tensione.

Il coefficiente  $k_v$  che nella SMCFT è denominato  $\beta$ , esprime l'aliquota del contributo della resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo, come si osserva dall'equilibri del concio elementare riportato nella figura seguente.

For  $f_z = 0$  and  $f_{sscr} = f_y$ , this equation can be rearranged to give

$$v = v_{ci} + \rho_z f_y \cot \theta \tag{16}$$

In a similar fashion, Eq. (2) can be rearranged to give

$$v = f_1 \cot \theta + \rho_z f_y \cot \theta \tag{17}$$

Both of these equations can be expressed as

$$v = v_c + v_s = \beta \sqrt{f'_c} + \rho_z f_y \cot \theta \tag{18}$$

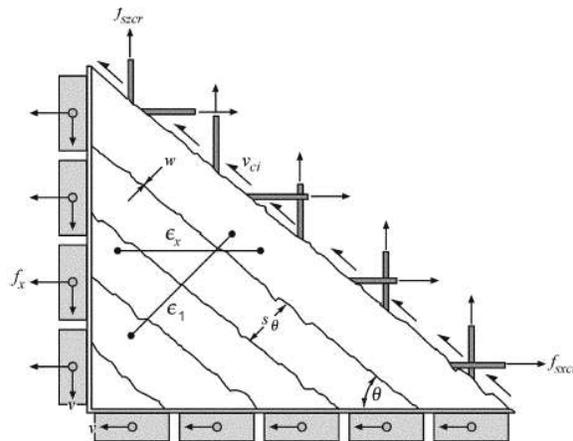


Fig. 4—Transmission of forces across cracks.

Figura 14-11: Equilibrio del concio elementare nella teoria dei campi di tensione [13]

Per sezioni aventi armatura trasversale, il coefficiente che esprime il contributo del calcestruzzo è riportato nella figura seguente.

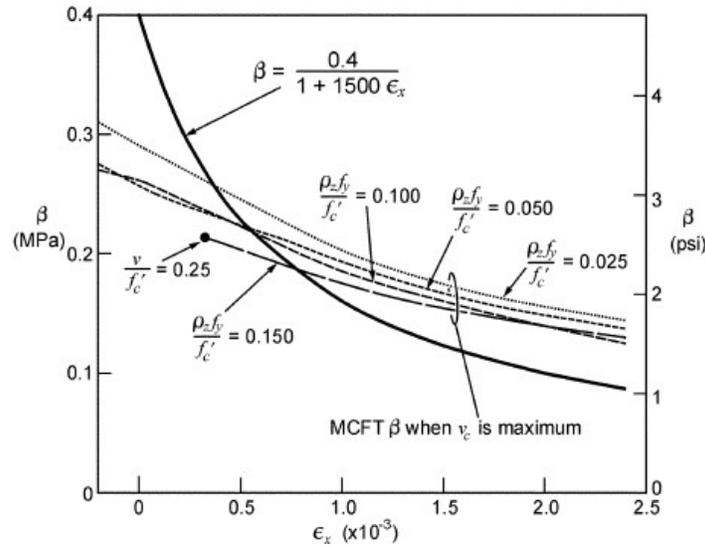


Figura 14-12: Contributo del calcestruzzo nella teoria dei campi di tensione [13]

14.4.2.3 Valutazione dell'inclinazione  $\theta$  dei puntoni compressi in calcestruzzo

Il modello di resistenza a taglio di traliccio con inclinazione variabile, si basa sul teorema del limite inferiore (teorema statico) della teoria dell'analisi limite. Secondo il teorema del limite inferiore, ogni carico esterno in equilibrio con un campo di tensione staticamente ammissibile, è non superiore al carico effettivo di collasso, a condizione di non superare la resistenza allo snervamento dell'armatura trasversale e la resistenza a compressione del calcestruzzo; la resistenza a taglio può essere quindi determinata scegliendo un angolo di inclinazione  $\theta$  dei puntoni compressi in calcestruzzo, definendo così un campo di tensione staticamente ammissibile. Questo metodo, basato sulla teoria della plasticità, implica che l'elemento abbia duttilità sufficiente per garantire una corretta redistribuzione delle forze interne all'interno dell'elemento strutturale; ciò è possibile per via del comportamento plastico dell'armatura in acciaio.

Il calcestruzzo, essendo un materiale con comportamento fragile, consente deformazioni plastiche limitate; ne segue, alla luce di quanto sopra detto, che l'intervallo dell'angolo di inclinazione del puntone di compressione dovrebbe essere limitato. Per un basso angolo di inclinazione  $\theta$ , oltre alla riduzione della capacità del puntone compresso, è richiesto un grande allungamento dell'armatura.

Le **NTC18** prevedono la seguente limitazione:

$$21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (1 \leq \cot(\theta) \leq 2,5)$$

Nella tabella seguente, si riportano altri valori degli intervalli  $\theta$  previsti in altri riferimenti normativi.

Table 1 Proposed values for compressive strut inclination angle $\theta$			
Proposed by	Cotangent $\theta$	Angle $\theta$	Note
Thürliman et al. [11]	$1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$	$45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$	-
MC 78 [14] ÖNORM EN1992-1-1/NA [15]	$0,6 \leq \cot\theta \leq 1,67$	$59^\circ \geq \theta \geq 31^\circ$	-
ENV 1992-1-1 [4]	$0,4 \leq \cot\theta \leq 2,5$	$68^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$	for beams with constant longitudinal reinforcement
	$0,5 \leq \cot\theta \leq 2,0$	$63^\circ \geq \theta \geq 27^\circ$	for beams with curtailed longitudinal reinforcement
MC 90 [9]	$1,0 \leq \cot\theta \leq 3,0$	$45^\circ \geq \theta \geq 18,4^\circ$	-
DIN 1045-1 [8] DIN EN 1992-1-1/NA [16]	$0,58 \leq \cot\theta \leq 3,0$	$59,9^\circ \geq \theta \geq 18,4^\circ$	this are the limit values for $\theta$ , more accurate values depending on the shear force is given by Eq. (10)
EN 1992-1-1 [7]	$1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$	$45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$	-

Figura 14-13: Intervalli di inclinazione del puntone compresso  $\theta$  [22]

Per travi precomprese, l'inclinazione dei puntoni  $\theta$  in calcestruzzo partecipanti al meccanismo resistente a taglio tende a diminuire in quanto la presenza di tensioni normali porta a una minore inclinazione delle direzioni principali di compressione rispetto alla direzione longitudinale della trave.

Le **NTC18** limitano il valore della  $\cot(\theta)$  a 2,5; il modello riportato nel Fib Model Code, nei livelli di approssimazione II e III maggiormente idonei per la valutazione delle strutture esistenti, consente al limite, per un valore di deformazione media della sezione  $\varepsilon_x$  pari a zero (formulazione 7.3-39), l'utilizzo di  $\theta = 20^\circ$  quindi  $\cot(\theta) = 2,75$ .

Altri riferimenti, come le normative tedesche DIN 1045-1 e DIN EN 1992-1-1, prevedono anche l'utilizzo di  $\cot(\theta) = 3$ .

In conclusione, volendo eseguire per travi precomprese una verifica accurata, è possibile sfruttare una maggiore aliquota di taglio resistente utilizzando un valore di  $\cot(\theta)$  non superiore a 3.

#### 14.4.2.4 Resistenza a taglio-Travi e Pile (Biskinis D.E., Roupakias G.K., Fardis M.N.-2004)

Per la valutazione della resistenza a taglio di elementi monodimensionali sotto azioni sismiche, le CIR19 al §C8.7.2.3.5 e l'EC8-3 al §A.3.3.1 propongono l'utilizzo del modello di regressione ricavato da Biskinis D.E., Roupakias G.K., Fardis M.N.-(2004) "Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacement". Per la derivazione del modello sono state utilizzati elementi che presentavano diverse forme di sezione trasversale, rettangolari e rettangolari cave. La formulazione analitica considera il contributo dello sforzo normale  $V_N$ , del calcestruzzo  $V_C$  e dell'armatura trasversale  $V_w$ ; il degrado di  $V_C$  e  $V_w$  per azioni cicliche viene considerato attraverso il fattore di duttilità plastica  $\mu_{\Delta,pl}$ .

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot [V_N + k \cdot (V_C + V_w)]$$

$$V_N = \frac{h - x}{2L_v} \min(N; 0,55 \cdot A_c \cdot f_c)$$

$$V_C = 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yw} = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \text{ per sezioni rettangolari}$$

$$V_w = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot (D - 2c) \cdot f_{yw} \text{ per sezioni circolari}$$

$$k = 1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta,pl})$$

dove:

- $\gamma_{el} = 1,15$  per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC);
- $h$  è l'altezza totale della sezione;
- $x$  e l'altezza della zona compressa della sezione (profondità dell'asse neutro)
- $N$  è lo sforzo normale di compressione (assunto pari a zero se di trazione);
- $L_v = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}$  è la luce di taglio;
- $A_c$  è l'area della sezione pari a  $(b \cdot d)$  per la sezione rettangolare e  $\pi D_c^2/4$  per quella circolare (dove  $D_c = D - 2c - d_{bw}$ , essendo  $D$  il diametro della sezione,  $c$  il copriferro,  $d_{bw}$  il diametro delle staffe);
- $f_c$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo;

- $\rho_{tot}$  è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;
- $V_w$  è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio.

Il termine  $\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\theta} - 1 \approx \theta/\theta_y - 1$ , il cui valore è variabile tra 0 e 5, rappresenta la parte plastica della duttilità richiesta all'elemento, dove  $\mu_{\theta} = \theta/\theta_y$  rappresenta il rapporto tra la rotazione massima  $\theta$  per il livello di azione sismica considerato e la rotazione di prima plasticizzazione  $\theta_y$ .

Il valore della resistenza a taglio fornito dalla (8.7.2.8) non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione"  $V_{Rdmax}$ .

Nel caso di sezioni non cave (travi e pile a sezione piena)  $V_{Rdmax}$  può essere valutata come per le condizioni non sismiche (Eq. [4.1.28] delle NTC), utilizzando  $\theta = 45^\circ$  ed assumendo fcd pari alla resistenza media del calcestruzzo divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale:

$$V_{Rdmax} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_c \cdot (\cot\alpha + \cot\theta)/(1 + \cot\theta^2)$$

Nel caso di setti (ad esempio pareti di unna pila a sezione cava rettangolare, mono o pluricellulare) si può far riferimento alla seguente formulazione:

$$V_{Rdmax} = \frac{0,85 \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta,pl})\right)}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right)\right) \times \\ \times (1 + 0,25 \max(1,75; 100\rho_{tot})) \left(1 - 0,2 \min\left(2; \frac{L_v}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z$$

Per ulteriori dettagli si rimanda al §8.7.2.3.5 della Circolare delle **NTC18** e/o al § A.3.3.1 dell' Eurocodice 8-Parte 3.

#### 14.4.2.5 Resistenza a taglio-Pile (Priestley M. J. N., Verma R. and Xiao Y.-1994)

Per la valutazione della resistenza a taglio delle strutture di elevazione si fa riferimento alle indicazioni riportate al §8.8 "Indicazioni aggiuntive relative ai ponti esistenti" della Circolare del C.S.LL.PP, n°7 del 21 gennaio 2019, Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"».

La formulazione (Original UCSD model-Priestley et al. 1994) per la valutazione della capacità è:

$$V_u = V_c + V_N + V_s \quad V_c = 0,8 A_c k \sqrt{f_c} \quad V_N = N \frac{h-x}{2L_s} \quad V_s = \frac{A_{sw}}{s} f_{yz} [C8.8.5.5]$$

Dove:

- $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo interna alle staffe;
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- $s$  è il passo delle staffe;
- $h$  è l'altezza della sezione;
- $x$  è l'asse neutro;
- $z$  è l'altezza efficace della sezione
- $K(\mu)$  varia in generale tra 0,29 e 0,1 e tiene conto del degrado ciclico del contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio.
- Il valore della resistenza a taglio da impiegare nelle verifiche è quello sopra riportato diviso per un coefficiente di sicurezza  $\gamma_{el}=1,25$ .

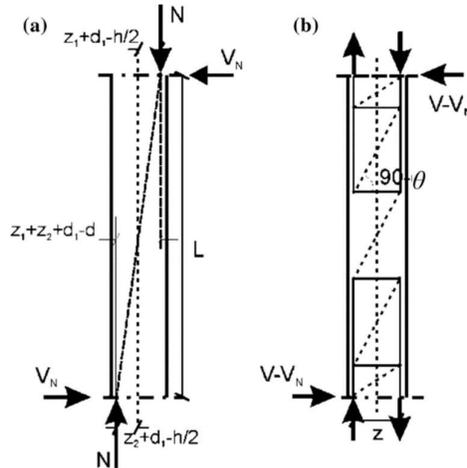


Figura 14-14: Contributo della dello sforzo normale (meccanismo a) e contributo dell'armatura trasversale (meccanismo b)

Per la valutazione del fattore di degrado della resistenza del calcestruzzo  $K(\mu)$ , si considera il riferimento tecnico "Seismic shear strength of reinforced concrete columns"- Priestley M. J. N., Verma R. and Xiao Y. (1994).

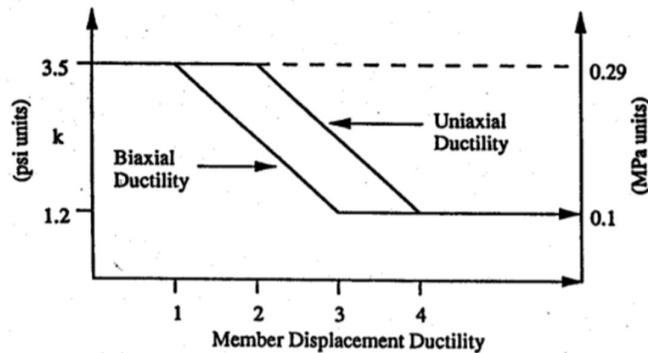


Figura 14-15: Fattore di degrado della resistenza del calcestruzzo in funzione della duttilità in spostamento

Nel caso di duttilità valutata per risposta uniassiale dell'elemento strutturale, si ha:

$$k(\mu) = \begin{cases} 0,29MPa & \text{se } 0 \leq \mu < 2 \\ \left[ 0,29 - \frac{0,29 - 0,1}{4 - 2} \cdot (\mu - 2) \right] MPa & \text{se } 2 \leq \mu < 4 \\ 0,1MPa & \text{se } 4 \leq \mu \end{cases}$$

Per risposta biassiale si ha invece:

$$k(\mu) = \begin{cases} 0,29MPa & \text{se } 0 \leq \mu < 1 \\ \left[ 0,29 - \frac{0,29 - 0,1}{3 - 1} \cdot (\mu - 1) \right] MPa & \text{se } 1 \leq \mu < 3 \\ 0,1MPa & \text{se } 3 \leq \mu \end{cases}$$

La verifica per azioni statiche e/o pseudostatiche può essere condotta con  $k(\mu)=0,29MPa$  coerentemente con la risposta non duttile iniziale dell'elemento strutturale mentre per azioni sismiche, si calcola il valore effettivo del coefficiente di degrado in funzione dell'effettiva duttilità in spostamento esibita dall'elemento strutturale.

## 15 STIMA DELLA CAPACITÀ DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO

### 15.1 Premessa

La valutazione della capacità di un apparecchio di appoggio è strettamente connessa alla tipologia di dispositivo oggetto di studio. Tipologie che per le finalità del presente paragrafo sono definite sulla base delle forze/spostamenti che sono chiamati a trasferire/consentire. Le capacità pertanto saranno espressione sia di una capacità di resistere alle forze sia di una capacità di consentire determinati spostamenti.

Di seguito si elencheranno, per le principali tipologie di appoggio in uso sulla rete in gestione ASPI, i legami costitutivi rappresentativi del comportamento meccanico dei dispositivi e alcune indicazioni circa la valutazione quantitativa delle principali grandezze di interesse.

Tali indicazioni non sono da considerarsi rappresentative dei livelli prestazionali che tali dispositivi devono garantire, per i quali si rimanda a quanto definito al §6.6.7 relativo alle verifiche di sicurezza, ma rappresentano il legame costitutivo teorico associato ai diversi meccanismi e comportamenti attesi sia durante le fasi di funzionamento del dispositivo che nelle fasi post-rottura.

#### 15.1.1 Appoggi fissi in acciaio

Gli appoggi fissi in acciaio realizzano una connessione rigida tra pulvino ed impalcato. Questi non consentendo spostamenti relativi sono chiamati a trasferire interamente le azioni orizzontali alle sottostrutture. Il comportamento nei riguardi delle azioni orizzontali (uguale sia in direzione trasversale che longitudinale) può pertanto essere schematizzato mediante un comportamento del tipo rigido plastico in cui la soglia di resistenza risulta essere univoca e determinata dalla resistenza a taglio dagli elementi deputati al trasferimento delle azioni orizzontali (e.g. perni, denti di bloccaggio, ecc.).

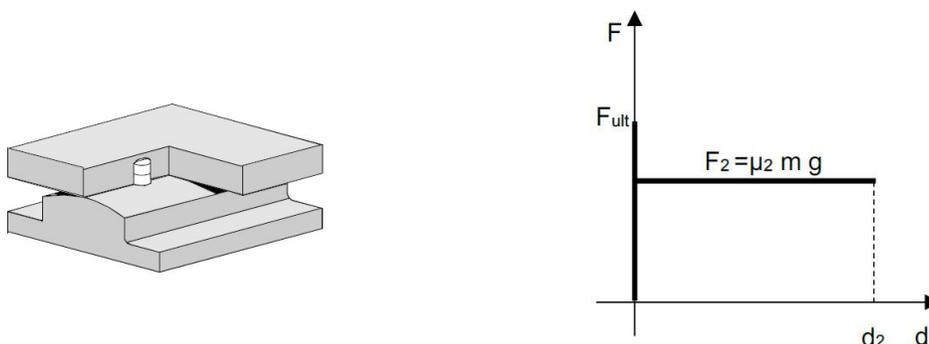


Figura 15-1 - Appoggio fisso in acciaio a superficie cilindrica

Successivamente alla rottura a taglio, il comportamento è governato dall'attrito tra le superfici di scorrimento instauratesi (acciaio-acciaio, acciaio-calcestruzzo, calcestruzzo-calcestruzzo), in cui è possibile individuare come spostamento limite quello in corrispondenza del quale si verifica la perdita di appoggio dell'impalcato ( $d_2$ ). Spostamento che viene raggiunto in una fase post-rottura del dispositivo.

La capacità invece dei diversi componenti a sopportare i carichi verticali, è offerta dalla tensione limite del materiale costituente l'appoggio.

Appare utile richiamare in questa fase, seppur non associato al tema della capacità, che la determinazione delle pressioni di contatto nei casi frequenti di contatti lineari potranno determinarsi con le ben note formule della teoria della Elasticità dedotte da Hertz nell'ipotesi di comportamento elastico lineare ed isotropo dei materiali supponendo nulle le tensioni tangenziali lungo la superficie di contatto. Trattandosi di contatti che avvengono su di una superficie molto piccola, si potrà eventualmente beneficiare, nella capacità, di un'azione di cerchiatura offerta dal materiale nell'introno della zona di contatto.

Per quanto attiene invece la diffusione dei carichi all'interno degli altri componenti costituenti l'appoggio (e.g. contropiastre) si potrà ipotizzare una diffusione con un angolo massimo di 45°. Per gli elementi invece non direttamente sollecitati si potrà valutare la possibilità di una diffusione maggiore ma non superiore a 60°.

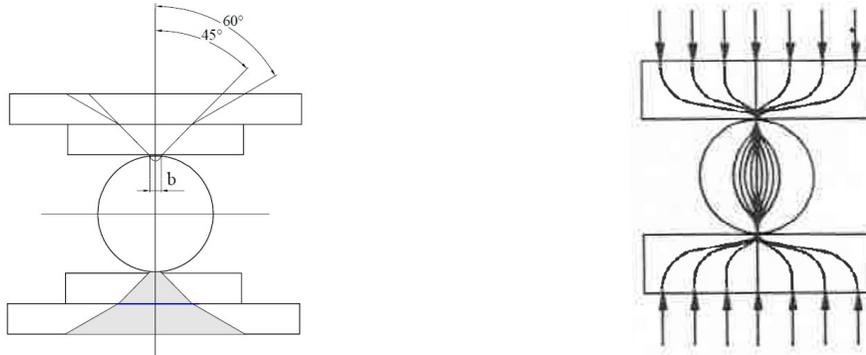


Figura 15-2 - Diffusione carichi

### 15.1.2 Appoggi mobili longitudinali in acciaio a rullo o a pendolo

Gli appoggi mobili unidirezionali longitudinali in acciaio sono caratterizzati da un comportamento in direzione trasversale analogo a quanto già indicato al §15.1.1 per gli appoggi fissi in acciaio ovvero da un comportamento di tipo rigido plastico.

In direzione longitudinale il comportamento è prevalentemente di tipo attrittivo dettato dallo scorrimento o rotolamento tra le superfici di appoggio.

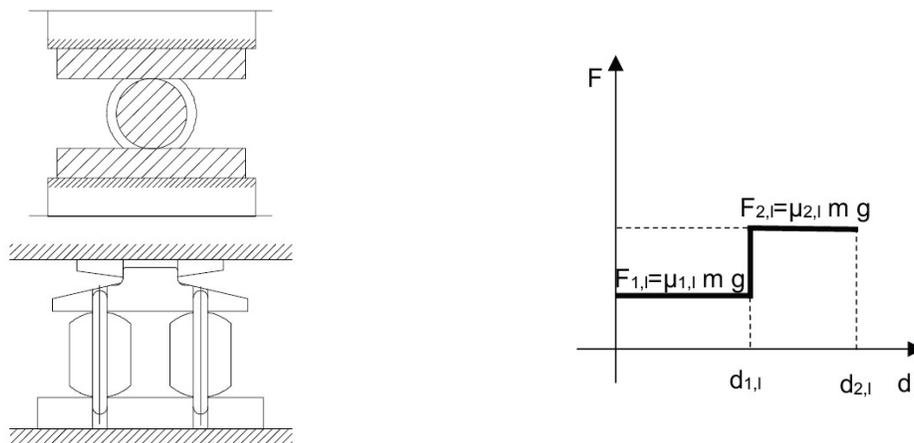


Figura 15-3 - Appoggi mobili longitudinali in acciaio a pendolo e rullo

In prima battuta, lo spostamento limite ( $d_1$ ) degli appoggi a pendolo ed a rullo può essere stimato nel seguente modo:

- $d_{1,i} = h/2$  per appoggi a pendolo essendo  $h$  l'altezza del pendolo
- $d_{1,i} = \Phi/2$  per appoggi a rullo essendo  $\Phi$  il diametro del rullo

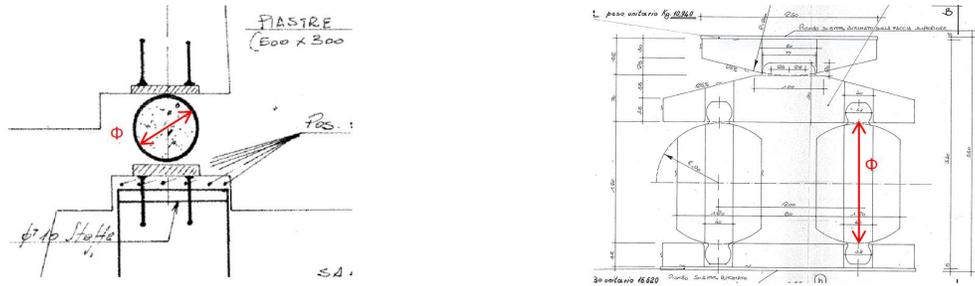


Figura 15-4 - Grandezze di interesse

In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente di attrito  $\mu_1$  può essere assunto a seconda dello stato di conservazione (ottimo-medio-scarso) pari a 0.005-0.025-0.05.

Successivamente al raggiungimento della capacità di spostamento dell'appoggio, il comportamento è governato dall'attrito tra le superfici di scorrimento instauratesi (acciaio-acciaio, acciaio-calcestruzzo, calcestruzzo-calcestruzzo), in cui è possibile individuare come spostamento limite quello in corrispondenza del quale si verifica la perdita di appoggio dell'impalcato ( $d_2$ ). Spostamento che viene raggiunto in una fase in cui è già stata superata la capacità di spostamento dell'appoggio stesso.

### 15.1.3 Appoggi semirigidi in neoprene

Gli apparecchi di appoggio in neoprene sono caratterizzati da un comportamento elastico fino al raggiungimento di una forza soglia associata alla rottura a taglio del dispositivo o allo scorrimento tra impalcato e contatto calcestruzzo-neoprene. Il comportamento nelle due direzioni (longitudinale e trasversale) è analogo e la rigidità può essere determinata con la formula seguente:

$$K = \frac{G \cdot A}{t}$$

dove:

- t = spessore della gomma;
- A= Area dell'appoggio in pianta;
- G= modulo di rigidità a taglio che in mancanza di dati più precisi può assumersi pari a 1 GPa.

Questa tipologia di dispositivi, può presentarsi sia con zanche di solidarizzazione tra gli elementi che collega sia privo di questi elementi. La capacità a taglio sarà chiaramente associata al minore di tutti i meccanismi che partecipano al trasferimento delle azioni.

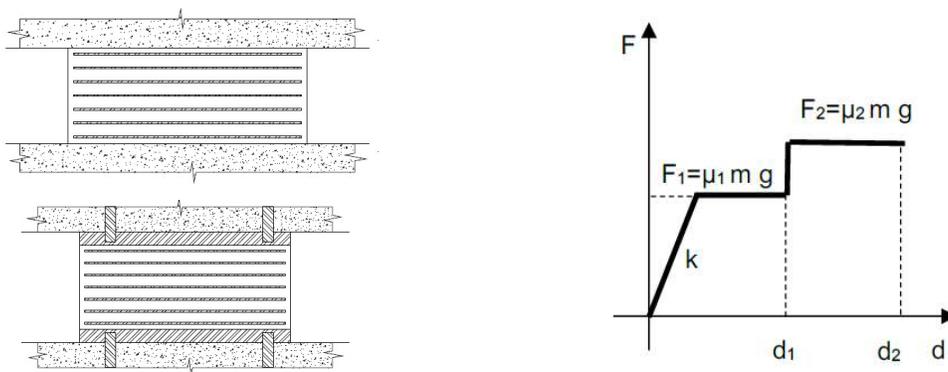


Figura 15-5 - Appoggi semirigidi in neoprene

Il valore del coefficiente di attrito tra calcestruzzo e neoprene, in mancanza di dati più accurati può essere assunto nell'intervallo 0.25-0.40.

La massima azione di taglio sopportabile invece dall'appoggio è data dal prodotto del modulo di taglio per l'area del dispositivo.

Nei riguardi invece dei carichi verticali la capacità è quella offerta dalla tensione limite del materiale che andrà chiaramente confrontata con la massima tensione agente.

Lo spostamento limite invece dell'appoggio ( $d_1$ ), post rottura (scorrimento o taglio), può essere assunto pari alla dimensione dell'appoggio nella direzione oggetto di studio (trasversale o longitudinale).

Anche in questo caso, successivamente al raggiungimento della capacità di spostamento dell'appoggio, il comportamento è governato dall'attrito tra le superfici di scorrimento instauratesi (acciaio-acciaio, acciaio-calcestruzzo, calcestruzzo-calcestruzzo), in cui è possibile individuare come spostamento limite quello in corrispondenza del quale si verifica la perdita di appoggio dell'impalcato ( $d_2$ ). Spostamento che viene raggiunto in una fase post-rottura del dispositivo.

#### 15.1.4 Appoggi mobili multidirezionali con piastra in piombo

Gli apparecchi di appoggio con piastre in piombo sono del tipo multidirezionali con comportamento puramente attritivo. Questo significa che a meno della forza di primo distacco offerta dal contatto con gli elementi non sono in grado di trasferire ulteriori azioni durante il loro funzionamento. La capacità pertanto sarà associata sia alla massima forza di attrito che allo spostamento limite in grado di offrire il dispositivo.

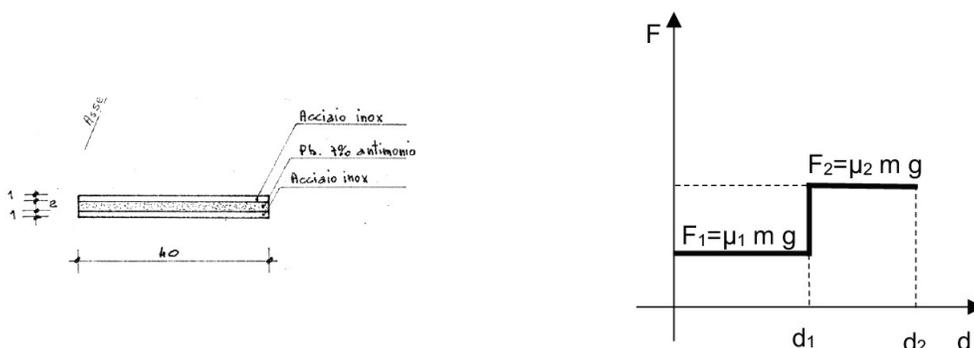


Figura 15-6 - Appoggi mobili multidirezionali con piastra in piombo

Tali dispositivi sono in genere realizzati mediante l'interposizione tra due piastre di acciaio di un lamierino in piombo. Le piastre in acciaio inoltre possono risultare inghisate o meno all'intradosso della trave. Tale ultimo aspetto determinerà la potenziale superficie di scorrimento.

Nel caso in cui le piastre in acciaio inox risultano solidarizzate all'impalcato, il coefficiente di attrito ( $\mu_1$ ) sarà quello offerto dal contatto acciaio piombo e per il quale si potrà assumere un valore di 0.7. Nel caso in cui le piastre non siano inghisate allora il meccanismo è governato dall'attrito calcestruzzo - acciaio con un coefficiente di attrito che è possibile assumere pari a 0.5.

Anche in questo caso, successivamente al raggiungimento della capacità di spostamento dell'appoggio, il comportamento è governato dall'attrito tra le superfici di scorrimento instauratesi (acciaio-acciaio, acciaio-calcestruzzo, calcestruzzo-calcestruzzo), in cui è possibile individuare come spostamento limite quello in corrispondenza del quale si verifica la perdita di appoggio dell'impalcato ( $d_2$ ). Spostamento che viene raggiunto in una fase in cui è già stata superata la capacità offerta dall'attrito del dispositivo.

Nei riguardi, infine, dei carichi verticali la capacità è quella offerta dalla tensione limite del materiale delle contropiastre in acciaio che andrà chiaramente confrontata con la massima tensione agente.

## 16 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE $\zeta_E$

Per il calcolo del moltiplicatore dell'azione sismica che attiva una data "modalità di collasso" per un dato stato limite si procede, ove possibile, distinguendo due contributi: uno relativo alle sollecitazioni derivanti dall'aliquota di domanda "non sismica"  $D_{non-sismica}$  della combinazione e uno relativo all'aliquota sismica  $D_{sismica}$ . Quest'ultima viene fatta variare per mezzo di un fattore moltiplicativo finché la "capacità"  $C$  correlata alla verifica in oggetto non viene superata:

$$D_{non-sismica} + \alpha D_{sismica} = C$$

Si ha dunque:

$$\alpha = \frac{C - D_{non-sismica}}{D_{sismica}}$$

Qualora si presentasse il caso per cui  $D_{non-sismica} \geq C$  allora il moltiplicatore  $\alpha$  assume valore pari a zero.

Le forme spettrali definite nelle **NTC18** cambiano al variare del sito, della categoria del suolo e in funzione del periodo di ritorno di riferimento, per cui per un medesimo spettro cambiano anche i parametri  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  da cui dipendono i parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_C^*$  che servono per definire tali forme spettrali che non risulteranno più essere omotetiche per i diversi stati limite.

Per trovare la capacità in termini di accelerazione spettrale è possibile procedere secondo un processo iterativo per cui, una volta trovato il moltiplicatore delle azioni sismiche  $\alpha$  che attiva un dato stato limite, deve essere soddisfatta la seguente uguaglianza:

$$S(T_R(\alpha)) = \alpha \cdot S(T_{R,SL})$$

dove:

- $S(T_R(\alpha))$  è l'ordinata spettrale che porta al raggiungimento dello stato limite;
- $S(T_{R,SL})$  è l'ordinata spettrale relativa allo stato limite di riferimento;
- $T_{R,SL}$  è il periodo di ritorno di riferimento per il dato stato limite (SLO, SLD, SLV e SLC);
- $\alpha$  è il moltiplicatore che attiva la "modalità di rottura" oggetto della verifica;
- $T_R(\alpha)$  è il periodo di ritorno ricercato che porta al soddisfacimento dell'equazione.

L'accelerazione spettrale  $S(T_{R,SL})$  è univocamente definita dal sito, dalla categoria del suolo e dal periodo di riferimento mentre nel calcolo di  $S(T_R(\alpha))$  variano anche i parametri  $a_g(T_R(\alpha))$ ,  $F_o(T_R(\alpha))$  e  $T_C^*(T_R(\alpha))$  e di conseguenza anche i rispettivi valori di  $T_B(T_R(\alpha))$ ,  $T_C(T_R(\alpha))$  e  $T_D(T_R(\alpha))$  che definiscono lo spettro al variare di  $T_R(\alpha)$ .

I parametri  $a_g(T_R(\alpha))$ ,  $F_o(T_R(\alpha))$  e  $T_C^*(T_R(\alpha))$  si calcolano con la seguente interpolazione logaritmica (§3.2 **NTC18** che rimanda all'Allegato A al D.M.14/01/2008), al variare del periodo di ritorno  $T_R(\alpha)$  preso in esame:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log\left(\frac{P_2}{P_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

dove:

- $P$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;
- $T_{R1}$  e  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R(\alpha)$  per i quali si dispone dei valori  $P_1$  e  $P_2$  del generico parametro  $P$ .

Noti  $a_g(T_R(\alpha))$  e  $a_g(T_{R,SL})$  si calcolano i valori dell'accelerazione sismica attesa al suolo:

$$PGA(T_R(\alpha)) = a_g(T_R(\alpha)) \cdot S_T \cdot S_S(T_R(\alpha))$$

$$PGA(T_{R,SL}) = a_g(T_{R,SL}) \cdot S_T \cdot S_S(T_{R,SL})$$

dove:

- $a_g(T_R(\alpha))$  è l'accelerazione su suolo rigido (*bedrock*) associata al periodo di ritorno  $T_R(\alpha)$ ;
- $a_g(T_{R,SL})$  è l'accelerazione su suolo rigido (*bedrock*) associata al periodo di ritorno  $T_{R,SL}$  dello stato limite di riferimento;
- $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica (§3.2.3.2.1 **NTC18**);
- $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (§3.2.3.2.1 **NTC18**).

Il coefficiente di adeguatezza nei confronti delle azioni sismiche  $\zeta_E$  relativo allo stato limite  $SL$  è:

$$\zeta_E(\alpha, SL) = \frac{PGA(T_R(\alpha))}{PGA_{RIF}(T_{R,SL})}$$

In assenza di una valutazione accurata (ad esempio software di analisi strutturale che non eseguono la procedura illustrata) è possibile stimare il coefficiente  $\zeta_E$  per tentativi variando le ordinate spettrali associate allo stato limite considerato, per poi ripetere l'analisi fino a ottenere le sollecitazioni che portano al raggiungimento della capacità dell'elemento strutturale per azioni sismiche.

## 17 INDICAZIONI OPERATIVE PER LA MODELLAZIONE FEM E LE ANALISI

### 17.1 Informazioni base

La relazione tecnica di valutazione della sicurezza deve contenere un capitolo dedicato alla descrizione dei modelli di calcolo predisposti e delle analisi svolte.

I modelli di calcolo adottati devono essere chiaramente descritti, illustrandone compiutamente le caratteristiche, con riferimento a materiali, vincoli, criteri di modellazione, azioni applicate e approccio analitico.

Si raccomanda, inoltre, di organizzare la procedura di modellazione secondo un ordine logico, adottando adeguata nomenclatura per tutti gli elementi strutturali definiti, preferibilmente sintetica e richiamata con relativa legenda. Analogamente, anche le azioni e le relative combinazioni definite e implementate nei codici di calcolo devono prevedere una adeguata nomenclatura che ne favorisca la lettura e la comprensione. Di seguito si riportano i criteri da adottare al fine di uniformare le procedure operative.

### 17.2 Casi di carico - Sintassi

Il professionista incaricato della valutazione di sicurezza, sulla base dei carichi elementari previsti dalle **NTC18**, descrive (anche graficamente) i **casi/schemi di carico** che intende applicare, motivando quelli eventualmente esclusi, in quanto non rilevanti. Definiti carichi elementari e schemi di carico, quindi, è possibile procedere con la definizione delle combinazioni delle azioni.

Tabella 17-1: Carichi elementari previsti dalle NTC18

Descrizione	Simbolo
Carichi permanenti strutturali	G1
Carichi permanenti non strutturali	G2
Spinta delle terre	G3
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	e1
Ritiro	e2
Viscosità	e3
Cedimenti vincolari	e4
Azioni var. da traffico: verticali	q1
Azioni var. da traffico: incremento dinamico	q2
Azioni var. da traffico: long. frenamento/accel.	q3
Azioni var. da traffico: centrifuga	q4
Azioni di neve e di vento	q5
Azioni idrodinamiche	q6
Azioni della temperatura	q7
Azioni sui parapetti e urto dei veicoli	q8
Resistenze passive dei vincoli	q9
Azioni sismiche	E
Azioni eccezionali	A

Nello specifico, le combinazioni devono essere associate al livello di verifica (adeguato, operativo, transitabile 1/2), allo stato limite di riferimento e al singolo caso di carico preventivamente definito.

Di seguito si propone la nomenclatura da prediligere e alcuni esempi chiarificatori.

Tabella 17-2: Sintassi delle combinazioni

LIVELLO DI VERIFICA_STATO LIMITE_TIPOLOGIA COMBINAZIONE_CASO DI CARICO XX_XXX_XXX_00
---

dove:

- Livelli di verifica = adeguato (PA) / operativo (PO) / transitabile1 (T1) / transitabile2 (T2)/sismica (EE)

Per gli stati limite ultimi – azioni antropiche ed ambientali

- Stato limite = SLU
- Tipologia combinazione - azione variabile principale = carichi verticali (VRT) / frenatura (FRN) / centrifuga (CNT) / vento longitudinale (VTL) / vento trasversale (VTT)
- Codice caso di carico = 01 / 02 / 03 / 04 ...
- Codice caso di carico speciale = 00 solo carichi verticali  $q_1$  non combinati

Per gli stati limite ultimi – azione sismica

- Stato limite = SLC / SLV
- Tipologia combinazione = direzione X (DRX) / direzione Y (DRY) / direzione Z (DRZ)
- Codice caso di carico = 00

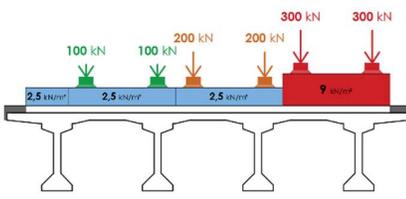
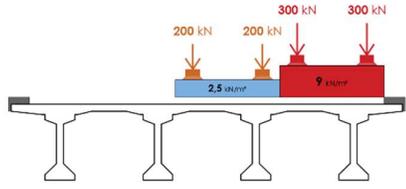
Per gli stati limite di esercizio – azioni antropiche ed ambientali

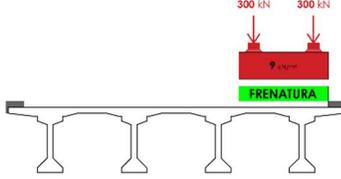
- Stato limite = SLE rara (SER), frequente (SEF), quasi permanente (SEQ)
- Tipologia combinazione - azione variabile principale = carichi verticali (VRT) / frenatura (FRN) / centrifuga (CNT) / vento longitudinale (VTL) / vento trasversale (VTT)
- Codice caso di carico = 01 / 02 / 03 / 04 .../00 (

Per gli stati limite esercizio– azione sismica

- Stato limite = SLD / SLO
- Tipologia combinazione = direzione X (DRX) / direzione Y (DRY) / direzione Z (DRZ)
- Codice caso di carico = 00

Tabella 17-3: Esempi di definizione delle combinazioni di carico

CODICE CASO DI CARICO	DISPOSIZIONE DEI CARICHI	LIVELLO DI VERIFICA	COMBINAZIONI ASSOCIATE
01 (ponte a pieno carico)		A	PA_SLU_VRT_01 PA_SER_VRT_01
02 (massimizzazione trave bordo)		A	PA_SLU_VRT_02 PA_SER_VRT_02
03 (frenatura)		A	PA_SLU_FRN_03 PA_SER_FRN_03

			
...	...	...	...

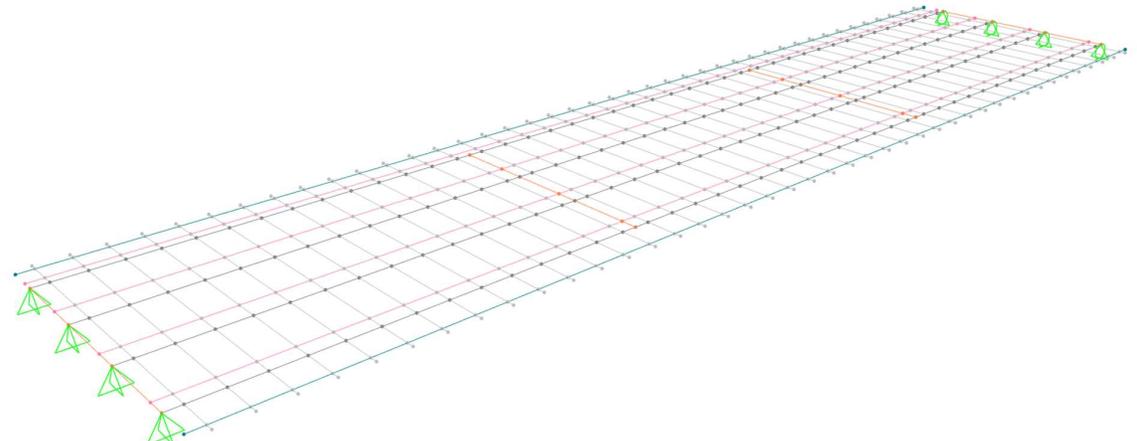
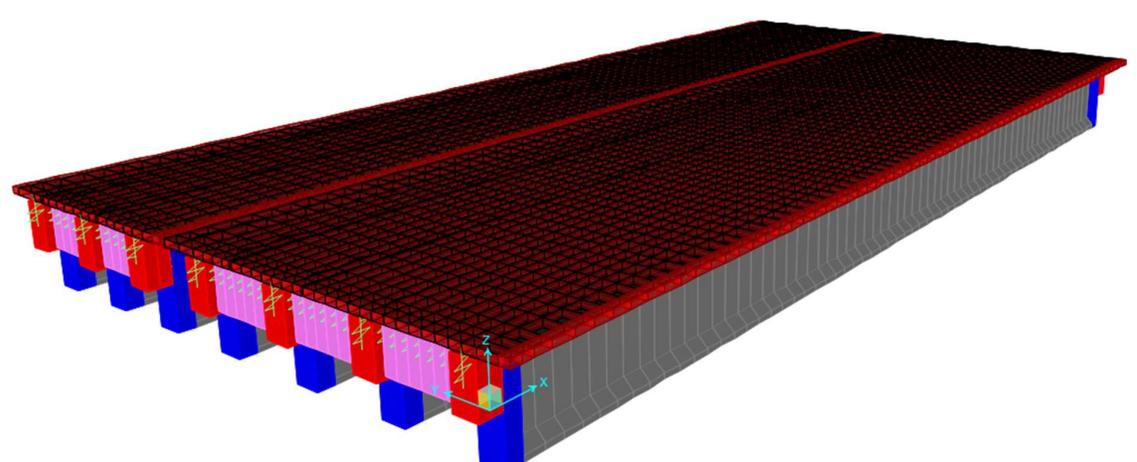
Nomenclatura delle combinazioni principali da analizzare secondo la sintassi sopra definita per un tipico ponte a travata con impalcato in semplice appoggio:

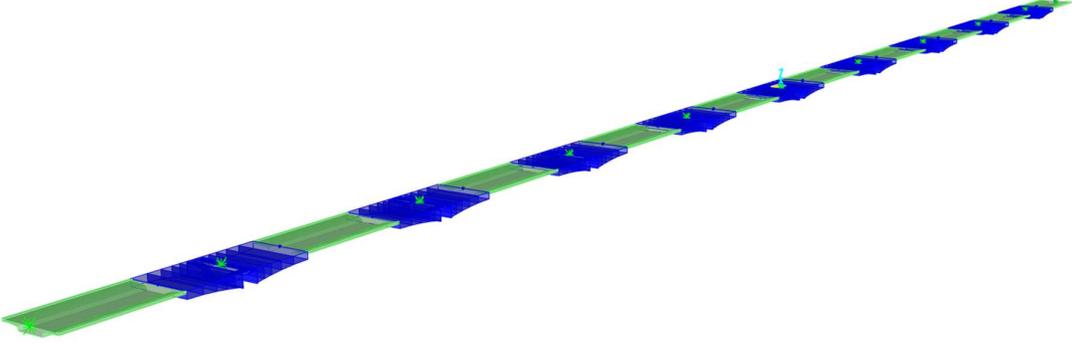
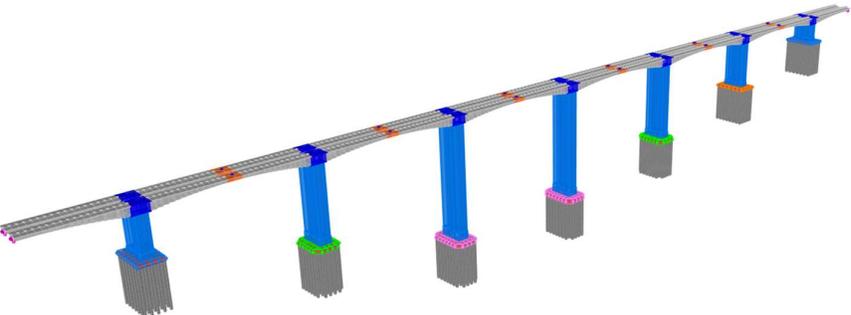
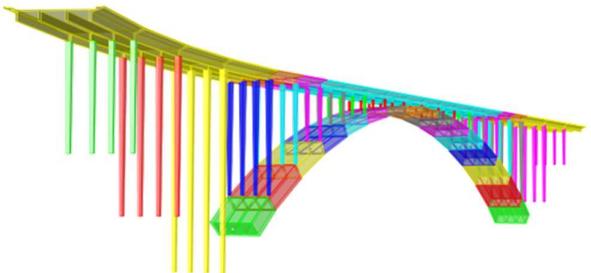
- PA\_SLU\_VRT\_00 (solo carichi verticali  $q_1$  non combinati)
- PA\_SLU\_VRT\_01 PA\_SLU\_VRT\_02 PA\_SLU\_VRT\_03
- PA\_SLU\_FRN\_01 PA\_SLU\_FRN\_03
- PA\_SLU\_VNT\_01 PA\_SLU\_VNT\_03
- EE\_SLV\_DRX\_00 EE\_SLV\_DRY\_00 EE\_SLV\_DRZ\_00
- o in alternativa*
- EE\_SLC\_DRX\_00 EE\_SLC\_DRY\_00 EE\_SLC\_DRZ\_00

### 17.3 Esempi di modellazione

Di seguito si riportano, per le principali tipologie di ponti/viadotti, le tecniche di modellazione più consolidate allo scopo di fornire al professionista un indirizzo pratico e utile allo svolgimento del lavoro, nonché con l'obiettivo di uniformare l'approccio analitico e rendere confrontabili i risultati.

Resta inteso che quanto proposto assume carattere generale e che la scelta della migliore strategia di modellazione è a carico del professionista, che in relazione alla propria sensibilità e al caso specifico, potrà apportare i dovuti affinamenti o semplificazioni.

<b>IMPALCATI A GRATICCIO IN SEMPLICE APPOGGIO</b>	
<b>APPROCCIO 01</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Modellazione</b>
<b>Travi e trasversi</b>	Elementi finiti monodimensionali di sezione equivalente a quella delle travi/trasversi e della soletta collaborante, quest'ultima assunta di larghezza efficace. Il peso delle sezioni così definite deve essere decurtato da quello della soletta considerato successivamente.
<b>Solette</b>	Elementi finiti monodimensionali disposti secondo l'orditura del caso specifico, in numero tale da comporre, in relazione alla larghezza della sezione l'intera luce dell'impalcato. Generalmente si adottano sezioni di larghezza unitaria e altezza pari all'altezza equivalente della soletta.
<b>Appoggi</b>	Vincoli esterni o link dotati di adeguate rigidità rototraslazionali. Un maggiore livello di dettaglio prevede la collocazione dei vincoli o dei link nella effettiva posizione (intradosso trave) tenendo in conto dei disassamenti verticale rispetto alla linea media degli elementi trave attraverso elementi rigidi (braccetti rigidi) o constraints di tipo body.
 <p style="text-align: center;"><i>Impalcato a graticcio modellato con soli elementi monodimensionali per travi, trasversi e soletta</i></p>	
<b>APPROCCIO 02</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Modellazione</b>
<b>Travi e trasversi</b>	Elementi finiti monodimensionali di sezione pari a quella dell'elemento al netto della soletta collaborante.
<b>Solette</b>	Elementi finiti bidimensionali ( <i>shell</i> ) di altezza pari all'altezza equivalente della soletta e disposti in accordo alle dimensioni dell'intera soletta, compresi sbalzi e cordoli
<b>Appoggi</b>	Vincoli esterni o link dotati di adeguate rigidità rototraslazionali. Un maggiore livello di dettaglio prevede la collocazione dei vincoli o dei link nella effettiva posizione (intradosso trave) tenendo in conto dei disassamenti verticale rispetto alla linea media degli elementi trave attraverso elementi rigidi (braccetti rigidi) o, ove il codice di calcolo lo consenta, "insertion point" da assegnare agli elementi trave.
 <p style="text-align: center;"><i>Impalcato a graticcio modellato con elementi monodimensionali per travi e trasversi e bidimensionali per la soletta</i></p>	

<b>IMPALCATI CONTINUI</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Modellazione</b>
<i>Travi e trasversi</i>	Elementi finiti monodimensionali di sezione equivalente
<i>Solette</i>	Contemplate direttamente nell'ambito della sezione equivalente delle travi
<i>Appoggi</i>	Vincoli esterni o link dotati di adeguate rigidzze rototraslazionali. Un maggiore livello di dettaglio prevede la collocazione dei vincoli o dei link nella effettiva posizione (intradosso trave) tenendo in conto dei disassamenti verticale rispetto alla linea media degli elementi trave attraverso elementi rigidi (braccetti rigidi) o constraints body di tipo body.
 <p><i>Modello locale Impalcato a travata continua</i></p>	
<b>STRUTTURE INTEGRALI</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Modellazione</b>
<i>Travi e trasversi</i>	Elementi finiti monodimensionali di sezione equivalente
<i>Solette</i>	A seconda della tipologia di impalcato, contemplate direttamente nell'ambito della sezione equivalente delle travi (esempio cassoni) o, per il caso dei graticci, modellate ad hoc ad elementi monodimensionali disposti secondo l'orditura prevista o ad elementi bidimensionali.
<i>Elevazioni-Pile e spalle</i>	Elementi finiti monodimensionali o bidimensionali a seconda del caso di specie.
<i>Fondazioni</i>	Elementi finiti monodimensionali o bidimensionali a seconda del caso di specie, molle preventivamente tarate per il terreno.
<i>Appoggi</i>	Vincoli esterni o link dotati di adeguate rigidzze rototraslazionali. Un maggiore livello di dettaglio prevede la collocazione dei vincoli o dei link nella effettiva posizione (intradosso trave) tenendo in conto dei disassamenti verticale rispetto alla linea media degli elementi trave attraverso elementi rigidi (braccetti rigidi) o constraints body di tipo body.
 <p><i>Modello viadotto integrale a stampelle con fondazioni</i></p>  <p><i>Modello viadotto integrale ad arco con vincoli alla base</i></p>	

MODELLI GLOBALI UNIFILARI	
Elemento	Modellazione
Travi e trasversi	Elementi finiti monodimensionali di sezione equivalente
Solette	Contemperate direttamente nell'ambito della sezione equivalente delle travi
Elevazioni-Pile e spalle	Elementi finiti monodimensionali o bidimensionali a seconda del caso di specie.
Fondazioni	Elementi finiti monodimensionali o bidimensionali a seconda del caso di specie, molle preventivamente tarate per il terreno.
Appoggi	Vincoli esterni o link dotati di adeguate rigidità rototraslazionali. Un maggiore livello di dettaglio prevede la collocazione dei vincoli o dei link nella effettiva posizione (intradosso trave) tenendo in conto dei disassamenti verticale rispetto alla linea media degli elementi trave attraverso elementi rigidi (braccetti rigidi) o constraints body di tipo body.

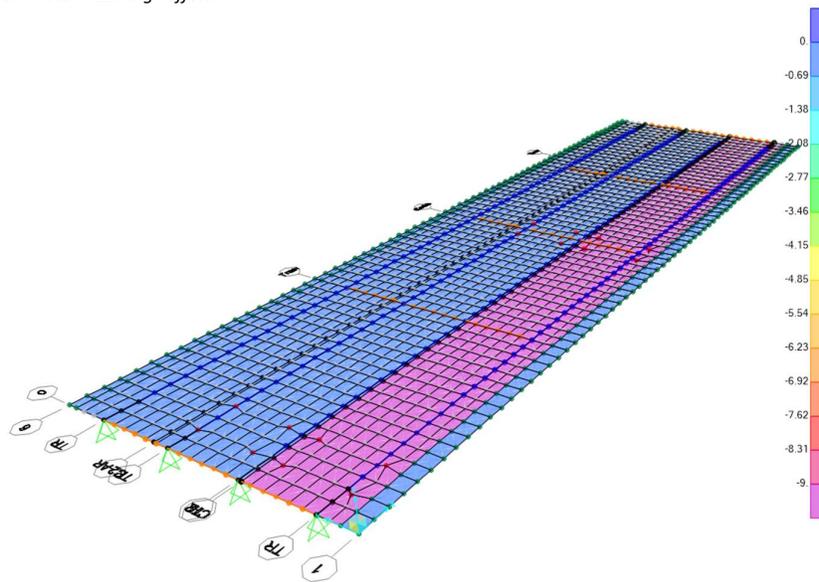
*Modello globale unifilare a vicoli fissi (caso sedi di corsa indipendenti)*

<b>MODELLI GLOBALI</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Modellazione</b>
<i>Travi e trasversi</i>	Elementi finiti monodimensionali di sezione equivalente
<i>Solette</i>	A seconda della tipologia di impalcato, contemplate direttamente nell'ambito della sezione equivalente delle travi (esempio cassoni) o, per il caso dei graticci, modellate ad hoc ad elementi monodimensionali disposti secondo l'orditura prevista o ad elementi bidimensionali.
<i>Elevazioni-Pile e spalle</i>	Elementi finiti monodimensionali o bidimensionali a seconda del caso di specie.
<i>Fondazioni</i>	Elementi finiti monodimensionali o bidimensionali a seconda del caso di specie, molle preventivamente tarate per il terreno.
<i>Appoggi</i>	Vincoli esterni o link dotati di adeguate rigidzze rototraslazionali. Un maggiore livello di dettaglio prevede la collocazione dei vincoli o dei link nella effettiva posizione (intradosso trave) tenendo in conto dei disassamenti verticale rispetto alla linea media degli elementi trave attraverso elementi rigidi (braccetti rigidi) o constraints body di tipo body.

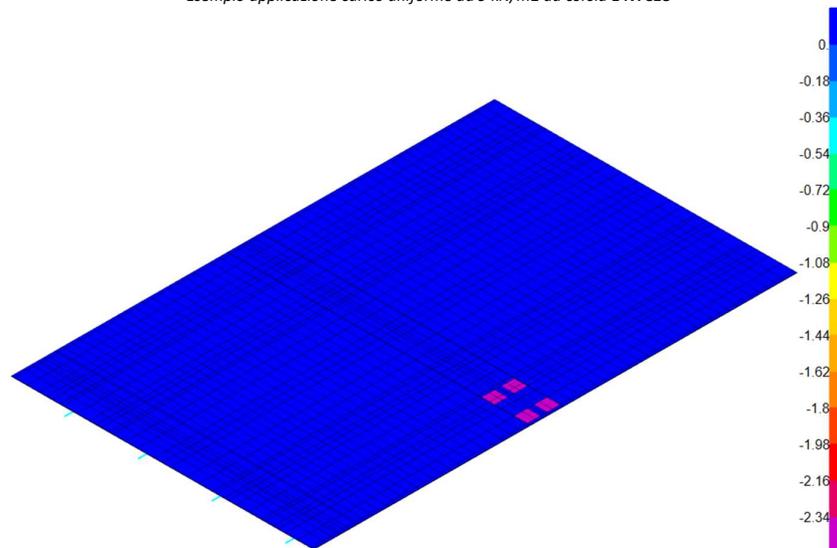
**MODELLAZIONE DELLE AZIONI DA TRAFFICO**

APPROCCIO 1

Carichi applicati staticamente sugli elementi strutturali variando di volta in volta la disposizione a seconda della sezione su cui massimizzare gli effetti



Esempio applicazione carico uniforme da 9 kN/m<sup>2</sup> da corsia 1 NTC18



Esempio applicazione carico schema 2 NTC18 in diverse posizioni di modelli locali di soletta

APPROCCIO 2

Carichi viaggianti (moving load) applicati su linee di carico (lane) preventivamente definite

Veicolo corsia 1 NTC18:  
uniforme 9 kn/m2  
tandem: 600 kN a

Veicolo corsia 2 NTC18:  
uniforme 2,5 kn/m2  
tandem: 400 kN a

Veicolo corsia 3 NTC18:  
uniforme 9 kn/m2  
tandem: 200 kN a

Vehicle name: NTC-1 Units: KN, m, C

Load Elevation:

Load	Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		27		300
Leading Load	Infinite	27			300
Fixed Length	1.2		127		
Trailing Load	Infinite		27		300

Vehicle name: NTC-2 Units: KN, m, C

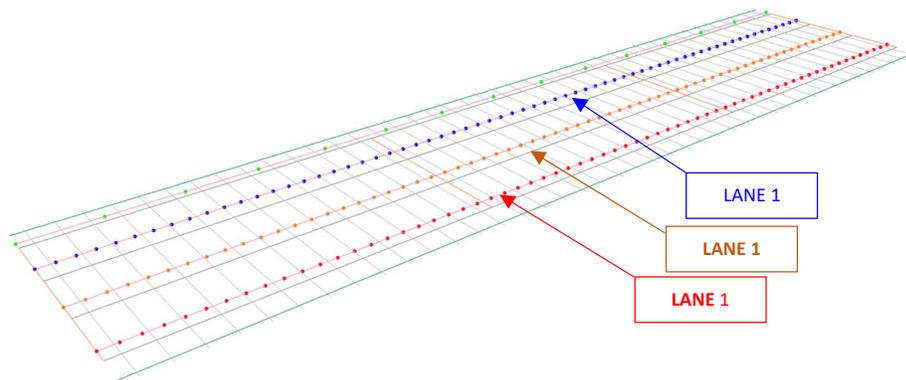
Load Elevation:

Load	Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5		200
Leading Load	Infinite	7.5			200
Fixed Length	1.2		7.5		
Trailing Load	Infinite		7.5		200

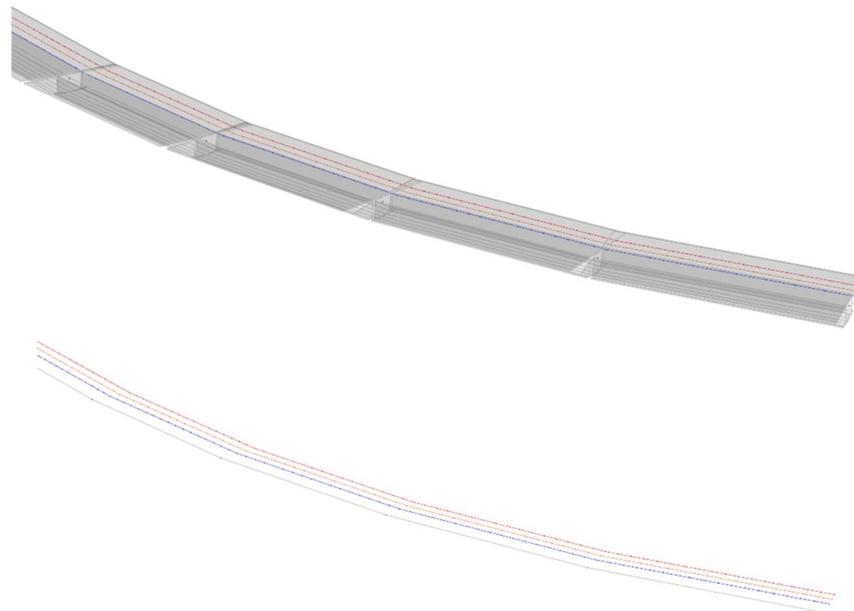
Vehicle name: NTC-3 Units: KN, m, C

Load Elevation:

Load	Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5		100
Leading Load	Infinite	7.5			100
Fixed Length	1.2		7.5		
Trailing Load	Infinite		7.5		100



Esempio di lane per applicazione moving load su modello locale impalcato a graticcio



Esempio di lane per applicazione moving load su modello unifilare viadotto continuo

## 17.4 Apparecchi di appoggio

Si definisce apparecchio d'appoggio quell'elemento di collegamento fra due elementi strutturali che ha il compito di:

- trasmettere determinate componenti di sollecitazioni (forze e momenti) senza apprezzabili spostamenti relativi;
- permettere senza opporre resistenza apprezzabile i movimenti relativi fra gli elementi (spostamenti e rotazioni) nelle direzioni nelle quali non devono essere trasmesse componenti di sollecitazioni.

Occorre evidenziare che gli apparecchi di appoggio utilizzati nella pratica riproducono in maniera imperfetta le due condizioni di cui sopra. Questo sia per ragioni di natura cinematica (e.g. giochi fra le varie parti che costituiscono l'appoggio, deformazioni elastiche dei materiali, posizionamento non in corrispondenza della linea d'asse della trave, ecc.) che per la presenza di reazioni parassite (anche dette antagoniste).

Riguardo ai giochi fra le varie parti e alle deformazioni elastiche dei materiali, queste potranno essere trascurate in sede di modellazioni considerando pertanto che nei riguardi di questi fenomeni il vincolo offerto risulti perfetto. In merito invece al punto in cui il vincolo esplica la sua reazione se ne potrà tenere conto adottando opportuni braccetti rigidi in grado di cogliere il disassamento sia rispetto alla trave che rispetto alla testa pila data dalla presenza del pulvino. Le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli ( $q_9$ ) andranno considerate se presenti e di entità significativa.

La modellazione dei dispositivi dovrà quindi essere in grado di riprodurre lo schema statico e cinematico offerto in funzione delle caratteristiche proprie del dispositivo consentendo pertanto il trasferimento di azioni e/o garantendo i movimenti relativi.

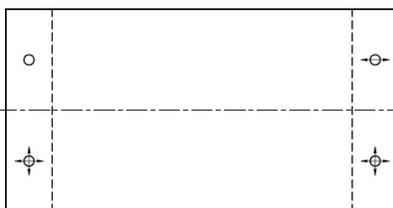


Figura 17-1 - Schematizzazione tipo sistema di appoggi

La classificazione degli apparecchi di appoggio può essere condotta seguendo diversi principi. Possiamo classificarli in base al principio fisico utilizzato per trasferire i carichi e consentire le deformazioni (e.g. rotolamento, deformazione, strisciamento, ecc.) oppure in base ai gradi di libertà o piuttosto in base alla tipologia di trasmissione del carico (e.g. puntuale, lineare, di superficie, ecc.). Operando una semplificazione ed una sintesi dei diversi criteri, possiamo identificare, in funzione del comportamento meccanico dei più comuni apparecchi di appoggio impiegati sulle opere della rete autostradale, le seguenti tipologie:

- i) **Appoggi fissi** (es. cerniere in acciaio, dispositivi resistenti a taglio, barre d'armatura passanti), caratterizzati da un comportamento rigido fino alla rottura (fragile) del dispositivo a taglio;
- ii) **Appoggi semirigidi** (es. appoggi in neoprene) caratterizzati da un comportamento visco-elastico fino allo scorrimento o alla rottura del dispositivo;
- iii) **Appoggi mobili** (scorrevoli, a rullo o a pendolo) caratterizzati da un comportamento attritivo che interessa le superfici di scorrimento del dispositivo stesso. Tra questi in genere si distinguono quelli di tipo unidirezionale se consentono lo spostamento in una sola direzione (trasversale o longitudinale) oppure multidirezionale se consentono lo spostamento in entrambe le direzioni.

Tali tipologie potranno essere modellate con le usuali schematizzazioni dei vincoli secondo la Scienza delle Costruzioni ovvero vincolando/rilasciando del tutto o parzialmente (nel caso di appoggi semirigidi) il generico parametro di spostamento/rotazione.



Figura 17-2 - Appoggio fisso

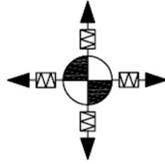


Figura 17-3 - Appoggio semirigido (multidirezionale)



Figura 17-4 - Appoggio mobile (unidirezionale)

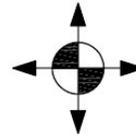


Figura 17-5 - Appoggio mobile (multidirezionale)

Il comportamento del generico dispositivo potrà essere modellato anche combinando opportunamente le diverse tipologie riportate nelle figure di cui sopra al fine di schematizzare il comportamento atteso del dispositivo.

Nel caso di appoggi semirigidi, il vincolo potrà essere schematizzato mediante un elemento link di opportuna rigidità. Per gli appoggi in neoprene, la rigidità da assegnare al vincolo rappresentativo del comportamento elastico del dispositivo può essere determinata con la seguente formulazione.

$$K = \frac{G \cdot A}{t}$$

dove:

- t rappresenta spessore totale della gomma;
- A è l'area dell'appoggio;
- G è il modulo di rigidità a taglio che in mancanza di dati precisi si potrà assumere il valore di 1 MPa.

Le schematizzazioni di cui sopra sono possibili laddove si disponga delle informazioni necessarie per riprodurre le condizioni di vincolo previste originariamente in progetto. Informazioni che potranno essere ottenute sia mediante gli elaborati di progetto (e.g. as built, analisi di vulnerabilità, schede di ispezione, ecc.) sia tramite sopralluoghi.

Laddove tali informazioni risultassero non reperibili o incomplete anche a seguito di sopralluoghi, si potrà operare a vantaggio di sicurezza ipotizzando le condizioni di vincolo più penalizzanti per l'elemento strutturale o meccanismo oggetto di verifica differenziando, se opportuno, il caso di azioni controllate dall'uomo da quelle non controllate. Ad esempio, per la verifica delle elevazioni si può ipotizzare che gli apparecchi fissi siano in grado di trasmettere le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato.

## 18 DERIVAZIONE DELLE LINEE DI INFLUENZA

Terminata la valutazione di sicurezza dell'opera il Professionista deve individuare le sezioni critiche d'impalcato, ovvero le sezioni che egli ritiene condizionanti per le verifiche di sicurezza nei confronti dei carichi gravitazionali legati alle azioni da traffico.

È possibile definire un numero arbitrario di verifiche da effettuare individuando, per ciascun meccanismo di crisi (*flessione, taglio, torsione* se rilevante), una o più sezioni di verifica.

Per dette sezioni devono essere ricavate le seguenti informazioni:

- Linee di influenza riferite a ciascuna sezione critica degli elementi principali di impalcato (travi), individuate dal progettista come più significative ai fini dell'esito delle verifiche;
- Domanda indotta dai carichi permanenti ( $D_{gk1}$  e  $D_{gk2}$ ) ed eventuale controtaglio ( $D_{pk}$ ) nelle sezioni di controllo individuate dal progettista;
- Capacità della sezione critica (in condizione integra e, se presente degrado, in condizione ammalorata).

### Estrapolazione delle linee di influenza

In questo paragrafo sono descritte le modalità operative di estrazione delle linee di influenza per le "n" corsie convenzionali di carico, della generica domanda (sollecitazione, reazione, spostamento, ecc.) relativa al generico elemento (trave di bordo, trave interna, ecc.) nella generica sezione critica (campata, appoggio ecc.) necessaria per la verifica di sicurezza.

I software di calcolo agli elementi finiti più comunemente utilizzati danno la possibilità di far viaggiare un carico su una *lane* (o *path*) e ne restituiscono la linea di influenza in forma tabellare. Tali linee di influenza devono essere esportate sotto forma di vettori di coordinate (x;y).

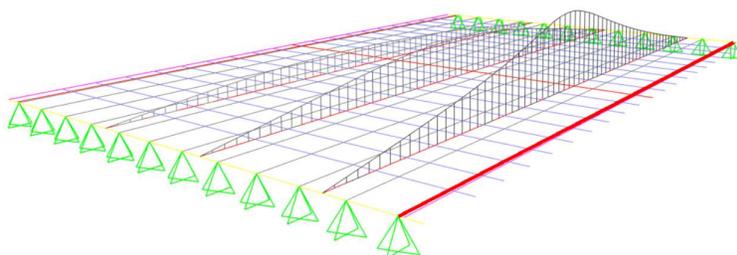


Figura 18-1: Esempio di linee di influenza associate al momento flettente nella sezione in mezzzeria della trave di bordo

I dati necessari per recepire le linee di influenza del generico meccanismo considerato sono:

- definizione dell'elemento a cui appartiene la sezione critica, per la quale si stanno estraendo le linee di influenza;
- ascissa relativa della sezione di interesse, ovvero la distanza  $X/L$ , essendo  $X$  la distanza della sezione critica dal nodo di origine dell'elemento avente lunghezza pari a  $L$ ;
- la caratteristica della sollecitazione a cui le linee di influenza si riferiscono (Momento Flettente, Taglio, Torsione, ecc.);
- le coordinate (x;y) per ciascuna delle linee di influenza in forma tabellare.

Di seguito si riporta un esempio di coordinate delle linee di influenza estrapolate da un software di calcolo:

Influence Data

	Path	Station	Sta. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence / KN
			m	m	m	m	KN-m
1	LANE1	1	0.	0.	1.8	0.	-1.763E-03
2	LANE1	2	0.5547	0.5547	1.8	0.	0.1543
3	LANE1	3	1.1094	1.1094	1.8	0.	0.3082
4	LANE1	4	1.6641	1.6641	1.8	0.	0.4635
5	LANE1	5	2.2188	2.2188	1.8	0.	0.6183
6	LANE1	6	2.7734	2.7734	1.8	0.	0.7752
7	LANE1	7	3.3281	3.3281	1.8	0.	0.9321
8	LANE1	8	3.8828	3.8828	1.8	0.	1.0912
9	LANE1	9	4.4375	4.4375	1.8	0.	1.2515
10	LANE1	10	4.9922	4.9922	1.8	0.	1.4135
11	LANE1	11	5.5469	5.5469	1.8	0.	1.5779
12	LANE1	12	6.1016	6.1016	1.8	0.	1.7438
13	LANE1	13	6.6563	6.6563	1.8	0.	1.9132
14	LANE1	14	7.2109	7.2109	1.8	0.	2.0843
15	LANE1	15	7.7656	7.7656	1.8	0.	2.2592
16	LANE1	16	8.3203	8.3203	1.8	0.	2.4367
17	LANE1	17	8.875	8.875	1.8	0.	2.6182
18	LANE1	18	9.4297	9.4297	1.8	0.	2.8033
19	LANE1	19	9.9844	9.9844	1.8	0.	2.9922

Copy To Clipboard  
  Units:

Figura 18-2: Esempio di output tabellare delle linee di influenza estratte da un software di calcolo

Le coordinate estratte in forma tabellare devono consentire di poter ricostruire le linee di influenza, come di seguito illustrato:

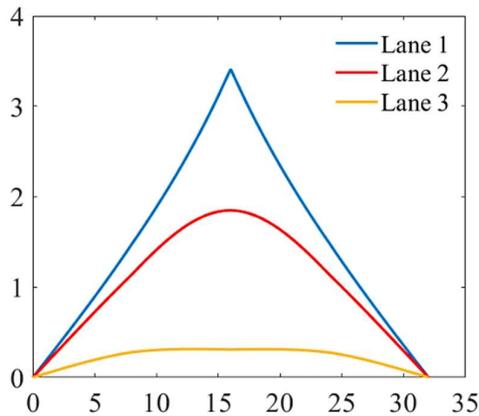


Figura 18-3: Linea di influenza ricostruita a partire dai dati di output

## 19 CALCOLO DELL'AZIONE D'URTO SU NEW JERSEY

In dettaglio, nota la tipologia di New Jersey installata sull'opera ed avendo a disposizione i risultati del crash test di tale dispositivo (nello specifico, la deflessione dinamica  $D_m$ ), è possibile definire la forza d'urto media trasferita nell'impatto sfruttando il principio di conservazione dell'energia.

L'energia cinetica associata alla componente trasversale della velocità del veicolo in svio è pari a:

$$E = \frac{1}{2} M \cdot (V_{in} \cdot \sin(\theta))^2$$

Il presente approccio analitico consiste nell'imporre l'equivalenza tra l'energia cinetica del veicolo in svio e il lavoro effettuato dallo stesso veicolo nel percorrere lo spazio di deformazione  $S$ .

$$E = \frac{1}{2} M \cdot (V_{in} \cdot \sin(\theta))^2 = F_{media} \cdot S = \frac{P}{g} \frac{dv}{dt} S$$

È possibile scrivere la equazione della accelerazione media trasversale di impatto:

$$a = \frac{dv}{dt} = \frac{1}{2} \frac{P}{g} (V_{in} \cdot \sin(\theta))^2 \frac{g}{P \cdot S}$$

dove  $S$  rappresenta lo spazio laterale percorso dal baricentro del veicolo durante l'urto. Tale spostamento è pari alla somma di due aliquote:

$$S = S_{rotazione} + D_m$$

In cui:

- 1)  $S_{rotazione}$ : spostamento dovuto al moto di rotazione del veicolo, il quale dopo aver urtato la barriera si dispone parallelamente ad essa. Tale spostamento dipende dalle dimensioni geometriche del veicolo (semi-lunghezza  $c$  e semi-larghezza  $b$ ) e dall'angolo di impatto  $\theta$ :

$$S_{rotazione} = b \cdot \cos(\theta) + c \cdot \sin(\theta) - b$$

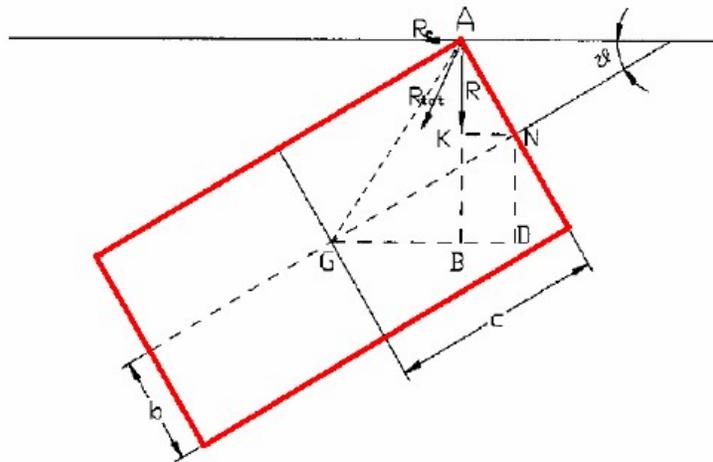
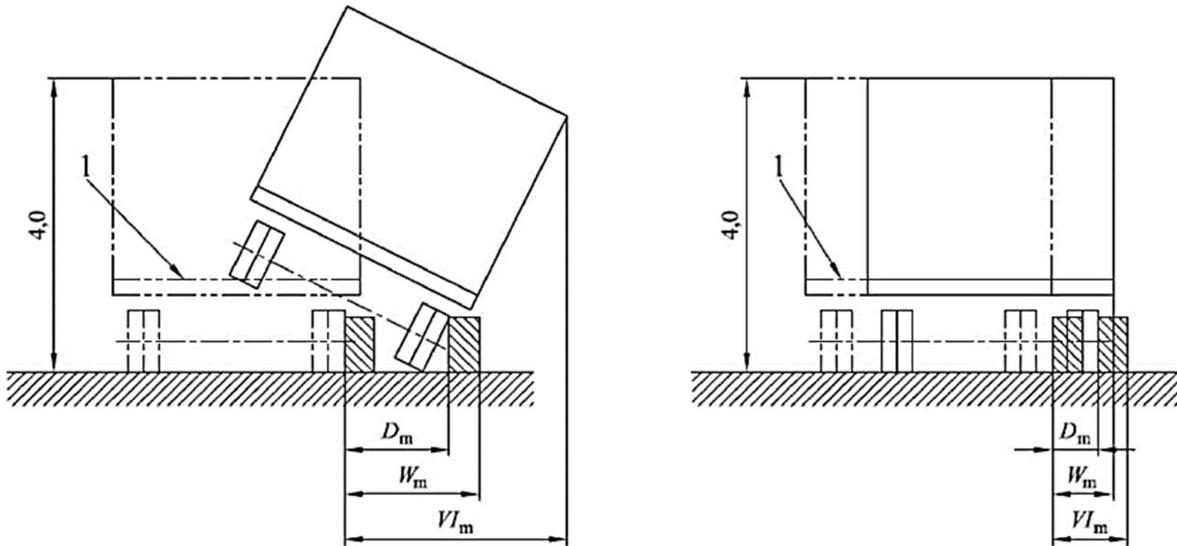


Figura 19-1: Schema d'urto [19]

- 2)  $D_m$ : deformazione della barriera durante l'urto secondo la direzione ortogonale all'asse longitudinale della barriera, ovvero la **deflessione dinamica** del dispositivo.



3) Figura 19-2:Definizione di deflessione dinamica, larghezza operativa e intrusione del veicolo [19]

La equazione della accelerazione media trasversale di impatto, quindi, risulta:

$$a = \frac{(V_{in} \cdot \sin(\theta))^2}{2 \cdot S} = \frac{(V_{in} \cdot \sin(\theta))^2}{2 \cdot (c \cdot \sin(\theta) + b \cdot (\cos(\theta) - 1) + D_m)}$$

Introducendo nell'espressione il valore della massa del veicolo, è possibile ricavare il valore della forza media ( $F_{media}$ ) che si genera durante l'urto:

$$F_{media} = M \cdot a = \frac{M \cdot (V_{in} \cdot \sin(\theta))^2}{2 \cdot (c \cdot \sin(\theta) + b \cdot (\cos(\theta) - 1) + D_m)}$$

Tale calcolo si esegue per il veicolo di peso maggiore impiegato nei crash test (**autoarticolato TB81**), di cui sono note le dimensioni geometriche (semi-lunghezza **c** e semi-larghezza **b**), la velocità iniziale  $V_{in}$ , l'angolo di impatto  $\theta$  e la massa **M**.

Le proprietà dissipative della barriera, inoltre, sono contenute implicitamente nella deflessione dinamica  $D_m$ .

Si riporta un esempio di dati forniti dalla prova di crash test su un dispositivo e sono riportate le tabelle contenenti le dimensioni geometriche dei veicoli utilizzati nei crash test (UNI EN 1317-2 Prospetto 1 e Prospetto 2 e UNI EN 1317-1 Prospetto 1):

Velocità di prova :	65.6 km/h
Angolo d'impatto :	20°
Energia d'urto :	724.2 kJ
Contenimento del veicolo:	SI
Ribaltamento del veicolo :	NO
Veicolo entro box CEN :	SI
Deflessione dinamica normalizzata:	1.3 m
Larghezza operativa normalizzata:	1.8 m (W6)
Intrusione del veicolo normalizzata:	2.4 m (VI7)
Deflessione permanente:	1.3 m
Lunghezza del contatto:	27 m

Figura 19-3:Esempio di dati di una prova di un crash test su New Jersey (TB81 – Autoarticolato)

DIMENSIONI m (Scostamento massimo ± 15%)								
Carreggiata ruote (anteriori e posteriori)	1,35	1,40	1,50	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Raggio delle ruote (senza carico)	Non applicabile	Non applicabile	Non applicabile	0,46	0,52	0,52	0,55	0,55
Interasse (fra gli assi estremi)	Non applicabile	Non applicabile	Non applicabile	4,60	6,50	5,90	6,70	11,25
<b>TIPO DI VEICOLO</b>	Automobile	Automobile	Automobile	Autocarro rigido	Autobus	Autocarro rigido	Autocarro rigido	Autocarro articolato
Numero di assi <sup>e)</sup>	1S + 1	1S + 1	1S + 1	1S + 1	1S + 1	1S + 1/2	2S + 2	1S + 3/4

Figura 19-4: Definizione del doppio della semilarghezza 2b- UNI EN 1317

POSIZIONE DEL CENTRO DI MASSA <sup>c)d)</sup> m								
Distanza longitudinale dall'asse anteriore (CGX) ± 10%	0,90	1,10	1,24	2,70	3,80	3,10	4,14	6,20
Distanza laterale dalla linea centrale del veicolo (CGY)	±0,07	±0,07	±0,08	±0,10	±0,10	±0,10	±0,10	±0,10
Altezza dal suolo (CGZ):								
- Massa del veicolo (± 10%)	0,49	0,53	0,53	Non applicabile	Non applicabile	Non applicabile	Non applicabile	Non applicabile
- Carico (+ 15%, - 5%)	Non applicabile	Non applicabile	Non applicabile	1,50	1,40	1,60	1,90	1,90
<b>TIPO DI VEICOLO</b>	Automobile	Automobile	Automobile	Autocarro rigido	Autobus	Autocarro rigido	Autocarro rigido	Autocarro articolato
Numero di assi <sup>e)</sup>	1S + 1	1S + 1	1S + 1	1S + 1	1S + 1	1S + 1/2	2S + 2	1S + 3/4

Figura 19-5:Definizione della distanza del baricentro dalla parte anteriore impattante- UNI EN 1317

Segue, infine, un esempio numerico di determinazione dell'azione d'urto per un dispositivo New Jersey di cui è nota la deflessione dinamica:

Calcolo azione d'urto su New Jersey tipo C.3.1		
<b><u>Caratteristiche New Jersey</u></b>		
L[m]	4	Lunghezza del singolo New Jersey
n° tirafondi[-]	4	Numero tirafondi nel singolo New Jersey
<b><u>Dati crash test</u></b>		
Veicolo:	Autoarticolato TB81-38t	
b[m]	1	Semi-larghezza veicolo
c[m]	6.2	Distanza baricentro dal lato anteriore impattante
M[kg]	37289	Massa del veicolo impattante
$\theta$ [°]	20	Angolo di impatto
E[kJ]	724.2	Energia d'urto
v[km/h]	65.6	Velocità di prova
d[m]	1.3	Deflessione dinamica
<b><u>Impatto in direzione ortogonale alla barriera</u></b>		
a[m/s <sup>2</sup> ]	5.8	Decelerazione
$\Delta t$ [s]	0.7	Tempo d'urto
F <sub>media</sub> [kN]	<b>216</b>	Azione d'urto media
<b><u>Forze trasferite alla struttura al metro</u></b>		
F <sub>G</sub> [kN/m]	<b>54</b>	Azione d'urto-Verifiche globali

## 20 ANALISI DELLE PROVE DI RILASCIO TENSIONALE

La procedura per l'esecuzione e l'elaborazione delle prove di rilascio tensionale, si articola nelle seguenti fasi:

1. studio dell'impalcato e del sistema di precompressione;
2. determinazione della domanda agente nella sezione oggetto di indagine;
3. analisi tensionale della sezione oggetto di indagine;
4. derivazione della tensione agente dalla misura sperimentale di deformazione della prova di rilascio tensionale;
5. stima della precompressione residua agente nella sezione oggetto di indagine.

In considerazione del fatto che alcuni dei parametri che intervengono nel calcolo della tensione agente e della precompressione residua, quali il modulo elastico ed i carichi agenti, sono variabili aleatorie, e che il valore stesso della deformazione può essere affetto da incertezze di misura, la prova di rilascio tensionale del cls viene eseguita al fine di stabilire l'ordine di grandezza della tensione agente nella zona di maggior interesse e significatività dell'elemento indagato, informazione assai utile per una valutazione complessiva sullo stato di efficienza del sistema di precompressione e, quindi, ha segnalare la presenza di difetti occulti da individuare come indicato nelle ST-IS [R7]. L'obiettivo della prova non è fornire un valore numerico della precompressione residua da inserire nei calcoli di verifica che, in linea generale, si determina come indicato al § 5.9 della presente Specifica. È opportuno che la prova di rilascio sia eseguita con la strumentazione e le modalità indicate nelle ST-IS [R7].

### 20.1 Fase 1: studio dell'impalcato e del sistema di precompressione

L'obiettivo di questa fase è quello di ricavare le informazioni necessarie al calcolo del momento agente ed all'analisi tensionale della sezione dell'elemento dove è stata eseguita la prova di rilascio tensionale del cls

Il reperimento di tali informazioni può essere eseguito tramite lo studio della documentazione di progetto disponibile: relazioni di calcolo, elaborati di progetto e/o di contabilità, verbali di collaudo.

Le informazioni necessarie da ottenere al termine dello studio sono:

- coordinate geografiche dell'opera;
- caratteristiche geometriche dell'impalcato (necessario per lo sviluppo del modello FEM in Fase 2);
- carichi permanenti agenti (informazioni utili per la fase 2);
- caratteristiche della sezione oggetto di indagine (procedura di analisi in fase 3);
- modulo elastico di progetto;
- fasi e tensioni di tesatura dei cavi;
- perdite di precompressione da progetto;
- stato di conservazione dell'elemento / difetti del sistema di precompressione.

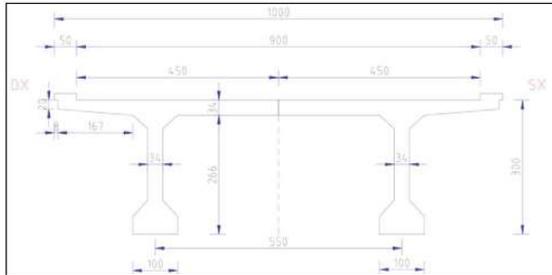
Dopo aver raccolto tali dati è opportuno verificarne l'attendibilità in quanto, successivi interventi che hanno interessato l'opera, potrebbero aver provocato una variazione delle informazioni ottenute (es. variazione dello spessore della pavimentazione stradale).

Di particolare rilevanza sono le informazioni inerenti all'applicazione dell'azione di precompressione, al fine di valutare l'efficacia del sistema rispetto alle condizioni di progetto. Se non si dispone di queste informazioni, o parte di esse, si procede con ipotesi sulla base dell'esperienza e/o su informazioni disponibili per elementi simili (o anche identici – dati da opere affini<sup>14</sup> appartenenti allo stesso lotto di costruzione). Tali ipotesi sono verificate mediante l'analisi (fase 3).

<sup>14</sup> Per la definizione di opere affini fare riferimento alle specifiche relative ai piani d'indagine ST-PI.

Tuttavia, l'assenza di tali informazioni non impedisce di valutare l'efficienza attuale del sistema e la sicurezza dell'elemento.

Nelle figure seguenti si riportano alcuni esempi di informazioni progettuali da reperire.



*Esempio di informazioni progettuali sull'impalcato e sull'elemento oggetto di prova.*

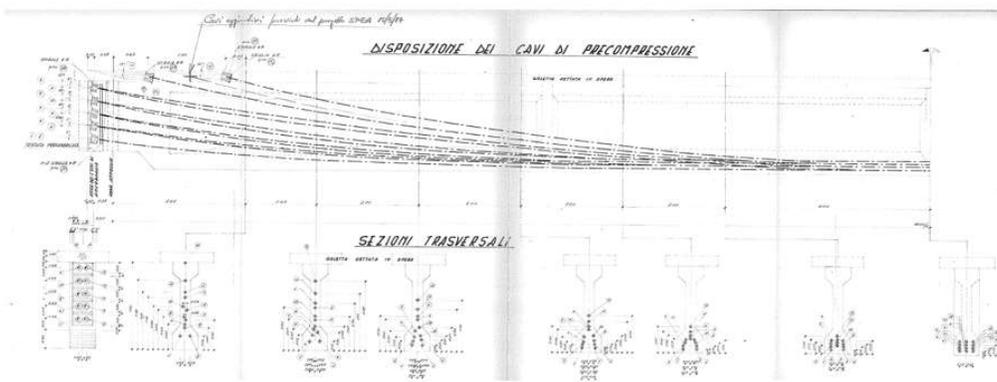
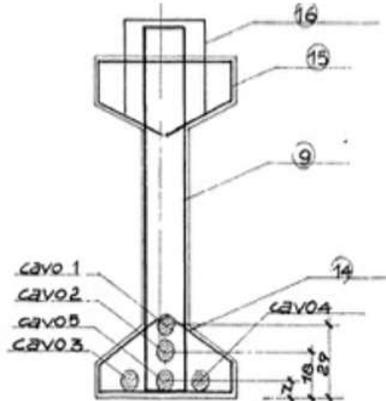


Figura 20-1:Elaborati progettuali

Soletta non mostrata in figura, ma da considerare nell'analisi tensionale



Sezione di mezzeria	
Diametro filo	6 mm
Area filo	28,27 mm <sup>2</sup>
n° fili	42
Area cavo	1188 mm <sup>2</sup>
d_equivalente	38,88 mm
n° cavi	5
A cavo risultante	5938 mm <sup>2</sup>
y cavo risultante	0,14 m

Tensioni e fasi di tesatura  
Perdite stimate di progetto

FASE 4 - COMPOSTA A GUAINE SIGILLATE	
Lungo termine	
Carichi: trave + soletta indurita + perdite precomp + pavim	
Geometria	
h	1,42 m
s soletta	0,18 m
b soletta	1,8 m
h'	1,6 m
Area trave	0,591 m <sup>2</sup>
Area fori (5 guaine d8)	0,025 m <sup>2</sup>
Area depurata dai fori	0,566 m <sup>2</sup>
Area soletta	0,324 m <sup>2</sup>
coefficiente omogenizzazione	6 -
Area omogenizzata	0,925 m <sup>2</sup>
y_sup	0,63 m
y_inf	0,97 m
Jid	0,287 m <sup>4</sup>
Wsup	0,456 m <sup>3</sup>
Winf	0,296 m <sup>3</sup>
yinf_cavo risultante	0,14 m
ysup_cavo risultante	1,46 m
ecc_cavo	0,83 m
Precompressione	
Δσ prec (perdite)	0 Mpa
A cavi	0,006 m <sup>2</sup>
Tiro	0 kN
ΔMprec	0 kN m
Incremento carico	
ΔM	-691 kN m

6

Figura 20-2:Caratteristiche della sezione da esaminare

## 20.2 Fase 2: determinazione della domanda agente nella sezione oggetto di indagine

Per l'interpretazione delle prove di rilascio tensionale è necessario ricavare il valore del momento agente nella sezione di indagine per pesi propri, carichi permanenti e sollecitazioni dovute ad azioni termiche, quando queste non siano trascurabili (ad esempio nel caso di cassoni continui di grande luce).

Per una corretta valutazione delle sollecitazioni è possibile eseguire un modello agli elementi finiti dell'impalcato. Non è necessario che il modello sia di particolare complessità: un modello semplificato (ad esempio con soli elementi *beam*) può essere idoneo allo scopo.

Le fasi di costruzione, in genere, non incidono significativamente sulla domanda agente, e possono essere trascurate fatti salvi casi particolari (travi di grande luce e ponti a cassone costruiti per sbalzi successivi).

Al fine di verificare la rispondenza del modello con le ipotesi progettuali, è utile ed opportuno confrontare il momento risultante dal modello FEM con quello riportato nelle relazioni di calcolo, se tale dato è disponibile (ovviamente al netto dell'eventuale modifica del pacchetto stradale) oppure con sollecitazioni ottenibili mediante la teoria di Courbon o Massonnet.

Ai fini della valutazione dello stato di efficienza dell'elemento, è utile ricavare il momento flettente indotte dai carichi da traffico per le combinazioni di carico SLE rara e SLE frequente.

La fase descritta porterà all'ottenimento delle seguenti informazioni:

- $W_{G2}$  carichi permanenti
- $M_{pp}$  momento flettente nella sezione di indagine per pesi propri (travi, trasversi, soletta, cassone)
- $M_{G2}$  momento flettente nella sezione di indagine per carichi permanenti (pacchetto stradale, barriere etc.)
- $M_{SLE-rara}$ ,  $M_{SLE-freq.}$  nella sezione di indagine

### 20.3 Fase 3: analisi tensionale della sezione oggetto di indagine.

L'analisi dello stato tensionale può essere eseguita con i metodi della Scienza delle Costruzioni (formula di Navier):

$$\sigma_d(y_e) = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{I} y_e - \frac{M_G}{I} y_e$$

Dove:

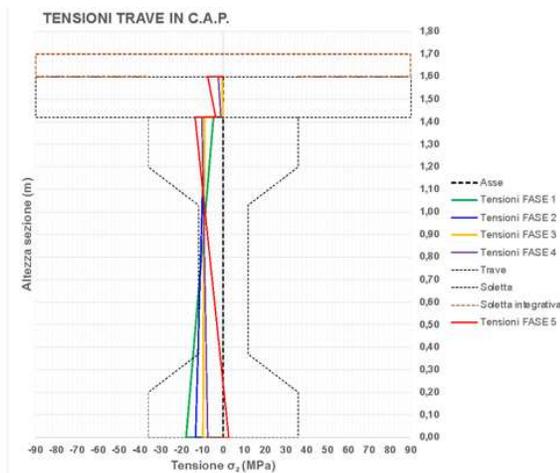
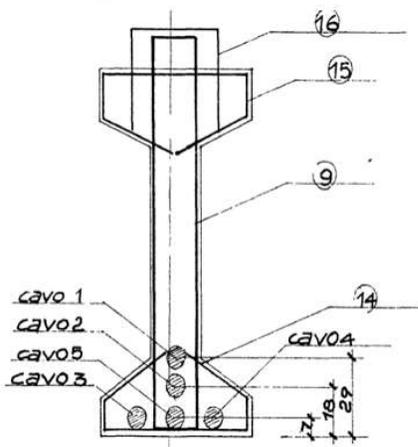
- $\sigma_d(y_e)$  è la tensione derivante dall'interpretazione della prova di rilascio tensionale in corrispondenza del punto di misura distante  $y_e$  dall'asse baricentrico della sezione;
- $A, I$  sono le informazioni ricavate nella fase 1;
- $M_G$  azione flettente da carichi permanenti determinata in fase 2;
- $N$  azione di precompressione

L'analisi deve essere svolta considerando le fasi di costruzione (posa trave, soletta, etc.) e quelle di applicazione della precompressione, per i corrispondenti valori delle caratteristiche statiche della sezione e delle azioni agenti.

Ai fini della valutazione della prova di rilascio, è necessario calcolare la tensione  $\sigma(y_e)$  in corrispondenza della fibra dove è eseguita la prova di rilascio tensionale.

Tuttavia, per verifica e controllo, è utile calcolare, per ciascuna fase, le tensioni all'estradosso ed all'intradosso della trave, all'estradosso della soletta, ed all'interfaccia trave-soletta.

L'analisi tensionale consente di verificare la correttezza delle informazioni e/o delle ipotesi fatte sull'applicazione della precompressione all'elemento oggetto di indagine.



Trave prismatica - sezione di mezzera		FASE 1 - SOLICATA		FASE 2 - PRECOMPRESSA E SOLICATA		FASE 3 - COMPRESA E SOLICATA		POST-APPLICAZIONE (sollecitazione permanente)	
<b>FASE 1 - SOLICATA</b>		<b>FASE 2 - PRECOMPRESSA E SOLICATA</b>		<b>FASE 3 - COMPRESA E SOLICATA</b>		<b>FASE 3 - COMPRESA E SOLICATA</b>		<b>POST-APPLICAZIONE (sollecitazione permanente)</b>	
Carichi: trave + sollecitazione non indotta		Carichi: trave + sollecitazione non indotta		Carichi: trave + sollecitazione indotta + precomp		Carichi: trave + sollecitazione indotta + precomp + pavim		Carichi: trave + sollecitazione indotta + precomp + pavim + tracci	
Geometria		Geometria		Geometria		Geometria		Geometria	
h	1.42 m	h	1.42 m	h	1.42 m	h	1.42 m	h	1.42 m
z soletta	0 m	z soletta	0 m	z soletta	0.10 m	z soletta	0.10 m	z soletta	0.20 m
z soletta	0 m	z soletta	0 m	z soletta	1.0 m	z soletta	1.0 m	z soletta	1.0 m
N	1.42 m	N	1.42 m	N	1.42 m	N	1.42 m	N	1.42 m
Area trave	0.591 m²	Area trave	0.591 m²	Area trave	0.591 m²	Area trave	0.591 m²	Area trave	0.591 m²
Area for (5 quote dB)	0.025 m²	Area for (5 quote dB)	0.025 m²	Area for (5 quote dB)	0.025 m²	Area for (5 quote dB)	0.025 m²	Area for (5 quote dB)	0.025 m²
Area depurata dai for	0.566 m²	Area depurata dai for	0.566 m²	Area depurata dai for	0.566 m²	Area depurata dai for	0.566 m²	Area depurata dai for	0.566 m²
Area soletta	0 m²	Area soletta	0 m²	Area soletta	0.102 m²	Area soletta	0.102 m²	Area soletta	0.102 m²
coefficiente omogeneizzazione	0	coefficiente omogeneizzazione	0	coefficiente omogeneizzazione	0	coefficiente omogeneizzazione	0	coefficiente omogeneizzazione	0
Area omogeneizzata	0.566 m²	Area omogeneizzata	0.566 m²	Area omogeneizzata	0.668 m²	Area omogeneizzata	0.668 m²	Area omogeneizzata	0.668 m²
y_top	0.71 m	y_top	0.71 m	y_top	0.67 m	y_top	0.67 m	y_top	0.67 m
y_bot	0.71 m	y_bot	0.71 m	y_bot	0.75 m	y_bot	0.75 m	y_bot	0.75 m
Jd	0.128 m⁴	Jd	0.128 m⁴	Jd	0.127 m⁴	Jd	0.127 m⁴	Jd	0.127 m⁴
Wtop	0.180 m³	Wtop	0.180 m³	Wtop	0.450 m³	Wtop	0.450 m³	Wtop	0.448 m³
Wbot	0.180 m³	Wbot	0.180 m³	Wbot	0.268 m³	Wbot	0.268 m³	Wbot	0.271 m³
int_Lcavo risultante	0.14 m	int_Lcavo risultante	0.14 m	int_Lcavo risultante	0.14 m	int_Lcavo risultante	0.14 m	int_Lcavo risultante	0.14 m
int_Lcavo risultante	1.28 m	int_Lcavo risultante	1.28 m	int_Lcavo risultante	1.48 m	int_Lcavo risultante	1.48 m	int_Lcavo risultante	1.48 m
ecc_cavo	0.87 m	ecc_cavo	0.87 m	ecc_cavo	0.83 m	ecc_cavo	0.83 m	ecc_cavo	0.83 m
Precompressione	11000 Mpa	Precompressione	0 Mpa	Precompressione	10 Mpa	Precompressione	0 Mpa	Precompressione	0 Mpa
Acciaio	0.008 m²	Acciaio	0.008 m²	Acciaio	0.008 m²	Acciaio	0.008 m²	Acciaio	0.008 m²
Ten	4204 kN	Ten	0 kN	Ten	101 kN	Ten	0 kN	Ten	0 kN
AMpreco	3554 kNm	AMpreco	0 kNm	AMpreco	-754 kNm	AMpreco	0 kNm	AMpreco	0 kNm
Rendimento cavi	0.95	Rendimento cavi	0.95	Rendimento cavi	0.95	Rendimento cavi	0.95	Rendimento cavi	0.95
Mp	0.077 kNm	Mp	-0.077 kNm	Mp	0.077 kNm	Mp	0.077 kNm	Mp	0.077 kNm

Figura 20-3: Esempio di Valutazione dello stato tensionale sulla sezione

## 20.4 Fase 4: derivazione della tensione agente dalla misura sperimentale di deformazione della prova di rilascio tensionale

In questa fase viene ricavato il valore della tensione agente a partire dalla misura della deformazione ottenuta dalla prova di rilascio tensionale del cls.

Per prove eseguite in sezioni di mezzera, dove si tende verso lo stato tensionale monoassiale, la tensione può essere ricavata mediante la legge di Hook:

$$\sigma_{rt} = E \cdot \varepsilon_{rt}$$

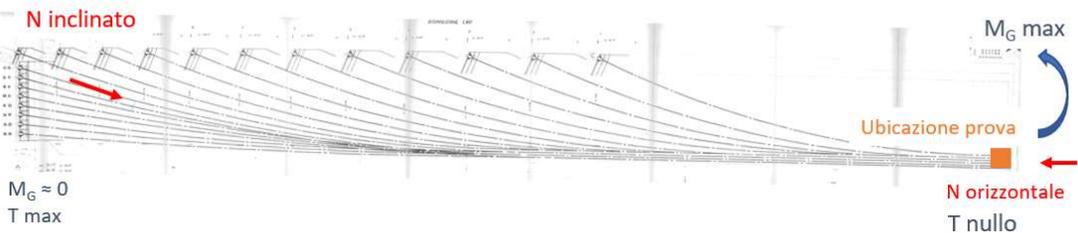
Dove:

- $E$  è il modulo elastico del calcestruzzo;
- $\varepsilon_{rt}$  è la deformazione misurata sperimentalmente dalla prova di rilascio.

Per prove effettuate in sezioni tra i quarti e gli appoggi, va effettuata una valutazione ad-hoc che dipende dalle dimensioni geometriche della sezione, dall'inclinazione dei cavi e dalle sollecitazioni agenti (argomento da approfondire a partire dallo studio di casi specifici).

### Bulbo inferiore - sezione di mezzera

Massimo effetto azione di precompressione e sollecitazioni p.p. e carichi permanenti  
N agisce in direzione orizzontale, taglio nullo Condizione di flessione pura



Di seguito si riporta un esempio di esito di prova di rilascio tensionale.

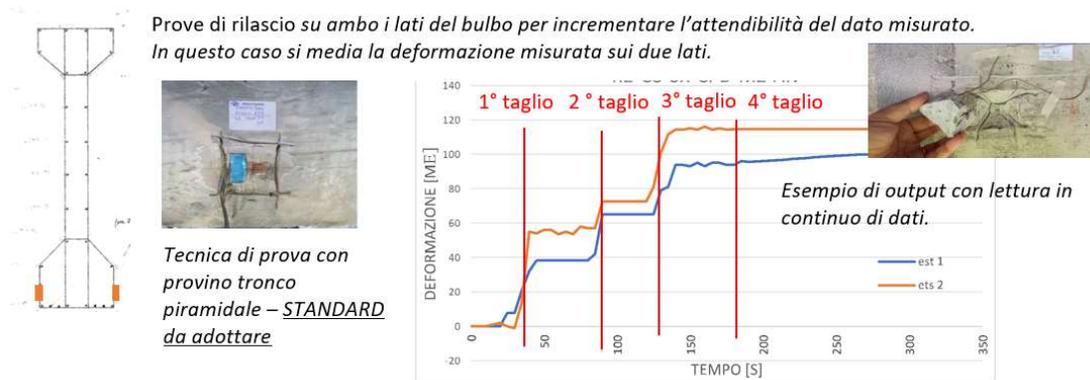


Figura 20-4: Esempio di esiti di prove di rilascio tensionale

Le modalità di esecuzione della prova di rilascio e il dato fornito devono essere attentamente esaminati per valutare l'attendibilità degli esiti della prova. Bisogna identificare:

- Tecnica di rilascio: 2 tagli verticali, 4 tagli (provino troncopiramidale), carota
- Modalità e strumenti utilizzati per l'esecuzione dei tagli
- Modalità di lettura della deformazione: lettura in continuo o discreta (inizio e fine prova)
- Deformazioni misurate: numero ed orientamento degli estensimetri.
- Temperatura di esecuzione della prova
- Modulo elastico: i) misurato sperimentalmente, localmente con prove di pull out o carote in corrispondenza del punto di prova; ii) come i) ma in altre sezioni dell'elemento; iii) misurato globalmente da prove statiche e/o dinamiche; iv) ricavato da dati di progetto
- Condizioni di esecuzione della prova: opera aperta o chiusa al traffico



Figura 20-5: Esempio di output con lettura in continua di dati che legge la lettura del transito di un mezzo pesante durante l'esecuzione della prova

## 20.5 Fase 5: stima della precompressione residua agente nella sezione oggetto di indagine

A partire dallo stato tensionale derivato dai risultati della prova di rilascio tensionale, è possibile ricavare il valore della precompressione residua agente nella sezione oggetto di indagine.

All'atto pratico, invertendo la formula di Navier tramite l'utilizzo di un foglio di calcolo è possibile ricavare per tentativi (iterativamente), il valore della forza di precompressione agente  $N_{rt}$  per cui risulta in corrispondenza delle tensioni misurate e da calcolo nella fibra dove è effettuata la prova di rilascio:

$$\sigma_{rt} = \sigma_d(N_{rt})$$

Le perdite di precompressione rilevate rispetto alla forza di tiro iniziale di progetto  $N_0$  valgono:

$$\%p.p. = \frac{N_{rt} - N_0}{N_0}$$

## 21 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano a titolo esemplificativo le principali correlazioni che possono essere adottate per la stima dei parametri geotecnici dalle diverse prove in sito (SPT, CPT, prove geofisiche, prove di permeabilità, etc...) e dai dati di laboratorio geotecnico.

Il Piano di Indagine dovrà esplicitare la selezione delle prove da realizzare in relazione agli obiettivi.

### 21.1 Generalità

In questo paragrafo si specificano i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche utilizzati per i materiali effettivamente rinvenuti in sito (terreni a grana fine/terreni a grana grossa, ammasso roccioso).

Ad esempio, i criteri di interpretazione delle indagini considerano che:

- in presenza di terreni a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa, ove il campionamento indisturbato risulta difficile, si è fatto riferimento ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT e delle prove di laboratorio di classificazione eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati nei sondaggi;
- in presenza di terreni a granulometria fine teneri (limi e argille) sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT, prove penetrometriche continue CPT, prove di laboratorio di classificazione e prove meccaniche di laboratorio (di resistenza e di deformabilità) sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi;
- nei sondaggi, eseguiti sia nei terreni a grana fine sia in quelli a grana grossa, sono state effettuate prove per la misura della permeabilità in sito (tipo Lefranc) sia prove geofisiche in foro per la determinazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_s$ ) e di compressione ( $V_p$ ).

Sempre a livello di esempio, l'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di laboratorio sui campioni e sulle carote prelevate;
- dell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT, utilizzando alcune delle numerose correlazioni presenti in letteratura (si vedano ad esempio Robertson & Campanella, 1984; Robertson et al., 1986; Robertson, 1990). In particolare, si precisa che le correlazioni applicate utilizzano le quantità  $F_r$  e  $q_t$ , che, nel caso delle prove CPT, sono state ricavate in prima approssimazione sostituendo  $q_c$  (resistenza di punta misurata) a  $q_t$  (resistenza di punta corretta).

### 21.2 Materiali a grana grossa

Poiché nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio di classificazione condotte su campioni rimaneggiati.

Il comportamento meccanico dei depositi di materiali a grana grossa dipende essenzialmente da:

- storia dello stato tensionale;
- pressioni geostatiche;
- macrostruttura;
- regime delle pressioni interstiziali;

e può essere descritto tramite le seguenti grandezze:

- indice dei vuoti e densità relativa;
- parametri di resistenza e deformabilità;
- permeabilità.

Gli studi a carattere geologico indirizzano la ricostruzione della storia tensionale dei depositi e ne caratterizzano la macrostruttura; quelli idrogeologici ed il monitoraggio geotecnico guidano la valutazione delle pressioni interstiziali.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche dei depositi, a partire dal loro grado di addensamento, è condotta mediante l'interpretazione di prove in situ (quali prove penetrometriche dinamiche e statiche) e di prove geofisiche.

### Valutazione della densità relativa da SPT

La letteratura tecnica riporta numerose correlazioni (Gibbs-Holtz, 1957; Bazaara, 1967; Marcuson-Bieganouski, 1977, Skempton, 1986; Cubrinovski-Ishihara, 1999; ecc.), che consentono di calcolare la densità relativa  $D_r$  in funzione dei valori di  $N_{SPT}$ , della pressione geostatica verticale efficace  $\sigma_{vo}'$  e del grado di sovraconsolidazione OCR.

Di seguito si fa riferimento alle correlazioni di Skempton e Cubrinovski- Ishihara

#### Interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT in sabbia

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) la densità relativa  $D_r$  di sabbie silicee non cementate può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente legge:

$$D_r = \left( \frac{1}{A + B \cdot \sigma_{vo}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

- A, B = costanti empiriche indicate in *Tabella 21-1*.
- $\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>)
- $(k_0)_{NC}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati
- $(k_0)_{SC}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati
- $N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione
- $D_r$  = densità relativa (-)

Tabella 21-1: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovraconsolidate	27.5 ÷ 43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2(k_0)_{SC}}{1 + 2(k_0)_{NC}}$

#### Interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT in sabbie e ghiaie

La densità relativa ( $D_r$ ) si determina utilizzando il metodo proposto da Cubrinovski & Ishihara (1999), valido per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  dell'ordine di 0.4 ÷ 0.5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) anche al caso dei terreni sovraconsolidati.

Tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{v0}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

essendo:

- $D_r$  = densità relativa (-)
- $(N_{SPT})_{78\%}$  = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica
- $D_{50}$  = diametro delle particelle corrispondente al passante 50% (mm)
- $\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica (kPa)
- $k_{o,NC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-)
- $k_{o,SC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovra consolidati (-)

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. In Italia mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%. Nell'applicazione della formula il valore di  $N_{SPT}$  misurato, assunto pari a  $(N_{SPT})_{60\%}$  viene corretto in base alla seguente relazione:  $(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$
- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.  
Nell'applicazione della relazione precedente nel caso dei terreni sabbioso-ghiaiosi ( $D_{50} \geq 1$  mm), essendo i risultati disponibili ottenuti con il campionatore standard, il valore  $N_{SPT}$  misurato, assunto pari a  $(N_{SPT})_{60\%}$ , si modifica adottando la seguente relazione

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78} \cdot C_{NLPT}$$

essendo:

- $C_{NLPT}$  = fattore correttivo per  $D_{50} \geq 1$  mm, valutato con la seguente espressione  
 $C_{NLPT} = 0.56 - 0.084 \cdot \ln(D_{50})$  (Clayton, 1995).

### Valutazione dell'angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'$  si può ottenere con il metodo proposto da Bolton, 1986:

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [10 - \ln(p'_f)] - 1$$

essendo:

- $\phi'$  = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni  $\sigma'_{ff} = 272$  kPa (°)
- $\phi'_{cv}$  = angolo di resistenza al taglio a volume costante, corrispondente a pressioni  $\sigma'_{ff}$  elevate (°)
- $\sigma'_{ff}$  = tensione efficace normale alla superficie di rottura
- $m$  = costante empirica funzione delle condizioni di deformazione (**Tabella 21-2**)
- $D_r$  = densità relativa (-)
- $p'_f$  =  $1.4 \cdot \sigma'_{ff}$

Tabella 21-2: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m (-)
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma'_2 = \sigma'_3$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma'_2 \neq \sigma'_3$ )	5
$\sigma'_2$ = tensione principale efficace intermedia $\sigma'_3$ = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante  $\phi'_{cv}$  possono essere ricavati sulla base delle indicazioni di **Tabella 21-3**.

Tabella 21-3: Valori di  $\phi'_{cv}$  per sabbie silicee secondo Stroud (1988)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	38°	34°
Sabbie a spigoli arrotondati	33°	30°
ghiaie	35° ÷ 36°	

### Valutazione delle caratteristiche di deformabilità

#### Moduli elastici a piccole deformazioni

Il modulo di taglio ( $G_0$ ) e quello di Young ( $E_0$ ) iniziali, associabili a piccole deformazioni, corrispondenti alle pressioni reostatiche medie, possono essere ricavati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) stimate per via diretta, dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio, o per via indiretta, interpretando i risultati delle prove SPT e CPT, utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_n}{9.81} \cdot (V_s)^2$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_n$  = peso di volume naturale del terreno (kN/m<sup>3</sup>)

$\nu'$  = modulo di Poisson del terreno

$V_s$  = velocità delle onde di taglio (m/s)

#### Velocità delle onde di taglio da prove SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate può essere ricavata sulla base del metodo proposto da Ohta & Goto (1978), utilizzando la seguente espressione:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/s})$$

essendo:

C = 67.3

- Z = profondità del piano campagna (m)  
 f<sub>A</sub> = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (*Tabella 21-4*)  
 f<sub>G</sub> = coefficiente funzione della composizione granulometrica (*Tabella 21-5*)

Tabella 21-4: Relazione di Ohta & Goto (1978) – Coefficiente f<sub>A</sub> (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f <sub>A</sub>	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 21-5: Relazione di Ohta & Goto (1978) – Coefficiente f<sub>G</sub> (funzione della composizione granulometrica)

f <sub>G</sub>	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1.45	1.15	1.14	1.07	1.09

Moduli elastici iniziali da prove CPT

I moduli di elasticità iniziali da prove CPT in sabbie silicee, non cementate, possono essere ricavati utilizzando la seguente correlazione proposta da Rix & Stokoe (1991) :

$$G_0 = 290.6 \cdot q_c \cdot \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_{vo} \cdot p_a)^{0.5}} \right]^{-0.75}$$

essendo:

- σ'<sub>vo</sub> = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)  
 q<sub>c</sub> = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa)  
 p<sub>a</sub> = 100 kPa

Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo non lineari i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente i moduli elastici iniziali e le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto, possono essere tratte da Lo Presti (1989).

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema al contorno, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Vale indicativamente quanto segue:

- Nel calcolo di opere di sostegno e di fondazione il modulo di Young "operativo" è pari a 1/3÷1/5 di quello iniziale o a quello desumibile dalle correlazioni empiriche di Jamiolkowski et al. (1988), Stroud (1988), etc.; i valori di modulo suddetti sono associabili a gradi di mobilitazione della resistenza al taglio e/o a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa 25÷30% e a 1·10<sup>-3</sup> (ghiaie) o 5 ·10<sup>-3</sup> (sabbie).
- Nel calcolo dei cedimenti di rilevati il modulo di Young "operativo" è pari a 1/10 di quello iniziale.

Moduli elastici "operativi" da prove SPT

Una stima dei moduli elastici "operativi" di sabbie silicee, non cementate, può essere fatta utilizzando le correlazioni empiriche proposte da Jamiolkowski et al. (1988) e da Stroud (1988). In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) vale la seguente espressione per terreni normalmente consolidati:

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5D_r) \cdot N_{SPT} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

essendo:

$D_r$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità

Il valore del modulo elastico può essere ottenuto in funzione dei valori della pressione geostatica verticale efficace  $\sigma'_{vo}$  e del grado di addensamento dei terreni sulla base delle indicazioni di Janbu (1967):

$$E = m (\sigma'_{vo} p'_a)^{0.5}$$

essendo:

$m$  = coefficiente funzione del tipo di terreno e del grado di addensamento

$p'_a$  = pressione di riferimento (=100 kPa).

Con riferimento a Collotta (2003),  $m$  può essere espresso in funzione del tipo di terreno e della densità relativa  $D_r$  attraverso le espressioni seguenti:

$$m = 110 * e^{0.02 D_r} \quad \text{sabbie}$$

$$m = 170 * e^{0.02 D_r} \quad \text{ghiaie}$$

Moduli elastici "operativi" da prove CPT

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) una stima dei moduli elastici "operativi" può essere fatta utilizzando la seguente espressione per terreni normalmente consolidati:

$$E'_{25} = (3 - D_r) \cdot q_c$$

essendo:

$D_r$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità

**Moduli di reazione orizzontale**

I moduli di reazione orizzontale iniziali ( $E_{si}$ ) da utilizzare nelle formulazioni semplificate alla Matlock-Reese (1960), possono essere ottenuti in accordo alla relazione seguente:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \text{ (kPa)}$$

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente del modulo di reazione orizzontale con la profondità (vedi **Tabella 21-6**, Reese et al. [1974], Elson [1984])

$z$  = profondità da piano campagna (m).

*Tabella 21-6: Gradiente del modulo orizzontale funzione della profondità (Reese [1974] e Elson [1985])*

Densità relativa (%)	$k_{hi}$ (kN/m <sup>3</sup> )
35	10000
50	15000
70	25000

**21.3 Materiali a grana fine (limi e argille)**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine viene eseguita sulla base dell'interpretazione sia delle prove di laboratorio sia delle prove in sito; sia le prove di laboratorio che le prove in sito hanno lo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- La descrizione e classificazione;
- Lo stato iniziale;
- I parametri meccanici (resistenza e deformabilità).

## Classificazione

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata in modo convenzionale facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- contenuto d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

Oltre alla classificazione convenzionale, deve essere effettuata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti ( $e_o$ ), o da quello normalizzato corrispondente  $I_{vo}$ , e dalla pressione verticale efficace geostatica ( $\sigma'_{vo}$ ), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica ( $ICL_{oed}$ ) definita in Burland (1990). In mancanza di dati sperimentali specifici, quest'ultima è data dalla seguente equazione:

$$I_v = 2,45 - 1,285 \cdot \log \sigma'_v + 0,015 \cdot (\log \sigma'_v)^3$$

essendo:

$\sigma'_v$  = pressione verticale efficace corrente in kPa

$I_v$  = void index definito come  $I_v = \frac{e^* - e_{100}^*}{C_c^*}$

$e^*$  = rapporto dei vuoti corrente del materiale ricostituito;

$e_{100}^*$  = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace  $\sigma'_v = 100$  kPa; in mancanza di determinazioni specifiche, può essere stimato in base alla seguente correlazione empirica:  $e_{100}^* = 0,109 + 0,679 \cdot e_L - 0,089 \cdot e_L^2 + 0,016 \cdot e_L^3$

$C_c^*$  = indice di compressione del materiale ricostituito; in mancanza di determinazioni specifiche, può essere stimato in base alla seguente correlazione empirica:  $C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0,256 \cdot e_L - 0,04$

$e_{1000}^*$  = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace  $\sigma'_v = 1000$  kPa

$e_L$  = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido (LL).

L'indice dei vuoti iniziale normalizzato  $I_{vo}$  è dato dalla seguente equazione:

$$I_{vo} = \frac{e_o - e_{100}^*}{C_c^*} = \text{indice dei vuoti iniziale normalizzato.}$$

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 21-1 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che (le sigle A, B1 e B2 si riferiscono alla figura e non sono da confondersi con denominazioni di specifiche unità geotecniche):

- Terreni caratterizzati da stati iniziali ( $I_{vo}$ )-( $\sigma'_{vo}$ ) alla sinistra della curva  $ICL_{oed}$  (**terreni tipo B1**) sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali ( $I_{vo}$ )-( $\sigma'_{vo}$ ) che cadono sulla curva  $ICL_{oed}$  (**terreni tipo B2**) sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali ( $I_{vo}$ )-( $\sigma'_{vo}$ ) alla destra della curva  $ICL_{oed}$  (**terreni tipo A**) sono da considerare sottoconsolidati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "metastabili", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio Mitchell, 1976).

In generale vale quanto segue:

1. I **terreni tipo A** possono avere, appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici:

- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci),
  - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (visco-plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate,
2. I **terreni tipo B2**, se dotati di legami di cementazione, possono avere comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione hanno invece:
- un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni di riorientazione delle particelle);
  - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
3. I **terreni di tipo B1** hanno, appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici:
- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci),
  - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o visco-plastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate;
  - il comportamento fragile è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione.

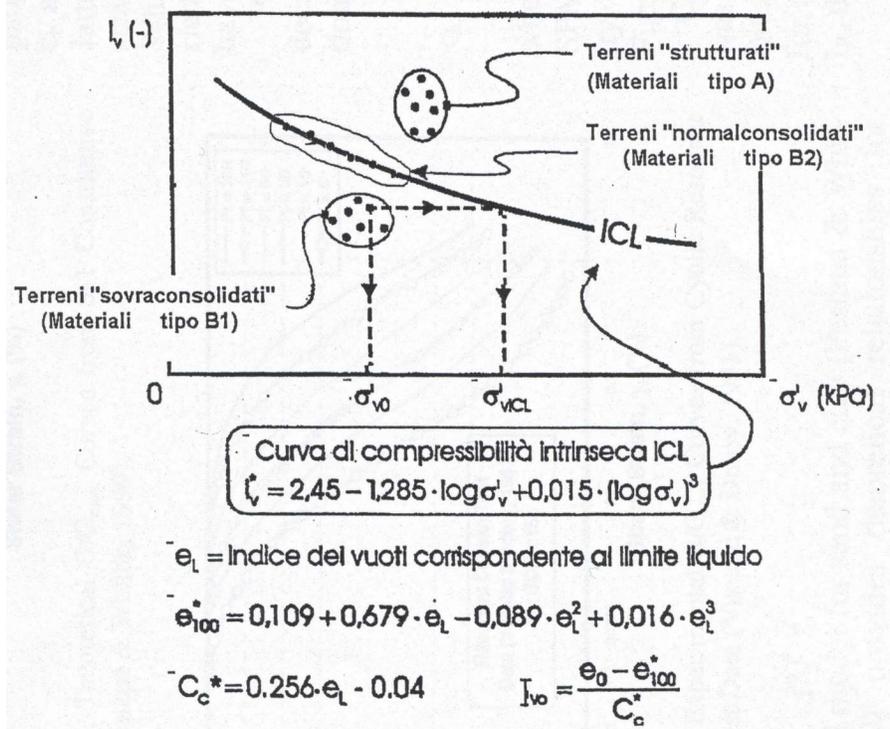


Figura 21-1 - Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

### Stato tensionale iniziale e pressione di preconsolidazione

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio (edometriche).

Nel caso dei **materiali B2** si assumerà grado di sovraconsolidazione meccanico ( $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{v0}'$ ) pari a 1.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$  sarà pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_o = (1 - \sin \varphi')$$

essendo:

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio

Nel caso dei **materiali B1**, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$  sarà pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_o = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{GSC}$$

essendo:

$\sigma_{v0}'$  = tensione verticale efficace geostatica

$\sigma_{vmax}'$  = tensione verticale efficace massima subita dal deposito

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio

**Materiali di tipo A** attenta valutazione e adozione di modelli costitutivi specifici per i calcoli se necessario.

Le pressioni interstiziali  $u_o$  sono valutate sulla base dei risultati del monitoraggio delle verticali di sondaggio attrezzate con piezometri, nonché delle indicazioni provenienti dagli studi di carattere idrogeologico.

### Resistenza al taglio non drenata

#### Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi viene valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT e dinamiche SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si fa riferimento a valori di  $c_u$  corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

#### Prove di laboratorio

In questa sede si fa riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato le gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche.

#### Valutazione di $c_u$ da prove CPT

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , associabile a condizioni triassiali di compressione e carico, viene stimata sulla base delle seguenti espressioni (vedi ad esempio Lunne et al.,1985).

$$c_u \approx \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

essendo:

$$14 \leq N_k \leq 16$$

$\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale

$q_c$  = resistenza di punta

#### Valutazione di $c_u$ da prove SPT

Nel caso di terreni a grana fine compatti, la resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , associabile a condizioni triassiali di compressione e carico, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \text{ (kPa)}$$

### Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci possono essere determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e drenate (TX-CID).

### Caratteristiche di deformabilità

#### Moduli elastici iniziali

Il modulo di taglio ( $G_0$ ) e quello di Young ( $E_0$ ) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

Ove disponibili i risultati delle prove CPT si è fatto ricorso alla correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993):

$$G_0 = \frac{99.5 \cdot (p_a)^{0.305} \cdot (q_c)^{0.685}}{e_0^{1.13}}$$

essendo:

- $p_a$  = pressione atmosferica espressa nella stessa unità di misura di  $G_0$  e  $q_c$
- $q_c$  = resistenza di punta
- $q_c$  = resistenza di punta
- $e_0$  = indice dei vuoti iniziale

#### Moduli elastici "operativi"

Per terreni tipo B1, come quelli rinvenuti nel tratto in esame e per incrementi tensionali che non comportano il superamento della pressione di preconsolidazione, le caratteristiche di deformabilità verranno definite con riferimento a moduli pseudoelastici determinati sulla base delle prove edometriche o, in mancanza, sulla base di prove SPT e/o CPT.

## 21.4 Formazioni rocciose

La caratterizzazione geotecnica di tali formazioni può essere fatta facendo tendenzialmente riferimento allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

1. Il parametro **GSI** (Geological Strength Index) verrà valutato secondo in accordo a quanto riportato nel seguito.
2. L'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995) (vedi il paragrafo 0).
3. Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso verranno stimate sulla base di quanto riportato nel paragrafo 0.

Tuttavia, bisogna tenere conto in particolari condizioni della possibilità che sia più cautelativo analizzare le singole superfici di discontinuità.

### Valutazione del parametro GSI

Per la valutazione del parametro GSI si fa riferimento allo schema riportato nella figura seguente:

		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

**Criteria di rottura**

In accordo a quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995) (vedi anche Sjöberg, 1997) l'ammasso roccioso viene descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m_b \cdot \sigma'_3 \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2}$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \Rightarrow \text{"Undisturbed rock masses"}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \Rightarrow \text{"Undisturbed rock masses"}$$

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-1}{14}} \Rightarrow \text{"Disturbed rock masses"}$$

$$s = e^{\frac{GSI-1}{6}} \Rightarrow \text{"Disturbed rock masses"}$$

GSI = Geological Strength Index

$m_i$  = coefficiente relativo alla roccia intatta  
 $\sigma_1'$  = tensione principale efficace maggiore  
 $\sigma_3'$  = tensione principale efficace minore  
 $\sigma_c$  = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

Nell'applicazione del criterio di rottura sopra riportato valgono le seguenti precisazioni:

1. Per ogni litotipo il coefficiente  $m_i$  in generale verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI = 100. In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella *Tabella 21-7*.

*Tabella 21-7: Coefficiente  $m_i$  relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)*

Rocce sedimentarie	$m_i$ (-)
Calcari	9 ÷ 15
Arenaria	15 ÷ 17
Siltiti	7 ÷ 9
Marne - Argilliti	4 ÷ 6

2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dal valore di GSI, implica che il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta è pari a  $1/m_i$ .
3. In accordo a Sjoberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:
  - Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" (D=0) rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
  - Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" (D=1) rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura.
4. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio  $\tau$  e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura  $\sigma_n'$ . A tale proposito valgono le seguenti equazioni (Londe, 1988; Hoek & Brown, 1988; Hoek, 1990; Hoek, 1993):

$$h = 1 + \frac{16 \cdot (m_b \cdot \sigma_n' + s \cdot \sigma_c)}{3 \cdot m_b^2 \cdot \sigma_c}$$

$$\vartheta = \frac{1}{3} \cdot \left( 90 + \arctan \frac{1}{\sqrt{h^3 - 1}} \right)$$

$$\phi_i' = \arctan \left( \frac{1}{\sqrt{4 \cdot h \cdot \cos \vartheta^2 - 1}} \right)$$

$$\tau = (\cot \phi_i' - \cos \phi_i') \cdot \frac{m_b \cdot \sigma_c}{8}$$

5. L'involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio  $\tau$  e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura  $\sigma_n'$  verrà interrotto per valori di  $\sigma_n'$  negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di  $\sigma_n'$  negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa ("tension cut off").

### Caratteristiche di deformabilità

#### Moduli iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_{o1}$ ) e di Young ( $E_{o1}$ ) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie  $p'_o$ , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{o1} = G_{o1} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche disponibili.

I moduli iniziali di taglio ( $G_o$ ) e di Young ( $E_o$ ) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche  $p'$ , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p'_o}\right)^{0,5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

#### Moduli operativi

I moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  dell'ammasso roccioso possono essere stimati sulla base delle seguenti espressioni (Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Hoek et al., 2002):

$$E_{op} = 2000 \cdot GSI - 100000 \quad \text{per } GSI > 55$$

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{per } 10 < GSI < 50 \text{ e per } \sigma_c < 100 \text{ MPa.}$$

essendo:

D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

## 22 ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

L'analisi di suscettibilità alla liquefazione dei terreni si rende necessaria nelle seguenti circostanze:

- sulla base di informazioni derivanti dalla relazione geologica si riscontra la presenza di substrato roccioso affiorante o falda assente alle profondità di interesse;
- azioni sismiche  $a_{max} < 0.1$  g in base al Paragrafo 7.11.3.4 delle NTC2018.

### 22.1 Generalità

In questo paragrafo si specificano i criteri per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione mediante l'impiego di procedure storico-empiriche basate su prove geotecniche in sito, in accordo a quanto indicato dalle NTC2018

### 22.2 Criteri per la valutazione del rischio liquefazione

La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione deve essere valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudostatica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative per profondità inferiori a 20 m, limite di applicabilità delle procedure adottate.

La suscettibilità alla liquefazione può essere valutata ad esempio seguendo la procedura descritta da Idriss e Boulanger (2008), che rappresenta una versione rivisitata delle linee guida AGI (2005), le quali a loro volta fanno riferimento alle relazioni descritte in Idriss e Boulanger (2004). Si riporta nel seguito la suddetta procedura.

La valutazione del rischio di liquefazione è effettuata confrontando la resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica.

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \text{ Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \text{ Rapporto di resistenza ciclica}$$

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

$a_{max,s}$  = accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;

$g$  = accelerazione di gravità;

$\sigma_v, \sigma'_v$  = rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;

$r_d$  = coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente dell'azione sismica  $r_d$  si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Idriss e Boulanger, 2008:

$$r_d = \exp \left[ \left( -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left( 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

dove:

- z = la profondità dal piano campagna;  
M = magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Dato che la relazione per valutare CSR viene dedotta su base empirica dalle osservazioni del comportamento dei depositi naturali durante eventi sismici con M=7.5, quando il terremoto atteso nell'area di interesse è caratterizzato da una magnitudo diversa è necessario rivalutare il carico sismico riportandolo ad un valore corrispondente ad una magnitudo pari a 7.5 (CRS)M=7.5 tramite la seguente relazione:

$$(CSR)_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

in cui MSF è un fattore di scala per la magnitudo.

Il valore di MSF si può ricavare dalla relazione di Idriss e Boulanger (2008):

$$MSF = 6.9 \exp \left( \frac{-M}{4} \right) - 0.058$$

$$MSF \leq 1.8$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o CPT.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

Per quanto riguarda le analisi basate su prove SPT si procede come segue:

il numero di colpi  $N_{SPT}$  è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto  $(N_1)_{60}$  mediante la seguente relazione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

1. il coefficiente  $C_N$ , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, si ricava per via iterativa dalla relazione di Boulanger e Idriss (2008):

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma_{vc}} \right)^{0.784 - 0.521 D_r}$$

dove  $p_a$  è la pressione atmosferica (100 kPa) e  $D_r$  è la densità relativa. Una comune espressione della densità relativa per le SPT è:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}}$$

dove il fattore  $C_d$  è pari a 46. Il coefficiente  $C_N$  non deve comunque superare il valore di 1.7.

2. il fattore  $C_E$  è un fattore correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

- i coefficienti  $C_B$  (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio),  $C_R$  (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e  $C_S$  (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore) possono essere assunti pari ad 1 se le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).
- il valore della resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60}$  viene riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2008):

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right)$$

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

- dal valore di  $(N_1)_{60}$  può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Tali curve possono essere ottenute tramite la seguente relazione in funzione della frazione fine FC:

$$CRR = \exp\left[\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right]$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, si ricava il valore di CRR.

- La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione si valuta mediante l'Indice del potenziale di Liquefazione. Il potenziale di liquefazione IL può essere ottenuto tramite la seguente relazione:

$$IL = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

dove:

- z è la profondità dal piano campagna in metri;
- $w(z)=10-0.5z$ ;
- F(z) vale:

$$F = 1 - FL \text{ se } FL \leq 1.0$$

$$F = 0 \text{ se } FL > 1.0$$

- FL è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

L'Indice del potenziale di Liquefazione medio è ripartito in quattro classi:

$IL_{MEDIO}$	Classi
$0 < IL \leq 2$	Nulla-Basso
$2 < IL \leq 5$	Moderato
$5 < IL \leq 15$	Alto
$IL > 15$	Molto Alto

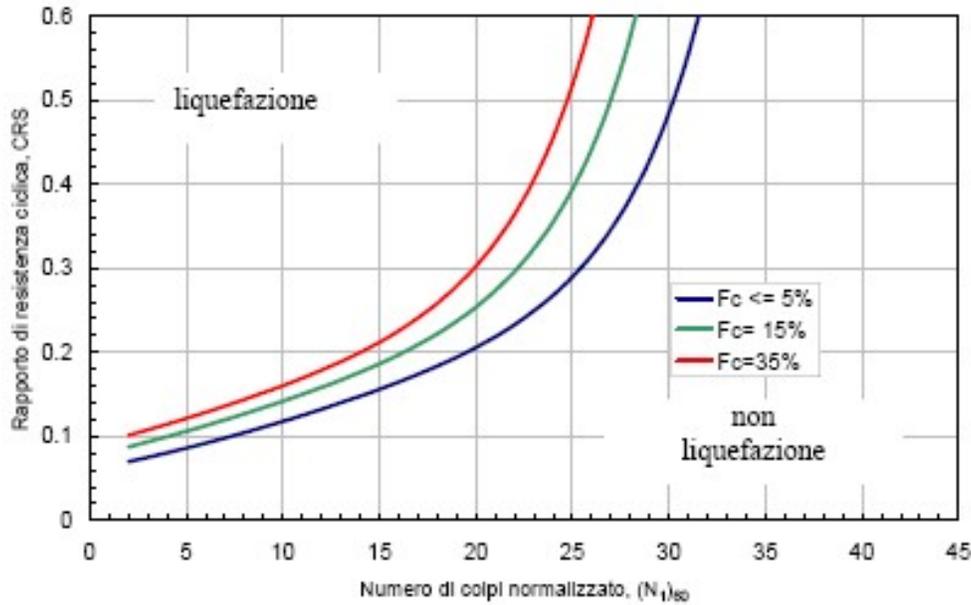


Figura 21-2 – Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

Per quanto riguarda le analisi basate su prove CPT, si può procedere seguendo il metodo di analisi descritto in Idriss e Boulanger (2008), che tiene conto automaticamente del presunto contenuto di fini mediante il parametro  $I_c$ :

$$I_c = [(3.47 - \log(Q))^2 + (\log(F) + 1.22)^2]^{0.5}$$

Q è la resistenza alla punta normalizzata:

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{vc}}{p_a} \right) \left( \frac{p_a}{\sigma'_{vc}} \right)$$

con  $q_c$ : resistenza alla punta

F è la resistenza laterale normalizzata:

$$F = \left( \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vc}} \right) 100\%$$

con  $f_s$ : resistenza laterale

Tanto minore è il valore di  $I_c$ , tanto maggiore il contenuto presunto di fini. Un valore di  $I_c = 2.6$  è considerato lo spartiacque tra terreni con contenuto di fini inferiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle sabbie e terreni con contenuto di fini superiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle argille.

I parametri sismici utili per le analisi di suscettibilità alla liquefazione, ovvero l'accelerazione massima attesa al sito ( $a_{max}$ ) e la Magnitudo (M) devono essere riportati nella presente relazione ( $a_{max}$ ) e nella relazione geologica (M).

### 22.3 Valutazione dei cedimenti indotti

In questo paragrafo si propongono i criteri per la stima dei cedimenti post-sisma. Questa valutazione si propone solamente se necessaria. Alla fine del paragrafo si presentano e si discutono i risultati.

Il cedimento post-sisma conseguente a questo fenomeno può essere stimato con notevole approssimazione, per la condizione a "free field".

Tra i metodi proposti in letteratura per la stima dei cedimenti indotti dal sisma in terreni a grana grossa i due più comunemente utilizzati sono:

- Il metodo di Tokimatsu e Seed (1987),
- Il metodo di Ishihara e Yoshimine (1992).

Tali metodi sono sostanzialmente basati sui risultati di prove di laboratorio eseguite su sabbie pulite. Per quanto sia stata effettuata una valutazione sulla base di osservazioni di cedimenti indotti in occasione di terremoti storici, il numero di casi di studio disponibili è molto limitato e i risultati ottenuti con questi metodi devono essere considerati solo come una valutazione di prima approssimazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti.

Nel seguito si farà riferimento al primo: esso consente la stima della deformazione volumetrica indotta dai fenomeni di liquefazione per sabbie sature e di addensamento di sabbie asciutte, sotto l'effetto dei carichi ciclici indotti dal sisma in condizioni "free field" e di tensioni di tagli statiche iniziali sui piani orizzontali e verticali nulle.

Per quanto riguarda i materiali saturi, si può stimare la deformazione volumetrica in modo diretto utilizzando il grafico riportato in Figura 21-3 in funzione della resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60}$  e del CSR. Le curve rappresentate in Figura 21-3 sono valide per terremoti di magnitudo 7.5, per cui nel caso di terremoti con magnitudo diversa il valore di CSR deve essere scalato mediante il coefficiente di correzione della magnitudo MSF.

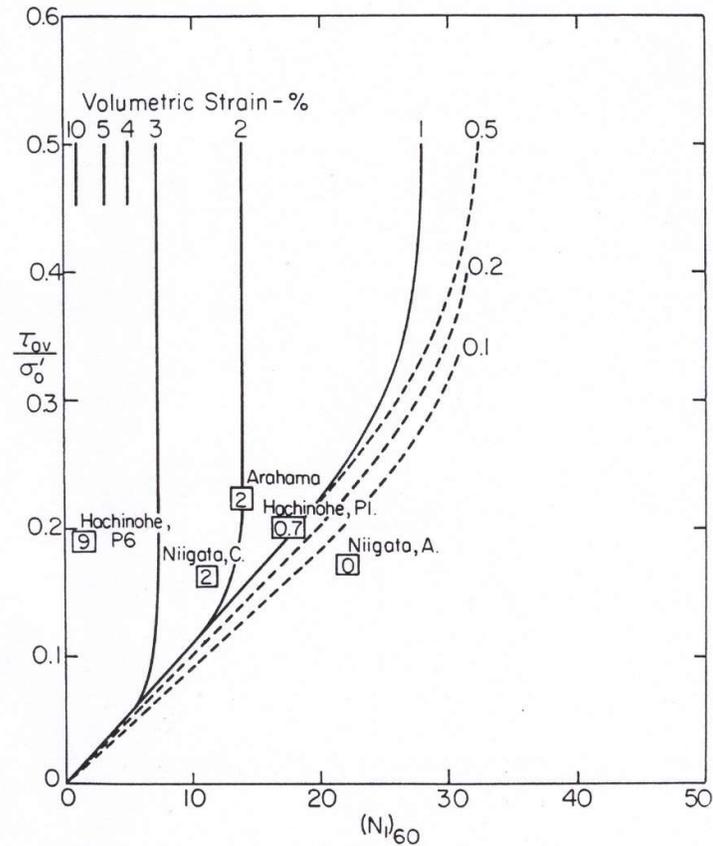


Figura 21-3 – Relazione tra la deformazione volumetrica post-liquefazione, CSR e  $(N_1)_{60}$  (da Tokimatsu e Seed, 1987)

Per quanto riguarda invece i cedimenti indotti dal carico ciclico in depositi sabbiosi asciutti, è possibile utilizzare il grafico riportato in Figura 21-4 che consente di stimare la deformazione volumetrica  $\varepsilon_c$  noti  $(N_1)_{60}$  e la deformazione a taglio indotta dal sisma  $\gamma_c$ . In assenza di uno studio specifico della risposta sismica locale che porti a una valutazione della  $\gamma_c$  si può fare riferimento alla Figura 21-5 che consente una stima della deformazione ciclica effettiva  $\gamma_{eff}$  sulla base della tensione di confinamento media  $\sigma'_m$  e della deformazione a taglio valutata con il modulo a piccole deformazioni  $\gamma_{eff} (G_{eff} / G_0)$  data dalla seguente espressione:

$$\gamma_{eff} \left( \frac{G_{eff}}{G_0} \right) = \frac{CSR \cdot \sigma'_{v0}}{G_0}$$

con  $G_0$  valutato sulla base dei risultati di prove sismiche in sito.

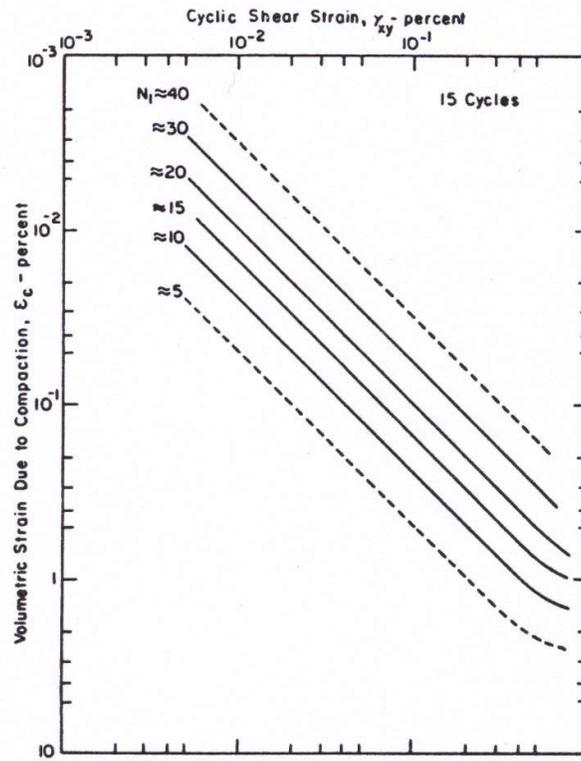


Figura 21-4 – Relazione tra la deformazione volumetrica, deformazione ciclica a taglio e  $(N_1)_{60}$  (da Tokimatsu e Seed, 1987)

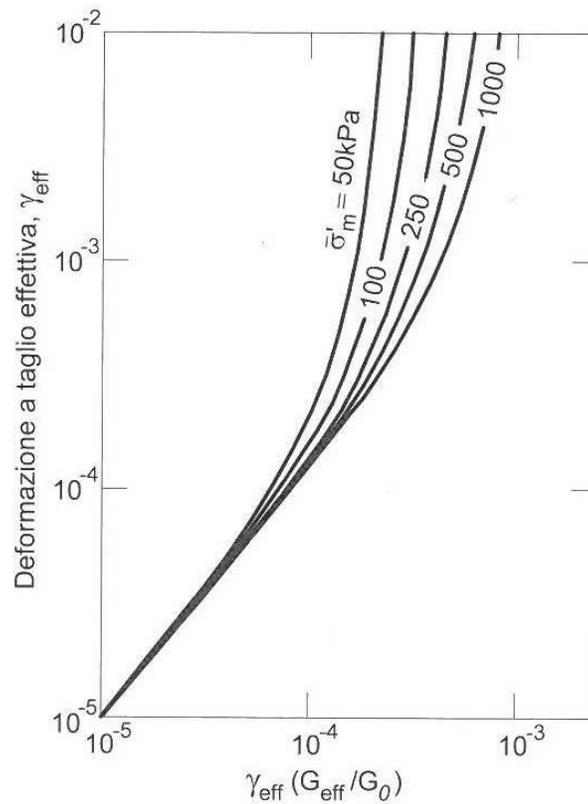


Figura 21-5 – Stima della deformazione ciclica a taglio indotta dal terremoto in un deposito sabbioso (da Tokimatsu e Seed, 1987)

Nel caso di terremoti con magnitudo diversa da 7.5 i valori di  $\varepsilon_c$  devono essere scalati come indicato nella Tabella 21-8.

Tabella 21-8: Relazione tra il rapporto di deformazione volumetrica e la magnitudo del terremoto per sabbie asciutte (da Tokimatsu e Seed, 1987)

Magnitudo	$\frac{(\varepsilon_v)_{M=M}}{(\varepsilon_v)_{M=7.5}}$
5.25	0.40
6.00	0.60
6.75	0.85
7.50	1.00
8.50	1.25

Noti i valori di  $\varepsilon_v$  in funzione della profondità, tenendo conto della multidirezionalità dello sforzo di taglio ciclico (vedi ad esempio Pyke et al., 1975), i cedimenti indotti dal terremoto saranno valutati con la seguente espressione:

$$s = (1 \div 2) \cdot \sum_1^n \varepsilon_{vi} \cdot H_i$$

essendo  $H_i$  lo spessore di terreno cui può essere attribuito il valore  $\varepsilon_{vi}$ .

## 23 CARATTERIZZAZIONE IDRAULICA DI SITO

Laddove le fasi preliminari di valutazione del rischio idraulico di Livello 2 suggeriscano la necessità di approfondimenti, questi richiedono spesso un'analisi approfondita delle condizioni idrologiche e idrauliche rilevanti per l'infrastruttura oggetto di valutazione. In quanto segue si forniscono indicazioni di base su metodi e obiettivi di tali approfondimenti.

Lo scopo dello studio di compatibilità idraulica è quantificare gli effetti prodotti dalla struttura oggetto di studio nei confronti delle condizioni idrauliche del tratto di corso d'acqua interessato. Per fare ciò, lo studio sviluppa le seguenti tematiche, che costituiscono la caratterizzazione conoscitiva del sistema fluviale e la valutazione degli effetti ascrivibili all'interazione con l'infrastruttura presente in sito:

- assetto geometrico dell'alveo,
- caratteristiche morfologiche dell'alveo,
- caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo,
- caratteristiche ambientali e paesistiche della regione fluviale,
- portate di piena,
- opere di difesa idraulica,
- manufatti interferenti,
- modalità di deflusso in piena,
- effetti di eventuali interventi.

Come suggerito dal PAI 2006, l'ampiezza e l'approfondimento delle indagini e delle valutazioni relative a ciascuno dei punti sopra indicati devono essere commisurati all'importanza dell'infrastruttura e alla rilevanza delle interazioni indotte con l'assetto idraulico del corso d'acqua interessato. Sarà opportuno, pertanto, che tutti i punti sopra indicati siano contenuti nello studio, con l'indicazione, per ciascuno di essi, del livello di approfondimento trattato, in rapporto alle specifiche esigenze delle valutazioni di compatibilità collegate all'infrastruttura in progetto.

Le informazioni derivate nel corso della caratterizzazione conoscitiva, dello studio di caratterizzazione idrologica e idraulica nel merito delle scelte progettuali e dell'esercizio del viadotto in questione, formano la base per:

- 1) la determinazione del franco idraulico ove scongiurare fenomeni di sormonto dell'opera;
- 2) la modellazione dei fenomeni di erosione e scalzamento delle parti dell'opera in alveo;
- 3) la determinazione delle azioni idrauliche agenti sulle strutture;
- 4) la verifica delle opere nei meriti dell'interazione con il corso d'acqua per gli scenari di progetto e di piena.

### 23.1 Analisi idrologica

L'analisi idrologica avrà come scopo quello di definire:

- le caratteristiche del bacino idrografico e le curve di possibilità pluviometrica:
  - per i bacini strumentati saranno ottenute utilizzando le registrazioni raccolte dal Servizio Idrografico Nazionale o da altri Enti quali il CNR-IRPI, le Regioni, ecc;
  - per i bacini non strumentati,
    - saranno impiegati i metodi di regionalizzazione delle portate di piena redatti dalle autorità competenti purché applicabili all'area di studio;
    - in assenza di un'analisi regionale ufficiale o qualora la stessa non risulti applicabile a causa di consistenti regolazioni dei deflussi o altre caratteristiche peculiari del bacino in esame, potranno essere impiegati i metodi sviluppati da vari Autori o enti o modelli afflusso-deflusso, quali quelli basati sull'idrogramma unitario istantaneo (IUH) per esempio;

e, ad ogni modo, dovrà contenere

- l'inquadramento generale del problema con schematizzazione idrografica di riferimento del tronco fluviale oggetto dello studio;
- l'individuazione dei bacini sottesi dalle sezioni di chiusura: dallo studio della cartografia (al minimo 1:25000 IGM) dovrà essere identificato e delimitato il bacino ed eventuali sottobacini sottesi per la sezione di chiusura predefinita e dovranno essere determinate tutte le relative caratteristiche morfologiche (aree, lunghezze dei tratti, pendenza, quote massima, minima e media, ecc.);
- la determinazione delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (L.S.P.P.) per assegnati tempi di ritorno: per ciascuna delle stazioni pluviometriche ricadenti all'interno dell'area in esame o adiacenti alla stessa e di cui si disponga di un sufficiente numero di osservazioni, le serie storiche relative a precipitazioni di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore dovranno essere sottoposte all'analisi statistica tendente all'individuazione delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica di assegnato tempo di ritorno; a tale scopo dovrà essere verificato l'adattamento dei dati storici a più tipi di funzioni di estrapolazione e ne dovrà essere valutata l'affidabilità per mezzo di test statistici;
- la definizione dell'evento pluviometrico di progetto - a partire dalla LSPP di possibilità pluviometrica di assegnato tempo di ritorno potrà essere ricostruito lo ietogramma di progetto, opportunamente ridotto all'area e successivamente depurato per tenere conto delle perdite associate a processi di infiltrazione e laminazione del bacino;
- il calcolo delle portate di piena - la metodologia da applicare per il calcolo dovrà essere scelta tra le molteplici disponibili nella letteratura tecnica, tenendo conto dell'importanza del corso d'acqua e del tempo di ritorno di progetto; per bacini minori (superficie inferiore a circa 10 km<sup>2</sup>) possono ritenersi sufficienti metodologie quali la formula razionale, a fronte di un'adeguata stima del tempo di corrivazione del bacino, fino anche a formulazioni empiriche, preferibilmente tarate sull'area di studio;
- le piene associate a diversi periodi di ritorno e della piena di progetto
  - le Norme di attuazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico chiedono che a monte delle verifiche siano determinate le portate con riferimento ai seguenti valori del tempo di ritorno - 20, 100, 200, 500 anni - utilizzando le procedure di analisi probabilistica e/o i modelli di trasformazione afflussi-deflussi più adatti, in funzione delle caratteristiche del bacino idrografico sotteso e della disponibilità di serie storiche di misura delle variabili idrologiche;
  - il PAI 2006, nella regione fluviale, individua inoltre e delimita le porzioni di territorio funzionali alla delimitazione dell'alveo di piena ordinaria (Fascia A), all'espandersi della piena per i tempi di ritorno assunti a riferimento (Fascia B), e le aree che potrebbero avere zone di coinvolgimento per piene con tempi di ritorno maggiori dei 200 anni (Fascia C); in relazione a queste categorie, è definito che il tempo di ritorno della piena di progetto per le verifiche idrauliche del ponte deve normalmente rispettare i seguenti valori:
    - a) per i corsi d'acqua interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali, non inferiore a quello assunto per la delimitazione della Fascia B;
    - b) per i corsi d'acqua non interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali non inferiore a 100 anni;
  - la Circolare Esplicativa (G.U. 11.02.2019) alle NTC2018, indica che la portata di piena di progetto è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a  $T_r = 200$  anni, dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati;
- gli eventi di massima piena e la stima della loro frequenza probabile,
  - le "Linee Guida per la Classificazione e Gestione del Rischio, la Valutazione della Sicurezza ed il Monitoraggio dei Ponti Esistenti 2020" innanzitutto forniscono una gerarchizzazione degli eventi di piena utile allo scopo della valutazione della sicurezza:
    - a) alluvioni rare di estrema intensità: tempo di ritorno dell'evento fino a 500 anni (bassa probabilità, 2 per mille di superamento in un anno);

- b) alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno fra 100 e 200 anni (media probabilità, tra il 5 ed il 10 per mille);
- c) alluvioni frequenti: tempo di ritorno fra 20 e 50 anni (elevata probabilità, tra il 2 ed il 5%);
- i mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena

## 23.2 Analisi idraulica

La caratterizzazione idraulica non potrà prescindere dalla ricerca e raccolta, presso gli Uffici ed Enti competenti, delle notizie e dei rilievi esistenti, anche storici, utili per lo studio idrologico e idraulico da svolgere; dallo studio della conformazione del corso d'acqua e del grado di intersezione con l'opera.

Essa dovrà includere:

- il reperimento dati dal piano di bacino vigente (se disponibili) al fine di avere informazioni sulle aree di esondazione mappate o comunque sulle aree perimetrate per pericolosità idraulica,
- la definizione della granulometria del materiale d'alveo (fondo e sponde),
- la ricerca dei modelli idraulici già sviluppati dagli enti competenti per la valutazione di velocità e tiranti per i vari tempi di ritorno,
- in assenza di modelli idraulici pregressi dai quali derivare le informazioni necessarie, occorre effettuare:
  - ricerca delle portate ufficiali sui piani di bacino; se assenti, ricerca delle portate misurate in una sezione di interesse e successiva elaborazione statistica; se non vi sono misurazioni dirette, elaborazione idrologica classica per la stima della portata al colmo per i tempi di ritorno di interesse,
  - rilievo topografico di un adeguato numero di sezioni a monte e a valle dell'attraversamento e delle strutture esposte al deflusso di piena,
  - sviluppo di un modello idraulico in moto permanente per ottenere velocità e tiranti per i tempi di ritorno di interesse.

L'analisi idraulica:

- ottiene i seguenti risultati attesi, in accordo alle **NTC18** e alla **CIR19**:
  - il regime idraulico subito a monte e subito a valle dell'opera
  - la scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti
  - lo scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisoriale e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo
  - l'esame delle conseguenze di urti e abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti
  - la determinazione del franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture e le previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, necessario a garantire una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo;
    - a) il PAI 2006 indica il franco minimo, ovvero il minimo franco tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte, che dovrà risultare non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque maggiore di un 1.00 m; il valore del franco deve essere assicurato per almeno 2/3 della luce quando l'intradosso del ponte non sia rettilineo e comunque per almeno 40 m, nel caso di luci superiori a tale valore; il franco minimo tra la quota idrometrica relativa alla piena di

- progetto e la quota di sommità del rilevato di accesso al ponte (piano viabile) deve essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.00 m;
- b) il PAI 2006 indica che nei meriti del posizionamento del ponte rispetto all'alveo, dovrà essere considerato l'orientamento delle pile (ed eventualmente delle spalle) rispetto all'alveo e verificato che le interazioni tra le opere e la corrente non diano luogo a fenomeni incompatibili con l'assetto morfologico dell'alveo o la stabilità dell'opera;
  - c) il PAI 2006 indica gli effetti idraulici indotti dal ponte - gli elementi strutturali del ponte e i relativi rilevati di accesso non devono comportare effetti negativi sulle modalità di deflusso in piena del corso d'acqua; in particolare il profilo idrico di rigurgito eventualmente indotto dall'insieme delle opere di attraversamento dovrà essere compatibile con l'assetto difensivo presente e non dovrà comportare un aumento delle condizioni di rischio idraulico per il territorio circostante;
    - Andrà inoltre verificata la compatibilità dell'opera e delle eventuali sistemazioni idrauliche connesse con gli effetti indotti da possibili ostruzioni delle luci ad opera di corpi flottanti trasportati dalla piena ovvero di deposito anomalo di materiale derivante dal trasporto solido, soprattutto nel caso possano realizzarsi a monte invasi temporanei di dimensione significativa
- comprenderà le fasi di modellazione analitica e di modellazione numerica a livelli di complessità crescente e sarà finalizzata alla quantificazione delle caratteristiche idrauliche del moto della corrente in condizioni di piena, rappresentati dai valori dei livelli idrici e delle velocità di corrente all'interno dell'alveo inciso e delle aree golenali o inondate (come descritto nel PAI 2006)
    - variazioni (in genere innalzamento) dei livelli idrici,
    - variazione della distribuzione delle velocità di corrente,
    - variazione della capacità di trasporto solido della corrente,
    - variazione del valore della portata al colmo a valle (solo nel caso in cui si modifichi in misura apprezzabile la capacità di laminazione in alveo);
  - si esplica attraverso l'esecuzione dei calcoli idraulici per la determinazione delle modalità di deflusso con metodo di calcolo per il profilo idrico in piena della corrente nel tratto di corso d'acqua dipende dal livello di approfondimento delle analisi da condurre; vi sono le seguenti alternative che fanno riferimento a schematizzazioni progressivamente più complesse delle condizioni di
    - moto stazionario monodimensionale (portata costante e geometria dell'alveo variabile),
    - moto vario monodimensionale o quasi-bidimensionale (portata variabile nel tempo e geometria variabile),
    - moto vario bidimensionale, alle differenze o agli elementi finiti, (portata variabile nel tempo e geometria variabile).

## BIBLIOGRAFIA

### Norme Tecniche

- [N1] Legge 5 novembre 1971 n° 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica" (G.U. n° 321 del 21-12-1971)
- [N2] Legge 2 febbraio 1974 n° 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" (G.U. n° 76 del 21-3-1974)
- [N3] D.M. 17/01/2018. Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni. Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale.
- [N4] C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni". Circolare 21 gennaio 2019, n. 7. Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 5 del 11 febbraio 2019 - Serie generale.
- [N5] C.S.LL.PP. Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti. Allegate al parere del CONSUP n.88/2019, espresso il 17/04/2020, ed approvate con D.M. 578 del 17/12/2020
- [N6] UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- [N7] UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
- [N8] UNI EN 1991-1-3:2015 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- [N9] UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [N10] UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [N11] UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- [N12] UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- [N13] UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [N14] UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [N15] UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [N16] UNI EN 1992-4:2018 Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo
- [N17] UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [N18] UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- [N19] UNI EN 1993-1-5:2017 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [N20] UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano
- [N21] UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [N22] UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- [N23] UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- [N24] UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [N25] UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- [N26] UNI EN 1998-1:2013 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [N27] UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti
- [N28] UNI EN 1998-3:2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- [N29] UNI EN 206:2016 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità

- [N30] UNI EN 13791 (settembre 2019) Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture e nei componenti prefabbricati di calcestruzzo
- [N31] UNI EN 13791:2008. Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture e nei componenti prefabbricati di calcestruzzo
- [N32] UNI 9944:1992 Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo. Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo.
- [N33] UNI 8520-22:2020 Aggregati per calcestruzzo - Parte 22: Metodologia di valutazione della potenziale reattività alcali-silice degli aggregati

### **Normative di riferimento non più in vigore**

- [N34] Normale n. 8 del 1933 (Ministero dei Lavori Pubblici 1933);
- [N35] R. Decreto-Legge 16 Novembre 1939 n.2229 – “Norme per l’esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”
- [N36] Normale n. 6018 del 1945 (Ministero dei Lavori Pubblici 1945)
- [N37] Circolare N.820 del 15-03-52 della Direzione Generale ANAS (1952)
- [N38] Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 384 del 1962 “Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali” (Ministero dei Lavori Pubblici 1962)
- [N39] Circolare Ministero LL.PP. n.11951 del 14 febbraio 1974 "Circolare illustrativa della Legge del 05 novembre 1971.
- [N40] D.M. 16 Giugno 1976 – “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- [N41] Decreto Ministeriale n. 308 del 02/08/1980 “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali” (Ministero dei Lavori Pubblici 1980);
- [N42] D.M.LL.PP. 24/1/1986 - Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche;
- [N43] D.M.LL.PP. 04/05/1990 “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali”;
- [N44] Circolare n.34233 del 25 febbraio 1991- Legge 2.2.1974 n.64 – Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali
- [N45] D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996 – “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- [N46] D.M.LL.PP. 16 gennaio 1996 – “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”, con la relativa circolare di attuazione del 4 luglio 1996 n. 156.
- [N47] C.S.LL.PP. Circolare n. 65 del 10/4/1997 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/1/1996

### **Legislazione Appalti pubblici**

- [N48] D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE».
- [N49] Decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50 Codice dei contratti pubblici

### Norme sulla sicurezza stradale e Codice della Strada

- [N50] Decreto interministeriale del 4 marzo 2013 su "Criteri generali di sicurezza relativi alle procedure di revisione, integrazione e apposizione della segnaletica stradale destinata alle attività lavorative che si svolgono in presenza di traffico veicolare".
- [N51] Decreto Interministeriale 22 gennaio 2019 "Segnaletica Stradale per le attività lavorative svolte in presenza di traffico veicolare".
- [N52] Codice della Strada aggiornato con le modifiche apportate, da ultimo, dalla L. 30 dicembre 2020, n. 178 e dal Decreto 31 dicembre 2020.

### Istruzioni tecniche

- [T1.] CNR 10018-99 - *Apparecchi di appoggio per le costruzioni - Istruzioni per l'impiego*.
- [T2.] CNR-DT 207/2018 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- [T3.] CNR-UNI 10011-88 - Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- [T4.] CNR-UNI 10016-85 Travi composte di acciaio calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni
- [T5.] CNR 10030-87 Anime irrigidite di travi a parete piena
- [T6.] C.S.LL.PP., Servizio Tecnico Centrale. *Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo*. Settembre 2017.
- [T7.] Linee Guida MiMS – Procedura per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate (Tomo 1)
- [T8.] Linee Guida MiMS – Criteri per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate (Tomo 2)

### Riferimenti Tecnici

- [R1] Autostrade S.p.A.. Direzione Centrale Tecnica. Manuale S.A.M.O.A.-Sorveglianza, Auscultazione, Manutenzione delle Opere d'Arte. 1992.
- [R2] Autostrade per l'Italia SpA. Manuale utente della procedura AVS per la valutazione della vulnerabilità e rischio sismico dei ponti e viadotti Autostradali – Versione 2.1 – Dicembre 2019
- [R3] Autostrade per l'Italia SpA. Opere d'arte maggiori – Manuale Della Sorveglianza - Opere d'Arte Maggiori - Ambito: Ispezioni Visive
- [R4] Autostrade per l'Italia SpA. Opere d'arte maggiori – Catalogo dei difetti – Dicembre 2020
- [R5] Autostrade per l'Italia SpA. Valutazioni preliminari dello stato dell'opera, piani di indagine, supporto specialistico in fase di indagine e verifiche accurate (ai sensi delle **NTC18** e delle **LG20**) - Aggiornamento del 26 marzo 2021.
- [R6] Autostrade per l'Italia SpA. Ponti, viadotti e cavalcavia. Specifiche per la stesura del Piano delle Indagini ai fini delle verifiche di sicurezza. Prima Emissione. Ottobre 2021
- [R7] Autostrade per l'Italia SpA. Ponti, viadotti e cavalcavia. Specifiche per la stesura del Piano delle Indagini per l'esecuzione delle Ispezioni Speciali di travi in c.a.p. con sistemi post tesi ai fini dell'esecuzione delle verifiche di sicurezza. Gennaio 2022.
- [R8] Consorzio Fabre. Ispezioni speciali su ponti esistenti in c.a.p. a cavi scorrevoli ai sensi delle Linee Guida: la classificazione e la valutazione accurata. Dicembre 2020.
- [R9] *fib* Bulletin 34 – Model Code 2010 for Service Life Design

- [R10] *fib* Bulletin 80 – Partial factor methods for existing concrete structures (2016)
- [R11] *fib* Model Code for Concrete Structures 2010
- [R12] Joint Committee on Structural Safety (2000)-JCSS Probabilistic Model Code-part 3: resistance models- <https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code>
- [R13] Pinto P., Franchin, P., Lupoi, A. (2009). *Valutazione e consolidamento dei ponti esistenti in zona sismica*. Progetto DPC-Reluis. Collana di Manuali di progettazione antisismica, Volume 15, IUSS Press, Pavia, 2009.
- [R14] Lupoi A, Pinto P, Monti G, Braga F, Bianco V. (2013). Criteri e metodologie per l'esecuzione delle verifiche sismiche di ponti in c.a.. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Roma "La Sapienza". Convenzione Reluis - DISG per Progetto di Ricerca finanziato da Rete Ferroviaria Italiana (Rfi).
- [R15] Tecne SpA. *Procedure di esecuzione delle indagini conoscitive sulle strutture esistenti*. Disciplina Tecnica. 2021.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Verderame G.M., Ricci P., Esposito M., Sansiviero F.M. (2011). Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980. *Giornate Aicap 2011*, Padova 19 - 21 maggio.
- [2] Verderame G.M, Ricci P., Esposito M., Manfredi G. (2012). *RELUIS-STIL v1.0*. Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- [3] Romão X., Gonçalves R., Costa A., Delgado R. (2012). Evaluation of the EC8-3 confidence factors for the characterization of concrete strength in existing structures. *Materials and Structures*. 2012. 45:1737-1758.
- [4] Romão X., Guedes J., Costa A., Delgado R. Adequacy of the EC8-part 3 proposed confidence factors for the assessment of existing rc structures. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. October 12-17, Beijing, China. 2008.
- [5] Nuno Pereira N., Romão X.. Material strength safety factors for the seismic safety assessment of existing RC buildings. *Construction and Building Materials*. 2016. 119: 319–328.
- [6] Cristofaro M.T., D'Ambrisi A., De Stefano M., Pucinotti R., Tanganelli M. Analisi statistica sulla dispersione dei valori della resistenza a compressione del calcestruzzo prelevato da edifici esistenti. 2011. *14° Congresso ALPnD, Conferenza nazionale sulle prove non distruttive monitoraggio diagnostica*
- [7] Masi A., Digrisolo A., Santarsiero G.. Analysis of a Large Database of Concrete Core Tests with Emphasis on Within-Structure Variability. *Materials* 2019, 12, 1985; doi:10.3390/ma12121985
- [8] Gherzi A., Lenza P. *Edifici esistenti in cemento armato. Valutazione e mitigazione del rischio sismico*. Dario Flaccovio Editore, 2020.
- [9] Giuseppe Galizia *“Quaderno tecnico n.1 - Il progetto di installazione delle barriere di sicurezza”*
- [10] Ramberg, W. and Osgood, W.R. Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note 902, NACA, 1943.
- [11] Rasmussen, K.J.R. Full stress-strain curves for stainless steel alloys. Research Report R811, Department of Civil Engineering, University of Sydney, 2001
- [12] Tortolini, P., Marcantonio, P.R., Petrangeli, M., Lupoi, A. (2011). Criteri per la verifica e la sostituzione degli appoggi in neoprene di viadotti esistenti in zona sismica. ANIDIS 2011, Bari.
- [13] F.J. Vecchio; M.P.Collins (1986). "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear" (PDF). *ACI Journal*. 83–22: 219–231.
- [14] Wiśniewski, D.F. (2007). Safety formats for the assessment of concrete bridges with special focus on precast concrete.
- [15] Croce P., Formichi P., Landi F.. Influence of Reinforcing Steel Corrosion on Life Cycle Reliability Assessment of Existing R.C. Buildings. *Buildings* 2020, 10, 99; doi:10.3390/buildings10060099
- [16] Dr. B.C. Punmia, Ashok Kumar Jain & Arun Kumar Jain (1998). *Comprehensive Rcc.Designs*

- 
- [17] Brencich, F. Campeggio, Leeb hardness for yielding stress assessment of steel bars in existing reinforced structures, *Constr. Build. Mater.* 227 (2019)116570.10S. Gu et al./*Construction and Building Materials* 263 (2020) 120675
- [18] Catalogo Acciaierie e Ferrerie Lombarde FALCK
- [19] Huber, Patrick & Huber, Tobias & Kollegger, Johann. (2016). Shear behavior of post-tensioned concrete beams with a low amount of transverse reinforcement.
- [20] Mari, A. & Cladera, Ai. (2007). Shear strength in the new Eurocode 2. A step forward?. *Structural Concrete*. 8. 57-66. 10.1680/stco.2007.8.2.57.)
- [21] Muttoni, Aurelio & Fernández Ruiz, Miguel. (2007). Shear strength predictions according to the critical shear crack theory and the Swiss code SIA 262 (2003))
- [22] Grandić, Davor & Sculac, Paulo & Stimac-Grandic, Ivana. (2015). Shear resistance of reinforced concrete beams in dependence on concrete strength in compressive struts. *Tehnicki Vjesnik*. 22. 925-934. 10.17559/TV-20140708125658.