



I QUADERNI TECNICI

per la salvaguardia
delle infrastrutture

Volume I

PREFAZIONE

Gli interventi di manutenzione mirano alla conservazione e, quando necessario, al ripristino delle caratteristiche strutturali e funzionali delle infrastrutture stradali, delle opere d'arte che in esse ricadono o di singoli elementi strutturali costituenti queste ultime.

Gli interventi che - di volta in volta - si vanno ad eseguire richiedono un'organizzazione necessaria a garantire il raggiungimento della vita utile dell'opera infrastrutturale nel suo complesso e non soltanto della parte che si sottopone a manutenzione.

Ciò premesso, Anas con le sue strutture tecniche e operative, ha avvertito la necessità di definire, in termini oggettivi, le modalità progettuali dei più frequenti interventi di manutenzione che si realizzano sulla rete stradale in gestione.

A tal fine, sono stati predisposti – anche in collaborazione con l'Università degli studi di Roma “Tor Vergata”, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ingegneria Informatica, nella persona del Prof. Ing. Alberto Meda, che con l'occasione ringrazio per il suo contributo - appositi quaderni tecnici, di ausilio alla redazione di progetti di conservazione e/o ripristino strutturale.

Il presente volume raccoglie i quaderni tecnici redatti che hanno affrontato i seguenti temi: la Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo; la Valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio; la Definizione del piano delle indagini; e gli Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza di cordoli e barriere bordo ponte.

I primi due si concentrano sul problema della conoscenza della struttura sulla quale si interviene, in termini di caratteristiche dei materiali costituenti. Il terzo fornisce le indicazioni necessarie alla definizione di un dettagliato piano delle indagini da predisporre in funzione dell'obiettivo da perseguire; ciò, infatti, costituisce l'attività preliminare a qualsiasi intervento su un manufatto esistente, in quanto le modalità di analisi e verifica degli interventi da effettuare sulle strutture esistenti sono dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile, quindi dal livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Infine, il quarto fornisce le indicazioni necessarie alla realizzazione di interventi che per loro natura (installazione di nuove barriere, sostituzione delle barriere esistenti,

ampliamento della carreggiata, ecc.) comportano il rifacimento parziale o totale del cordolo.

Per la realizzazione dei quaderni si ringrazia la struttura tecnica di Anas, i Compartimenti territoriali, i Capi Compartimento Anas e, in particolare, l'Ing. Paolo Mannella e l'Ing. Massimo Simonini che ne hanno coordinato la stesura e la pubblicazione.

Si auspica che il presente manuale possa risultare utile ai tecnici impegnati nella progettazione, esecuzione e collaudo dei lavori cui esso si riferisce, tenendo presente che nella sua redazione si è cercato di fornire indicazioni il più possibile operative.

Il frutto di questo lavoro potrà divenire una buona abitudine per Anas e, per questo motivo, sono ben accetti i contributi da parte di tutti per l'aggiornamento e per nuovi temi da affrontare in futuro, nei prossimi volumi.

Il Direttore

Ing. Ugo Dibennardo

QUADERNO TECNICO N.1

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO

Indice Quaderno Tecnico n.1

1. Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo	17
2. Classificazione della tipologia di prova.....	17
2.1. Carotaggi	21
2.2. Prove sclerometriche	24
2.3. Prove ultrasoniche	25
2.4. Prove di pull-out	26
3. Interpretazione dei risultati in funzione della tipologia di prova	27
3.1. Carotaggi	27
3.2. Prove sclerometriche	29
3.3. Prove ultrasoniche	29
3.4. Prove di pull-out	30
3.5. Metodo Sonreb	30
Esempi Applicativi: Interpretazione dei Risultati Sperimentali	31
Esempio Applicativo 1	31
Esempio Applicativo 2	32
Piano delle Indagini sul Calcestruzzo definito per Elemento Strutturale	34
Elaborazione Risultati Indagini definito per Tipologia di Elemento/Campione	43

QUADERNO TECNICO N.2

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ACCIAIO

Indice Quaderno Tecnico n. 2

1. Valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio	53
2. Evoluzione Normativa	53
2.1. Regio Decreto del 10 gennaio 1907	53
2.2. Tra il 1907 ed il 1939	54
2.3. Regio Decreto Legge del 16 novembre 1939 n. 2228 – 2235	54
2.4. Tra il 1939 ed il 1957	56
2.5. Circolare del Ministero dei LL. PP. del 23 maggio 1957	56
2.6. Tra il 1957 ed il 1972	57
2.7. Decreto Ministeriale del 30 Maggio 1972	58
2.8. Decreto Ministeriale del 30 Maggio 1974	59
2.9. Circolare del Ministero dei LL.PP. del 25 Gennaio 1975	61
2.10. Tra il 1975 il 1996.....	61
2.11. Decreto Ministeriale del 16 Gennaio 1996	61
3. Definizione del Piano delle indagini	62
4. Prove non distruttive.....	87
5. Conclusioni e Quadro di Sintesi	89
Tabelle Riassuntive: Caratteristiche Meccaniche Barre di Armatura	93
Piano delle Indagini sulle Armature definito per Elemento Strutturale.....	106
Elaborazione Risultati Indagini definito per Tipologia di Elemento.....	110

QUADERNO TECNICO N.3

DEFINIZIONE DEL PIANO DELLE INDAGINI

Indice Quaderno Tecnico n.3

1. Definizione del Piano delle Indagini	116
2. Modalità di redazione del Piano delle Indagini	116
3. Definizione del livello di conoscenza da conseguire	117
4. Operazioni preliminari alla redazione del Piano delle Indagini.....	117
4.1. Analisi Storico-Critica	117
4.2. Ispezione Visiva.....	117
4.3. Rilievo Geometrico-Strutturale	119
5. Redazione del Piano delle Indagini.....	120
5.1. Terreni.....	120
6. Descrizione della Campagna di Indagine	120

QUADERNO TECNICO N.4

INTERVENTI DI RIPRISTINO DELLE CONDIZIONI
DI SICUREZZA DI CORDOLI E BARRIERE
BORDO PONTE

Premessa.....	124
Normativa di Riferimento	125
Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza di cordoli e barriere metalliche bordo ponte	127
1. Tipologie di cordolo	128
2. Analisi dei carichi	128
2.1. Combinazione delle azioni	136
3. Materiali	138
4. Schema statico di calcolo	140
5. Meccanismi resistenti	140
5.1. Sollecitazioni di Taglio	141
5.2. Sollecitazioni di Torsione	141
5.3. Sollecitazioni combinate Taglio-Torsione.....	142
5.4. Verifiche a taglio scorrimento in corrispondenza dell'interfaccia cordolo- soletta	143
5.5. Verifiche relative all'utilizzo degli ancoraggi chimici	144
5.5.1. Modalità di rottura a Trazione.....	145
5.5.2. Modalità di rottura a Taglio	147
5.5.3. Rottura combinata Taglio-Trazione	149
5.6. Definizione delle lunghezze di aderenza per ancoraggi tradizionali. ...	150
6. Progetto nei confronti delle azioni eccezionali	151
6.1. Dimensionamento del cordolo nei confronti delle sollecitazioni torcenti. 151	
6.2. Progetto della connessione del cordolo alla soletta	152
6.2.1. Cordolo ad L.....	153
6.2.1.1. Verifica a ribaltamento.....	154
6.2.1.1.1. Calcolo del diametro del connettore.....	154
6.2.1.1.2. Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno della soletta.....	155
6.2.1.1.2.1. Meccanismo di rottura conica del calcestruzzo.	155

6.2.1.1.2.2.	Meccanismo di rottura per splitting del calcestruzzo	157
6.2.1.1.2.3.	Meccanismo di rottura per sfilamento del connettore	159
6.2.1.1.3.	Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno del cordolo	159
6.2.1.2.	Verifica a scorrimento	159
6.2.1.2.1.	Calcolo del diametro del connettore.....	160
6.2.1.2.2.	Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno della soletta.....	160
6.2.1.2.2.1.	Meccanismo di rottura per pry-out.....	160
6.2.1.2.3.	Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno del cordolo	161
6.2.2.	Cordolo rettangolare sovrapposto.....	161
6.2.2.1.	Verifica a ribaltamento.....	162
6.2.2.1.1.	Calcolo del diametro del connettore.....	163
6.2.2.1.2.	Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno della soletta.....	163
6.2.2.1.2.1.	Meccanismo di rottura conica del calcestruzzo	164
6.2.2.1.2.2.	Meccanismo di rottura per splitting del calcestruzzo	166
6.2.2.2.	Verifica a scorrimento	167
6.2.2.2.1.	Calcolo del diametro del connettore.....	167
6.2.2.2.2.	Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno della soletta.....	168
6.2.2.2.2.1.	Meccanismo di rottura per pry-out.....	168
6.2.2.2.2.2.	Meccanismo di rottura per rottura del bordo di calcestruzzo	168
6.3.	Calcolo dell'armatura ordinaria nel cordolo	170
6.4.	Verifiche del collegamento tra la barriera ed il cordolo	170
7.	Verifiche ulteriori: sbalzo dell'impalcato	171
8.	Esempio: installazione di barriera metallica su cordolo ricostruito.....	176

8.1. Dati di progetto	177
8.2. Valutazione dello stato tensionale nei tasselli	179
8.3. Modalità di rottura a Trazione	179
8.4. Modalità di rottura a Taglio	184
8.5. Rottura combinata Taglio-Trazione	186
9. Dettagli Costruttivi	187
9.1. Ricostruzione del cordolo senza demolizione della soletta	187
9.2. Ricostruzione di cordolo aggettante senza demolizione della soletta ..	189
Interventi di valutazione delle condizioni di sicurezza di new jersey bordo ponte	
191	
10. Introduzione	192
10.1. Verifica dello stato di conservazione del New Jersey nelle condizioni attuali	
192	
10.1.1. Serraggio dei manicotti di collegamento	192
10.1.2. Danneggiamento dei manicotti di collegamento.....	193
10.1.3. Serraggio dei bulloni di ancoraggio	194
10.1.4. Danneggiamento dei tirafondi di ancoraggio.....	194
10.1.5. Degrado superficiale del calcestruzzo costituente il manufatto, con	
eventuale espulsione del copriferro e corrosione della gabbia di armatura.	195
10.1.6. Danneggiamento del manufatto nel suo complesso a seguito di urti	196
11. Scheda di sintesi di rilievo del degrado del New Jersey	199

QUADERNO TECNICO N.1

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO

2. Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Nella presente sezione si riporta una breve descrizione dello stato dell'arte a livello normativo in merito alla determinazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo in opera.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo è, infatti, condizione primaria nella determinazione della sicurezza strutturale e nella progettazione degli interventi sull'esistente, quali che essi siano.

Di seguito i riferimenti ai dispositivi normativi:

- **Decreto Ministeriale 14.1.2008:** “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale, n.29 del 4 febbraio 2008 (*NTC08*);
- **Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009** “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”, Gazzetta Ufficiale del 26 febbraio 2009 (*CIRC*);
- **“Linee guida** per la messa in opera del **calcestruzzo strutturale** e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Febbraio 2008 (*Linee Guida*).

Operazione preliminare - parte della fase diagnostica e progettuale - è la definizione di un dettagliato piano delle indagini, da predisporre in funzione dell'obiettivo da perseguire. Le specifiche sulla redazione del piano delle indagini sono riportate nel Quaderno tecnico n. 3.

Nel presente quaderno ci si focalizza sulla scelta della tipologia di prove possibili e sulla relativa quantificazione, in funzione del livello di conoscenza desiderato; oltre che sulla loro interpretazione, ai fini della valutazione della sicurezza e della progettazione degli interventi sull'esistente.

3. Classificazione della tipologia di prova

Le prove per determinare le proprietà meccaniche del calcestruzzo *in situ* possono essere di tipo distruttivo, limitatamente distruttivo, non distruttivo.

Una sintetica classificazione su loro pregi e difetti è riportata nella seguente tabella:

Metodo di prova	Costo	Velocità esecuzione	Danno su struttura	Correlazione con resistenza	Rappresentatività risultati
Carotaggio	Elevato	Lento	Moderato	Ottima	Ottima
Indice di rimbalzo	Basso	Veloce	Nessuno	Modesta	Superficiale
Velocità ultrasuoni	Basso	Veloce	Nessuno	Media	Media
Estrazione di inserti	Medio	Veloce	Limitato	Buona	Superficiale

Dall'analisi dei dispositivi normativi, oltre che dalla letteratura tecnica in materia, è evidente che lo strumento primario e più attendibile per la caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi siano proprio i carotaggi, caratterizzati da elevata invasività e costi. Proprio per questo motivo, **la Circolare n. 617/2009 esplicita che “la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura”.**

Va tuttavia ricordato che il carotaggio può risultare improprio per calcestruzzi di bassa resistenza ($R_c \leq 20$ MPa), poiché sia questo sia la lavorazione delle superfici possono sgretolare e compromettere l'integrità del conglomerato di resistenza ridotta.

D'altronde, i metodi non-distruttivi (prove sclerometriche e ultrasoniche) forniscono valori di resistenza affetti da errori stimabili di circa il 15%.

Un migliore grado di approssimazione si ha con i metodi semi-distruttivi (prove di estrazione e d'infissione), caratterizzati da un errore usualmente inferiore a circa il 10%.

I percentili appena riportati rappresentano i minimi errori che si possono ottenere con queste tipologie di prova e sono basati sull'applicazione di leggi di correlazione di tipo empirico applicate sul valor medio dei risultati di un adeguato numero di sondaggi, caratterizzate da costanti determinate su un adeguato campione di carote sottoposte ad indagine non distruttiva prima della rottura.

L'applicazione dei grafici di correlazione forniti a corredo delle apparecchiature di prova -non caratterizzati dalle costanti determinate sul campione di carote -

forniscono risultati affetti da errori più elevati e che in generale non appaiono adeguati, poiché si basano sull'uso di determinati tipi di calcestruzzo e su prefissate condizioni di prova.

In ogni caso, per validare i risultati ottenuti, risulta necessario tarare i risultati medesimi con la resistenza del calcestruzzo misurata con i carotaggi.

Pertanto la stima della resistenza meccanica in opera a mezzo di metodi non distruttivi non prescinde dall'esecuzione di carote. Allo scopo, le Linee Guida ricordano che “i metodi indiretti non possono essere ritenuti sostitutivi delle prove a compressione eseguite su carote”. Analoga indicazione è fornita anche nel § C8A.8.4 della Circolare “Prove di tipo non distruttivo eseguite a più larga scala sono un utile complemento ma non possono essere utilizzate in sostituzione di quelle distruttive”.

Il numero di sondaggi deve essere ottimizzato al fine di ottenere una rappresentatività ottimale, minimizzando al contempo l'invasività delle indagini sulla struttura. In quest'ottica, i metodi indiretti si mostrano come un valido aiuto per la pianificazione del programma di indagine, in quanto permettono di individuare i lotti entro i quali sia possibile definire statisticamente l'omogeneità del calcestruzzo. Infatti, i prelievi devono essere effettuati in “zone appartenenti statisticamente e qualitativamente ad una medesima popolazione di calcestruzzo” (*Linee Guida*) nonché “motivati, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche” ed in funzione “dell'impatto in termini di conservazione del bene” (*Circ*).

Il numero di sondaggi da effettuare dipende in ogni caso dal grado di accuratezza che si intende perseguire. Allo scopo la norma vigente classifica l'estensione della campagna diagnostica in tre differenti livelli, direttamente proporzionali al grado d'informazione da perseguire:

- **Prove in situ limitate:** servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova.
- **Prove in situ estese:** servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova, oppure quando i

valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali.

- **Prove in situ esaustive:** servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata.

In funzione dell'esaustività delle prove *in situ* effettuate, la norma definisce tre differenti livelli di conoscenza, inversamente proporzionali ai fattori di confidenza da applicare nell'analisi strutturale. Relativamente alla caratterizzazione dei materiali, la norma (*Circ.*) correla il livello di conoscenza che si può perseguire in funzione del numero di prove eseguite e della documentazione disponibile:

- LC1: Conoscenza limitata:
Non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti;
- LC2: Conoscenza adeguata:
informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove *in situ*; se i valori ottenuti da tali prove sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, ne sono eseguite, sempre nella medesima condizione, di più estese;
- LC3: Conoscenza accurata:
informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove *in situ*; se i valori ottenuti dalle suddette sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive.

Nel caso specifico dei ponti esistenti, la Circolare chiarisce che occorre perseguire il livello di conoscenza massimo - fattore di confidenza $FC=1$ - “a meno che non ostino condizioni particolari”. È poi effettuata una distinzione sulle

indagini da eseguire sugli elementi primari - definiti come spalle e pile - e le strutture d'impalcato.

Nello specifico, per gli elementi primari (pile e spalle) è necessario disporre di informazioni provenienti da:

- indicazioni iniziali di progetto;
- risultati di prove sperimentali eseguite all'atto del collaudo strutturale;
- eventuali prove sperimentali successive.

Qualora le suddette informazioni fossero mancanti o incomplete “è necessario effettuare prelievi di campioni da sottoporre a prove di laboratorio” (Circ.). *Il numero di campioni deve essere rappresentativo del calcestruzzo utilizzato nell'elemento indagato e da sottoporre ad intervento locale. La rappresentatività è definita in funzione della dispersione dei risultati, quindi della covarianza delle resistenze delle carote. Per perseguire il livello di conoscenza massimo è opportuno effettuare almeno tre prelievi per area di prova: nel caso in cui la covarianza delle resistenze in opera risulti inferiore al 10%, il livello di conoscenza è da intendersi adeguato; in caso contrario è consigliabile effettuare un numero di estrazioni maggiore, da definire in funzione della dispersione rilevata e in modo da ottenere la covarianza richiesta.*

“Per quanto riguarda gli impalcati, è sufficiente la verifica del loro buono stato di conservazione, anche senza rilevazioni sperimentali, se ritenute non necessarie dal progettista” (Circ.).

In ogni caso, il progettista ha facoltà - qualora lo ritenga necessario - di effettuare una campagna di prove distruttive e non, indipendentemente dalla documentazione disponibile.

Nel seguito si effettua una breve descrizione delle principali tecnologie volte alla caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi e la relativa quantificazione in funzione del livello di conoscenza da perseguire.

2.1. Carotaggi

Come già anticipato, operazione preliminare all'esecuzione dei sondaggi è la redazione di un adeguato piano delle indagini che definisca le regioni di prova. La posizione dei carotaggi deve essere scelta in funzione dell'obiettivo da perseguire, tenendo comunque conto che “la resistenza del calcestruzzo in opera diminuisce

progressivamente dal basso verso l'alto" (*Linee Guida*). In relazione alla finalità dell'indagine, la localizzazione dei sondaggi può avvenire in modo puntuale o casuale. La localizzazione puntuale si utilizza per indagare le proprietà di uno specifico elemento strutturale. La localizzazione casuale serve invece a valutare una partita di calcestruzzo indipendentemente dalla posizione. In tal caso il campionamento deve essere organizzato in modo da stimare le caratteristiche di tutta la popolazione di calcestruzzo indagata, anche in funzione dello scarto quadratico medio delle resistenze del calcestruzzo *in situ*.

Localizzate - nel piano delle indagini - le regioni di prova, il posizionamento dei punti di estrazione dipende dall'eventuale presenza di difetti che possano inficiare il risultato e la significatività delle prove stesse. In particolare, le zone con difetti evidenti devono essere scartate e la presenza di eventuali anomalie e/o materiale estranei sulla superficie del campione deve essere registrata sul verbale di prelievo e/o di prova.

La numerosità dei punti di prova è un compromesso tra: accuratezza desiderata, tempo d'esecuzione, costo e danno apportato alla struttura. Per ottimizzare i risultati, è possibile accoppiare carotaggi e prove non distruttive (ad esempio il metodo SONREB). In tal caso, i risultati ottenuti con metodi non distruttivi devono essere calibrati sulla base delle resistenze ottenute dallo schiacciamento delle carote e in ogni caso caratterizzati da un'adeguata significatività. A titolo esemplificativo, si riporta un estratto della Tabella riportata al § 10.2 delle *Linee Guida* che fornisce un'indicazione di massima riguardante i valori tipici di riferimento per la variabilità, i limiti di confidenza nella stima della resistenza ed il numero minimo di carote da estrarre da una specifica area di prova.

Metodo di prova	Coefficiente di variazione dei risultati ottenuti su un elemento strutturale di buona qualità	Limiti di confidenza al 95% nella stima della resistenza	Numero campioni per area di prova
	[%]	[±]	
Carotaggio	10	10	3

La quantificazione dei prelievi deve essere pertanto correlata anche all'eventuale dispersione dei risultati ottenuti dalle prove di compressione, che dipende anche dalle modalità di carotaggio.

In particolare, la dispersione aumenta:

- al ridursi della dimensione dei cilindri in prova;
- all'aumentare del diametro massimo dell'aggregato;
- all'aumentare della velocità di rotazione del carotiere;
- al diminuire della resistenza a compressione del materiale.

Per diminuire la probabilità di dispersione dei risultati, la *Circolare* raccomanda di effettuare prelievi rispettando i seguenti requisiti:

- il diametro delle carote deve essere almeno superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati;
- ove possibile, il diametro delle carote deve essere non inferiore a 100 mm;
- le carote destinate alla valutazione della resistenza non dovrebbero contenere ferri d'armatura (si devono scartare i provini contenenti barre d'armatura inclinate o parallele all'asse);
- per ottenere la stima attendibile della resistenza di un'area di prova devono essere prelevate e provate almeno tre carote;
- il rapporto lunghezza/diametro dei provini deve essere possibilmente uguale a 2 o comunque compreso fra 1 e 2;
- i campioni estratti devono essere protetti al fine di impedire per quanto possibile l'essiccazione all'aria; le prove di compressione devono essere eseguite su campioni umidi;
- nel programmare l'estrazione dei campioni si deve tener presente che la resistenza del calcestruzzo dipende dalla posizione o giacitura del getto;
- le superfici di prova devono essere accuratamente molate per garantirne planarità e ortogonalità.

In definitiva, per gli interventi locali si consiglia di estrarre almeno tre carote per area di prova, caratterizzate da un diametro minimo di 100 mm e comunque superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati, con un rapporto h/d preferibilmente pari a 2, da ridursi a 1 quando insorgano particolari condizioni ostative. Qualora la dispersione delle resistenze sulle carote sia elevata ($cov > 15\%$), il progettista può richiedere un'estensione della campagna d'indagine.

Quanto affermato vale qualora l'area di prova risulti omogenea. Nel caso in cui l'intervento locale interessi zone disomogenee - ad esempio cordoli realizzati in più lotti -, le indicazioni sopra esposte sono da applicarsi a tutte le zone omogenee individuate. La definizione dell'omogeneità dell'area di prova va eseguita preliminarmente mediante metodi non distruttivi (ad esempio con prove ultrasoniche).

2.2. Prove sclerometriche

La metodologia consiste nel provocare l'impatto di una massa standardizzata contro la superficie di prova e misurare l'altezza del rimbalzo. In questo modo si misura l'energia elastica assorbita dal calcestruzzo mediante il metodo dell'indice di rimbalzo: la misura percentuale dell'altezza di rimbalzo rispetto alla distanza percorsa dalla massa in movimento (dal rilascio all'impatto contro la superficie del calcestruzzo) fornisce l'indice di rimbalzo N. L'energia è correlata alla rigidità - quindi alla resistenza a compressione - mediante relazioni empiriche.

La natura della metodologia di prova la rende sensibile alle condizioni locali, che possono quindi alterare le misure eseguite. Allo scopo è necessario eseguire più battute, adeguatamente distanziate tra loro, per ogni punto di prova.

A titolo esemplificativo, si riporta un estratto della Tabella riportata al § 10.2 delle *Linee Guida* che fornisce un'indicazione di massima riguardante i valori tipici di riferimento per la variabilità, i limiti di confidenza nella stima della resistenza ed il numero minimo di prove sclerometriche da effettuare su una specifica area di prova.

Metodo di prova	Coefficiente di variazione dei risultati ottenuti su un elemento strutturale di buona qualità	Limiti di confidenza al 95% nella stima della resistenza	Numero campioni per area di prova
	[%]	[±]	
Indice di rimbalzo	4	25	12

La misura effettuata resta comunque influenzata da numerosi fattori:

- condizioni di umidità del calcestruzzo in superficie;
- presenza di strati carbonatati;
- tessitura superficiale;
- orientazione dello strumento rispetto alla verticale;
- età del calcestruzzo;
- dimensione ed tipologia di aggregati.

Pertanto le prove sclerometriche non possono considerarsi un mezzo efficace ed esaustivo della misura della resistenza meccanica del calcestruzzo a meno che non vengano associate ad altri sistemi di indagine (ad esempio le prove ultrasoniche).

2.3. Prove ultrasoniche

La metodologia in oggetto permette di studiare la propagazione delle onde elastiche longitudinali all'interno del calcestruzzo mediante la misura della velocità di propagazione degli ultrasuoni, che dipende dalla densità del materiale, dal modulo elastico e dal coefficiente di Poisson.

La misura della velocità di propagazione delle onde elastiche è determinata come rapporto tra la distanza tra trasmettitore e ricevitore ed il tempo necessario all'onda per percorrere tale percorso. La caratteristica del sistema d'indagine è quindi quella di permettere la valutazione delle proprietà meccaniche globali del materiale. Di conseguenza, come evidenziato anche dalla Tabella riportata del § 10.2 delle *Linee Guida*, le prove ultrasoniche richiedono una sola misurazione per area di prova, anche se la UNI di riferimento parla di media fra tre misurazioni.

Metodo di prova	Coefficiente di variazione dei risultati ottenuti su un elemento strutturale di buona qualità	Limiti di confidenza al 95% nella stima della resistenza	Numero campioni per area di prova
	[%]	[±]	
Velocità propagazione	2.5	20	1

In prima approssimazione, la velocità di propagazione, eseguendo la prova in modalità diretta (sonda di ricezione e trasmissione su due superfici fra loro parallele), è direttamente proporzionale alla radice quadrata del modulo elastico. Ipotizzando una proporzionalità tra resistenza a meccanica e modulo elastico, è possibile stimare la resistenza a compressione in base alla velocità di trasmissione degli ultrasuoni attraverso relazioni sperimentali, che palesano limitazioni in un materiale eterogeneo quale è il calcestruzzo.

La presenza di aggregati, vuoti e fessure causanti rifrazioni e riflessioni delle onde elastiche, comportano sia un'attenuazione del segnale causato da un assorbimento di energia sia un allungamento della distanza tra trasmettitore e ricevitore. La velocità calcolata - definita appunto "apparente" - è inoltre influenzata da numerosi fattori quali il contenuto d'umidità, la presenza di armature ed il grado di maturazione. Le misure effettuate possono quindi differire dall'effettiva velocità di propagazione delle onde all'interno del calcestruzzo. Pertanto, le misure effettuate devono essere interpretate sempre con cautela ed associate ai risultati di altri metodi d'indagine.

2.4. Prove di pull-out

Il metodo misura la forza di estrazione dal calcestruzzo di un inserto metallico standardizzato incluso in fori effettuati nel calcestruzzo indurito. La forza è applicata da un martinetto collegato all'inserto e a un anello di contrasto sulla superficie del calcestruzzo. Al collasso si verifica l'estrazione di un cono di materiale. La forza di estrazione è rappresentativa di uno stato di sollecitazione complesso, ma comunque correlabile alla resistenza meccanica del calcestruzzo attraverso leggi che appaiono più accurate di quelle utilizzate per prove sclerometriche ed ultrasoniche.

Anche in questo caso la misura è rappresentativa della risposta di una porzione limitata di calcestruzzo, motivo per cui le *Linee Guida* - Tabella del § 10.2 - consigliano di effettuare più misure per area di prova.

Metodo di prova	Coefficiente di variazione dei risultati ottenuti su un elemento strutturale di buona qualità	Limiti di confidenza al 95% nella stima della resistenza	Numero campioni per area di prova
	[%]	[±]	
Forza d'estrazione	15	15	9

4. Interpretazione dei risultati in funzione della tipologia di prova

Le fonti da considerare per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi sono:

- documenti di progetto e di collaudo;
- eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- prove *in situ* e in laboratorio.

I valori delle resistenze meccaniche dei materiali possono prescindere dalle classi discretizzate nelle norme per le nuove costruzioni e devono essere confrontate con i valori dichiarati nella documentazione disponibile.

Nel seguito si esplicitano le modalità di elaborazione dei risultati in funzione della metodologia di prova scelta per caratterizzare meccanicamente il calcestruzzo in opera.

3.1. Carotaggi

Nell'utilizzare il valore della resistenza ricavata dalle prove a compressione sui campioni ottenuti per carotaggio occorre considerare che esso è influenzato da:

- modalità di messa in opera e condizioni di stagionatura del calcestruzzo;
- modalità di estrazione del campione;
- effetto della snellezza;
- conversione resistenza cilindrica – resistenza cubica.

Allo scopo, è opportuno valutare il grado di dispersione dei risultati ottenuti dallo schiacciamento dei provini ed eventualmente estendere la campagna d'indagine in funzione del livello di accuratezza desiderata.

In generale, si osserva che la resistenza delle carote è inferiore a quella dei campioni preparati per l'accettazione. Pertanto, le *Linee Guida* consigliano di confrontare il valore di resistenza a compressione della carota con la resistenza cilindrica di progetto corretta mediante un coefficiente non inferiore a 0,85. Tale indicazione è confermata dalle *NTC08*, che al §11.2.6 esplicitano “È accettabile un valore medio della resistenza strutturale, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive) e debitamente trasformata in resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto”.

Definita la resistenza di ciascun campione estratto, la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera deve essere effettuata attraverso metodi statistici. Un'utile indicazione è riportata nelle *Linee Guida*, che forniscono indicazioni circa la stima della resistenza del calcestruzzo in funzione del numero di campioni estratti (N) per ciascuna area di prova:

- **N=3** (minimo accettabile per area di prova): si stima la resistenza media.
- **4 ≤ N < 15**: si può stimare la resistenza caratteristica della sola area di prova ($f_{cil,ca}$) il cui valore è il minimo tra (EN 13791):

$$f_{c,k} = f_{c,m} - k$$

$$f_{c,k} = f_{c,min} + 4$$

dove:

k = 5 per n (numerosità dei campioni) compreso tra 10 e 14

k = 6 per n compreso tra 7 e 9

k = 7 per n compreso tra 4 e 6

- **N≥15**: anche in questo caso si può stimare la resistenza caratteristica della sola area di prova ($f_{cil,ca}$), il cui valore è il minimo tra (EN 13791):

$$f_{c,k} = f_{c,m} - 1.48 * s$$

$$f_{c,k} = f_{c,min} + 4$$

dove:

$f_{c,m}$ = valore medio della resistenza cilindrica

$f_{c,min}$ = valore minimo della resistenza cilindrica

s = scarto quadratico medio

La differenziazione proposta nelle *Linee Guida* è superata dalla **Circolare**, secondo cui **la misura della resistenza del calcestruzzo in opera va rappresentata in termini di valore medio della resistenza cilindrica**. Qualora il **numero dei campioni** prelevato per area di prova sia **maggiore di 15**, è

possibile altresì stimare un **valore caratteristico** della resistenza cilindrica del calcestruzzo in opera, da valutarsi secondo quanto prescritto dalle *Linee Guida*. In entrambi i casi, il valore ottenuto non deve essere inferiore all'85% della corrispondente resistenza di progetto. Nel caso il confronto debba essere effettuato con una resistenza cubica, la *Circolare* ricorda che “nel passaggio dalla resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} alla resistenza caratteristica cubica R_{ck} , il fattore di correzione può assumersi pari a 0,83 se il rapporto lunghezza/diametro delle carote è pari a 2. Diversamente, e solo per carote di diametro compreso fra 100 e 150 mm, se il rapporto lunghezza/diametro è pari a 1, il fattore di correzione resistenza cilindrica/resistenza cubica si può assumere pari a 1. Per rapporti lunghezza/diametro intermedi compresi fra 1 e 2, si può utilizzare con buona approssimazione l'interpolazione lineare”.

3.2. Prove sclerometriche

L'elaborazione delle misure sclerometriche consiste in una prima fase di correzione dell'indice di rimbalzo (per tener conto della taratura dello strumento e dell'angolo d'azione dello stesso) ed in una seconda di trattazione dei risultati. Questa consiste nel calcolo della media (precisione 0.0) e del coefficiente di variazione (precisione 0.00) degli indici di rimbalzo misurati in ciascuna area di prova. La resistenza a compressione finale si ricava tramite una legge esponenziale:

$$R_c = A \cdot N^B$$

“in cui i coefficienti A e B sono opportunamente calibrati mediante prove distruttive su carote” (*Linee Guida*).

3.3. Prove ultrasoniche

Il calcolo della velocità di propagazione delle onde nel calcestruzzo si effettua arrotondando ai più prossimi 10 m/s il valore ricavato dalla relazione

$$V = \frac{l}{T - (T_t - T_0)}$$

In cui:

□ è la lunghezza della base di misura

T è il tempo di propagazione tra trasmettitore e ricevitore

T_t è il tempo impiegato dalle onde elastiche a percorrere, secondo la sua altezza, il cilindro o il prisma metallico di taratura fornito a corredo dello strumento

T_0 è Il tempo di percorrenza, predeterminato dal fabbricante, relativo al cilindro o del prisma di taratura.

Anche in questo caso, la correlazione tra la velocità di propagazione delle onde elastiche e la resistenza a compressione è definito da una relazione esponenziale

$$R_c = A * e^{BV}$$

“in cui i coefficienti A e B sono opportunamente calibrati mediante prove distruttive su carote” (Linee Guida).

3.4. Prove di pull-out

Un utile riferimento per l'esecuzione di prove di estrazione è costituito dalla norma UNI EN 12504-3 (*“Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 3: Determinazione della forza di estrazione”*).

La forza d'estrazione è correlata alla resistenza cubica R_c mediante un'espressione di tipo lineare:

$$R_c = A + B * F$$

“in cui i coefficienti A e B sono opportunamente calibrati mediante prove distruttive su carote” (Linee Guida).

3.5. Metodo Sonreb

I risultati ottenuti dall'esecuzione della misura della velocità di trasmissione degli ultrasuoni e dalle prove sclerometriche possono essere fra loro combinati secondo una relazione del tipo:

$$R_c = A * N^B * V^C$$

I coefficienti A, B e C, come per le altre prove non distruttive, possono essere calibrati in base alle prove di rottura a compressione delle carote.

Tra le relazioni presenti in letteratura una fra le più utilizzate è quella messa a punto da Gasparik nel 1992, la cui forma è:

$$R_c = 0.286 I^{1.246} V^{1.85}$$

Il metodo combinato è applicabile quando si leggano velocità di trasmissione ultrasonica superiori ai 3000 m/s.

Esempi Applicativi: Interpretazione dei Risultati Sperimentali

Esempio Applicativo 1

Si pianifica la campagna di indagine, individuando le zone omogenee su cui effettuare il carotaggio (in funzione dell'obiettivo da perseguire).

Per ogni area omogenea si prelevano n.3 carote di diametro 100÷150 mm e **h/d=2**. Una volta ottenuti i risultati si dovrà operare come segue:

- si valuterà la media dei risultati ottenuti dallo schiacciamento delle carote;
- si valuterà la resistenza accettabile misurata sulla struttura $f_{cm, str, acc}$

R_{ck} (resistenza caratteristica da progetto)	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica da progetto)	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
f_{cm} (resistenza media cilindrica da progetto)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$
$f_{cm, str, acc}$ resist. accettabile misurata sulla struttura	$f_{cm, str, acc} = 0.85 f_{cm} = 31.49 \text{ N/mm}^2$

Se la resistenza media misurata risulta maggiore della $f_{cm, str, acc}$, si potrà ritenere idonea la struttura; altrimenti si dovrà verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili ed eventualmente, in caso negativo, provvedere ad un ripristino.

Esempio Applicativo 2

Si pianifica la campagna di indagine, individuando le zone omogenee su cui effettuare il carotaggio (in funzione dell'obiettivo da perseguire). Per ogni area omogenea si prelevano n.3 carote di diametro 100÷150 mm e $h/d=1$. L'unica differenza con l'esempio precedente è che in un caso si ragiona in termini cilindrici e nell'altro cubici (valore di snellezza diverso). Una volta ottenuti i risultati si dovrà operare come segue:

- si valuterà la media dei risultati ottenuti dallo schiacciamento delle carote;
- si valuterà la resistenza accettabile misurata sulla struttura $R_{cm, str, acc}$.

R_{ck} (resistenza caratteristica da progetto)	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica da progetto)	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
f_{cm} (resistenza media cilindrica da progetto)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$
R_{cm} (resistenza media cubica da progetto)	$R_{cm} = f_{cm} / 0.83 = 44.64 \text{ N/mm}^2$
$R_{cm, str, acc}$ (resistenza accettabile misurata sulla struttura)	$R_{cm, str, acc} = 0.85 R_{cm} = 37.94 \text{ N/mm}^2$

Se la resistenza media misurata risulta maggiore della $R_{cm, str, acc}$ si potrà ritenere idonea la struttura; altrimenti si dovrà verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili ed eventualmente, in caso negativo, provvedere ad un ripristino.

Piano delle Indagini sul Calcestruzzo definito per Elemento Strutturale

Elemento	Soletta
-----------------	----------------

Livello di conoscenza	3
-----------------------	---

Fattore di confidenza	1
-----------------------	---

Indagini minime da prevedere

Tipologia di prova	Carotaggi
--------------------	-----------

Diametro campioni	100÷150 mm *	<i>* In funzione del diametro degli aggregati (minimo tre volte il diametro massimo degli aggregati)</i>
-------------------	--------------	--

Altezza campioni	2D*	<i>* Ove non possibile realizzare $h/D=1$</i>
------------------	-----	--

Numero prelievi (per area omogenea)	Min 3*	<i>* Se $CoV > 30$ eseguire altre carote per aumentare accuratezza</i>
--	--------	--

Ulteriori indagini

Carbonatazione	Segnalare se profondità di carbonatazione > 30 mm
----------------	---

Utilizzo di Sali?	Si	Misura Cloruri
	No	-

Distanza costa marina?	< 5 km	Misura Cloruri	Segnalare se profondità di cloruri > 20 mm
	> 5 km	-	

Elemento **Travi in c.a.**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Indagini minime da prevedere

Tipologia di prova Carotaggi

Diametro campioni 100÷150 mm *
* In funzione del diametro degli aggregati
(minimo tre volte il diametro massimo degli aggregati)

Altezza campioni 2D*
* Ove non possibile realizzare $h/D=1$

Numero prelievi
(per area omogenea) Min 3*
* Se $CoV > 30$ eseguire altre carote per aumentare accuratezza.

Ulteriori indagini

Prove pacometriche* Mappatura di ogni area omogenea
* Per ottimizzare la posizione del carotaggio.

Prove SonReb* Mappatura di ogni area omogenea
Verificare che le resistenze misurate siano compatibili con quelle delle carote.

Effettuare misure per trasmissione diretta
* Per ottimizzare l'accuratezza delle indagini minimizzando il numero delle carote.

Carbonatazione Segnalare se profondità di carbonatazione > 30 mm

Utilizzo di Sali? Si Misura Cloruri

No -

Distanza costa marina? < 5 km Misura Cloruri Segnalare se profondità di cloruri > 20 mm

> 5 km -

Elemento **Travi in c.a.p.**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Indagini minime da prevedere

Tipologia di prova Carotaggi

Diametro campioni 100÷150 mm *
* In funzione del diametro degli aggregati
(minimo tre volte il diametro massimo degli aggregati)

Altezza campioni 2D*
* Ove non possibile realizzare $h/D=1$

Numero prelievi
(per area omogenea) Min 3*
* Se $CoV > 30$ eseguire altre carote per aumentare accuratezza.

Ulteriori indagini

Prove pacometriche* Mappatura di ogni area omogenea
* Per ottimizzare la posizione del carotaggio.

Prove SonReb* Mappatura di ogni area omogenea
Verificare che le resistenze misurate siano compatibili con quelle delle carote.

Effettuare misure per trasmissione diretta
* Per ottimizzare l'accuratezza delle indagini minimizzando il numero delle carote.

Carbonatazione Segnalare se profondità di carbonatazione > 15 mm

Utilizzo di Sali? Si Misura Cloruri
No -

Distanza costa marina? < 5 km Misura Cloruri
> 5 km -
Segnalare se profondità di cloruri > 10 mm

Elemento	Pulvino
-----------------	----------------

Livello di conoscenza	3
-----------------------	---

Fattore di confidenza	1
-----------------------	---

Indagini minime da prevedere

Tipologia di prova	Carotaggi
--------------------	-----------

Diametro campioni	100÷150 mm *	<i>* In funzione del diametro degli aggregati (minimo tre volte il diametro massimo degli aggregati)</i>
-------------------	--------------	--

Altezza campioni	2D*	<i>* Ove non possibile realizzare $h/D=1$</i>
------------------	-----	--

Numero prelievi (per area omogenea)	Min 3*	<i>* Se $CoV > 30$ eseguire altre carote per aumentare accuratezza.</i>
--	--------	---

Ulteriori indagini

Prove pacometriche*	Mappatura di ogni area omogenea	<i>* Per ottimizzare la posizione del carotaggio.</i>
---------------------	---------------------------------	---

Prove SonReb*	Mappatura di ogni area omogenea	Verificare che le resistenze misurate siano compatibili con quelle delle carote.
---------------	---------------------------------	--

Effettuare misure per trasmissione diretta	<i>* Per ottimizzare l'accuratezza delle indagini minimizzando il numero delle carote.</i>
--	--

Carbonatazione	Segnalare se profondità di carbonatazione > 30 mm
----------------	---

Utilizzo di Sali?	Si	Misura Cloruri
	No	-

Distanza costa marina?	< 5 km	Misura Cloruri	Segnalare se profondità di cloruri > 20 mm
	> 5 km	-	

**Elaborazione Risultati Indagini
definito per Tipologia di
Elemento/Campione**

Elemento **Soletta**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Tipologia di prova Carotaggi

Elaborazione Risultati ($h/D = 1$)

Resistenza in situ $R_{cm,mis} = \frac{\sum \sigma_{c,mis}}{n_{carote}}$

Resistenza accettabile $R_{cm,str,acc} = 0.85 \left(\frac{0.83 * R_{ck} + 8}{0.83} \right)$

Valore Medio

$f_{cm,mis} \geq f_{cm,str,acc}$ Ok

Verifica

$f_{cm,mis} < f_{cm,str,acc}$

Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

$$R_{ck,mis} = \min \left\{ R_{cm,mis} - 1.48 * s, R_{c,mis,min} + 4.82 \right\}$$

Resistenza in situ

$R_{cm,mis}$ valore medio della resistenza delle carote

Valore Caratteristico

$R_{c,mis,min}$ valore minimo della resistenza delle carote

(almeno 15 prelievi)

s scarto quadratico medio

Resistenza accettabile

$$R_{ck,str,acc} = 0.85(R_{ck})$$

$R_{ck,mis} \geq R_{ck,str,acc}$ Ok

Verifica

$R_{ck,mis} < R_{ck,str,acc}$

Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

Elemento	Soletta
----------	----------------

Livello di conoscenza	3
-----------------------	---

Fattore di confidenza	1
-----------------------	---

Tipologia di prova	Carotaggi
--------------------	-----------

Elaborazione Risultati (h/D = 2)

Resistenza in situ	$f_{cm,mis} = \frac{\sum \sigma_{c,mis}}{n_{carote}}$
--------------------	---

Resistenza accettabile	$f_{cm,str,acc} = 0.85(0.83 * R_{ck} + 8)$
------------------------	--

Valore Medio	$f_{cm,mis} \geq f_{cm,str,acc}$	Ok
--------------	----------------------------------	----

Verifica	$f_{cm,mis} < f_{cm,str,acc}$	Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.
----------	-------------------------------	--

$$f_{ck,mis} = \min \left\{ \begin{matrix} f_{cm,mis} - 1.48 * s \\ f_{c,mis,min} + 4 \end{matrix} \right.$$

Resistenza in situ	$f_{cm,mis}$ valore medio della resistenza delle carote
--------------------	---

Valore Caratteristico	$f_{c,mis,min}$ valore minimo della resistenza delle carote
-----------------------	---

(almeno 15 prelievi)	s scarto quadratico medio
----------------------	---------------------------

Resistenza accettabile	$f_{ck,str,acc} = 0.85(0.83 * R_{ck})$
------------------------	--

	$f_{ck,mis} \geq f_{ck,str,acc}$	Ok
--	----------------------------------	----

Verifica	$f_{ck,mis} < f_{ck,str,acc}$	Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.
----------	-------------------------------	--

Elemento **Travi in c.a.**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Tipologia di prova Carotaggi

Elaborazione Risultati (h/D = 1)

Resistenza in situ $R_{cm,mis} = \frac{\sum \sigma_{c,mis}}{n_{carote}}$

Resistenza accettabile $R_{cm,str,acc} = 0.85 \left(\frac{0.83 * R_{ck} + 8}{0.83} \right)$

Valore Medio $f_{cm,mis} \geq f_{cm,str,acc}$ Ok

Verifica $f_{cm,mis} < f_{cm,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

$$R_{ck,mis} = \min \left\{ R_{cm,mis} - 1.48 * s, R_{c,mis,min} + 4.82 \right\}$$

Resistenza in situ $R_{cm,mis}$ valore medio della resistenza delle carote

Valore Caratteristico $R_{c,mis,min}$ valore minimo della resistenza delle carote

(almeno 15 prelievi) s scarto quadratico medio

Resistenza accettabile $R_{ck,str,acc} = 0.85(R_{ck})$

$R_{ck,mis} \geq R_{ck,str,acc}$ Ok

Verifica $R_{ck,mis} < R_{ck,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

Elemento **Travi in c.a.**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Tipologia di prova Carotaggi

Elaborazione Risultati ($h/D = 2$)

Resistenza in situ $f_{cm,mis} = \frac{\sum \sigma_{c,mis}}{n_{carote}}$

Resistenza accettabile $f_{cm,str,acc} = 0.85(0.83 * R_{ck} + 8)$

Valore Medio $f_{cm,mis} \geq f_{cm,str,acc}$ Ok

Verifica $f_{cm,mis} < f_{cm,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

$$f_{ck,mis} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{cm,mis} - 1.48 * s \\ f_{c,mis,min} + 4 \end{array} \right.$$

Resistenza in situ $f_{cm,mis}$ valore medio della resistenza delle carote

Valore Caratteristico $f_{c,mis,min}$ valore minimo della resistenza delle carote

(almeno 15 prelievi) s scarto quadratico medio

Resistenza accettabile $f_{ck,str,acc} = 0.85(0.83 * R_{ck})$

$f_{ck,mis} \geq f_{ck,str,acc}$ Ok

Verifica $f_{ck,mis} < f_{ck,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

Elemento **Travi in c.a.p.**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Tipologia di prova Carotaggi

Elaborazione Risultati ($h/D = 1$)

Resistenza in situ $R_{cm,mis} = \frac{\sum \sigma_{c,mis}}{n_{carote}}$

Resistenza accettabile $R_{cm,str,acc} = 0.85 \left(\frac{0.83 * R_{ck} + 8}{0.83} \right)$

Valore Medio $f_{cm,mis} \geq f_{cm,str,acc}$ Ok

Verifica $f_{cm,mis} < f_{cm,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

$$R_{ck,mis} = \min \left\{ R_{cm,mis} - 1.48 * s, R_{c,mis,min} + 4.82 \right\}$$

Resistenza in situ $R_{cm,mis}$ valore medio della resistenza delle carote

Valore Caratteristico $R_{c,mis,min}$ valore minimo della resistenza delle carote

(se sono effettuati almeno 15 prelievi) s scarto quadratico medio

Resistenza accettabile $R_{ck,str,acc} = 0.85(R_{ck})$

$R_{ck,mis} \geq R_{ck,str,acc}$ Ok

Verifica $R_{ck,mis} < R_{ck,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

Elemento **Travi in c.a.p.**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Tipologia di prova Carotaggi

Elaborazione Risultati (h/D = 2)

Resistenza in situ
$$f_{cm,mis} = \frac{\sum \sigma_{c,mis}}{n_{carote}}$$

Resistenza accettabile
$$f_{cm,str,acc} = 0.85(0.83 * R_{ck} + 8)$$

Valore Medio

$$f_{cm,mis} \geq f_{cm,str,acc}$$
 Ok

Verifica

$$f_{cm,mis} < f_{cm,str,acc}$$

Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

$$f_{ck,mis} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{cm,mis} - 1.48 * s \\ f_{c,mis,min} + 4 \end{array} \right.$$

Resistenza in situ

$f_{cm,mis}$ valore medio della resistenza delle carote

Valore Caratteristico

$f_{c,mis,min}$ valore minimo della resistenza delle carote

(almeno 15 prelievi)

s scarto quadratico medio

Resistenza accettabile
$$f_{ck,str,acc} = 0.85(0.83 * R_{ck})$$

$$f_{ck,mis} \geq f_{ck,str,acc}$$
 Ok

Verifica

$$f_{ck,mis} < f_{ck,str,acc}$$

Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

Elemento **Pulvino**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Tipologia di prova Carotaggi

Elaborazione Risultati ($h/D = 1$)

Resistenza in situ $R_{cm,mis} = \frac{\sum \sigma_{c,mis}}{n_{carote}}$

Resistenza accettabile $R_{cm,str,acc} = 0.85 \left(\frac{0.83 * R_{ck} + 8}{0.83} \right)$

Valore Medio $f_{cm,mis} \geq f_{cm,str,acc}$ Ok

Verifica $f_{cm,mis} < f_{cm,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

$$R_{ck,mis} = \min \left\{ R_{cm,mis} - 1.48 * s \right. \\ \left. R_{c,mis,min} + 4.82 \right\}$$

Resistenza in situ $R_{cm,mis}$ valore medio della resistenza delle carote

$R_{c,mis,min}$ valore minimo della resistenza delle carote

Valore Caratteristico s scarto quadratico medio

(almeno 15 prelievi) Resistenza accettabile $R_{ck,str,acc} = 0.85(R_{ck})$

$R_{ck,mis} \geq R_{ck,str,acc}$ Ok

Verifica $R_{ck,mis} < R_{ck,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

Elemento **Pulvino**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Tipologia di prova Carotaggi

Elaborazione Risultati (h/D = 2)

Resistenza in situ $f_{cm,mis} = \frac{\sum \sigma_{c,mis}}{n_{carote}}$

Resistenza accettabile $f_{cm,str,acc} = 0.85(0.83 * R_{ck} + 8)$

Valore Medio $f_{cm,mis} \geq f_{cm,str,acc}$ Ok

Verifica $f_{cm,mis} < f_{cm,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

$$f_{ck,mis} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{cm,mis} - 1.48 * s \\ f_{c,mis,min} + 4 \end{array} \right.$$

Resistenza in situ $f_{cm,mis}$ valore medio della resistenza delle carote

Valore Caratteristico $f_{c,mis,min}$ valore minimo della resistenza delle carote

(almeno 15 prelievi) s scarto quadratico medio

Resistenza accettabile $f_{ck,str,acc} = 0.85(0.83 * R_{ck})$

$f_{ck,mis} \geq f_{ck,str,acc}$ Ok

Verifica $f_{ck,mis} < f_{ck,str,acc}$ Verificare che le caratteristiche di resistenza e durabilità siano ancora accettabili.

QUADERNO TECNICO N.2

VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ACCIAIO

1. Valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio

Analogamente al calcestruzzo, la valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio è condizione primaria nella valutazione della sicurezza strutturale e nella progettazione degli interventi sull'esistente, quali che essi siano.

Tuttavia, grazie al fatto che l'acciaio è stato sempre ottenuto mediante processi industriali, è possibile anche evitare le operazioni di prelievo, che possono inficiare in maniera significativa il comportamento strutturale dell'elemento indagato. Nel seguito si farà una preliminare descrizione dell'evoluzione normativa che ha regolato l'impiego degli acciai da cemento armato. Successivamente si daranno indicazioni per la predisposizione del piano delle indagini, con specifico riferimento alla caratterizzazione degli acciai. Infine si sintetizzerà il tutto in tabelle riassuntive, utilizzabili qualora sussistano le condizioni per evitare il prelievo dei campioni *in situ*.

2. Evoluzione Normativa

Nella presente sezione si riporta una breve descrizione dello stato dell'arte a livello normativo in merito alla determinazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio.

2.1. Regio Decreto del 10 gennaio 1907

Il primo dispositivo normativo che affronta il problema della caratterizzazione delle proprietà meccaniche degli acciai da cemento armato è il Regio Decreto del 10 gennaio 1907, emanato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel testo è imposta l'obbligatorietà di prove a trazione e piegamento, da eseguire su tre campioni - di lunghezza pari a 20 volte il diametro - "ogni cento barre" utilizzate. L'armatura (ferro liscio) doveva avere resistenza a trazione compresa tra 3600 e 4500 kg/cm² e allungamenti a rottura tra il 25 e il 29% (valori ricavati dal "coefficiente di qualità"). Qualora i requisiti normativi non fossero stati rispettati, erano richiesti due test aggiuntivi: quando anche uno di questi avesse dato esito negativo, il materiale era considerato non conforme, quindi da scartare. Di seguito si riportano gli articoli del R.D. 1907 cui ci si è riferiti nella presente sintesi.

Art. 8 – L'armatura da utilizzare nel conglomerato, dovrà essere composta da ferro omogeneo, liscio alla superficie. La resistenza alla rottura per trazione sarà compresa fra 3600 e 4500 kg/cm². Vi è una limitazione inferiore sul coefficiente di qualità, il quale non dovrà essere minore di 900. Tutte le prove suddette si potranno sperimentare per ogni cento barre su tre saggi. Se uno di essi non soddisfa i criteri stabiliti si dovranno sottoporre ai test altri due nuovi saggi; qualora uno di questi ultimi desse esito negativo il materiale verrà rifiutato.

Art. 27 – Il ferro omogeneo non sarà sottoposto a sforzo di trazione o di compressione semplice (cioè senza pericolo di flessione laterale) superiore a 1000 kg/cm² e ad 800 kg/cm² per la sollecitazione a taglio.

2.2. Tra il 1907 ed il 1939

A seguito del Regio Decreto del 1907 furono emanati:

- Decreto del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 14 novembre 1924 n. 3227;
- Decreto Presidenziale del 15 maggio 1925;
- Regio Decreto Legge 4 settembre 1927 n. 1981;
- Regio Decreto Legge 7 giugno 1928 n. 1431;
- Regio Decreto Legge 18 luglio 1930 n. 1133;
- Regio Decreto Legge 23 maggio 1932 n. 832 convertito in Legge 22 dicembre 1932 n. 1830;
- Regio Decreto Legge 29 luglio 1933 n. 1213;
- Circolare 17 maggio 1937 n. 2202 *“Impiego dell'acciaio semiduro nelle costruzioni in conglomerato cementizio armato”*.

Tali dispositivi normativi non apportarono significative modifiche al R.D. del 1907, ma sancirono l'obbligo - per le amministrazioni dello Stato - di attenersi a quanto stabilito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Inoltre, furono specificati i criteri di accettazione degli acciai da armatura:

- la resistenza a trazione era incrementata a 3800 e 5000 kg/cm²;
- il coefficiente di qualità era sostituito dalla misura dell'allungamento a rottura;
- l'allungamento a rottura minimo fu posto del 27% per $f_t = 3800 \text{ kg/cm}^2$ e 21% per $f_t = 5000 \text{ kg/cm}^2$;
- la lunghezza utile per la determinazione dell'allungamento a rottura doveva essere pari a 10 volte il diametro della barra.

2.3. Regio Decreto Legge del 16 novembre 1939 n. 2228 – 2235

Per la prima volta gli acciai di armatura sono classificati in base alla differenziazione delle caratteristiche meccaniche (ivi compreso anche il “limite di snervamento”):

Tipologia	Carico rottura a trazione	Limite di snervamento	Allungamento a rottura	Carico di sicurezza
acciaio	[kg/mm ²]	[kg/mm ²]	[%]	[kg/mm ²]
DOLCE	42 - 50	≥ 23	≥ 20	14
SEMIDURO	50 - 60	≥ 27	≥ 16	20
DURO	60 - 70	≥ 31	≥ 14	20

Le prove dovevano essere eseguite su un minimo di due campioni di 1 metro per ogni 1000 tondini di ferro; la misura dell'allungamento percentuale di rottura è sempre su una lunghezza pari dieci volte il diametro.

Di seguito si riportano gli articoli del R.D. 1939 cui ci si è riferiti nella presente sintesi.

Art.17 - L'armatura del conglomerato è normalmente costituita con acciaio dolce (cosiddetto ferro omogeneo) oppure con acciaio semi duro o acciaio duro, in barre tonde prive di difetti, di screpolature, di bruciature o di altre soluzioni di continuità. La resistenza a trazione dell'armatura suddetta viene determinata, quando sia possibile, sui tondini stessi senza alcuna preparazione, o altrimenti su provette cilindriche preparate a freddo e in tutto conformi ai tipi normali stabiliti dalle norme vigenti all'inizio della costruzione, per le prove dei materiali ferrosi. In entrambi i casi, la lunghezza utile per la misura dell'allungamento percentuale di rottura deve essere 10 volte il diametro del provino. Devono ottenersi i seguenti risultati: a) per l'acciaio dolce (ferro omogeneo): Carico di rottura per trazione compreso fra 42 e 50 kg/mm², limite di snervamento non inferiore a 23 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore a 20 per cento. Per le legature o staffe di pilastri può impiegarsi acciaio dolce con carico di rottura compreso fra 37 e 45 kg/mm² senza fissarne il limite inferiore di snervamento; b) per l'acciaio semiduro: Carico di rottura per trazione compreso fra 50 e 60 kg/mm²; limite di snervamento non inferiore a 27 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 16%; c) per l'acciaio duro: Carico di rottura per trazione compreso fra 60 e 70 kg/mm², limite di snervamento non inferiore a 31 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 14%. Un tondino di acciaio dolce riscaldato al calore rosso chiaro ed immerso nell'acqua a temperatura di 10° a 20° C., deve potersi piegare su se stesso in modo da formare un cappio, il cui occhio abbia un diametro uguale al diametro del tondino, senza che si producano fenditure. Un tondino di acciaio deve potersi piegare a freddo ad U, senza che si producano fenditure, attorno ad un cilindro, il cui diametro sia uguale al suo diametro per l'acciaio dolce, al quintuplo del suo diametro per l'acciaio semiduro e duro. Qualora una prova fallisca, si devono ripetere entrambe le prove su due campioni prelevati dallo stesso gruppo di 1000 pezzi, e, fallendo una qualunque di queste, il gruppo viene rifiutato.

Art.19- Il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione non deve superare 1400 kg/cm² per l'acciaio dolce, 2000 kg/cm² per l'acciaio semiduro e per l'acciaio duro.

Ai valori più elevati delle tensioni nell'armatura è necessario che corrispondano più elevati carichi di rottura cubici σ_r ,28 del conglomerato. La tensione di kg/cm² 1400 richiede l'impiego di conglomerato con resistenza minima 160 kg/cm²; l'uso dell'acciaio semiduro e duro richiede l'impiego di conglomerato di cemento ad alta resistenza con carico di rottura cubico di 160 kg/cm² fino alla tensione di 1800 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1600 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali; 225 kg/cm² fino alla tensione 2000 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1800 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali di membrature soggette prevalentemente a carichi fissi. Il carico di sicurezza dell'acciaio non dovrà in ogni caso superare la metà del carico di snervamento.

L'uso dell'acciaio semiduro e duro è in ogni caso limitato a tondini di diametro non superiore a mm. 30.

La predisposizione dell'ancoraggio delle armature metalliche deve essere tanto maggiormente curata quanto maggiori sono le tensioni massime adottate.

2.4. Tra il 1939 ed il 1957

A partire dal 1939, si susseguirono diversi Decreti Attuativi e Circolari in merito all'accettazione dei materiali per la realizzazione di opere in c.a. Tra queste si ricordano:

- Circolare del Ministero dei LL. PP. del 22 novembre 1946 n. 1735. Introduce l'utilizzo di acciai ad alto limite di snervamento (acciai di tipo Thorstall, Thor, Isteg ecc.);
- Circolare del Ministero dei LL.PP. del 9 dicembre 1948 n. 2625; Circolare 13 aprile 1950 n. 942. Regolamentano l'utilizzo di acciai ad alto limite di snervamento;
- Circolare 25 settembre 1948 n. 2083; Circolare 8 giugno 1953 n. 1082; Circolare 20 maggio 1954 n. 1433. Impongono l'obbligo - di fatto decaduto nei primi anni del dopoguerra - di adempiere alle prescrizioni previste al D.R. del 1939;
- Circolare 10 settembre 1956 n. 2337. Regola l'impiego di acciaio speciale sagomato ad alto limite elastico nelle strutture in cemento armato.

2.5. Circolare del Ministero dei LL. PP. del 23 maggio 1957

La Circolare abrogava e sostituiva tutti i dispositivi normativi precedenti, introducendo al contempo i nuovi tondini ad aderenza migliorata. Relativamente alle barre lisce, era prevista una nuova classificazione, in parte corrispondente quella prevista dal D.R. n. 2229:

Tipologia	Carico rottura a trazione	Limite di snervamento	Allungamento a rottura	Carico di sicurezza
acciaio	[kg/mm ²]	[kg/mm ²]	[%]	[kg/mm ²]
Aq 42	42 - 50	≥ 23	≥ 20	14
Aq 50	50 - 60	≥ 27	≥ 16	20
Aq 60	60 - 70	≥ 31	≥ 14	20

Le prescrizioni relative agli Aq50 e Aq60 valevano per diametri non superiori a 30 mm e calcestruzzi di classe non inferiore a R200 per sezioni rettangolari e R250 per sezioni a T. Di seguito si riporta letteralmente l'estratto di norma:

“Per tutte le armature delle strutture in cemento armato possono essere impiegati soltanto acciai Aq 42, Aq 50, Aq 60 sia in tondo sia in forma speciale.

Per gli acciai in tondo, la tensione non deve superare il 50 % del carico di snervamento e, in ogni caso, i seguenti valori:

1400 kg/cm² per Aq 42

1600 kg/cm² per Aq 50

1800 kg/cm² per Aq 60

Per gli acciai Aq 50 e Aq 60 le sollecitazioni sopra indicate possono adottarsi per diametri non superiori a 30 mm purché si impieghi conglomerato almeno di classe R200 nel caso di sezione rettangolare, conglomerato di classe R250 nel caso di sezione a T.

Per gli acciai di forma speciale ad aderenza migliorata (ritorti, sagomati, ecc.) la tensione ammissibile non deve superare il 50% del carico di snervamento né il 40% del carico di rottura con la condizione che l'allungamento di rottura non sia inferiore al 12%.

La tensione ammissibile per detti acciai non deve inoltre superare il valore di 220 kg/cm².

Si potrà superare tale valore fino a un massimo di 2400 kg/cm² soltanto se nei calcoli si debba anche tener conto degli effetti delle variazioni termiche e del ritiro e se l'eventuale fessurazione del conglomerato non risulti di pregiudizio all'opera. In questo caso occorre sempre verificare che il valore di 2200 kg/cm² non sia superato quando si prescinda da tali effetti.

Per tensioni fino a 2200 kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato almeno di classe R250. Per tensioni fra 2200 e 2400 kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato di classe R350.

Tutte le prescrizioni date con precedenti circolari sono abrogate”.

2.6. Tra il 1957 ed il 1972

A seguito della circolare del 1957, si susseguirono numerosi altri dispositivi normativi volti alla regolamentazione dell'utilizzo degli acciai a aderenza migliorata. Nello specifico vanno citate:

- Circolare nel Ministero dei LL.PP. n. 1547 del 17 maggio 1965. È introdotta la distinzione tra acciai ad aderenza migliorata normali e speciali, che differiscono sostanzialmente in duttilità;
- Circolare del Ministero dei LL.PP. n. 3525 del 11 settembre 1967. Sono specificate le prescrizioni riguardanti le modalità di determinazione dei limiti di snervamento e di rottura (tensioni da determinarsi su 5 campioni per partita e ripetersi per tre diametri diversi scelti ciascuno negli intervalli 6-10 mm, 12-18 mm e >20 mm); viene introdotto per la prima volta il concetto di “resistenza caratteristica”;
- Circolare del Ministero dei LL.PP. n. 5226 del 15 ottobre 1968. Prescriveva che i valori di allungamento a rottura dovevano determinarsi su una lunghezza pari a cinque volte il diametro; il numero di campioni con cui valutare le tensioni era ridotto a quattro per intervallo di diametro;

- Circolare nel Ministero dei LL.PP. n. 5975 del 14 maggio 1969; Circolare nel Ministero dei LL.PP. n. 6157 del 14 luglio 1969; Circolare del Ministero dei LL.PP. n. 6400 del 10 ottobre 1969; Circolare nel Ministero dei LL.PP. n. 7443 del 17 ottobre 1970. Integravano la 5226, fornendo precise indicazioni sui controlli da effettuare da parte dei produttori e sui metodi di calcolo dei limiti di snervamento e di rottura di progetto per le singole tipologie di acciaio disponibili;
- Circolare del Ministero dei LL.PP. n. 8096 del 12 maggio 1971; Circolare nel Ministero dei LL.PP. n. 1086 del 5 novembre 1971. Riprendevano per punti le precedenti circolari, chiudendo il periodo di validità del D.R. del 1939.

2.7. Decreto Ministeriale del 30 Maggio 1972

Il D.M. introdusse l'approccio probabilistico: per tutte le armature - in particolare le barre ad aderenza migliorata e le reti elettrosaldate - erano previsti controlli in stabilimento, da eseguire presso i laboratori ufficiali. Il controllo in cantiere era obbligatorio solo in caso di omissione dei controlli di stabilimento: *"tutte le forniture di acciai sottoposti a controlli in stabilimento, possono essere accettate senza ulteriori controlli se accompagnate da un certificato di laboratorio ufficiale che si riferisce al tipo di armatura in esame e munito di legature col marchio del produttore oppure contraddistinte dal marchio di laminazione a caldo."*

Gli acciai lisci si riconducevano a due sole tipologie: FeB22k e FeB32k; gli acciai ad aderenza migliorata (di diametro equivalente ad una barra tonda equipesante calcolato nell'ipotesi di peso specifico pari a $7,85 \text{ kg/dm}^3$) erano distinti in tre categorie: A38k, A41k e FeB44k.

Tipologia	Carico rottura a trazione	Limite di snervamento	Allungamento a rottura	Carico di sicurezza
acciaio	[kg/mm ²]	[kg/mm ²]	[%]	[kg/mm ²]
FeB22k	≥ 34	≥ 22	≥ 24	12
FeB32k	≥ 50	≥ 32	≥ 22	16
Tipologia	Carico rottura a trazione	Limite di snervamento	Allungamento a rottura	Carico di sicurezza
acciaio	[kg/mm ²]	[kg/mm ²]	[%]	[kg/mm ²]
A38k	≥ 46	≥ 38	≥ 14	19
A41k	≥ 50	≥ 41	≥ 14	20
FeB44k	≥ 55	≥ 44	≥ 12	22

In aggiunta alle consuete prescrizioni, per le barre ad aderenza migliorata il D.M. prescriveva il superamento delle prove di aderenza secondo il metodo del beam-test, eseguito in accordo con la Circolare n. 5226/1968.

2.8. Decreto Ministeriale del 30 Maggio 1974

Il D.M. introdusse variazioni nella classificazione delle barre ad aderenza migliorata: la classe A38k venne sostituita dalla FeB38k - che conserva immutate le proprietà meccaniche specificate nel D.M. del '72 -; la classe A41 eliminata.

Tipologia	Carico rottura a trazione	Limite di snervamento	Allungamento a rottura	Carico di sicurezza
acciaio	[kg/mm ²]	[kg/mm ²]	[%]	[kg/mm ²]
FeB38k	≥ 46	≥ 38	≥ 14	19
FeB44k	≥ 55	≥ 44	≥ 12	22

Il DM del 1974 prevedeva due tipi di controllo sulle barre di armatura: in stabilimento e in cantiere.

- Per i controlli in stabilimento *“i produttori di barre ad aderenza migliorata e di reti elettrosaldate possono richiedere di sottoporre la loro produzione presso i propri stabilimenti, a prove a carattere statistico eseguite a cura di un laboratorio ufficiale”*. Nel caso specifico degli acciai FeB44k, il D.M. recita: *“in ciascuna colata saranno tenuti, presso lo stabilimento di produzione, ad eseguire controlli continuativi, geometrici e meccanici e dovranno riportare i risultati in appositi registri. I produttori dovranno documentare la conformità statistica fra i risultati dei controlli ufficiali in stabilimento e quelli dei controlli continuativi da loro stessi eseguiti”*. Qualora la fornitura fosse stata accompagnata da un certificato di laboratorio ufficiale riferito al tipo di armatura in esame - munito di marchio del produttore o di laminazione a caldo - era possibile omettere ulteriori controlli. Le prove potevano prevedere controlli sistematici e verifica della qualità. Nel primo caso, il controllo - da eseguirsi senza preavviso - era effettuato su venticinque campioni, ricavati da cinque diverse colate (5 per ogni colata). L'operazione doveva contemplare 3 diametri differenti, scelti negli intervalli [5-10]mm [12-18]mm e [>18]mm. Sui campioni erano determinati: tensione di snervamento, di rottura e allungamento percentuale a rottura; erano eseguite anche prove di piegatura. La tensione caratteristica di snervamento e di rottura erano valutate come:

$$R_{ak}(s) = R_{amn}(s) - \left(1.64 + \frac{10}{n}\right) \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) \delta_n(s)$$

con

$$R_{amn}(s) = \frac{\sum_{i=1}^n R_{ai}(s)}{n}$$

$$\delta_n(s) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [R_{ai}(s) - R_{amn}(s)]^2}{n-1}}$$

- Per i controlli in cantiere (facoltativi in caso di controlli in stabilimento), la norma contemplava due differenti casistiche, a seconda che il controllo in stabilimento fosse avvenuto o no. Nel primo caso, si procedeva prelevando tre spezzoni di egual diametro all'interno degli intervalli [5-10]mm [12-18]mm e [>18]mm e ricavando i valori caratteristici corrispondenti alle resistenze medie:

$$R_{sk(s)} = R_{am(s)} - 200 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$R_{ak(0.2)} = R_{am(0.2)} - 200 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$R_{ak} = R_{am} - 300 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Qualora i risultati non fossero stati conformi a quanto dichiarato dal produttore, occorreva eseguire ulteriori sei prove, i cui risultati andavano trattati statisticamente con i precedenti. In tal caso i valori caratteristici si ricavano come:

$$R_{sk(s)} = R_{am(s)} - 300 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$R_{ak(0.2)} = R_{am(0.2)} - 300 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$R_{ak} = R_{am} - 400 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Se anche tale controllo non avesse fornito risultati soddisfacenti, occorreva eseguire ulteriori sedici prove, per un totale di venticinque campioni da trattare statisticamente come nel caso dei controlli in stabilimento.

In caso di controlli in cantiere di armature non controllate in stabilimento, la norma imponeva di prelevare tre spezzoni per ogni diametro di ciascuna partita. I valori caratteristici corrispondenti alle resistenze medie erano ricavati come:

$$R_{sk(s)} = R_{am(s)} - 350 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$R_{ak(0.2)} = R_{am(0.2)} - 350 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$R_{ak} = R_{am} - 450 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Se il risultato fosse stato inferiore al valore richiesto, occorreva ripetere le prove su tre ulteriori spezzoni dei diametri non verificati ed utilizzare -nelle formulazioni precedenti - il valore medio valutato su 6 campioni. Qualora anche in questo caso i limiti richiesti non fossero stati, la partita era considerata non idonea.

2.9. Circolare del Ministero dei LL.PP. del 25 Gennaio 1975

Contiene indicazioni per gli Enti Pubblici, invitati a prevedere l'utilizzo dell'acciaio di tipo FeB44k nelle gare d'appalto in quanto caratterizzato da proprietà meccaniche più vantaggiose e sottoposto a controlli più attenti in stabilimento.

2.10. Tra il 1975 il 1996

È da menzionare il D.M. 26 marzo 1980 "*Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche*", che riporta le formule per il calcolo delle tensioni tangenziali di aderenza delle barre. Inoltre, per gli acciai ad aderenza migliorata FeB38k e FeB44k, assume rispettivamente valori ammissibili di 2200 kg/cm² e 2600 kg/cm², se controllati in stabilimento, oppure di 1900 kg/cm² e di 2200 kg/cm² per quelli non controllati.

2.11. Decreto Ministeriale del 16 Gennaio 1996

Il D.M. segna un importante traguardo per la progettazione in zona sismica. Tuttavia, per i materiali, fa riferimento ad indicazioni già fornite dai precedenti decreti, in particolare il D.M. 30 maggio 1974.

Il decreto sanciva l'obbligatorietà - per tutte le forniture di acciaio - del certificato del Laboratorio Ufficiale avente come informazione il tipo di armatura ed il marchio. La tensione caratteristica di snervamento e di rottura erano valutate come:

$$f_k = f_{mn} - k s_n$$

con

$$f_{mn} = \frac{\sum_{i=1}^n f_i}{n}$$

$$s_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [f_i - f_{mn}]^2}{n - 1}}$$

dove:

n è il numero di prelievi considerati

k è una funzione di n associata alla percentuale della popolazione pari al 95% e alla formulazione del rischio del tipo $1 - \alpha$ con $\alpha = 5\%$.

Oltre alla certificazione in stabilimento, il D.M. imponeva l'obbligo del controllo in cantiere, da effettuare su tre spezzoni per diametro e su ciascuna partita proveniente dal singolo stabilimento. Le prove dovevano indagare i parametri di resistenza e duttilità, aderenza e distacco al nodo saldato. I valori caratteristici si valutavano detraendo dalla media dei corrispondenti valori, su uno stesso diametro, rispettivamente 10 N/mm^2 per f_y o $f_{(0,2)}$ e 20 N/mm^2 per f_t . Qualora il risultato non fosse stato conforme a quello dichiarato, occorreva ripetere la prova su sei ulteriori campioni dello stesso diametro; in tal caso dalle medie dei nove valori si detraevano rispettivamente 20 N/mm^2 per f_y o $f_{(0,2)}$ e 30 N/mm^2 per f_t . Se da tale accertamento i limiti dichiarati non fossero stati rispettati, il controllo doveva estendersi, previo avviso al produttore, a 25 campioni, applicando la formulazione valida per controlli in stabilimento. L'ulteriore risultato negativo determinava l'inidoneità della partita.

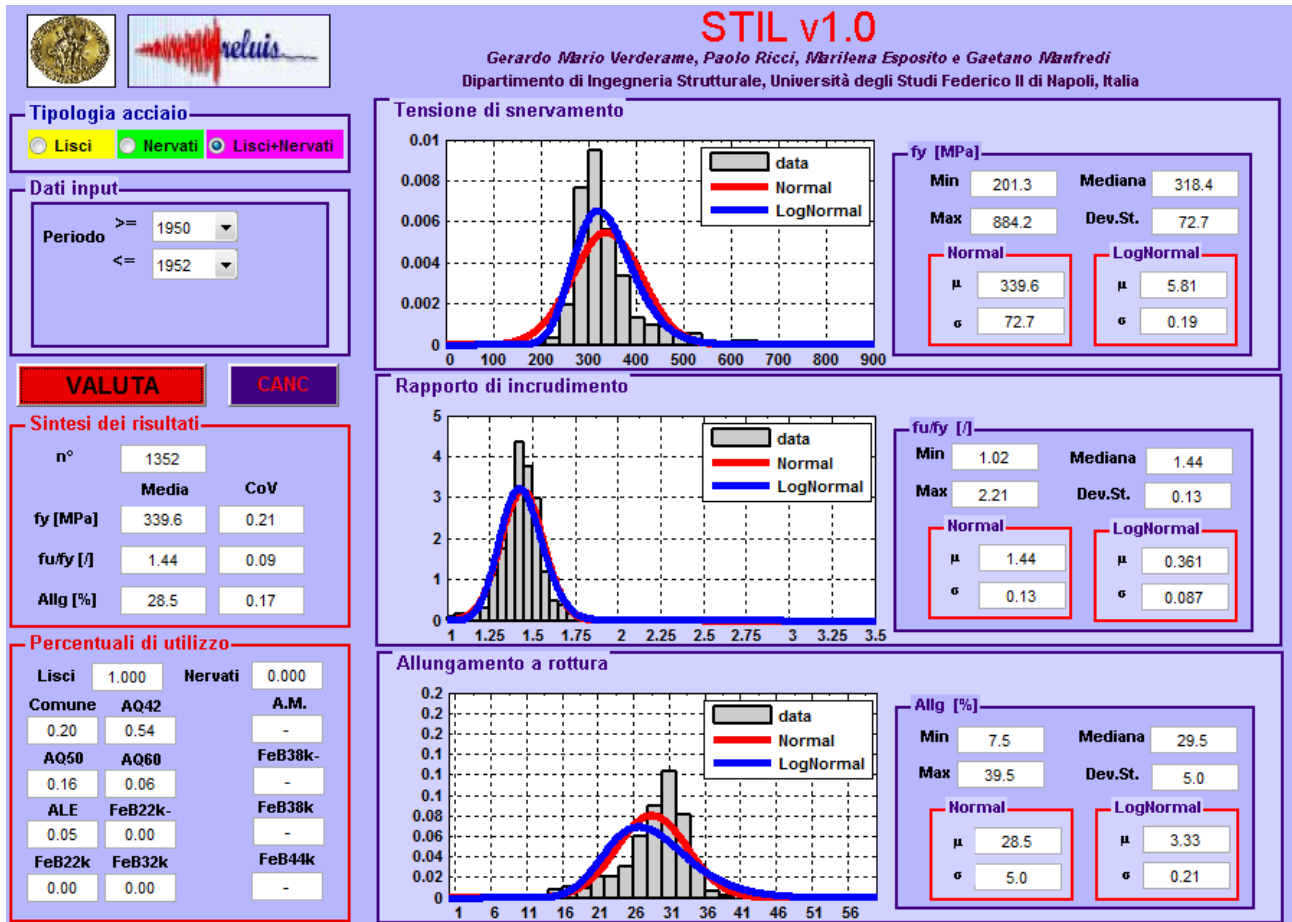
3. Definizione del Piano delle indagini

Analogamente a quanto descritto in relazione al calcestruzzo, operazione preliminare alla determinazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio è la definizione di un dettagliato piano delle indagini, da predisporre in funzione dell'obiettivo da perseguire. Allo scopo, la Circolare prescrive che *“in assenza di dati sperimentali adeguati, è consentito far riferimento alle caratteristiche del materiale prescritto in sede di progetto previa limitata verifica a campione dell'effettivo utilizzo dello stesso”*. In quest'ottica, l'analisi statistica degli acciai utilizzati nell'anno di realizzazione dell'opera può senza dubbio fornire un utile supporto alla fase di definizione delle caratteristiche meccaniche delle armature.

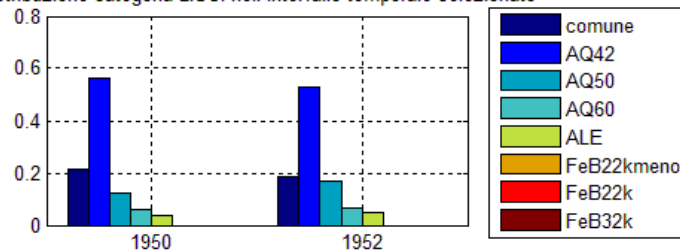
Di seguito si riportano le elaborazioni statistiche effettuate con il Software STIL v1.0, che si basa su un database di 19140 prove di trazione effettuate nell'intervallo temporale 1950 - 2000: per ogni biennio si riportano le proprietà meccaniche degli acciai, le relative distribuzioni normali e log-normali, nonché i valori di percentuali di utilizzo, elaborati in funzione sia della categoria di acciaio sia del diametro del tondino.

I dati forniti dalle suddette elaborazioni possono essere utilizzati prescindendo da indagini distruttive, purché - noti il periodo di realizzazione dell'opera e la classe di acciaio utilizzato - essi siano comunque confortati da prove non distruttive di durezza superficiale.

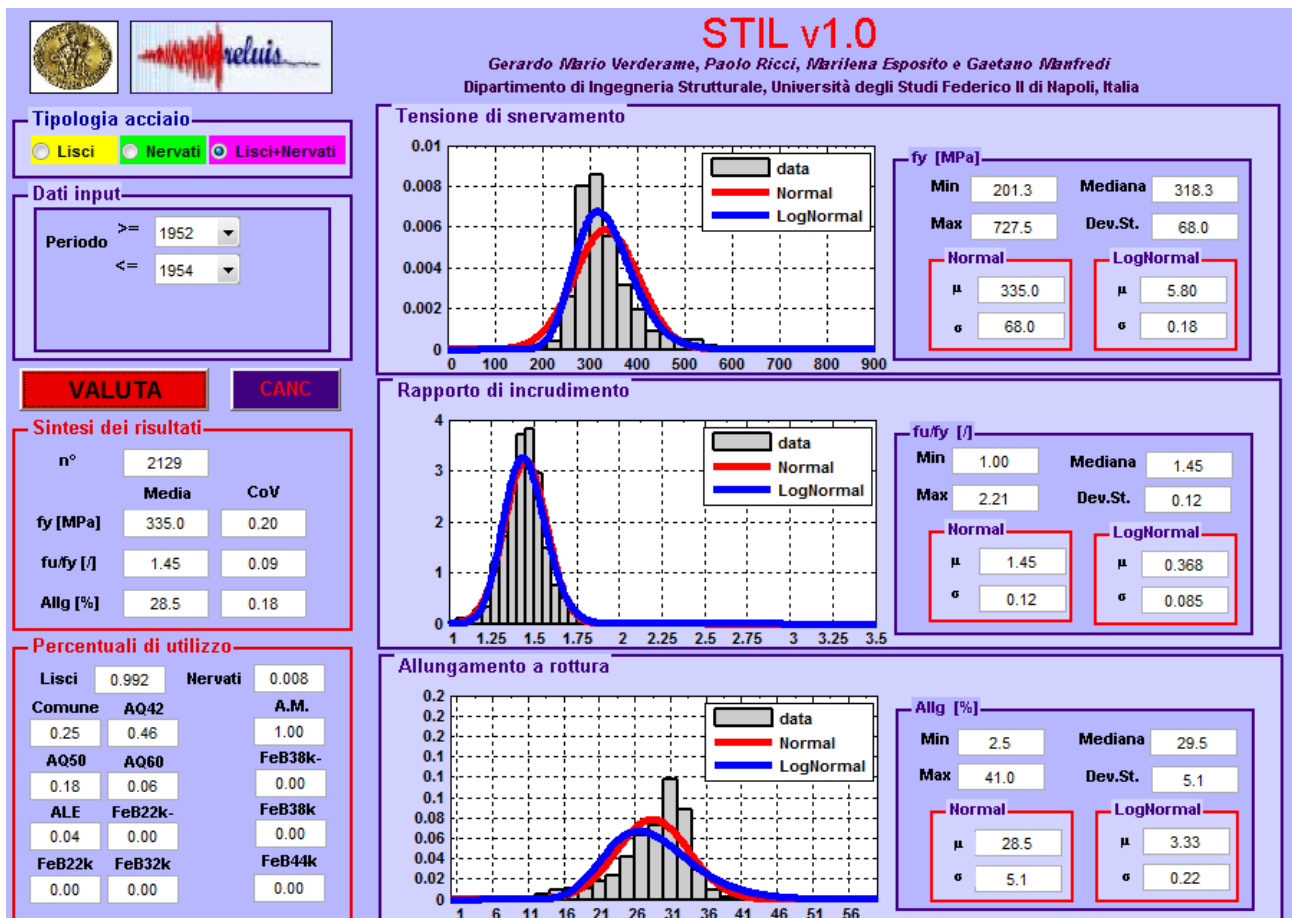
BIENNIO 1950-52



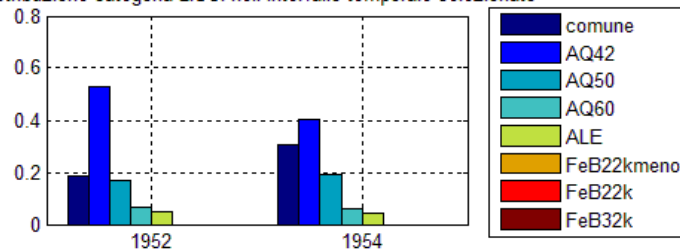
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



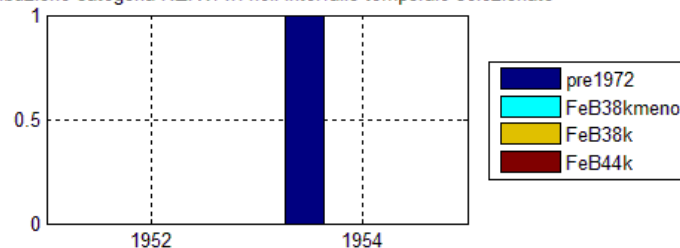
BIENNIO 1952-54



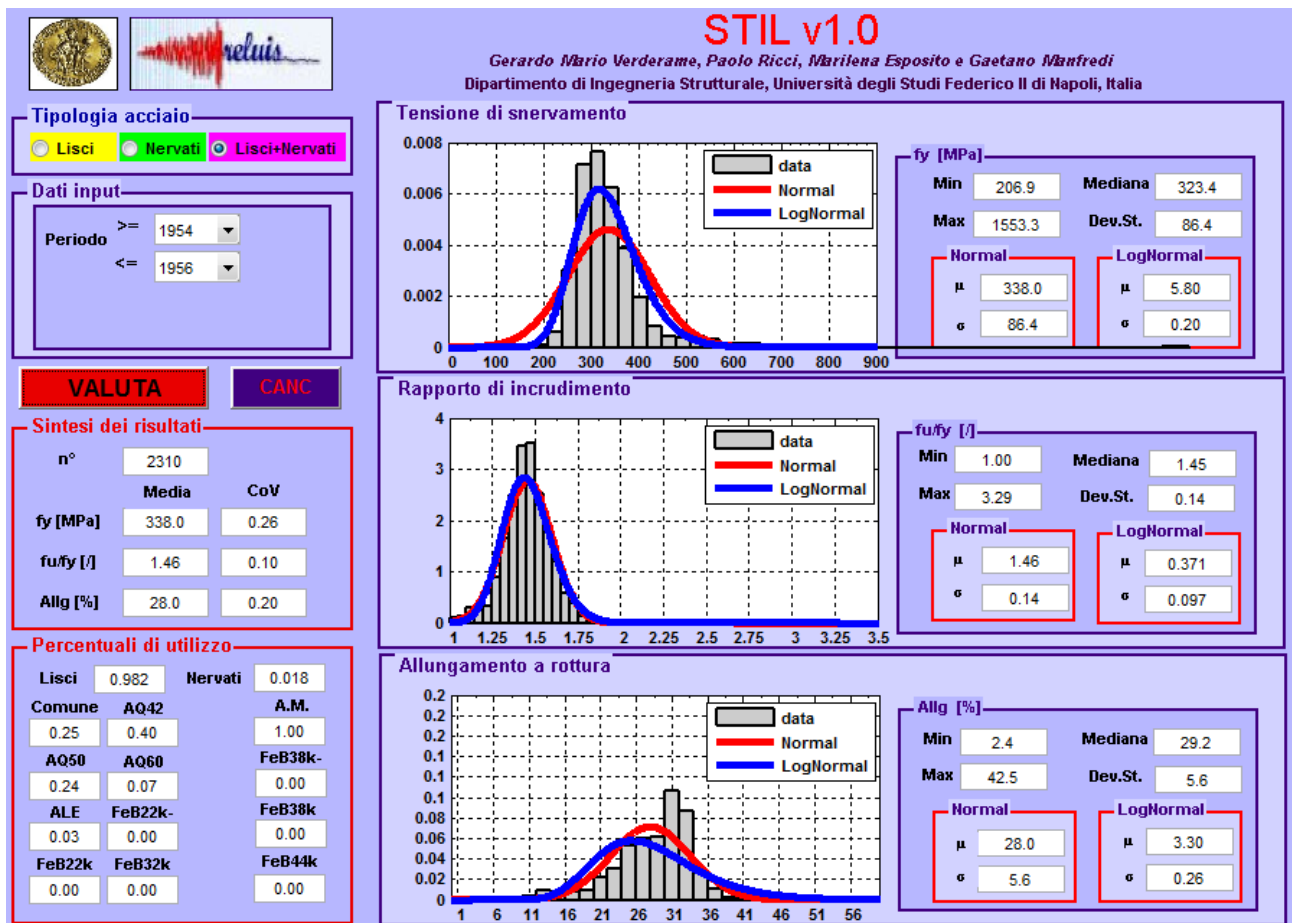
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



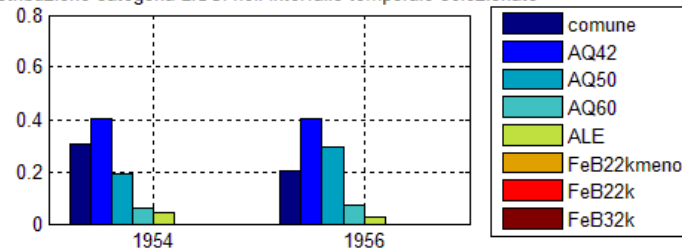
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



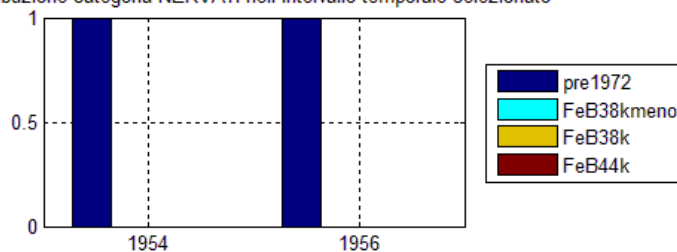
BIENNIO 1954-56



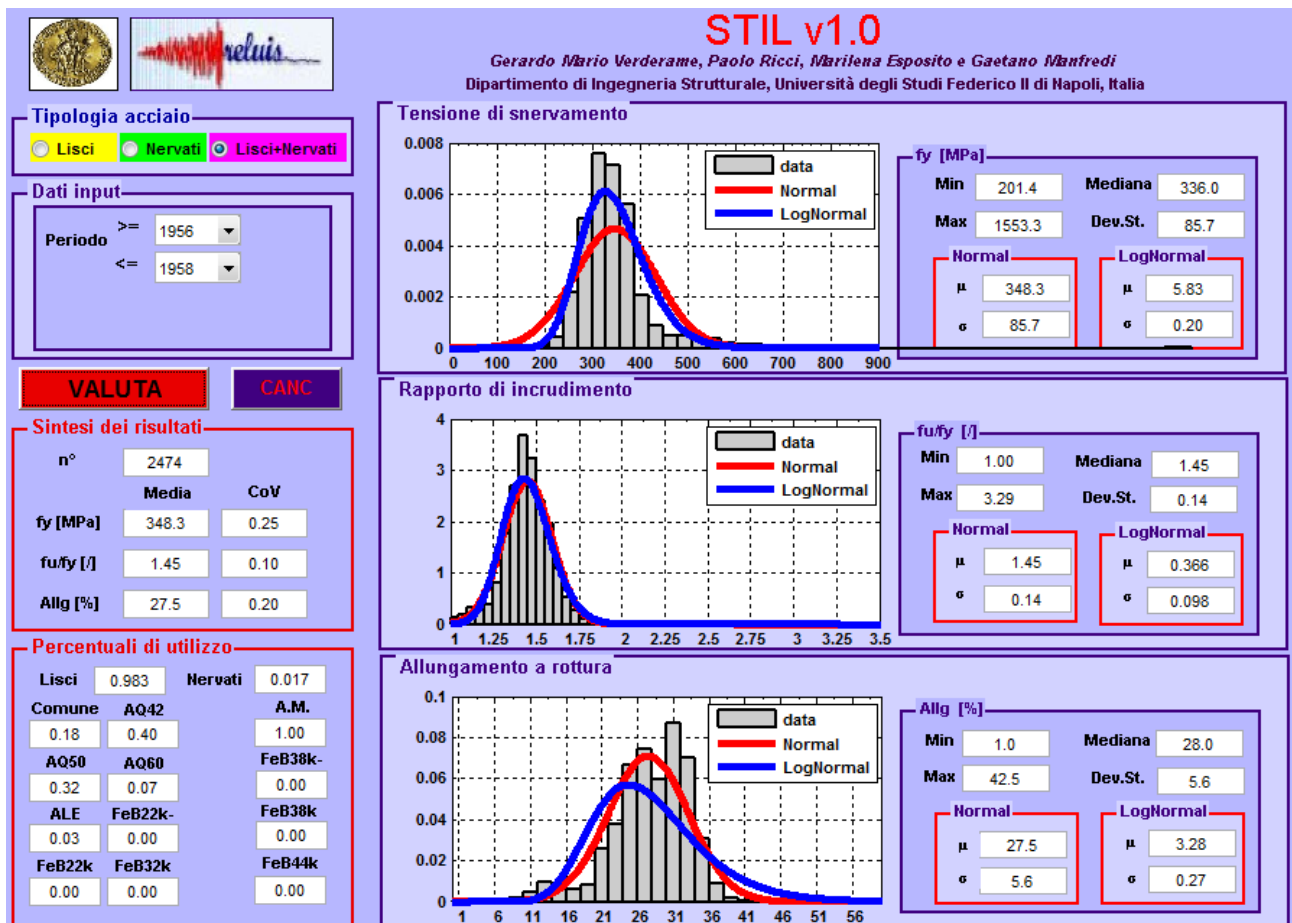
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



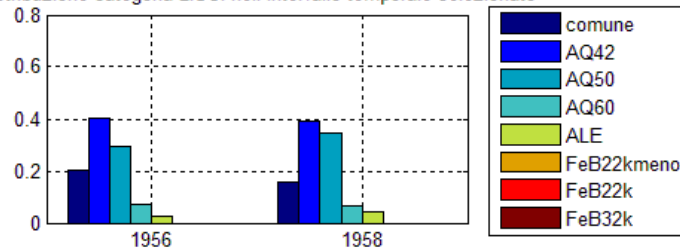
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



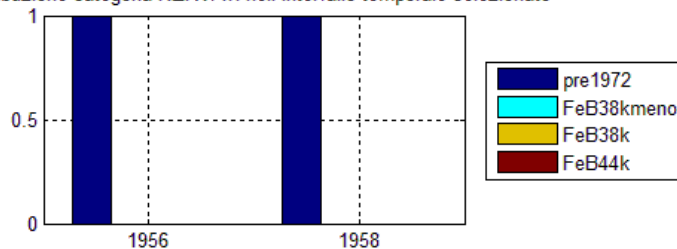
BIENNIO 1956-58



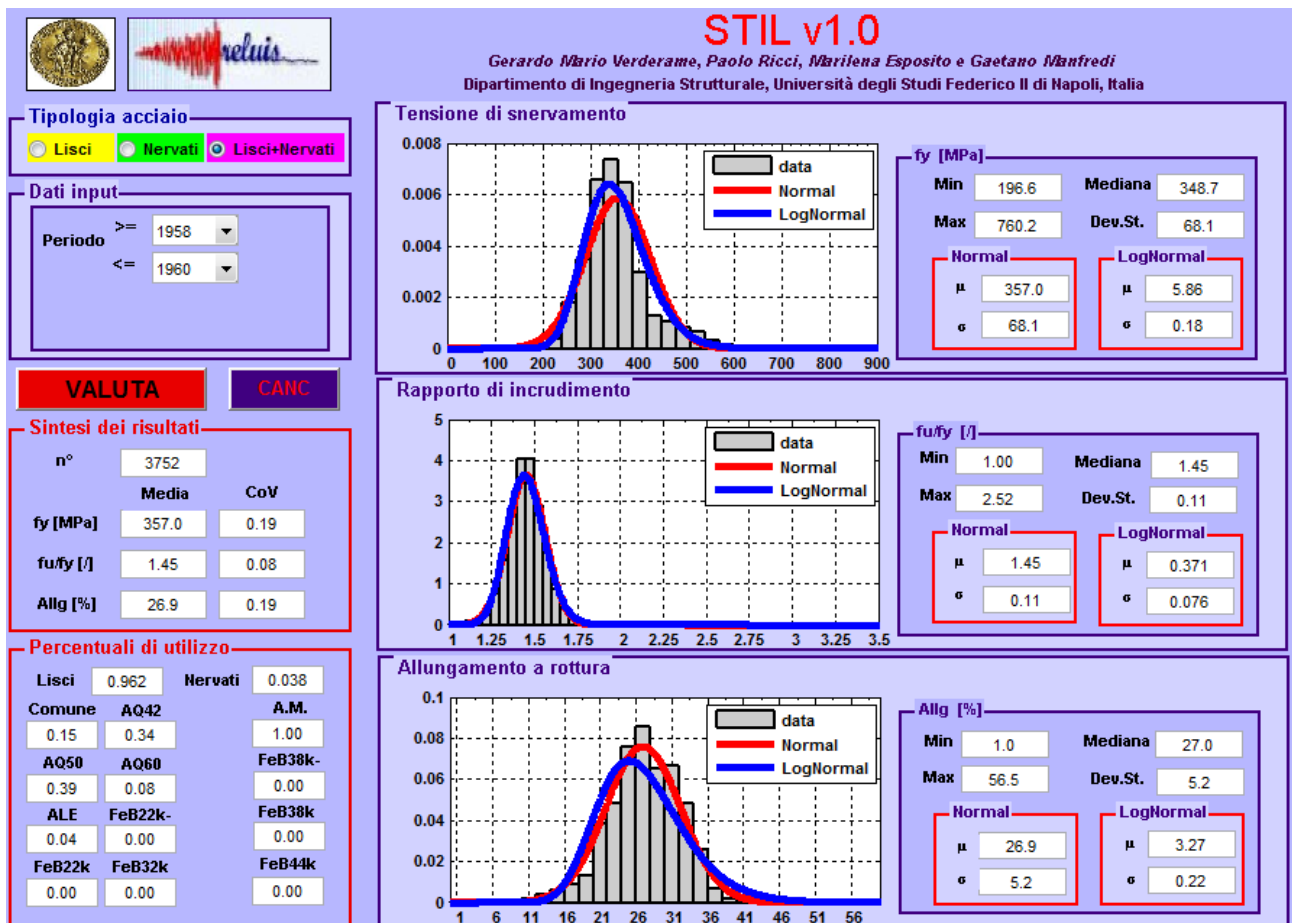
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



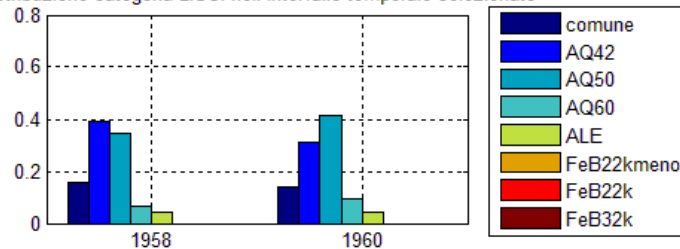
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



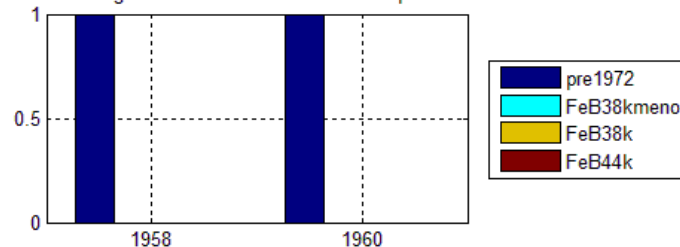
BIENNIO 1958-60



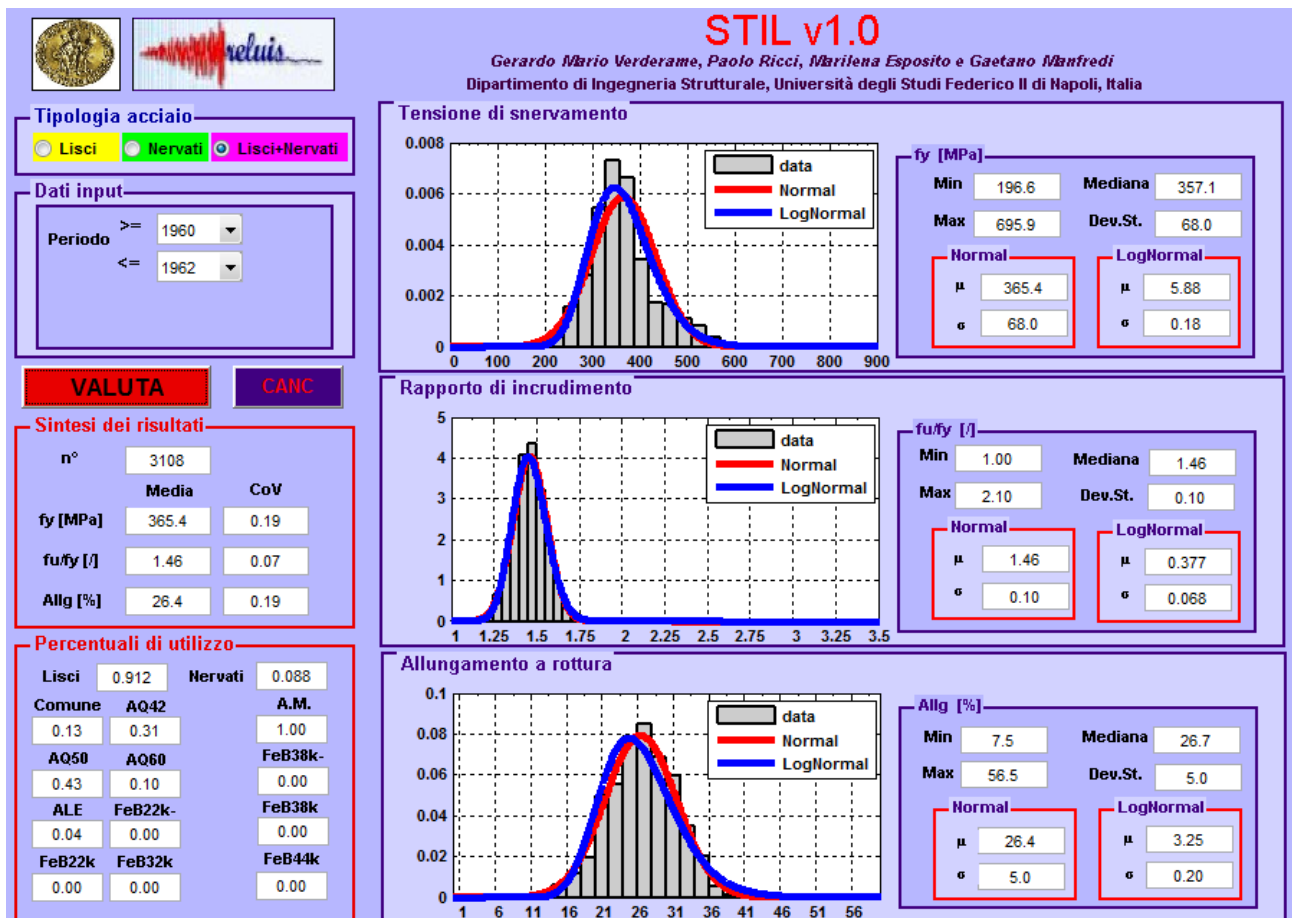
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



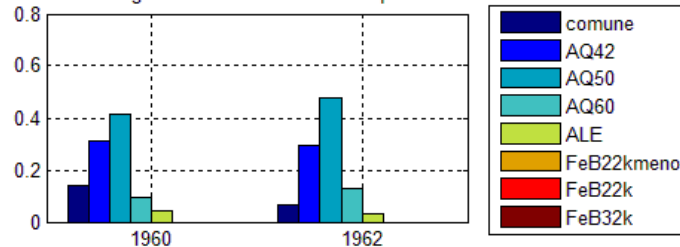
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



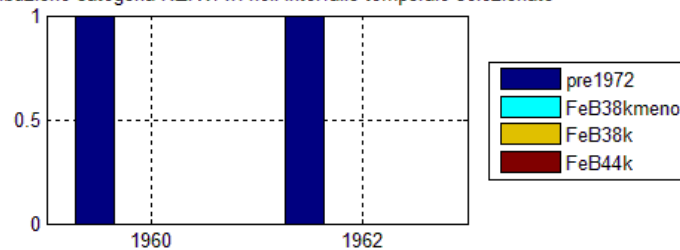
BIENNIO 1960-62



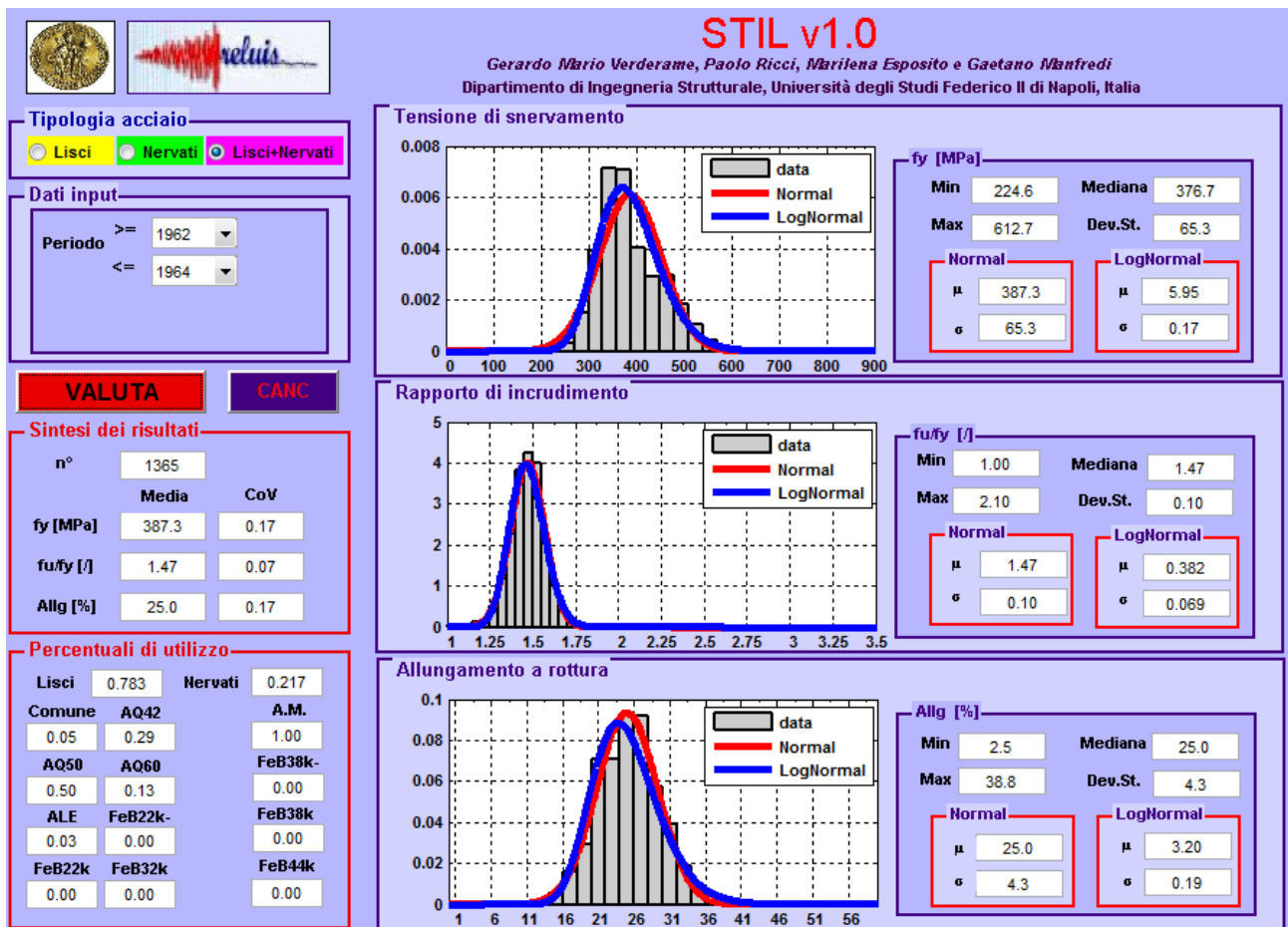
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



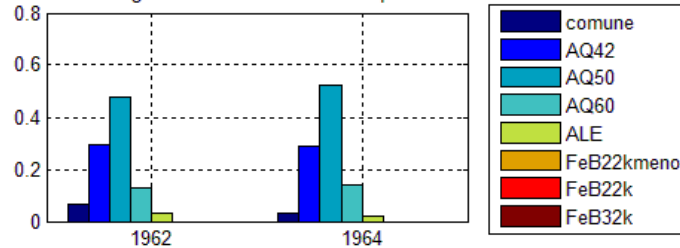
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



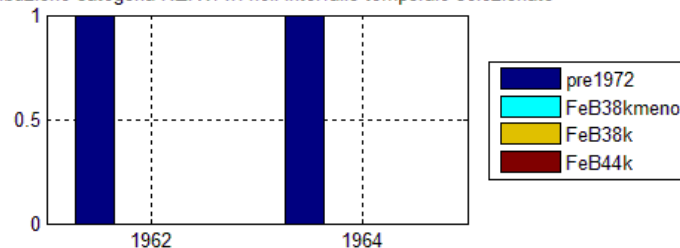
BIENNIO 1962-64



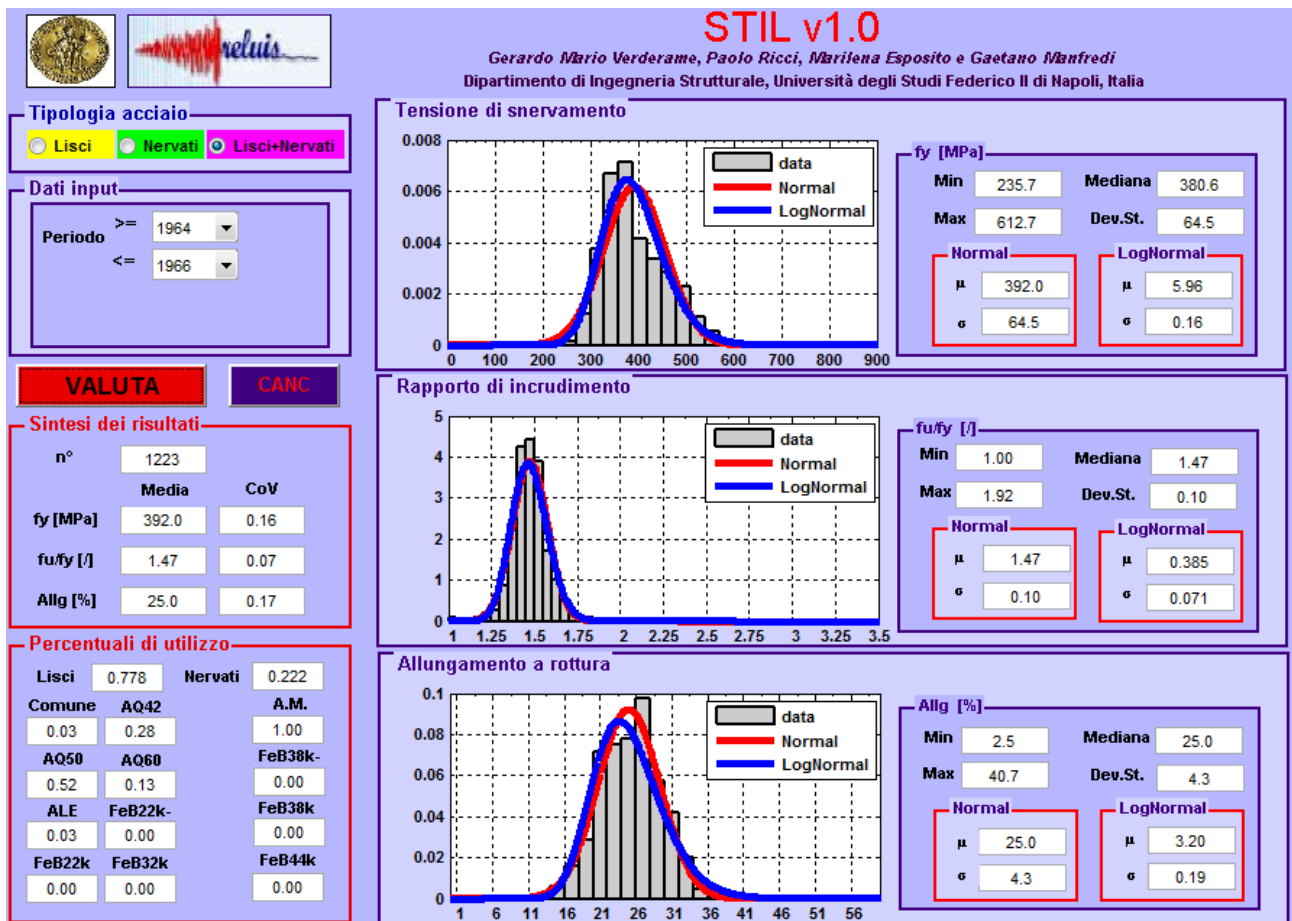
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



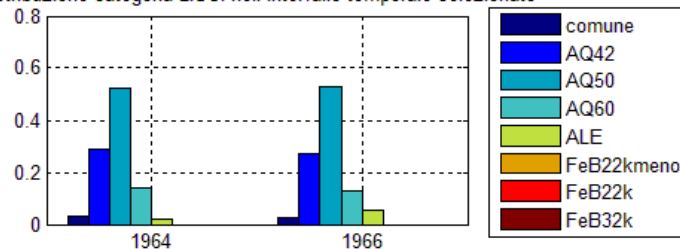
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



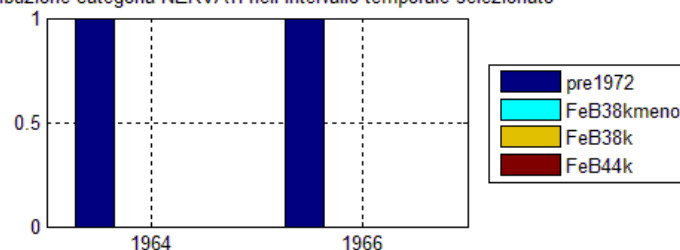
BIENNIO 1964-66



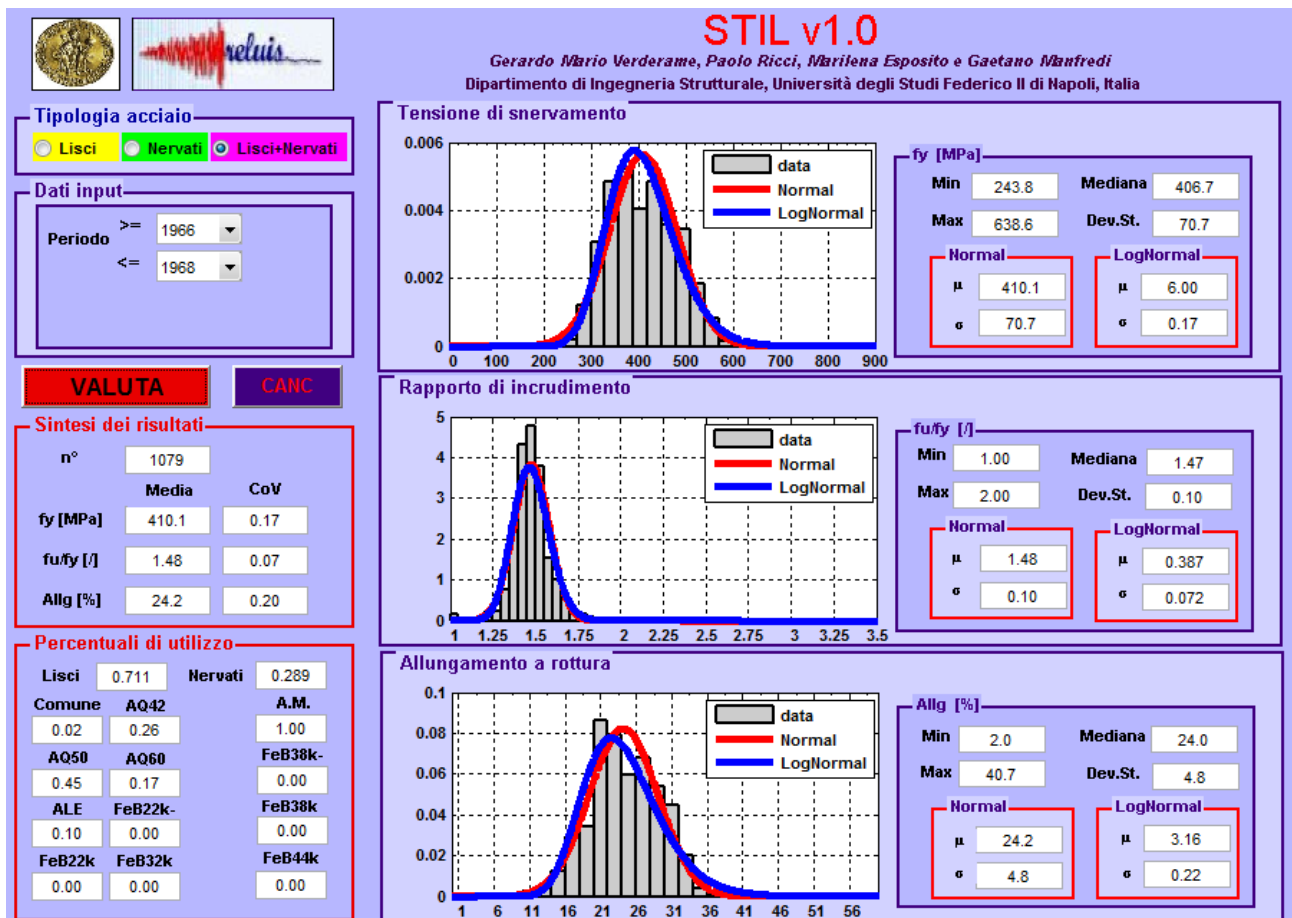
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



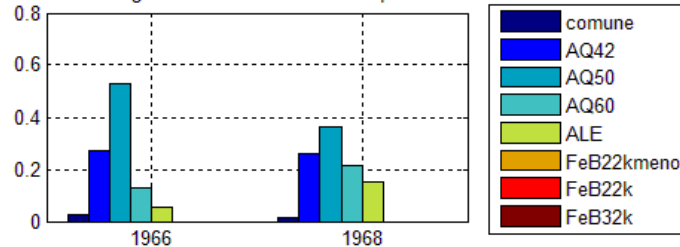
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



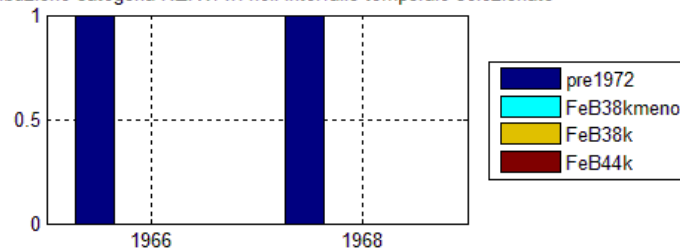
BIENNIO 1966-68



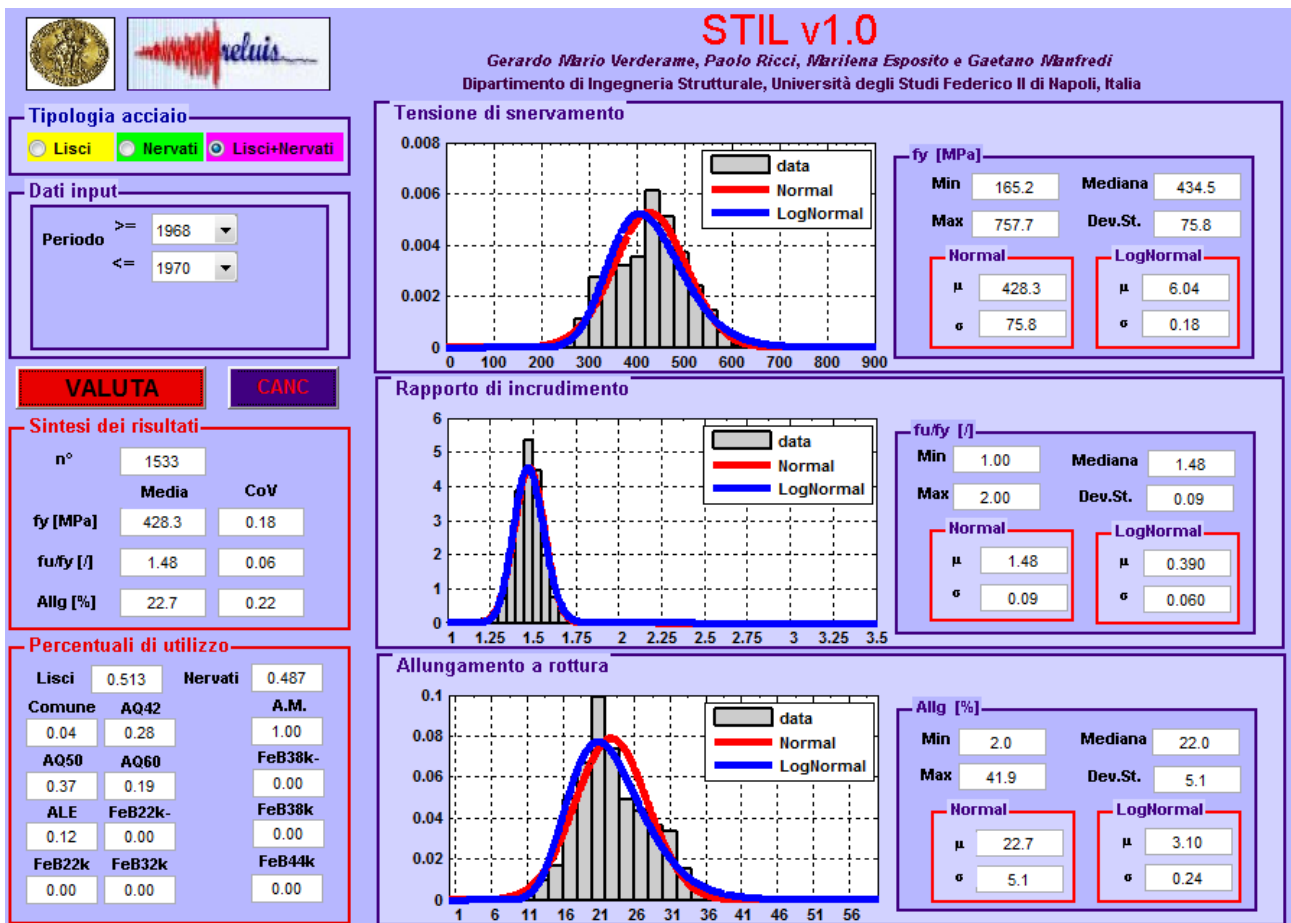
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



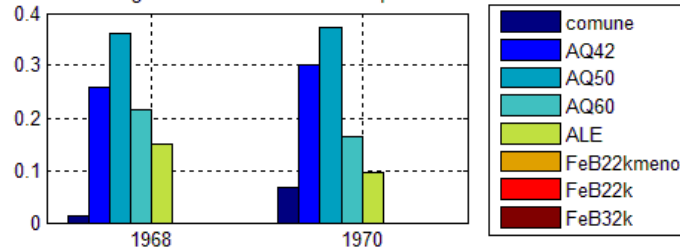
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



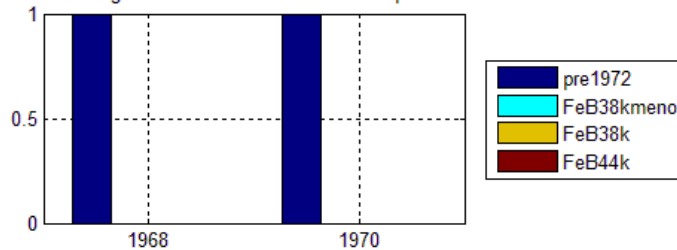
BIENNIO 1968-70





Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



BIENNIO 1970-72

STIL v1.0

Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marielena Esposito e Gaetano Manfredi
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi Federico II di Napoli, Italia

Tipologia acciaio

☐ Lisci ☐ Nervati ☒ Lisci+Nervati

Dati input

Periodo: >= 1970 <= 1972

VALUTA **CANC**

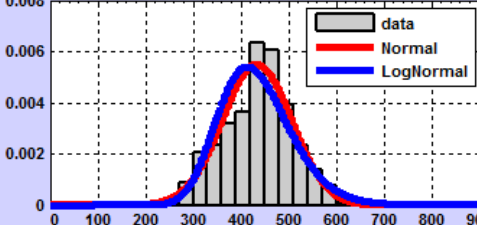
Sintesi dei risultati

n°	1326
Media	CoV
fy [MPa]	433.4 0.17
fu/fy [-]	1.48 0.06
Allg [%]	22.9 0.22

Percentuali di utilizzo

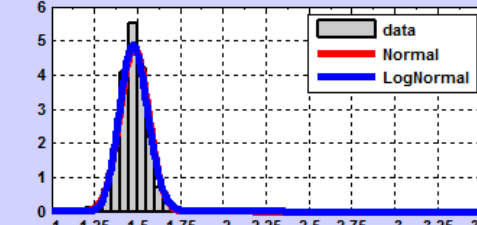
Lisci	0.466	Nervati	0.534
Comune	AQ42	A.M.	
0.05	0.24	1.00	
AQ50	AQ60	FeB38k-	
0.36	0.23	0.00	
ALE	FeB22k-	FeB38k	
0.12	0.00	0.00	
FeB22k	FeB32k	FeB44k	
0.00	0.00	0.00	

Tensione di snervamento



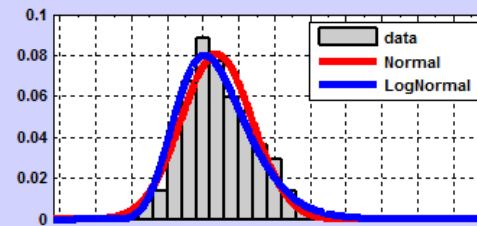
fy [MPa]	
Min	165.2
Max	757.7
Mediana	440.0
Dev.St.	72.5
Normal	
μ	433.4
σ	72.5
LogNormal	
μ	6.06
σ	0.18

Rapporto di incrudimento



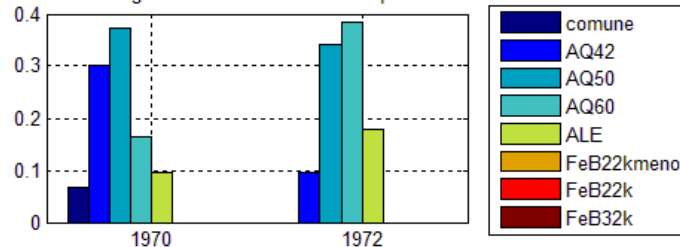
fu/fy [-]	
Min	1.20
Max	2.00
Mediana	1.48
Dev.St.	0.08
Normal	
μ	1.48
σ	0.08
LogNormal	
μ	0.392
σ	0.055

Allungamento a rottura

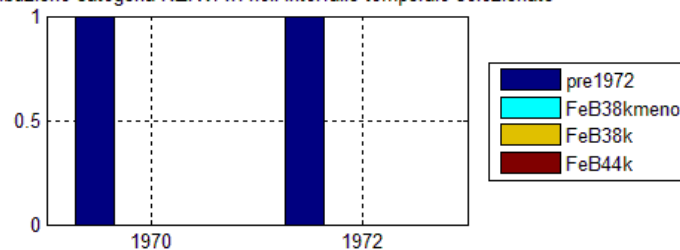


Allg [%]	
Min	2.0
Max	41.9
Mediana	22.5
Dev.St.	4.9
Normal	
μ	22.9
σ	4.9
LogNormal	
μ	3.10
σ	0.23

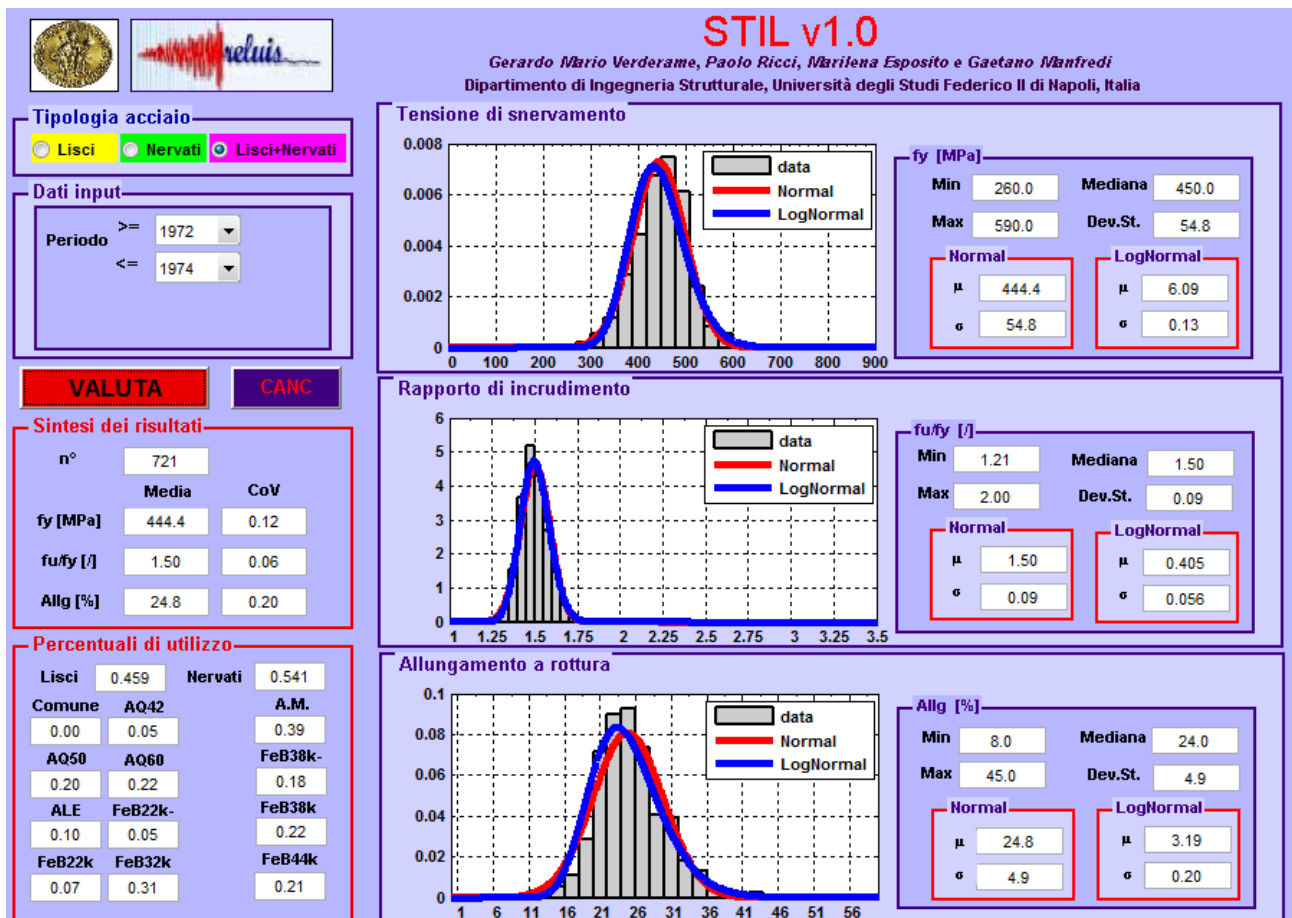
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



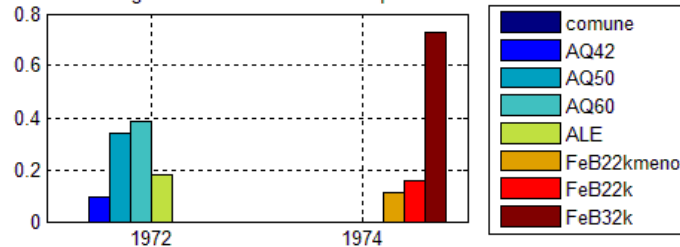
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



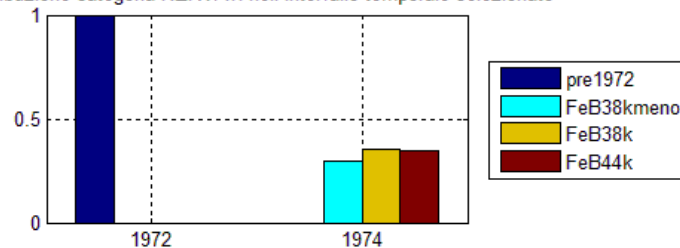
BIENNIO 1972-74



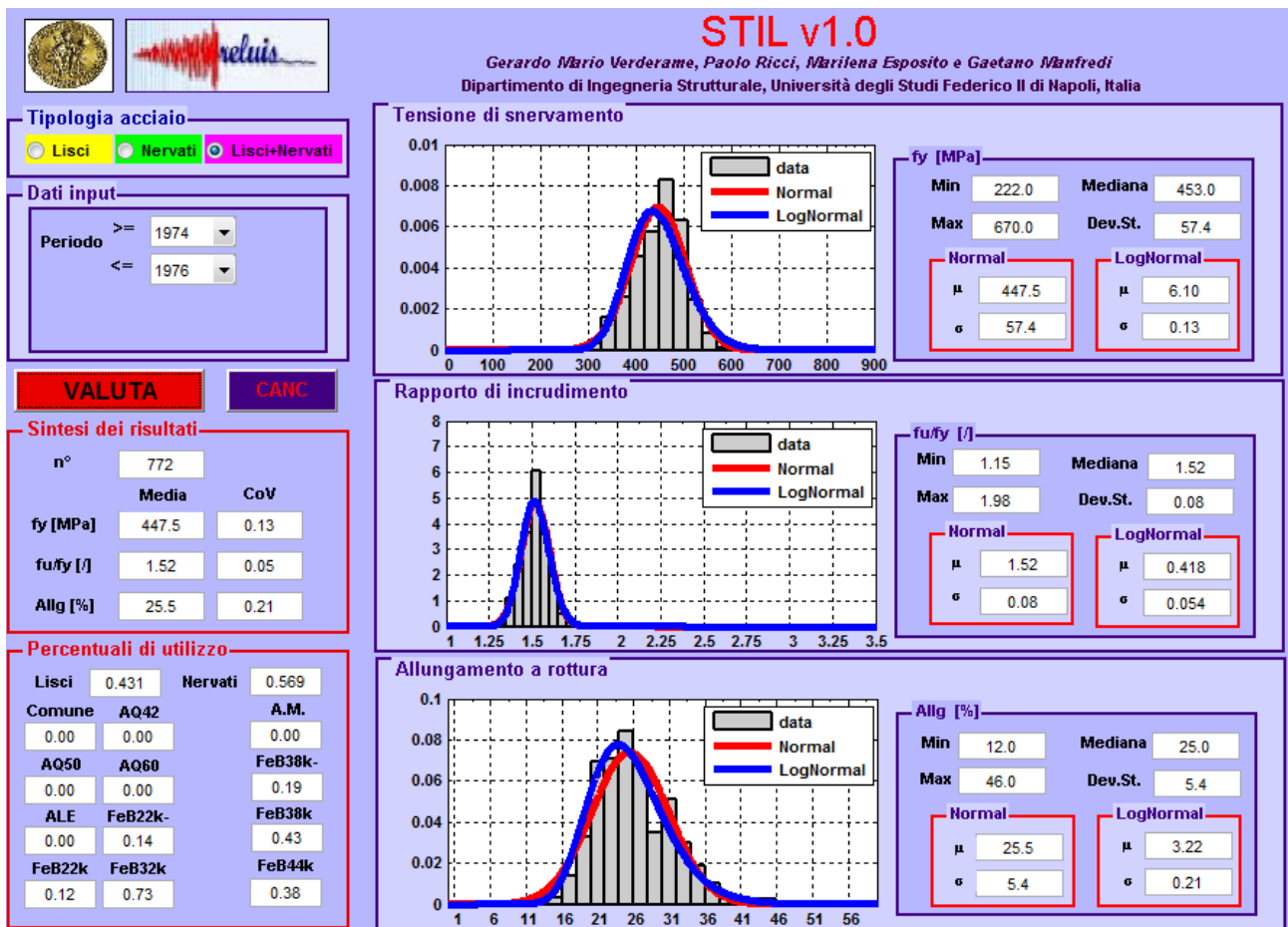
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



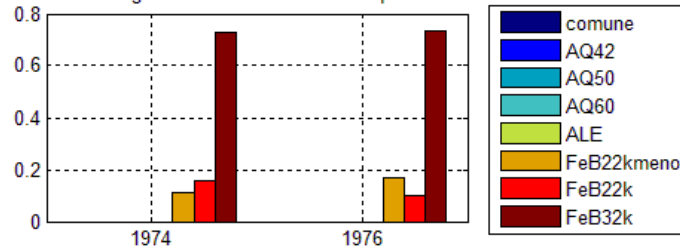
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



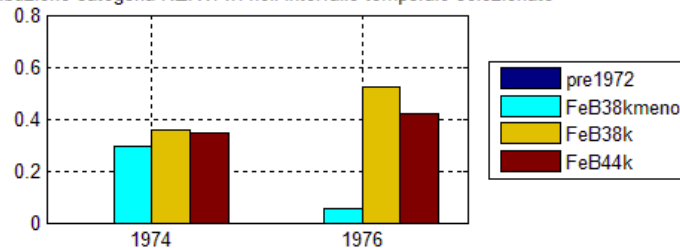
BIENNIO 1974-76



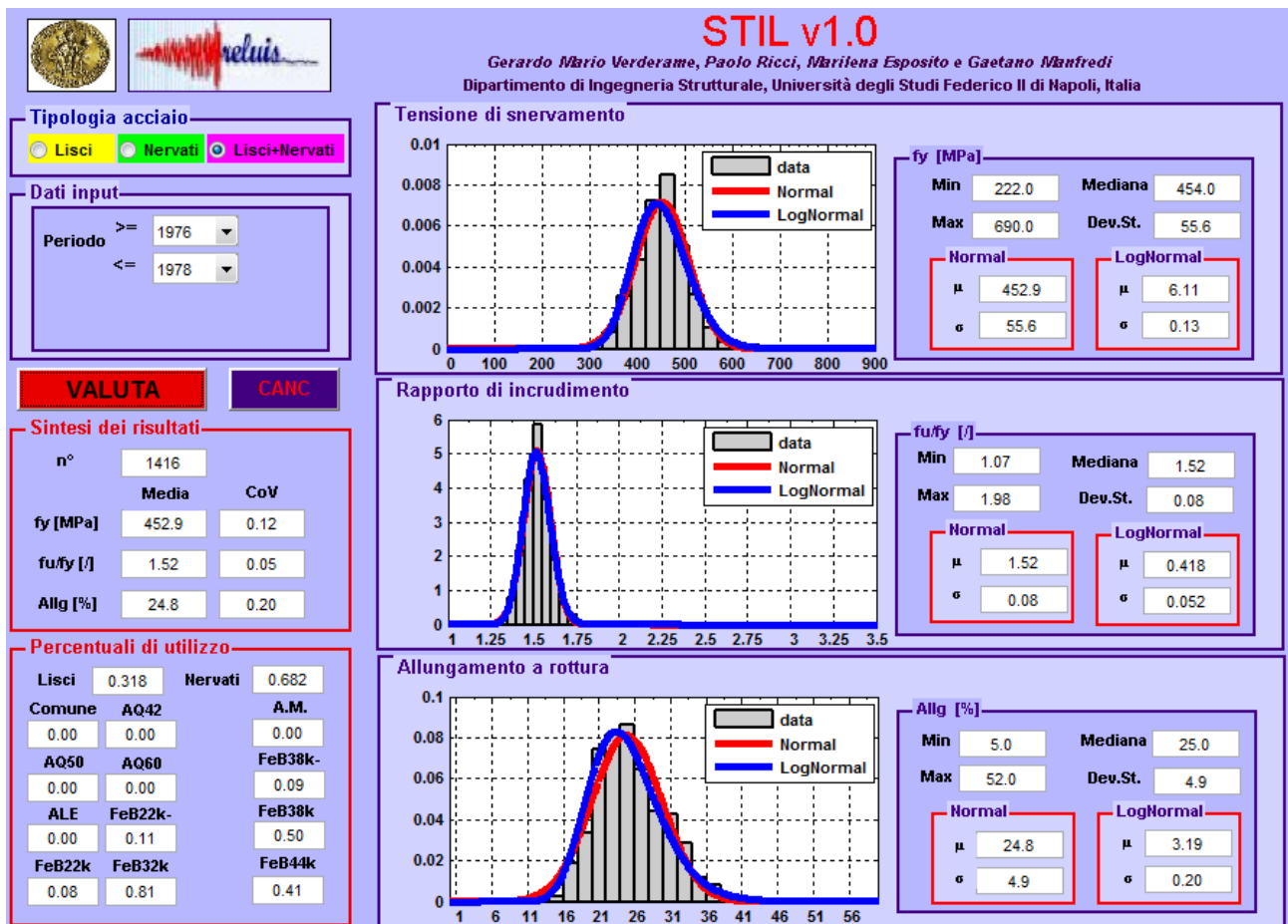
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



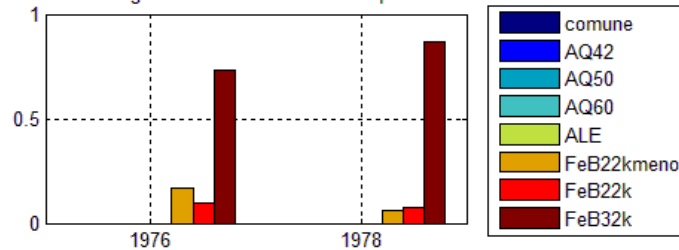
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



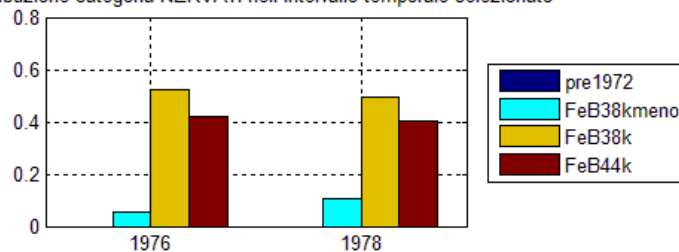
BIENNIO 1976-78



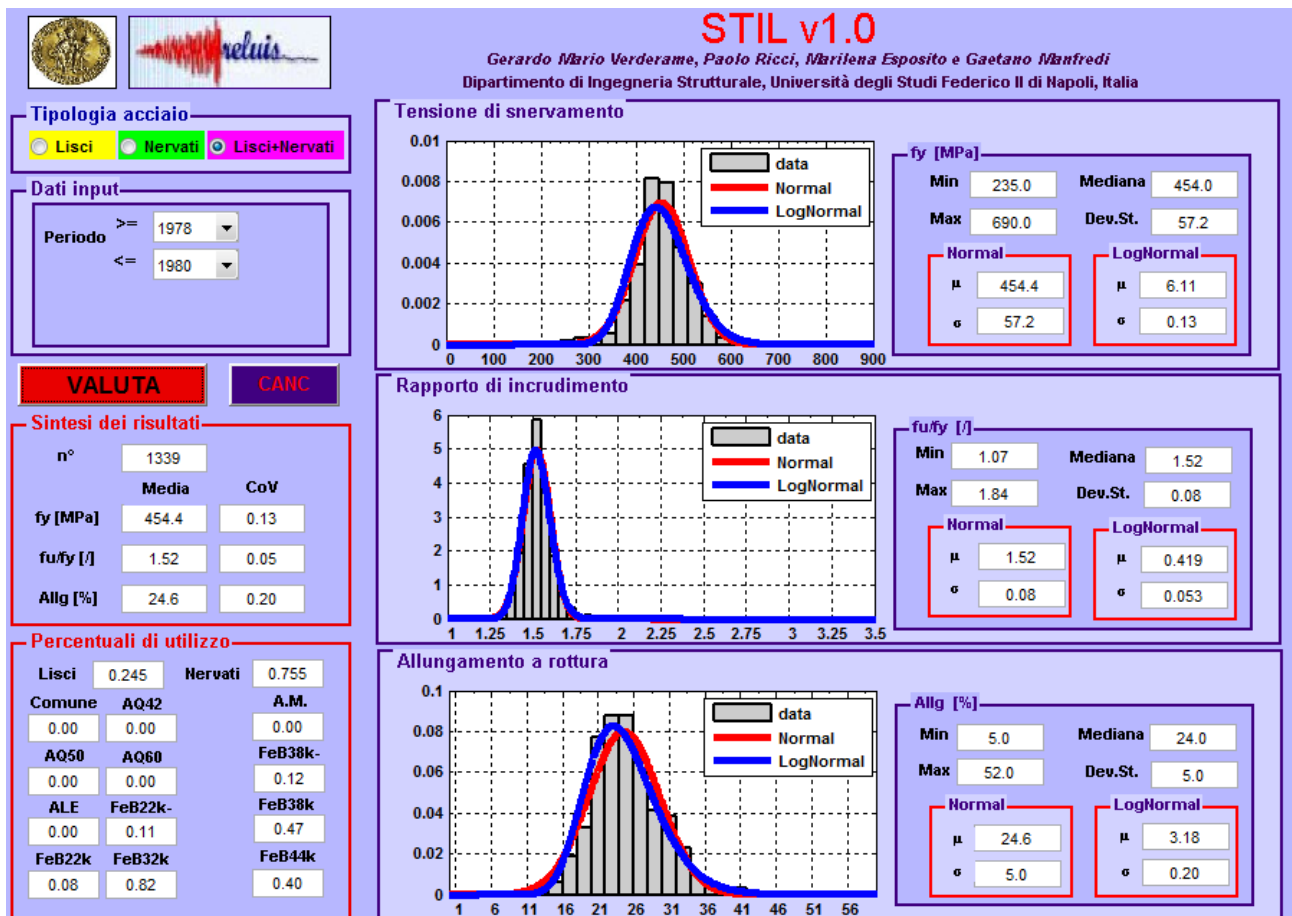
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



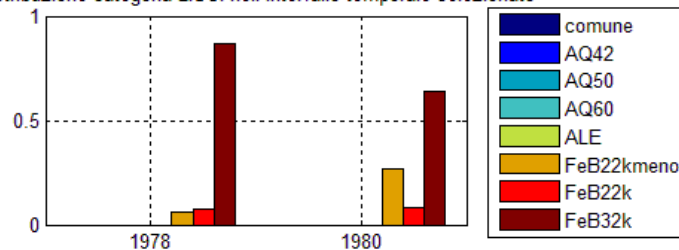
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



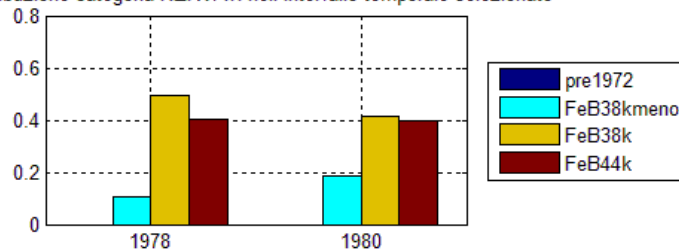
BIENNIO 1978-80





Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



BIENNIO 1980-82

STIL v1.0

Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marielena Esposito e Gaetano Manfredi
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi Federico II di Napoli, Italia

Tipologia acciaio

☐ Lisci ☐ Nervati ☒ Lisci+Nervati

Dati input

Periodo >= 1980 <= 1982

VALUTA **CANC**

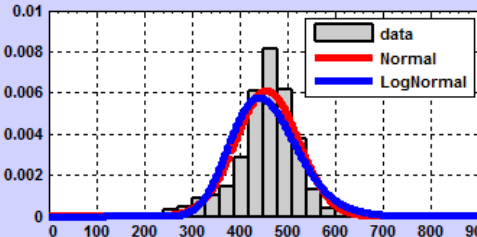
Sintesi dei risultati

n°	939
Media	CoV
fy [MPa]	457.7 0.14
fu/fy [-]	1.53 0.06
Allg [%]	24.2 0.22

Percentuali di utilizzo

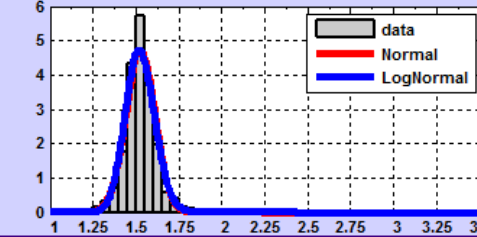
Lisci	0.128	Nervati	0.872
Comune	AQ42	A.M.	
0.00	0.00	0.00	
AQ50	AQ60	FeB38k-	
0.00	0.00	0.14	
ALE	FeB22k-	FeB38k	
0.00	0.16	0.45	
FeB22k	FeB32k	FeB44k	
0.19	0.65	0.41	

Tensione di snervamento



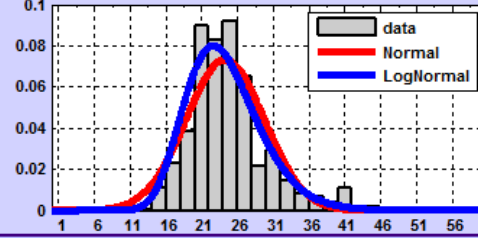
fy [MPa]	
Min	196.0
Max	696.0
Mediana	462.0
Dev.St.	65.4
Normal	LogNormal
μ	457.7
σ	65.4
μ	6.12
σ	0.15

Rapporto di incrudimento



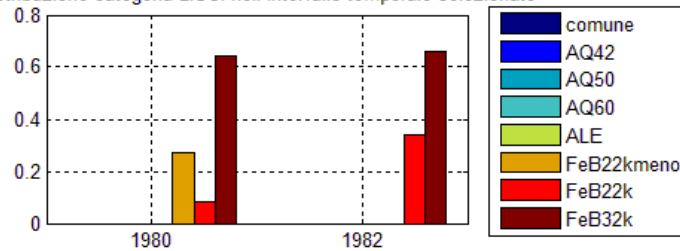
fu/fy [-]	
Min	1.23
Max	1.86
Mediana	1.52
Dev.St.	0.08
Normal	LogNormal
μ	1.53
σ	0.08
μ	0.421
σ	0.055

Allungamento a rottura

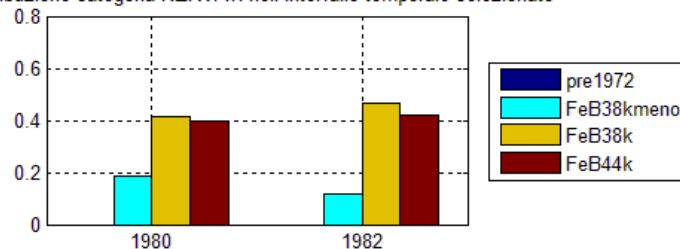


Allg [%]	
Min	11.0
Max	46.0
Mediana	24.0
Dev.St.	5.4
Normal	LogNormal
μ	24.2
σ	5.4
μ	3.16
σ	0.22

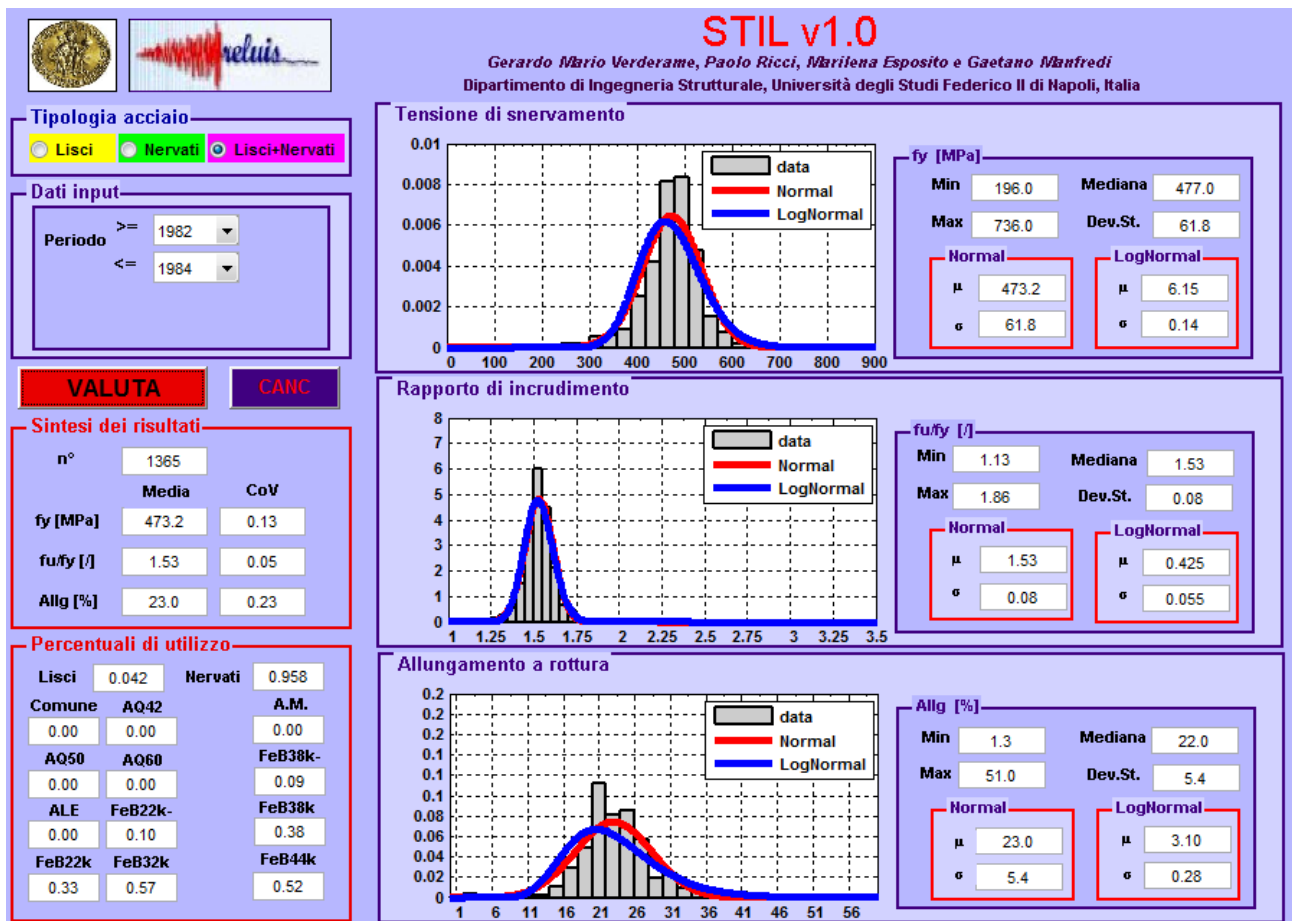
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



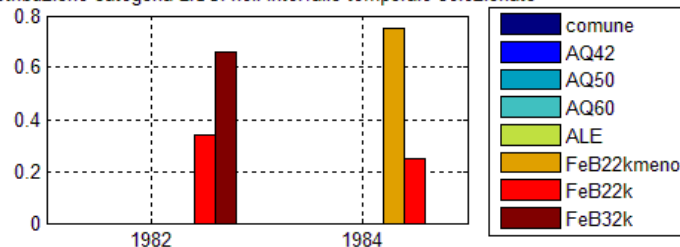
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



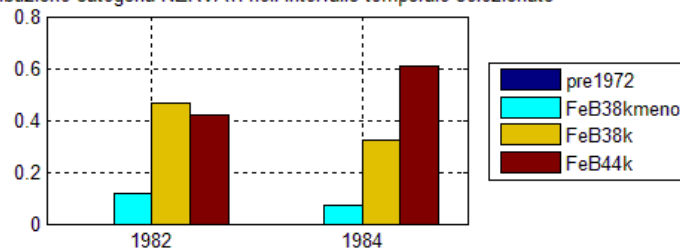
BIENNIO 1982-84



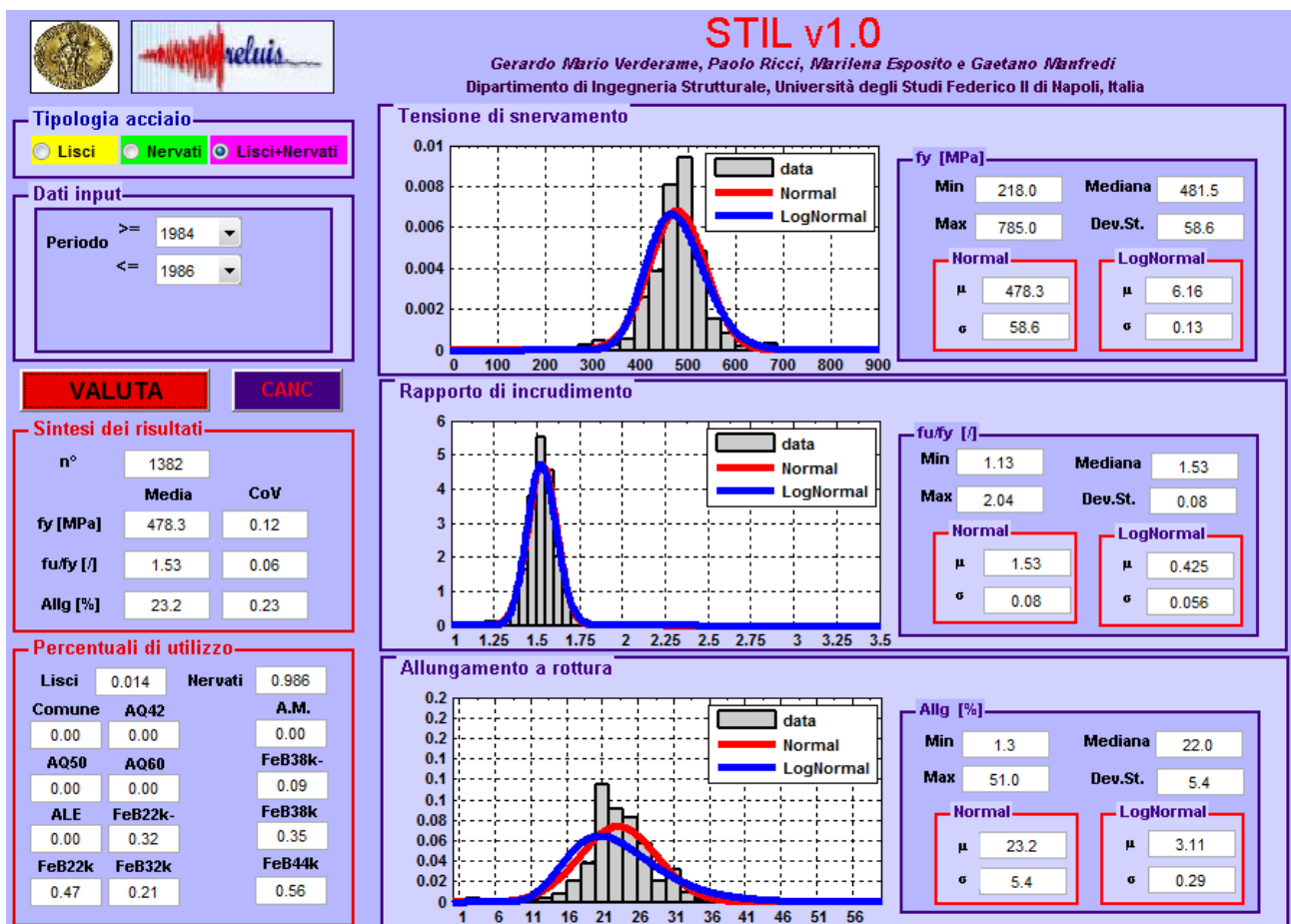
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



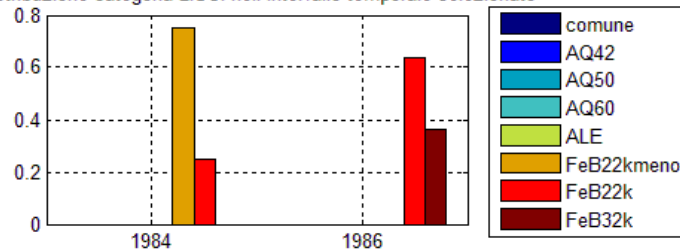
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



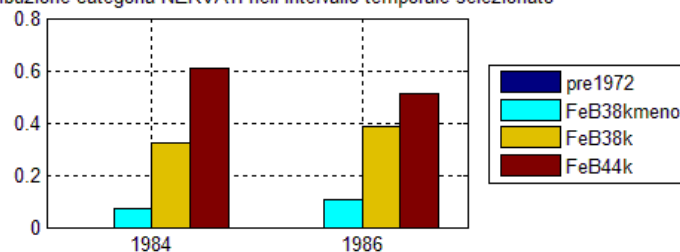
BIENNIO 1984-86



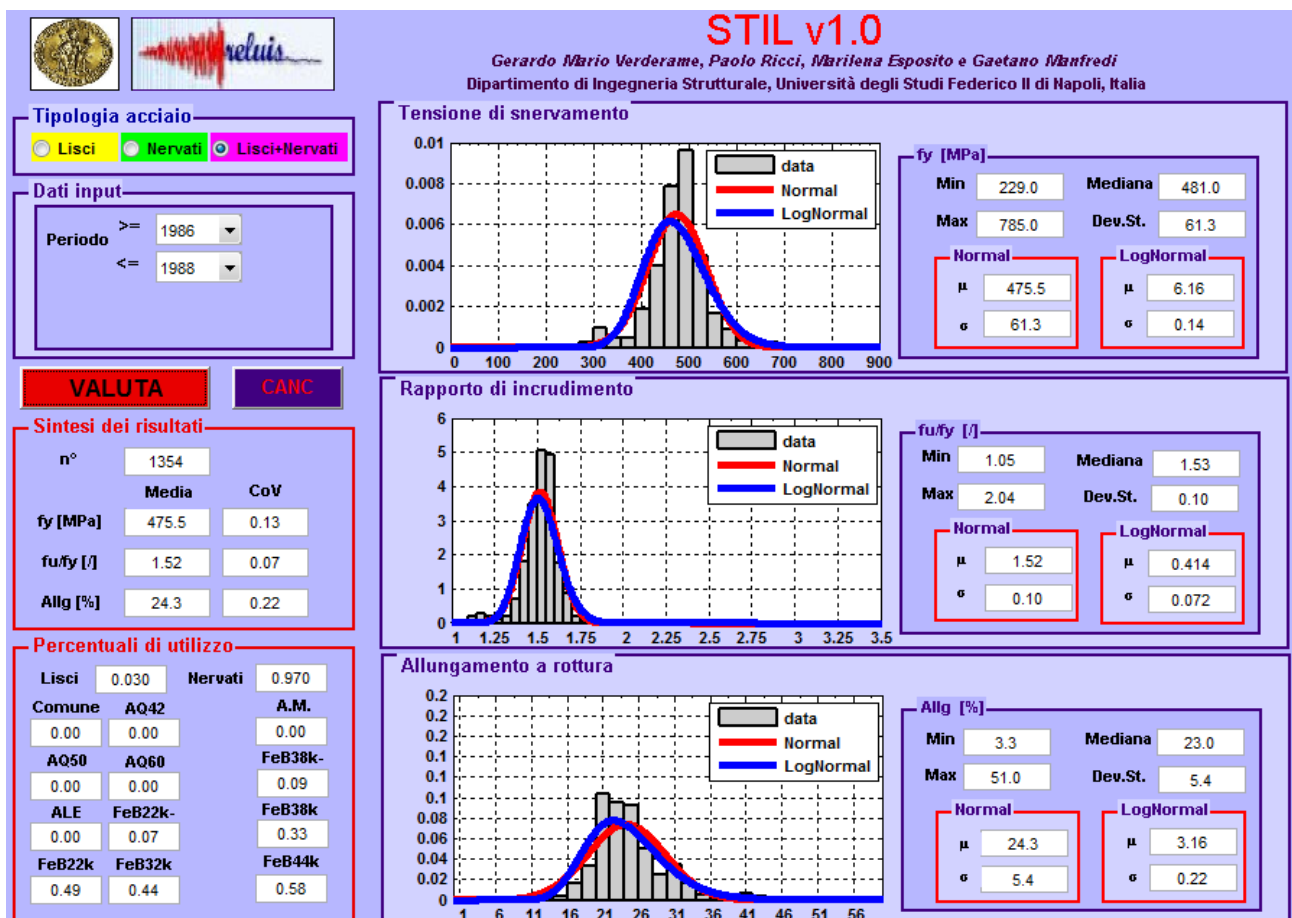
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



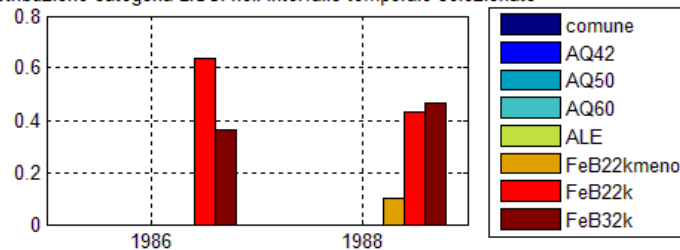
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



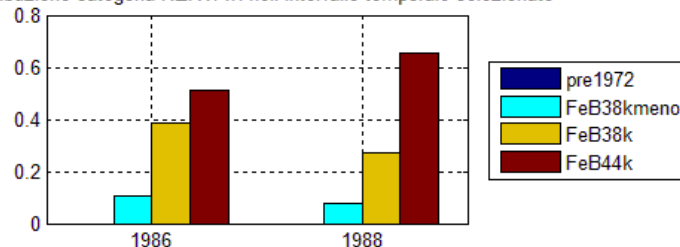
BIENNIO 1986-88



Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



BIENNIO 1988-90

STIL v1.0

Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito e Gaetano Manfredi
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi Federico II di Napoli, Italia

Tipologia acciaio

☒ Lisci
 ☐ Nervati
 ☐ Lisci+Nervati

Dati input

Periodo
 >= 1988
 <= 1990

VALUTA
CANC

Tensione di snervamento

fy [MPa]

Min: 229.0 Max: 765.0

Normal: $\mu = 480.1$, $\sigma = 63.5$

LogNormal: $\mu = 6.16$, $\sigma = 0.14$

Mediana: 483.0
Dev.St.: 63.5

Rapporto di incrudimento

fu/fy [/]

Min: 1.05 Max: 1.94

Normal: $\mu = 1.51$, $\sigma = 0.14$

LogNormal: $\mu = 0.408$, $\sigma = 0.098$

Mediana: 1.54
Dev.St.: 0.14

Allungamento a rottura

Allg [%]

Min: 7.7 Max: 52.0

Normal: $\mu = 23.6$, $\sigma = 5.1$

LogNormal: $\mu = 3.14$, $\sigma = 0.20$

Mediana: 23.0
Dev.St.: 5.1

Sintesi dei risultati

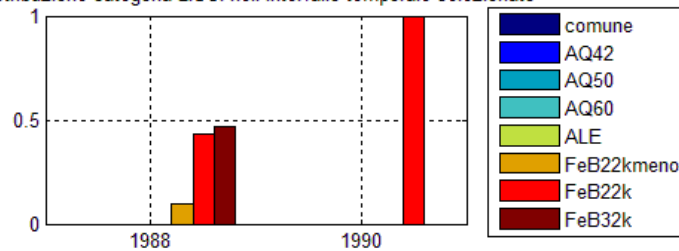
n°: 1471

	Media	CoV
fy [MPa]	480.1	0.13
fu/fy [/]	1.51	0.09
Allg [%]	23.6	0.22

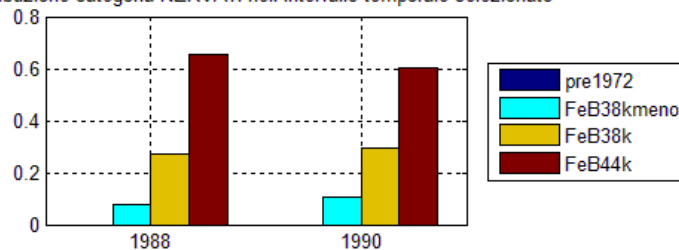
Percentuali di utilizzo

Lisci		Nervati	
Comune	AQ42	A.M.	
0.00	0.00	0.00	
AQ50	AQ60	FeB38k-	
0.00	0.00	0.09	
ALE	FeB22k-	FeB38k	
0.00	0.09	0.28	
FeB22k	FeB32k	FeB44k	
0.47	0.44	0.63	

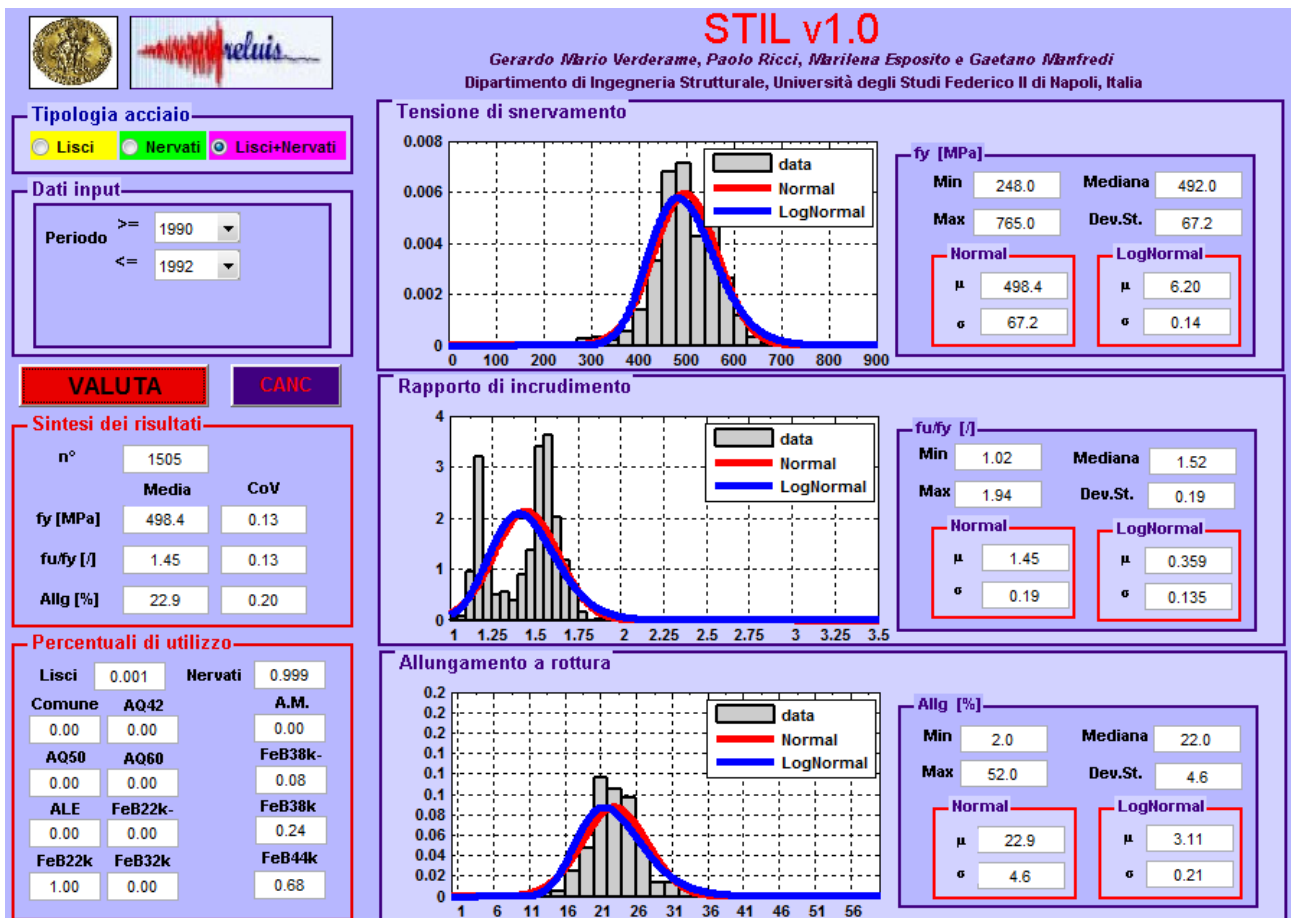
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



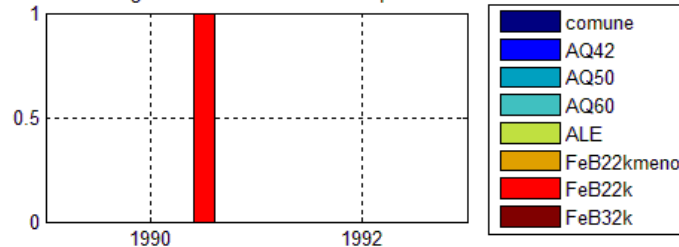
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



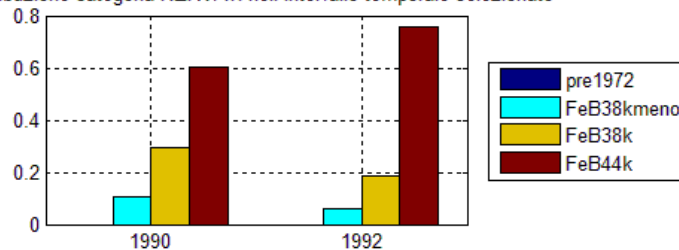
BIENNIO 1990-92



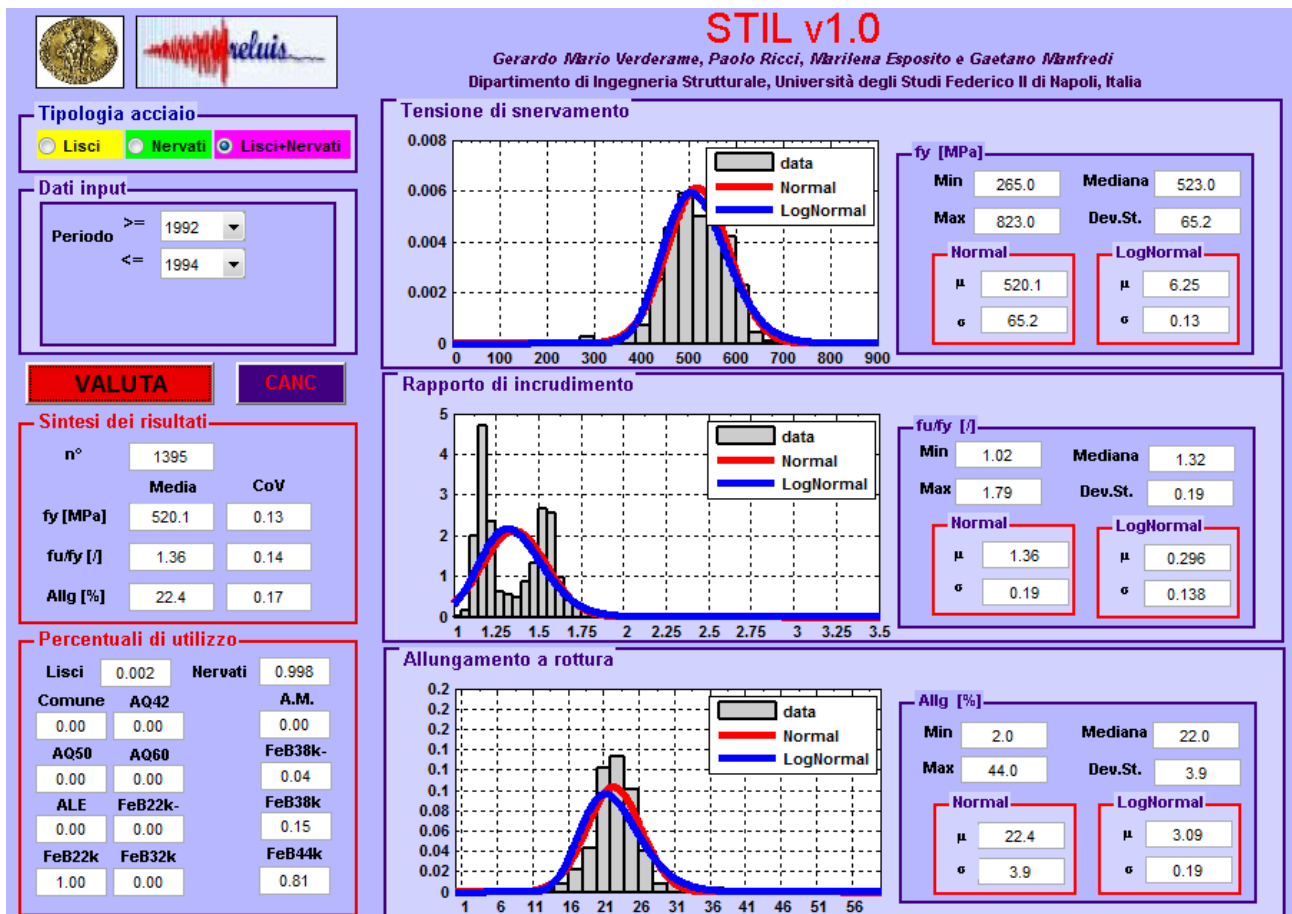
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



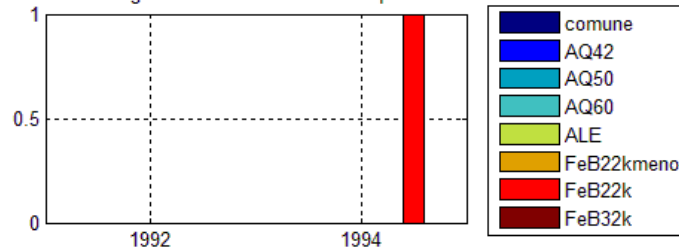
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



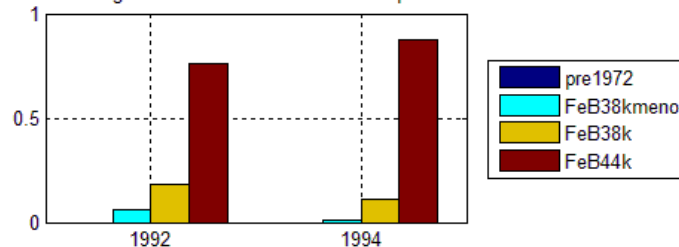
BIENNIO 1992-94



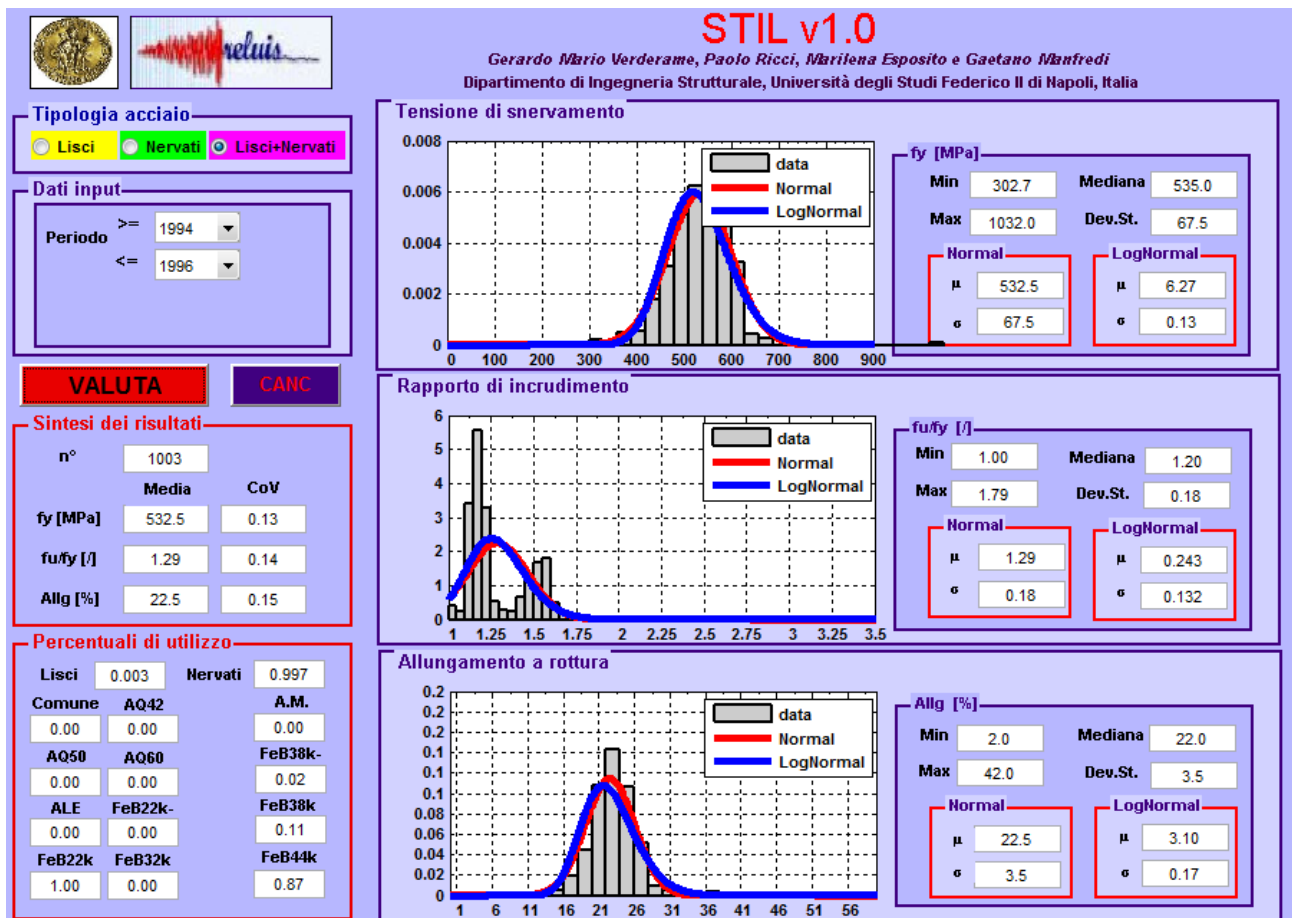
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



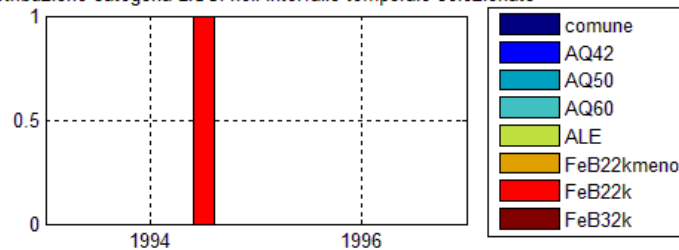
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



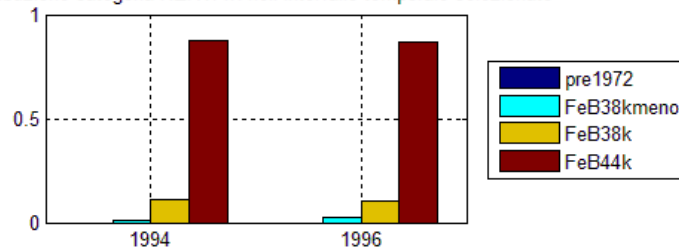
BIENNIO 1994-96



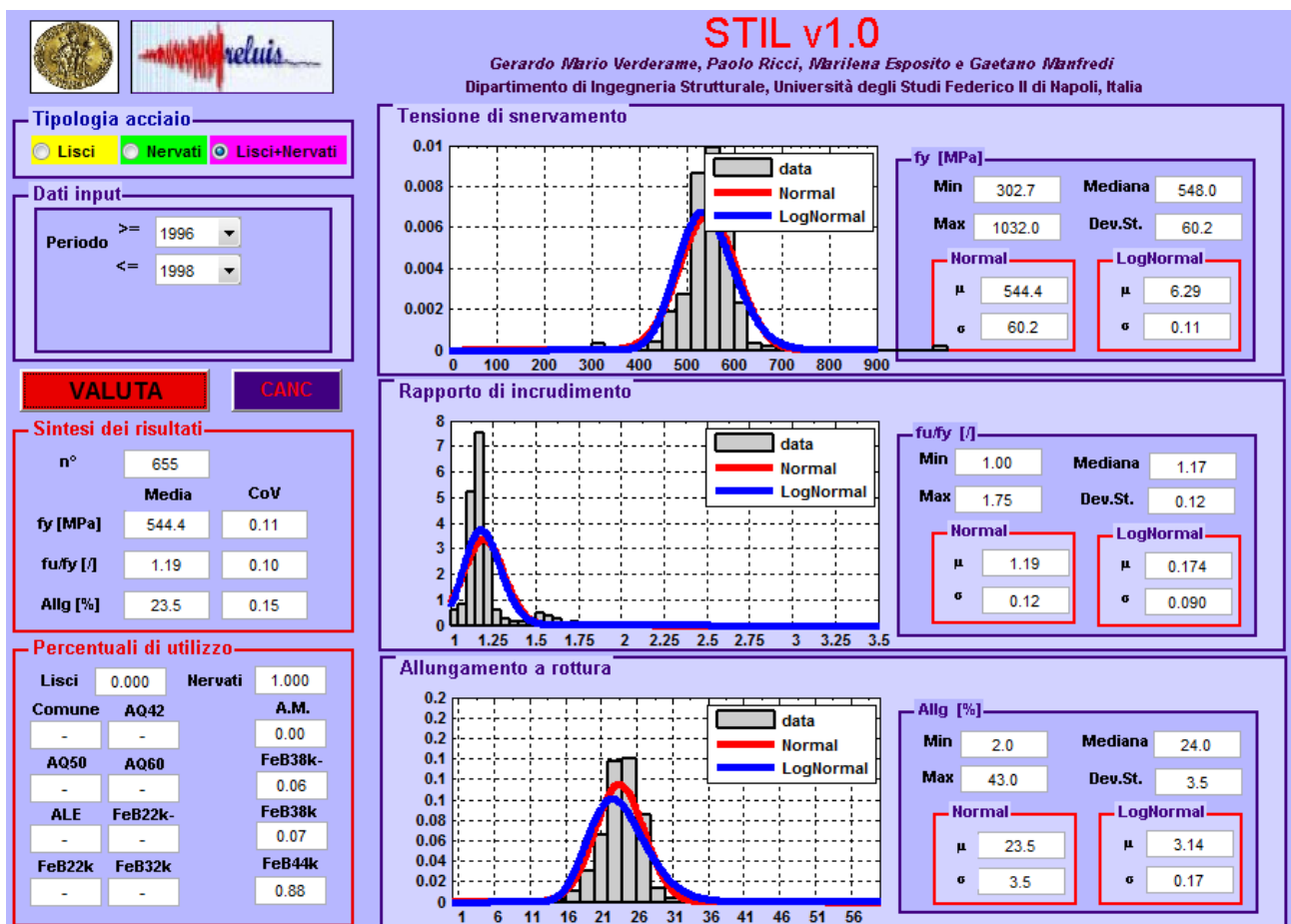
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



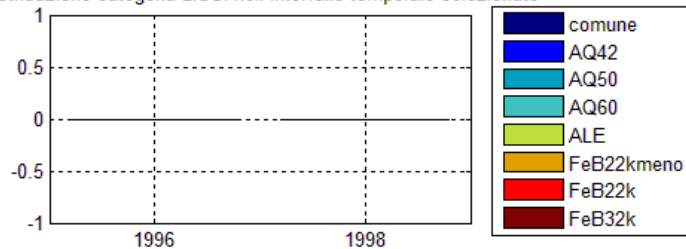
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



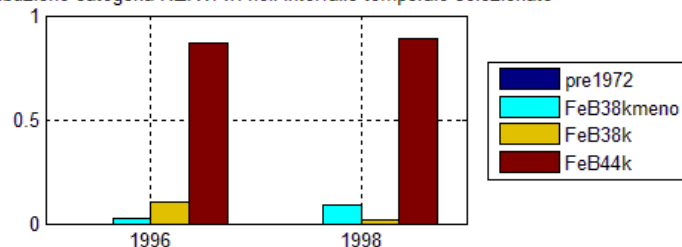
BIENNIO 1996-98



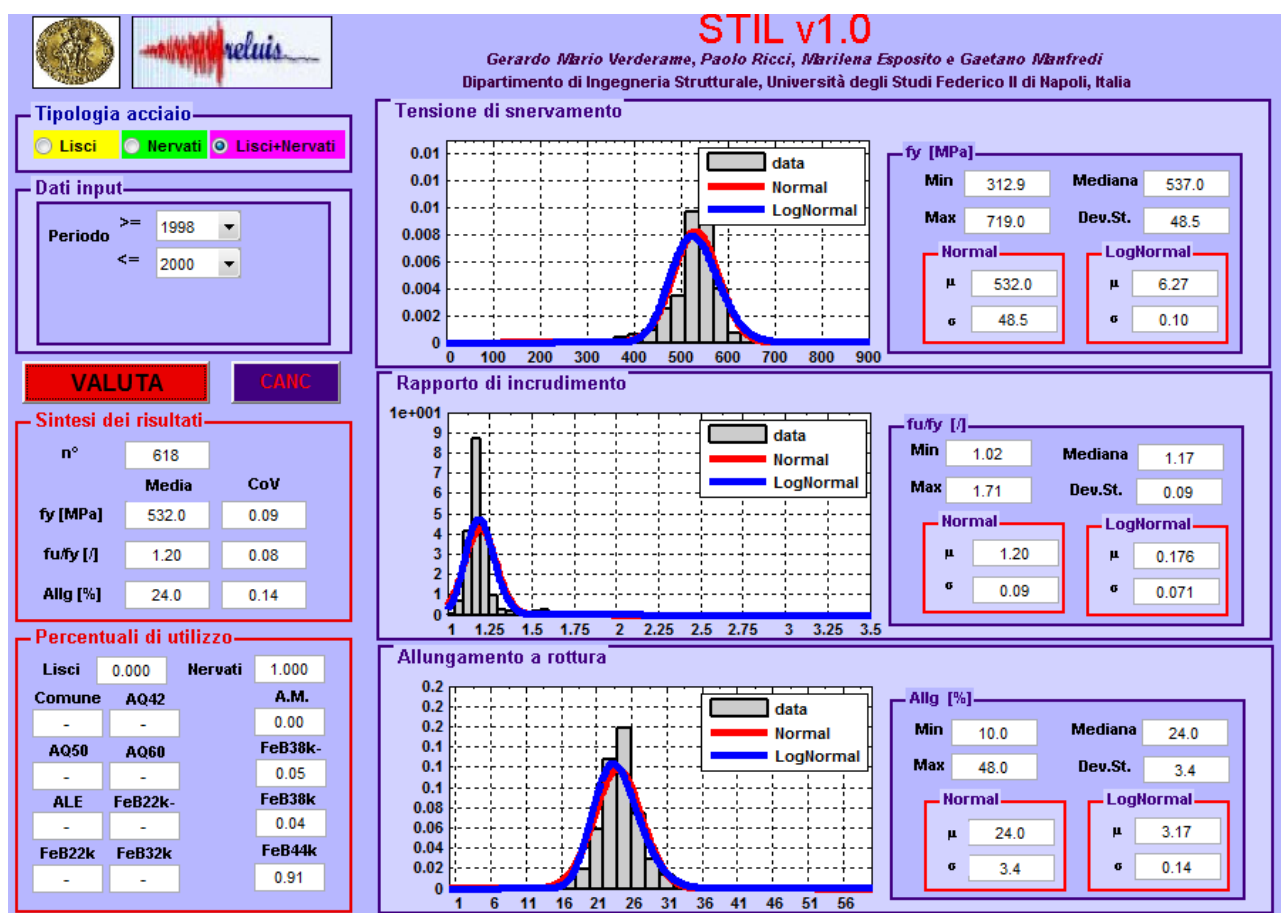
Distribuzione categoria LISCI nell'intervallo temporale selezionato



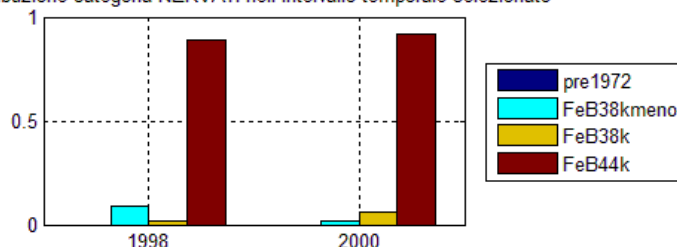
Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



BIENNIO 1998-2000



Distribuzione categoria NERVATI nell'intervallo temporale selezionato



4. Prove non distruttive

Poiché i rilievi della durezza superficiale sono generalmente di facile esecuzione e non danneggiano i pezzi provati nei modi prescritti, si possono giustamente annoverare tra i controlli non distruttivi più utili per una rapida valutazione delle caratteristiche meccaniche delle barre di armatura. Va tuttavia rilevato che, sebbene siano prove semplici, possono dare valori non attendibili qualora non fossero rispettate tutte le condizioni poste dalle procedure sancite dalle norme nazionali o internazionali.

La durezza è definibile come la resistenza dei metalli alla penetrazione e come tale è legata ai fenomeni di scorrimento plastico indotti dalla compressione localizzata. La durezza influenza la resistenza al taglio, all'incisione, all'usura e talvolta anche alla corrosione. Perciò i metodi per valutare la durezza di un componente sono molteplici; i più adottati per i metalli si basano su prove statiche, che misurano l'impronta lasciata sulla superficie del saggio o provetta da un penetratore adeguatamente caricato. Appartengono a questa classe le misure di durezza Brinell, Vickers, Rockwell e Knoop, che si distinguono per il tipo di penetratore usato ed il carico applicato, nonché per la tecnica di rilevamento della dimensione dell'impronta lasciata sul saggio provato.

La prova di durezza Brinell degli acciai prevede l'uso di un penetratore o sfera, d'acciaio temprato (S) o di carburo di tungsteno (W), di diametro $\varnothing = 1; 2.5; 5$ o 10 mm, da comprimere ortogonalmente contro la superficie da provare con una forza (carico) di 29420 N, per circa 30 secondi. Il valore della durezza Brinell (HB) sarà dato dal rapporto tra il carico applicato e l'area della calotta dell'impronta lasciata sul saggio. La Commissione ISO nel 1975 ha abolito l'unità di misura dimensionale della durezza Brinell e Vickers, i cui valori sono oggi numeri adimensionali, ed introdotto fattori di correzione per non modificare i numeri di durezza delle varie scale con l'avvento del Sistema Internazionale di misura (SI), che abolisce l'uso del kilogrammo forza (Kgf) quale unità di misura della forza, imponendo il corretto uso del Newton ($1 \text{ Kgf} = 9.81 \text{ N}$).

La prova Vickers si basa sullo stesso principio, ma usa un penetratore di diamante piramidale a base quadrata, con angolo al vertice di 136° . Anche il numero di durezza Vickers è adimensionale e si ottiene come rapporto tra il carico applicato (N) e l'area totale delle quattro superfici dell'impronta

La prova di durezza Rockwell misura invece l'incremento della profondità dell'impronta lasciata dal penetratore, che può esser un cono di diamante con angolo al vertice di 120° o una sfera di diametro $1/8''$ oppure $1/16''$, a seconda della scala prescelta (ne esistono 15, ciascuna contrassegnata con una lettera maiuscola dell'alfabeto), sottoposto all'azione del carico dopo un precarico definito per ogni scala. Il numero di durezza Rockwell si ottiene per differenza tra 100 ed il doppio dell'incremento della profondità della penetrazione espressa in micrometri ed ottenuta in condizioni standard sotto un carico adeguato. Ciò vale per alcune scale quali la C, la D, l'A, ecc., mentre per altre scale (N, B, ecc.) il valore della durezza Rockwell è dato dalla differenza tra 100 e l'incremento della profondità della penetrazione espressa in micrometri. Per esempio la misura HRC è ottenuta con penetratore cono diamante, caricato con $1471,5$ N, dopo assestamento dello strumento sotto precarico di $98,1$ N. L'entità della penetrazione in micrometri moltiplicata per 2 e sottratta a 100 dà il numero di durezza HRC. Dunque 40 HRC corrispondono ad un aumento della penetrazione di $30 \mu\text{m}$ (micron), in quelle condizioni specifiche di carico e penetratore, dopo un precarico adeguato.

Delle tre tipologie di rilievo della durezza qui citate la più versatile, precisa, non distruttiva, per le modestissime dimensioni dell'impronta, e valida in un intervallo di durezza praticamente illimitato, è la prova Vickers, che si presta anche per le misure di microdurezza. Poiché lascia impronte molto piccole, risente molto delle eterogeneità della provetta e risulta alquanto laboriosa; infatti per

garantire una sufficiente precisione necessita d'una buona preparazione della superficie e della lettura delle impronte col microscopio almeno a 100 ingrandimenti.

La prova Brinell è meno laboriosa, ma può essere talvolta distruttiva per l'eccessiva dimensione delle impronte. Tuttavia risente meno delle variazioni legate alle eterogeneità microstrutturali tanto da costituire talvolta l'unica alternativa per i materiali fortemente eterogenei quali le ghise grigie. Ha un limite massimo d'affidabilità, perché oltre un certo valore il penetratore si può deformare (450-500 per la sfera d'acciaio temprato; 600 per la sfera WC). Non è valida se il diametro dell'impronta (d) risulta minore di 0,25 o superiore a 0,50 di quello della sfera (D). Valori ottenuti con sfere di diverso diametro, sebbene caricate proporzionalmente (29420 N), non sono generalmente paragonabili fra loro, salvo quando il diametro dell'impronta è prossimo ad un terzo di quello della sfera. In tal caso l'angolo formato dalle due tangenti alla sfera nei punti d'intersezione con la linea ideale della superficie, sarebbe di 136° , cioè proprio quello scelto per il vertice del penetratore Vickers. La lettura del diametro dell'impronta richiede l'uso del microscopio, talvolta incorporato nel durometro, oppure portatile a 20 ingrandimenti almeno. Nonostante le limitazioni succitate la misura è relativamente semplice, affidabile e generalmente meno complicata di quella Vickers.

La prova Rockwell è la più semplice e rapida, ma anche la meno precisa ed affidabile. Infatti può dare valori errati per molteplici motivi: per esempio un cedimento dell'appoggio dovuto ad una qualsiasi causa (superficie ossidata o sporca, supporto cedevole, deformazioni elastiche, slittamenti, ecc.) darà misure in difetto.

5. Conclusioni e Quadro di Sintesi

Dall'analisi dello stato dell'arte a livello normativo in merito alla determinazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio, si evince la possibilità di standardizzare le caratteristiche meccaniche tipiche degli acciai da cemento armato in funzione del periodo di realizzazione dell'opera, quindi della produzione dei tondini.

A partire dal RDL n.2229/1939 è infatti imposta l'obbligatorietà di prove a trazione e piegamento - almeno in stabilimento - in funzione delle quali era valutata la conformità del materiale e quindi la sua accettazione.

Unica eccezione è il periodo immediatamente successivo alla Seconda Guerra Mondiale: negli anni 1945 - 1948, per accelerare la ricostruzione era possibile omettere la procedura di caratterizzazione meccanica degli acciai da cemento armato.

**Principali indicazioni normative sulla classificazione
degli acciai d'armatura
(Barre Lisce)**

Normativa	Classificazione	Snervamento [kgf/mm ²]	Rottura [kgf/mm ²]	Allungamento [%]
R.D.L. n.2229/1939	Dolce	≥ 23	42÷50	≥ 20
	Semiduro	≥ 27	50÷60	≥ 16
	Duro	≥ 31	60÷70	≥ 14
LL.PP. n.1472/1957	Aq 42	≥ 23	42÷50	≥ 20
	Aq 50	≥ 27	50÷60	≥ 16
	Aq 60	≥ 23	60÷70	≥ 14
D.M. 30/05/1972	FeB 22	≥ 22	≥ 34	≥ 24
	FeB 32	≥ 32	≥ 50	≥ 23
D.M. 30/05/1974	FeB 22	≥ 22	≥ 34	≥ 24
	FeB 32	≥ 32	≥ 50	≥ 23

**Principali indicazioni normative sulla classificazione
degli acciai d'armatura
(Barre ad Aderenza Migliorata)**

Normativa	Classificazione	Snervamento [kgf/mm ²]	Rottura [kgf/mm ²]	Allungamento [%]
LL.PP. n.1472/1957	-	/	/	≥ 12
D.M. 30/05/1972	A38	≥ 38	≥ 46	≥ 14
	A41	≥ 41	≥ 50	≥ 14
	FeB 44	≥ 44	≥ 55	≥ 12
D.M. 30/05/1974	FeB 38	≥ 41	≥ 46	≥ 14
	FeB 44	≥ 44	≥ 55	≥ 12

Da tale analisi normativa si evince la possibilità di utilizzare dei valori standard per i valori di tensione di snervamento, rottura e deformazione ultima - da valutarsi in funzione degli anni di realizzazione dell'opera oggetto di analisi - almeno a partire dal 1950.

Sulla base di tali considerazioni, si sono analizzate le elaborazioni statistiche effettuate con il Software STIL v1.0 - che si basa su un database di 19140 prove di trazione effettuate presso il Laboratorio dell'Istituto di Scienze delle Costruzioni dell'Università Federico II di Napoli (uno dei pochi attivi sin dal 1939) - e si sono redatte le tabelle riassuntive riportate nell'allegato seguente, definite rispettivamente per barre lisce e nervate a partire dal 1950.

5. Tabelle Riassuntive: Caratteristiche Meccaniche Barre di Armatura

(distinte per biennio di produzione, classe di acciaio, tipologia di barre)

Barre Lisce - classe acciaio non conosciuta

(valore medio su tutte le categorie)

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici
	Snervamento		Ultima		Ultima		
	Media [MPa]	CoV	Media [MPa]	CoV	Media [%]	CoV	[mm]
1950-1952	339.6	0.21	489.0	0.09	28.5	0.17	8-14 16-18
1952-1954	335.0	0.20	485.7	0.09	28.5	0.17	8-18
1954-1956	338.0	0.26	493.5	0.10	28.0	0.20	8-18
1956-1958	348.3	0.25	505.0	0.10	27.5	0.20	8-18
1958-1960	357.0	0.19	517.7	0.08	26.9	0.19	8-18
1960-1962	365.4	0.19	529.8	0.07	26.4	0.19	8-18
1962-1964	365.7	0.14	533.9	0.07	26.0	0.15	12-18
1964-1966	369.3	0.13	539.2	0.07	26.2	0.15	12-18
1966-1968	382.7	0.16	558.7	0.07	25.8	0.17	12-18
1968-1970	385.8	0.18	563.3	0.07	25.5	0.19	12-18
1970-1972	392.1	0.18	572.5	0.06	25.4	0.19	12-18
1972-1974	415.4	0.13	610.6	0.05	26.7	0.20	12-18
1974-1976	417.9	0.16	622.7	0.05	29.0	0.18	12-18
1976-1978	423.4	0.14	630.9	0.06	28.2	0.17	12-18
1978-1980	426.3	0.12	635.2	0.06	27.5	0.17	12-18
1980-1982	422.8	0.18	630.0	0.07	27.7	0.23	16-18

Barre Lisce - categoria “comune”

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1950-1952	280.9	0.08	398.9	0.07	31.2	0.10	8-16	0.20
1952-1954	279.5	0.09	396.9	0.07	31.6	0.10	8-16	0.25
1954-1956	275.4	0.09	393.8	0.07	31.9	0.11	8-16	0.25
1956-1958	275.2	0.09	390.8	0.07	31.9	0.13	8-18	0.18
1958-1960	274.0	0.09	389.1	0.06	32.0	0.15	8-18	0.15
1960-1962	271.8	0.09	385.6	0.06	32.0	0.14	10-18	0.13
1962-1964	281.7	0.11	385.9	0.09	31.3	0.12	12-18	0.05

Barre Lisce - categoria "AQ42"

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1950-1952	319.6	0.09	460.2	0.08	29.8	0.12	8-18	0.54
1952-1954	317.6	0.09	457.3	0.07	29.8	0.11	8-18	0.46
1954-1956	317.1	0.09	456.6	0.08	29.8	0.11	8-18	0.40
1956-1958	321.5	0.08	459.7	0.07	29.3	0.13	8-18	0.40
1958-1960	325.2	0.08	465.0	0.06	28.8	0.12	10-18	0.34
1960-1962	326.4	0.07	470.0	0.06	28.6	0.11	10-18	0.31
1962-1964	330.6	0.08	472.8	0.06	27.9	0.12	12-18	0.29
1964-1966	328.7	0.08	473.3	0.07	28.6	0.11	12-18	0.28
1966-1968	328.2	0.08	472.6	0.07	28.9	0.11	12-18	0.28
1968-1970	324.1	0.08	469.9	0.07	29.6	0.10	12-18	0.28
1970-1972	323.8	0.07	469.5	0.07	29.4	0.09	12-18	0.24
1972-1974	335.6	0.06	469.8	0.05	28.7	0.09	12-18	0.05

Barre Lisce - categoria "AQ50"

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1950-1952	377.0	0.11	542.9	0.09	27.4	0.14	8-18	0.16
1952-1954	368.4	0.09	545.2	0.09	26.8	0.13	8-18	0.18
1954-1956	366.5	0.10	549.8	0.09	25.7	0.14	8-18	0.24
1956-1958	369.5	0.10	550.6	0.09	25.9	0.14	8-18	0.32
1958-1960	370.0	0.08	547.6	0.07	26.1	0.15	8-18	0.39
1960-1962	369.5	0.08	546.9	0.07	26.1	0.15	10-18	0.43
1962-1964	369.8	0.08	547.3	0.07	25.8	0.12	14-18	0.50
1964-1966	369.8	0.07	543.6	0.06	26.0	0.11	12-18	0.50
1966-1968	376.4	0.08	549.5	0.07	26.2	0.10	12-18	0.45
1968-1970	378.7	0.08	549.1	0.06	25.8	0.11	12-18	0.37
1970-1972	380.3	0.07	551.4	0.05	25.8	0.11	12-18	0.36
1972-1974	388.8	0.05	556.0	0.04	25.9	0.09	12-18	0.20

Barre Lisce - categoria "AQ60"

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1950-1952	460.7	0.16	663.4	0.14	20.7	0.20	8-18	0.06
1952-1954	432.8	0.12	644.9	0.10	21.2	0.18	8-18	0.06
1954-1956	432.7	0.16	644.7	0.14	20.4	0.23	8-18	0.07
1956-1958	432.7	0.16	644.7	0.13	21.0	0.22	8-18	0.07
1958-1960	433.3	0.12	637.0	0.10	22.2	0.17	8-18	0.08
1960-1962	433.4	0.10	641.4	0.08	22.1	0.16	10-18	0.10
1962-1964	432.2	0.08	648.3	0.06	22.2	0.12	12-18	0.13
1964-1966	429.1	0.08	639.4	0.06	22.9	0.11	12-18	0.13
1966-1968	431.6	0.07	643.1	0.06	22.0	0.16	12-18	0.17
1968-1970	436.8	0.07	646.5	0.06	21.6	0.17	12-18	0.19
1970-1972	439.1	0.06	645.5	0.05	22.5	0.13	12-18	0.23
1972-1974	440.3	0.05	651.6	0.03	22.8	0.11	12-18	0.22

Barre Lisce - categoria “FeB22k”

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1972-1974	336.0	0.10	473.8	0.05	36.4	0.12	12-18	0.07
1974-1976	341.5	0.08	488.3	0.05	35.6	0.11	12-18	0.12
1976-1978	351.9	0.08	503.2	0.05	34.5	0.10	12-18	0.08
1978-1980	349.4	0.10	492.7	0.06	34.4	0.12	16-18	0.08
1980-1982	332.3	0.09	461.9	0.07	35.9	0.12	16-18	0.19

Barre Lisce - categoria "FeB22k-"

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1972-1974	421.8	0.20	632.7	0.05	27.1	0.28	12-18	0.05
1974-1976	467.2	0.22	719.5	0.05	24.0	0.32	12-18	0.14
1976-1978	483.8	0.20	745.1	0.06	22.6	0.33	12-18	0.11
1978-1980	496.1	0.13	749.1	0.06	20.7	0.30	16-18	0.11
1980-1982	516.8	0.11	780.4	0.05	18.7	0.17	16-18	0.16

Nota: acciaio che non rientra nella categoria FeB22k per almeno un parametro

Barre Lisce - categoria “FeB32k”

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1972-1974	415.6	0.09	619.2	0.04	29.4	0.12	12-18	0.31
1974-1976	421.0	0.11	627.3	0.05	28.8	0.12	12-18	0.73
1976-1978	423.0	0.10	630.3	0.05	28.3	0.11	12-18	0.81
1978-1980	424.4	0.09	632.4	0.05	27.8	0.11	16-18	0.82
1980-1982	426.6	0.13	644.2	0.06	27.4	0.14	16-18	0.65
1982-1984	411.8	0.14	613.6	0.06	29.9	29.9	16-18	0.57

Barre Nervate - classe acciaio non conosciuta

(valor medio su tutte le categorie)

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]
	Snervamento		Ultima		Ultima		
	Media [MPa]	CoV	Media [MPa]	CoV	Media [%]	CoV	
1962-1964	465.3	0.11	693.3	0.06	21.2	0.15	12-18
1964-1966	471.7	0.09	712.3	0.06	20.7	0.14	12-18
1966-1968	477.3	0.09	720.7	0.06	20.2	0.15	12-18
1968-1970	473.1	0.11	709.7	0.05	19.9	0.16	10-18
1970-1972	469.5	0.11	704.3	0.05	20.7	0.19	10-18
1972-1974	469.0	0.09	717.6	0.06	23.3	0.18	8-18
1974-1976	470.0	0.08	723.8	0.05	22.8	0.16	10-18
1976-1978	466.7	0.10	718.7	0.05	23.3	0.18	10-18
1978-1980	463.6	0.12	709.3	0.05	23.7	0.20	10-18
1980-1982	462.8	0.13	708.1	0.05	23.7	0.22	12-18
1982-1984	473.2	0.13	724.0	0.05	23.0	0.23	8-18
1984-1986	478.3	0.12	731.8	0.06	23.2	0.23	8-18
1986-1988	475.5	0.13	722.8	0.07	24.3	0.22	14-18
1988-1990	480.1	0.13	724.9	0.09	23.6	0.22	14-22
1990-1992	498.4	0.13	722.7	0.13	22.9	0.20	14-22
1992-1994	520.1	0.13	707.3	0.14	22.4	0.17	8-22
1994-1996	532.5	0.13	686.9	0.14	22.5	0.15	12-22
1996-1998	544.4	0.11	647.8	0.10	23.5	0.15	16-18
1998-2000	532.0	0.09	638.4	0.08	24.0	0.14	16-18

Barre Nervate - categoria “FeB38k”

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1974-1976	450.7	0.04	703.1	0.05	23.2	0.16	10-18	0.569
1976-1978	449.1	0.04	696.1	0.05	23.7	0.15	10-18	0.682
1978-1980	447.3	0.04	693.3	0.04	24.0	0.14	10-18	0.755
1980-1982	448.1	0.05	690.1	0.05	24.0	0.15	8-18	0.872
1982-1984	450.0	0.05	693.0	0.05	23.6	0.15	8-18	0.958
1984-1986	450.6	0.05	693.9	0.05	24.4	0.15	8-18	0.986
1986-1988	450.6	0.06	698.4	0.05	24.9	0.15	8-18	0.970
1988-1990	450.6	0.06	707.4	0.05	23.6	0.15	8-18	0.978
1990-1992	452.1	0.06	705.3	0.07	23.4	0.13	8-18	0.999
1992-1994	453.4	0.06	693.7	0.07	23.6	0.12	8-18	0.998
1994-1996	464.9	0.09	669.5	0.13	22.5	0.13	8-18	0.997
1996-1998	481.9	0.09	626.5	0.15	23.2	0.15	8-18	1.000
1998-2000	436.2	0.06	580.1	0.10	26.8	0.11	8-18	1.000

Barre Nervate - categoria "FeB38k-"

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1974-1976	459.3	0.10	711.9	0.06	23.3	0.18	10-18	0.569
1976-1978	384.5	0.13	580.6	0.06	29.0	0.17	10-18	0.682
1978-1980	374.0	0.16	561.0	0.06	30.1	0.2	10-18	0.755
1980-1982	361.3	0.17	538.3	0.06	30.8	0.22	8-18	0.872
1982-1984	374.5	0.19	561.8	0.07	29.5	0.27	8-18	0.958
1984-1986	383.3	0.18	575.0	0.08	29.9	0.29	8-18	0.986
1986-1988	369.7	0.18	547.2	0.08	32.1	0.26	8-18	0.970
1988-1990	374.2	0.18	561.3	0.08	31.3	0.27	8-18	0.978
1990-1992	390.8	0.19	586.2	0.08	28.2	0.34	8-18	0.999
1992-1994	398.2	0.21	589.3	0.10	25.8	0.43	8-18	0.998
1994-1996	455.2	0.56	591.8	0.07	29.7	0.33	8-18	0.997
1996-1998	497.4	0.36	636.7	0.12	25.1	0.35	8-18	1.000
1998-2000	493.8	0.17	656.8	0.15	25.8	0.32	8-18	1.000

Nota: acciaio che non rientra nella categoria FeB38k per almeno un parametro

Barre Nervate - categoria “FeB44k”

Biennio	Tensione		Tensione		Deformazione		Diametri tipici [mm]	% utilizzo
	Snervamento		Ultima		Ultima			
	Media	CoV	Media	CoV	Media	CoV		
	[MPa]		[MPa]		[%]			
1974-1976	497.3	0.05	760.9	0.04	22.2	0.15	10-18	0.596
1976-1978	507.2	0.07	776.0	0.04	21.5	0.16	10-18	0.682
1978-1980	510.3	0.07	780.8	0.05	21.3	0.16	10-18	0.755
1980-1982	513.1	0.07	790.2	0.05	21.0	0.15	8-18	0.872
1982-1984	514.4	0.08	792.2	0.05	20.9	0.18	8-18	0.958
1984-1986	512.2	0.08	783.7	0.05	21.4	0.19	8-18	0.986
1986-1988	508.8	0.08	768.3	0.07	22.3	0.16	8-18	0.970
1988-1990	510.8	0.09	761.1	0.10	22.2	0.16	8-18	0.978
1990-1992	528.0	0.10	739.2	0.14	22.1	0.16	8-18	0.999
1992-1994	538.5	0.10	710.8	0.14	22.0	0.14	8-18	0.998
1994-1996	543.3	0.10	690.0	0.13	22.3	0.14	8-18	0.997
1996-1998	552.2	0.07	651.6	0.09	23.4	0.12	8-18	1.000
1998-2000	540.3	0.07	637.6	0.06	23.8	0.12	8-18	1.000

6. Piano delle Indagini sulle Armature definito per Elemento Strutturale

Elemento **Soletta**

Livello di conoscenza 3

Fattore di confidenza 1

Indagini minime da prevedere

Tipologia di prova (per area omogenea)	Indagini pacometriche*	<i>* Verificare che la posizione delle armature sia congruente con la documentazione reperita.</i>
---	------------------------	--

Ulteriori indagini

Rimozione copriferro (3 posizioni per area omogenea)	Mettere a nudo l'armatura.	
	Verificare lo spessore del copriferro.	
	Verificare il diametro delle armature.	<i>* Se richiesto, in funzione della documentazione reperita.</i>
	Prove di durezza superficiale. *	<i>** Se richiesto da analisi più accurate.</i>
	Prelievo campioni. **	<i>*** Se i valori di carbonatazione/attacco cloridrico sono superiori ai limiti definiti nella relativa sezione cls.</i>
	Verifica di condizioni di degrado. ***	

Elemento	Travi in c.a./Pulvini
----------	------------------------------

Livello di conoscenza	3
-----------------------	---

Fattore di confidenza	1
-----------------------	---

Indagini minime da prevedere

Tipologia di prova (per area omogenea)	Indagini pacometriche*	* Verificare che la posizione delle armature sia congruente con la documentazione reperita.
---	------------------------	---

Ulteriori indagini

Rimozione copriferro (3 posizioni per area omogenea)	Mettere a nudo l'armatura.	
	Verificare lo spessore del copriferro.	
	Verificare il diametro delle armature.	* Se richiesto, in funzione della documentazione reperita.
	Prove di durezza superficiale. *	** Se richiesto da analisi più accurate.
	Prelievo campioni. **	*** Se i valori di carbonatazione/attacco cloridrico sono superiori ai limiti definiti nella relativa sezione cls.
	Verifica di condizioni di degrado. ***	

Elemento	Travi in c.a.p.
----------	------------------------

Livello di conoscenza	3
-----------------------	---

Fattore di confidenza	1
-----------------------	---

Indagini minime da prevedere

Tipologia di prova (per area omogenea)	Indagini pacometriche*	<i>* Verificare che la posizione delle armature sia congruente con la documentazione reperita.</i>
---	------------------------	--

Ulteriori indagini

Rimozione copriferro (3 posizioni per area omogenea)	Mettere a nudo l'armatura.	
	Verificare lo spessore del copriferro.	
	Verificare il diametro delle armature.	<i>* Se richiesto, in funzione della documentazione reperita.</i>
	Prove di durezza superficiale. *	<i>** Se i valori di carbonatazione/attacco cloridrico sono superiori ai limiti definiti nella relativa sezione cls.</i>
	Verifica di condizioni di degrado. **	

7. Elaborazione Risultati Indagini definito per Tipologia di Elemento

Elemento	Soletta
Livello di conoscenza	3
Fattore di confidenza	1
Tipologia di prova	Indagini pacometriche*

Elaborazione Risultati

Dimensione del copriferro.	Verificare la congruenza del valore misurato con quanto riportato nella documentazione disponibile.
Diametro delle armature.	Utilizzare i valori misurati in situ per nell'esecuzione delle analisi.
Durezza superficiale.	Classificazione dell'acciaio in funzione delle tabelle in allegato e della documentazione disponibile.
Prelievo campioni.	Classificazione dell'acciaio in funzione della resistenza misurata e della documentazione disponibile.

Resistenze di calcolo

Indagini indirette (<i>Certificati di collaudo, Durezza superficiale</i>).	Utilizzare il valore di resistenza nominale.
Indagini dirette (<i>Prove di trazione su campioni prelevati</i>)	Utilizzare il valore di resistenza <i>in situ</i> .

Elemento	Travi in c.a./Pulvini
----------	-----------------------

Livello di conoscenza	3
-----------------------	---

Fattore di confidenza	1
-----------------------	---

Tipologia di prova	Indagini pacometriche*
--------------------	------------------------

Elaborazione Risultati

Dimensione del copriferro.	Verificare la congruenza del valore misurato con quanto riportato nella documentazione disponibile.
----------------------------	---

Diametro delle armature.	Utilizzare i valori misurati in situ per nell'esecuzione delle analisi.
--------------------------	---

Durezza superficiale.	Classificazione dell'acciaio in funzione delle tabelle in allegato e della documentazione disponibile.
-----------------------	--

Prelievo campioni.	Classificazione dell'acciaio in funzione della resistenza misurata e della documentazione disponibile.
--------------------	--

Verifica di condizioni di degrado	Si rimanda al progettista ulteriori indagini/considerazioni, in funzione delle specifiche condizioni riscontrate durante attenta ispezione visiva.
-----------------------------------	--

Resistenze di calcolo

Indagini indirette

(<i>Certificati di collaudo,</i>	Utilizzare il valore di resistenza nominale.
-----------------------------------	--

Durezza superficiale).

Indagini dirette

(<i>Prove di trazione su campioni prelevati</i>)	Utilizzare il valore di resistenza <i>in situ</i> .
--	---

Elemento	Travi in c.a.p.
----------	-----------------

Livello di conoscenza	3
Fattore di confidenza	1
Tipologia di prova	Indagini pacometriche*

Elaborazione Risultati

Dimensione del copriferro.	Verificare la congruenza del valore misurato con quanto riportato nella documentazione disponibile.
Diametro delle armature.	Utilizzare i valori misurati in situ per nell'esecuzione delle analisi.
Durezza superficiale.	Classificazione dell'acciaio in funzione della documentazione disponibile.
Verifica di condizioni di degrado	Si rimanda al progettista ulteriori indagini/considerazioni, in funzione delle specifiche condizioni riscontrate durante attenta ispezione visiva.

Resistenze di calcolo

Indagini indirette (<i>Certificati di collaudo</i> , <i>Durezza superficiale</i>).	Utilizzare il valore di resistenza nominale.
--	--

QUADERNO TECNICO N.3

DEFINIZIONE DEL PIANO DELLE INDAGINI

1. Definizione del Piano delle Indagini

Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta). Operazione preliminare per qualsiasi intervento su un manufatto esistente è pertanto la definizione di un dettagliato piano delle indagini, da predisporre in funzione dell'obiettivo da perseguire. Le modalità di analisi e verifica di interventi da effettuarsi su strutture esistenti sono infatti dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile, quindi dal livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Nel presente Quaderno tecnico vengono riportate indicazioni specifiche sulla redazione del piano delle indagini, relativamente agli interventi di natura locale da effettuare su ponti e viadotti in cemento armato ordinario e precompresso (sostituzione di cordoli, appoggi, giunti, operazioni di ripristino corticale, rinforzi localizzati, ecc.).

Nel presente documento si farà riferimento ai seguenti dispositivi normativi:

- **Decreto Ministeriale 14.01.2008:** “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale, n.29 del 4 febbraio 2008 (NTC08);
- **Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009** “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”, Gazzetta Ufficiale del 26 febbraio 2009 (CIRC).

2. Modalità di redazione del Piano delle Indagini

La redazione dei presenti quaderni tecnici è volta esclusivamente alla standardizzazione di interventi di natura locale su ponti e viadotti in cemento armato ordinario e precompresso, quali ad esempio la sostituzione di cordoli/appoggi/giunti, gli interventi di ripristino corticale, i rinforzi localizzati, ecc. In questi casi (cfr. NTC08 § 8.4.3) il piano delle indagini può essere limitato alle “sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti” e “dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione”.

Poiché gli interventi qui descritti sono in generale previsti per opere definite “*di grande importanza ai fini della Protezione Civile*”, si consiglia di estendere comunque il Piano delle Indagini a tutto il ponte/viadotto. In questo modo, per ogni manufatto indagato si disporrà di un quadro complessivo delle vulnerabilità intrinseche ed estrinseche presenti e sarà quindi possibile procedere ad un'efficace pianificazione degli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

3. Definizione del livello di conoscenza da conseguire

Il livello di conoscenza dei parametri da utilizzare nel modello strutturale (geometria, dettagli costruttivi e materiali) è in generale definito in funzione degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive.

La definizione del livello di conoscenza permette di definire i “*coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello (NTC08 §8.5.4)*”.

4. Operazioni preliminari alla redazione del Piano delle Indagini

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Pertanto, il piano delle indagini potrà essere definito soltanto a seguito di un'accurata analisi storico-critica, di una ispezione visiva e di un rilievo geometrico strutturale. Di seguito si definiscono le modalità di esecuzione delle fasi preliminari alla redazione del piano delle indagini testé indicate.

4.1. Analisi Storico-Critica

Operazione preliminare alla esecuzione di una qualsiasi indagine conoscitiva su una struttura esistente è il reperimento della documentazione di progetto. Allo scopo, le NTC08 §8.5.1 asseriscono:

“Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato”.

Nello specifico, la documentazione disponibile comprende gli elaborati grafici di progetto, i calcoli strutturali, i verbali della direzione lavori, la documentazione di appalto e di collaudo.

Allo scopo di completare le informazioni derivanti dall'analisi della documentazione disponibile, è opportuno effettuare anche un'analisi ragionata del quadro normativo vigente all'epoca della progettazione dell'opera e degli eventuali interventi successivi, al fine di valutare le prescrizioni minime richieste sui materiali ed i dettagli costruttivi.

4.2. Ispezione Visiva

Finalità dell'Ispezione Visiva è il rilievo dei dissesti in atto o stabilizzati, l'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno, la definizione dello stato di degrado dei singoli elementi strutturali costituenti l'opera oggetto di analisi. In questa fase è opportuno controllare anche lo stato di manutenzione dell'opera, individuando lo stato di conservazione di elementi

quali giunti, appoggi e barriere. Di seguito si riportano gli aspetti da indagare, relativamente ai materiali costituenti il manufatto:

- Calcestruzzo:

- Macchie di umidità passiva
- Macchie di umidità attiva
- Dilavamento/ammaloramento del calcestruzzo
- Vespai
- Distacco del copriferro
- Lesioni capillari in corrispondenza degli ancoraggi
- Testate di ancoraggio non sigillate
- Lesioni su anima in corrispondenza dei cavi da precompressione
- Lesioni in corrispondenza della suola del bulbo
- Guaine in vista
- Lesioni a ragnatela modeste
- Fessure orizzontali
- Fessure verticali
- Fessure diagonali
- Fessure longitudinali
- Fessure trasversali
- Lesioni/distacco travi/traversi
- Lesioni attacco pile-pulvino
- Lesioni attacco trave/soletta
- Riprese di getto deteriorate
- Umidità dall'interno
- Danni da urto
- Danni dagli apparecchi d'appoggio

- Acciaio:

- Armatura scoperta/ossidata in corrispondenza delle testate delle travi
- Armatura longitudinale deformata
- Riduzione di diametro dell'armatura di precompressione
- Staffe scoperte/ossidate
- Difetti di saldature
- Rottura di saldature
- Sfogliamento vernice

- Difetti chiodatura
- Bulloni allentati
- Bulloni tranciati
- Deformazioni anime/piattabande
- Deformazioni pareti travi scatolari
- Ristagni d'acqua
- Lesioni ai nodi
- Appoggi e Accessori
 - Fuori piombo
 - Scalzamento
 - Difetti app. appoggio in neoprene
 - Difetti pendoli (metallici o cls)
 - Difetti carrelli (metallici)
 - Difetti app. d'appoggio compositi
 - Dislivello giunto-pavimentazione
 - Massetti lesionati
 - Ammaloramento profilati
 - Scossalina permeabile o assente
 - Dislivello tra rilevato e impalcato
 - Presenza di dossi
 - Fessure/anomalie pavimentazione
 - Parapetti assenti
 - Parapetti non a norma
 - Parapetti danneggiati
 - Guardrail danneggiati
 - Guardrail corrosi per ossidazione
 - Cordoli degradati
 - Sottoservizi mal ancorati

4.3. Rilievo Geometrico-Strutturale

“Il rilievo deve individuare l’organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi” (NTC08 §8.5.1). “Si noti che [omissis] per la geometria esterna, si richiede che il rilievo sia compiuto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, ai fini della definizione del modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame” (Circ §C8.5.2).

Il rilievo dovrà quindi definire la geometria complessiva dell'opera (rilievo generale) ed i singoli elementi strutturali interessati dall'intervento (rilievo di dettaglio).

Nel rilievo generale si dovranno indicare le modificazioni intervenute nel tempo (desunte dall'analisi storico-critica) nonché i punti di vista fotografici relativi alle risultanze più significative desunte dall'ispezione visiva.

Il rilievo di dettaglio dovrà invece contenere tutte le informazioni necessarie al Progettista per la stima della sicurezza dell'elemento strutturale allo stato attuale.

La rappresentazione del rilievo dovrà essere effettuata attraverso piante, prospetti e sezioni, nonché particolari costruttivi di dettaglio, ove necessario.

5. Redazione del Piano delle Indagini

“Il piano delle indagini fa comunque parte sia della fase diagnostica che del progetto vero e proprio, e dovrà essere predisposto nell'ambito di un quadro generale volto a mostrare le motivazioni e gli obiettivi delle indagini stesse” (Circ §C8.5.3).

La definizione del piano delle indagini deve quindi essere finalizzata alla conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali e del loro livello di degrado. Sulla base delle operazioni preliminari di analisi storico-critica, si potranno definire le zone omogenee sulle quali prevedere le indagini preliminari.

“Le indagini devono essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche” (NTC08 §8.5.3). Nello specifico, si rimanda alle schede di appendice dei Quaderni 1 e 2, in cui è riportato il numero minimo di prove da effettuare sul singolo elemento strutturale da indagare.

5.1. Terreni

Trattandosi di interventi di natura locale, che per definizione non provocano modificazione dei carichi trasmessi in fondazione, è possibile non effettuare indagini sui terreni.

6. Descrizione della Campagna di Indagine

A valle delle investigazioni effettuate, è opportuno redigere un fascicolo contenente:

- la relazione estesa sulla campagna d'indagine effettuata;
- gli elaborati grafici di rilievo sui quali sia riportata l'ubicazione dei sondaggi;
- il rapporto fotografico delle ispezioni visive con indicazione dei punti di vita sugli elaborati grafici di rilievo;
- i certificati delle prove di laboratorio.

Nello specifico, la relazione estesa dovrà contemplare i seguenti aspetti:

- Definizione del livello di conoscenza che si intende raggiungere. Tale livello è indicato nelle schede di appendice ai Quaderni 1 e 2 in funzione della tipologia di elemento strutturale su cui viene effettuato l'intervento locale;
- Descrizione delle caratteristiche geometriche e strutturali: in questo paragrafo vengono sinteticamente descritte l'opera e le sue peculiarità (tecnologia costruttiva, tipologia di impalcato, dettagli costruttivi, ecc);
- Descrizione del piano delle indagini: vengono sinteticamente descritte le indagini effettuate e segnalato l'obiettivo che si intendeva raggiungere. È consigliabile accompagnare la descrizione con un quadro di sintesi simile a quello sotto riportato;

		Tipo e quantità delle prove					
Elementi strutturali	N°elementi	Carotaggio del calcestruzzo	Indagini pacometriche per analisi armatura	Metodi combinati (SON-REB) sclerometro e ultrasonica	Analisi della carbonatazione	Prelievo barre di armatura	Prove di durezza Brinell per barre d'armatura
Fondazioni							
Spalle							
Pile							
Impalcato							
TOTALE							
Note:							

- Caratterizzazione dei Materiali: in questa sezione si definiscono le caratteristiche meccaniche dei materiali in opera, sulla scorta delle indicazioni riportate nelle schede di appendice ai Quaderni 1 e 2;
- Descrizione delle patologie riscontrate sulle Opere: in questa sezione si riportano sinteticamente le anomalie riscontrate, con specifico riferimento a:
 - o degrado dei materiali
 - o descrizione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno
 - o individuazione dei dissesti in atto o stabilizzati.

QUADERNO TECNICO N.4

INTERVENTI DI RIPRISTINO DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA DI CORDOLI E BARRIERE BORDO PONTE

Premessa

Gli elementi di margine su viadotto sono individuati dalle barriere stradali, installate su appositi cordoli bordo-ponte.



Figura 1 – Individuazione del cordolo bordo-ponte.

In caso di interventi di manutenzione straordinaria, quali:

- installazione di nuove barriere di sicurezza (H2, H3, H4);
- ampliamenti della carreggiata;
- sostituzione delle barriere antirumore;

si rende necessario l'intervento di rifacimento parziale o totale del cordolo: le azioni di calcolo, previste dall'attuale quadro normativo, hanno intensità tale da superare generalmente la capacità di resistenza degli elementi strutturali esistenti.

Nel presente quaderno tecnico si illustrano le procedure da considerare nel progetto dei nuovi cordoli bordo-ponte. Ai sensi del **Decreto Ministeriale 14.1.2008 §8.4.3** e della **Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 §C8.4.3**, l'intervento si configura come locale, quindi la sezione di analisi è limitata al solo cordolo, prescindendo dagli altri elementi cui esso è connesso, così come individuato nella figura seguente.

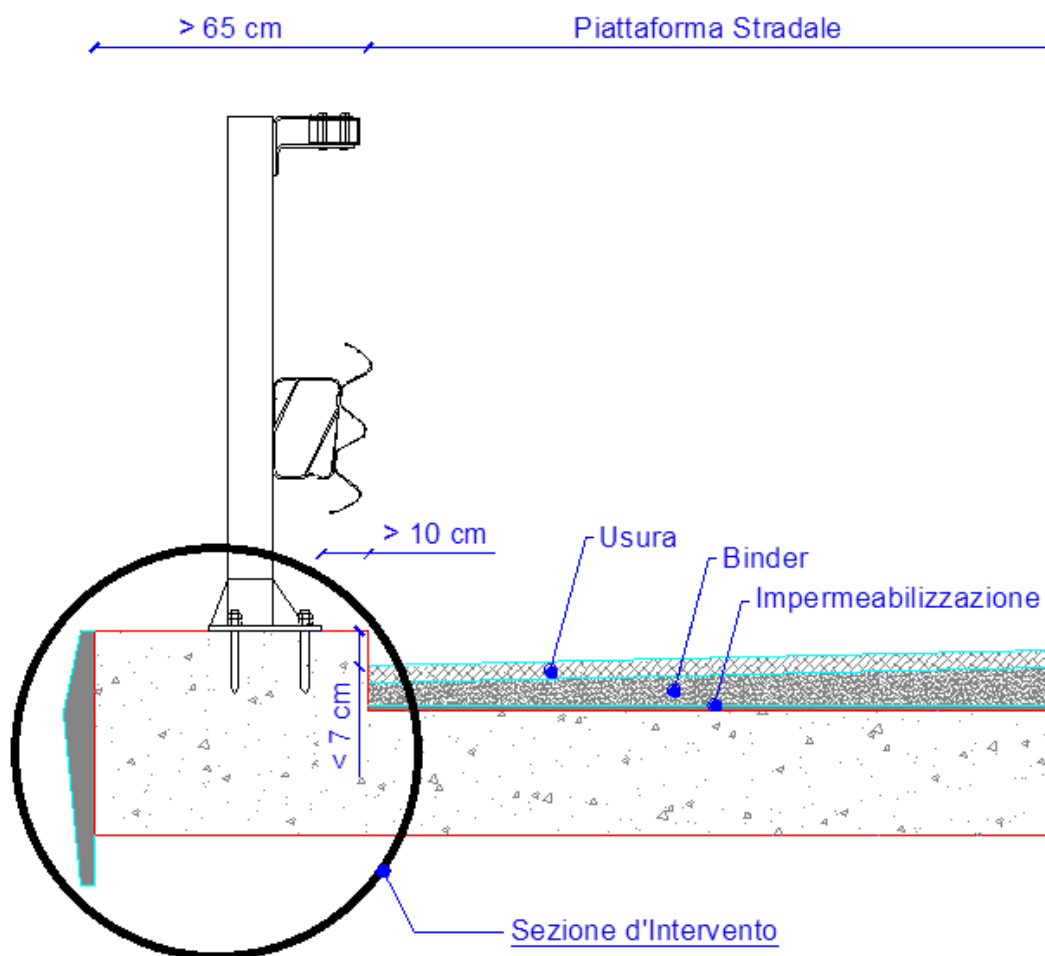


Figura 2 – Individuazione della sezione d'intervento locale.

Il documento è articolato in due sezioni principali, relative rispettivamente ai due casi di:

- intervento locale di rifacimento totale o parziale di cordoli bordo ponte in caso di installazione di nuove barriere metalliche bordo ponte;
- valutazione delle condizioni di sicurezza di new jersey bordo ponte.

La differenziazione è motivata dal fatto che nel caso in cui le verifiche delle condizioni di sicurezza dei new jersey attualmente installati non risultino soddisfatte, occorrerà procedere alla loro sostituzione con barriere metalliche. In ogni caso, per le sole barriere bordo ponte, non verranno più installati nuovi dispositivi di ritenuta di tipo new-jersey.

Normativa di Riferimento

Nella prima sezione si riporta la descrizione della procedura progettuale da seguire nel caso in cui risulti necessaria la sostituzione o il rinforzo dei cordoli sui viadotti. Il problema è analizzato con specifico riferimento alla normativa tecnica in materia:

- Decreto Ministeriale 14.1.2008;
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009;

- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
 - UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
 - UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti;
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
 - UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi;
- ETAG 001: 1997. Linee guida per il B.T.E di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo - Così come recepite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- fib Model Code for Concrete Structures 2010 (MC2010);
- ACI Manual of Concrete Practice 2010 Part 3.

**Interventi di ripristino delle condizioni di
sicurezza di cordoli e barriere metalliche
bordo ponte**

1. Tipologie di cordolo

Come già premesso, l'intervento di rifacimento parziale o totale dei cordoli bordo-ponte si rende necessario per interventi di manutenzione straordinaria, quali, ad esempio, l'installazione di nuove barriere metalliche. In tal caso, le azioni di calcolo previste dall'attuale quadro normativo hanno intensità tale da superare generalmente la capacità di resistenza degli elementi strutturali esistenti. Nella figura seguente vengono schematizzate le due principali tipologie di cordolo che si possono realizzare senza la demolizione della soletta.

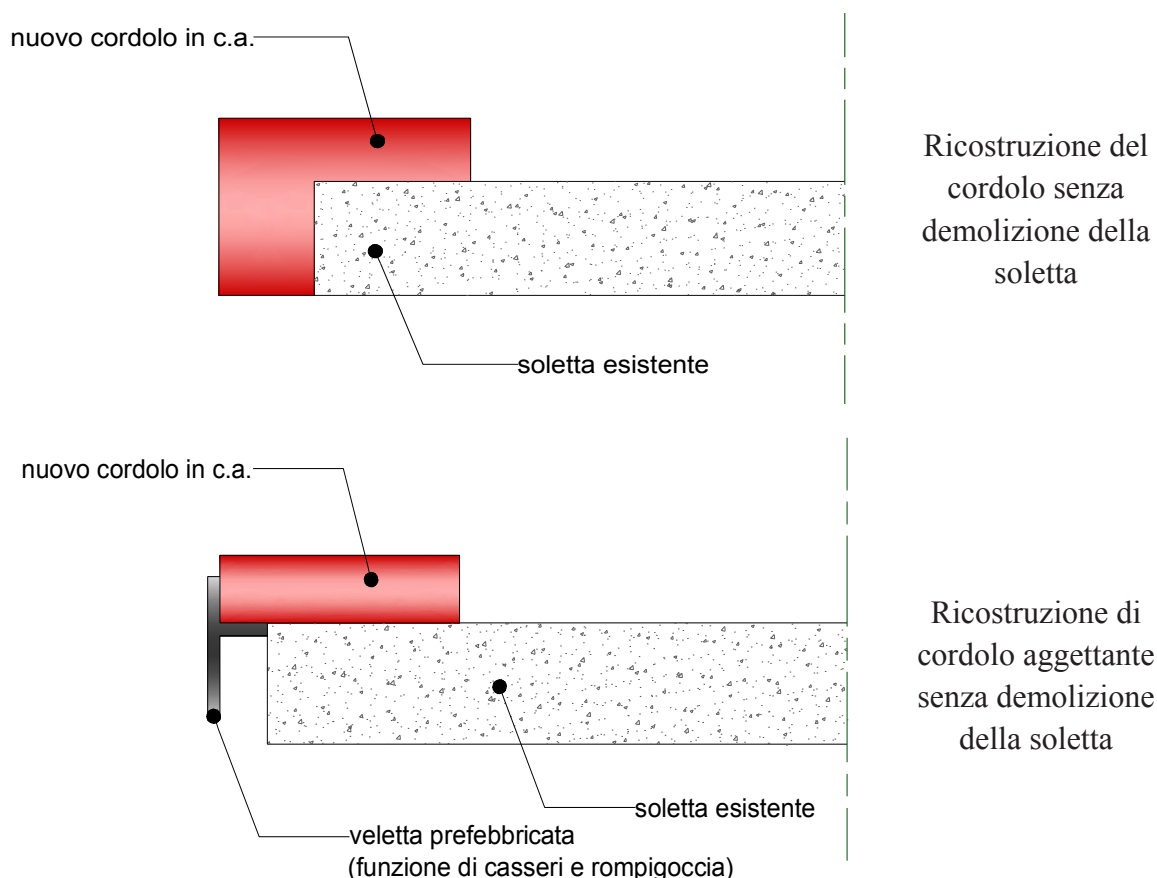


Figura 3 – Tipologie di cordolo senza demolizione della soletta

In ciascun caso è possibile limitare il progetto alla definizione del solo cordolo, prescindendo dagli altri elementi cui esso è connesso. L'intervento si configura infatti come locale ai sensi del **Decreto Ministeriale 14.1.2008 §8.4.3** e della **Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 §C8.4.3**.

2. Analisi dei carichi

Ai sensi del § 5.1.3.10 “Urto di veicolo in svio” delle NTC “*I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367)*”.

Pertanto i carichi cui deve essere calcolato/verificato il cordolo sono:

- Peso proprio dell'elemento (g_1)

- Carichi permanenti (g_2)
 - Pavimentazione (g_{2pav})
 - Parapetto (g_{2par})
 - Guardrail (g_{2g})

Sempre il § 5.1.3.10 recita *“Per altri elementi (i cordoli, n.d.a.) si può fare riferimento al §3.6.3.3.2”, ovvero “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 di 100 kN. Essa 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. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m”.*

Occorre pertanto verificare la resistenza del cordolo cui sono collegate le barriere di sicurezza nei confronti delle azioni da urto veicolare. Tali azioni, si ricorda, sono azioni eccezionali, quindi (come vedremo di seguito) caratterizzate da coefficienti di sicurezza dei materiali (cfr. §4.1.4) e da coefficienti di amplificazione dei carichi (cfr. §2.5.3) unitari.

Stando a quanto recita il §3.6.3.3.2, è possibile valutare l'azione da urto:

- Considerando un'azione di 100 kN applicata ad una altezza dal piano di marcia h , (definita come la minore tra 1,0 m e l'altezza della barriera depurata di 100 mm);

Oppure

- Considerando il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 1991-2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

In particolare, occorre considerare un carico orizzontale Q_{urto} pari a 100 kN *“in assenza di specifiche prescrizioni ”*, ovvero quando non si conoscono in fase di progetto del cordolo le caratteristiche geometriche della barriera che dovrà essere installata. In alternativa, a discrezione del progettista è possibile utilizzare come azione di progetto il momento di plasticizzazione del montante (cfr UNI EN 1991-2). Sfruttando tale approccio, più realistico, le sollecitazioni di progetto potrebbero risultare inferiori a quanto definito nel §3.6.3.3.2 delle NTC. È tuttavia necessario sottolineare che tale metodologia è applicabile **esclusivamente** quando in fase di progetto si conosce già il dispositivo di ritenuta da installare e le sue caratteristiche geometriche e meccaniche. In particolare, il progettista deve determinare le prestazioni attese dalla barriera di sicurezza e ottenere dal produttore prescelto le caratteristiche geometriche e funzionali degli elementi costituenti la barriera, comprensivi del sistema di fissaggio sul supporto in calcestruzzo, in conformità a quanto adottato in sede di prova di crash: tali dati sono infatti necessari per dimensionare ed armare il cordolo.

A titolo esemplificativo si riportano i momenti di plasticizzazione e gli stessi amplificati attraverso un coefficiente pari a 1.5, secondo quanto prescritto dall'Eurocodice 2, per i montanti attualmente disponibili nel mercato.

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	M_{ampl}
Barriera stradale H2 b.Ponte	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
H2-W4-A	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=5.9 mm	S235JR/ S355JR	355	83	29,47	44,20
Barriera PAB CE 2 per manufatto W4	Sezione a U	120x80 Sp. 6	S275JR	275	72,22	19,86	29,79
Barriera PAB CE 2 per manufatto W5	Sezione a U	120x80 Sp. 6	S275JR	275	72,22	19,86	29,79
Barriera 3 onde per manufatto W4	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera 3 onde per manufatto W4 con pannello	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera 3 onde per manufatto W5	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera tripla onda bordo ponte H2	Sezione a C	B= 160mm H=120mm C=40mm s=4.5 mm	S275JR	275	128,07	35,22	52,83
Classe H2 bordo ponte	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=5 mm	S235JR	235	71,75	16,86	25,29
CLASSE H2 PER BORDO PONTE	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=4.8 mm	SR235JR	235	69,17	16,25	24,38
Barriera H2 bordo ponte (tipo2 ASI 1)	HEA	HEA 100	S275JR	275	83,01	22,83	34,24
Barriera di ponte H2	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29

T40 BP	HEA	HEA100	acciaio S235JR rivestito in legno	235	83,01	19,51	29,26
Barriera di sicurezza a tubi classe H2 bordo ponte	Sezione a C	B= 100mm H=70mm C=25mm s=5 mm	S355JO	355	50,38	17,88	26,83

Tabella 1 – Montanti barriere di contenimento H2

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	M_{ampl}
Barriera 3 onde per manufatto W5	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
Barriera 3 onde per manufatto W7	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera H3 - Bordo ponte	Sezione a C	B= 160mm H=120mm C=40mm s=4.5 mm	S275	275	128,07	35,22	52,83
Barriera bordo ponte classe H3	Sezione a C	B= 140mm H=100mm C=30mm s=6 mm	S235JR	235	119,95	28,19	42,28
Barriera H3 bordo ponte	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29
Barriera H3 bordo ponte	HEA	HEA140	S275JR	275	173,5	47,71	71,57
Barriera di sicurezza bordo ponte H3	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29

Tabella 2 - Montanti barriere di contenimento H3

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	M_{ampl}
Barriera stradale H4b b.Ponte	Sezione a C	B= 160mm H=80mm C=40mm s=6 mm	S275JR	275	130,03	35,76	53,64
Barriera di sicurezza bordo ponte H4	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29
L4b-W4-A	Sezione a C	B= 120mm H=80mm C=30mm s=5.9 mm	S235JR/ S355JR	355	83	29,47	44,20

H4b-A-W6	HEA120	HEA120	S235JR/ S275JR	275	119,5	32,86	49,29
----------	--------	--------	-------------------	-----	-------	-------	-------

Tabella 3 - Montanti barriere di contenimento H4b

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	Res. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	M_{ampl}
Barriera 3 onde per manufatto W4	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
Barriera 3 onde per manufatto W5	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
Barriera H4 - Bordo ponte	Sezione a C	B= 160mm H=120mm C=40mm s=5.5 mm	S275	275	154,22	42,41	63,62
CLASSE H4 BORDO PONTE	Sezione a C	B= 140mm H=100mm C=30mm s=6 mm	S235JR	235	119,95	28,19	42,28
CLASSE H4 TIPO PER BORDO PONTE	Sezione a C	B= 160mm H=120mm C=40mm s=4.5 mm	S235JR	235	128,07	30,10	45,14
Barriera H4 bordo ponte	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29
Barriera H4b bordo ponte	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29

Tabella 4 - Montanti barriere di contenimento H4

Qualora il progettista non disponga di tutte le informazioni necessarie per operare secondo l'approccio di Eurocodice (momento di plasticizzazione), ai fini del calcolo delle sollecitazioni è necessario valutare il sistema di azioni equivalente alle forze di collisione accidentali sugli elementi di sicurezza, in funzione delle specifiche condizioni di progettazione. La "condizione di progettazione" deve essere valutata mediante osservazione delle condizioni locali, per le progettazioni relative a tratti stradali da adeguare ovvero per nuove opere poste in continuità di tratti già in esercizio. In particolare si individuano due differenti condizioni di progettazione:

- condizione ordinaria
- condizione non ordinaria

La condizione di progettazione "ordinaria" è raggiunta se sono verificati i seguenti aspetti:

- **connessioni tra barriere e strutture:** si ipotizza l'installazione di barriere metalliche vincolate alla struttura per mezzo di connessioni pseudo-duttili, ossia in particolare mediante l'utilizzo di 3 o 4 tirafondi in acciaio per ciascuna piastra alla base dei montanti della barriera, ancorati chimicamente al calcestruzzo e meccanicamente alla piastra con bulloni serrati (alla coppia di serraggio stabilita dal manuale di installazione della barriera);

- **traffico stradale:** l'aliquota relativa ai veicoli pesanti è contenuta entro il 30% del flusso totale di traffico; le velocità praticate sono coerenti con la velocità di progetto della strada, per quanto riguarda i veicoli leggeri, e con i limiti legali di velocità per i veicoli pesanti;

- **configurazione geometrica della strada:** si fa riferimento a tratti stradali in rettilineo ed in orizzontale ovvero caratterizzati da andamento planimetrico e altimetrico della strada poco differente da tali condizioni.

In generale, il sistema di azioni equivalente alle forze di collisione riferite a condizioni ordinarie va valutato in funzione delle condizioni locali d'installazione (ivi considerando connessioni barriera-impalcato, traffico e geometria stradale) e dei risultati sperimentali da crash test - specifici per la tipologia di barriere prevista in progetto - nonché delle conseguenti valutazioni teoriche.

Schemi comunemente utilizzati nella progettazione dei cordoli utilizzano la seguente definizione del **sistema di forze equivalenti** alle azioni causate da collisioni sugli elementi di sicurezza in condizioni di progettazione ordinarie:

- **forze trasversali:** si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m; le due forze applicate ai paletti di estremità della zona considerata sono pari a 50kN e le altre due, applicate ai montanti interni, sono pari a 100kN. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato.

- **carichi verticali:** oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC, costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezz'area della zona di impalcato interessata dall'applicazione del suindicato carico orizzontale e trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale mentre l'altra è distante 2.00 m da essa.

Lo schema di carico equivalente sopra descritto può rappresentarsi come mostrato nella figura seguente.

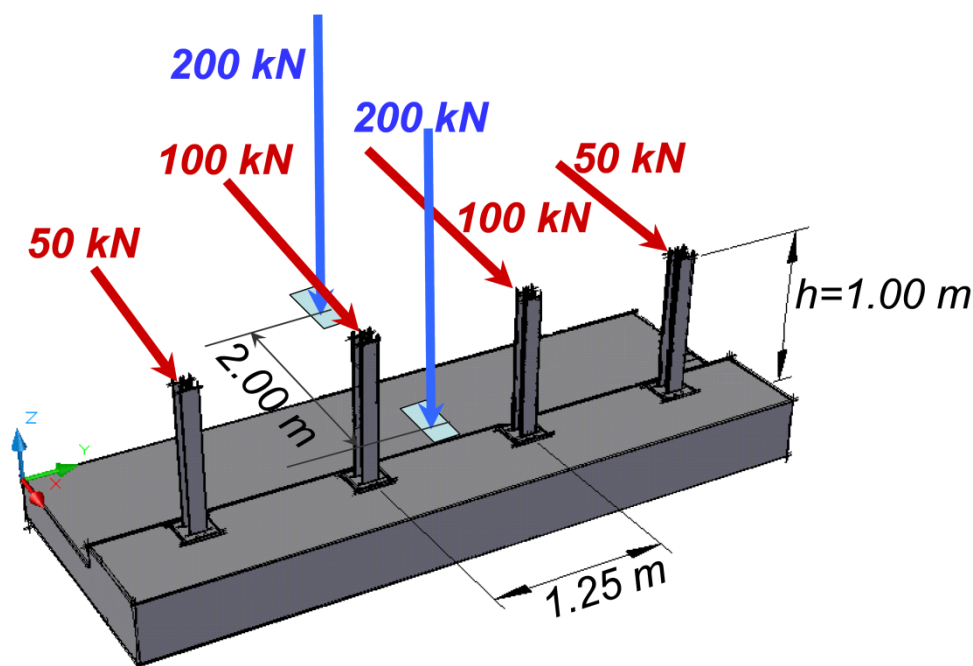


Figura 4 – Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "ordinarie" (è omessa la rappresentazione dei carichi permanenti).

Le condizioni della progettazione vengono qualificate come "non ordinarie" quando ricorrano una o più tra le seguenti condizioni:

- **connessioni tra barriere e strutture:** le barriere sono inghisate nella struttura, ovvero sono vincolate ad essa da un elevato numero di connettori (più di 4 per ciascuna piastra alla base dei montanti), o da dispositivi più complessi quali, in particolare, sistemi a contrasto piastra-contropiastra tra intradosso ed estradosso della struttura trattenuti da elementi passanti attraverso il cordolo;
- **traffico stradale:** l'aliquota relativa ai veicoli pesanti è maggiore del 30% del flusso totale di traffico e/o le velocità praticate sono più elevate delle velocità di riferimento (velocità di progetto per i veicoli leggeri e limiti legali di velocità per i veicoli pesanti);
- **configurazione geometrica della strada:** l'andamento plano-altimetrico della strada può favorire lo svio dei veicoli secondo traiettorie caratterizzate da valori elevati ($> 20^\circ$) degli angoli di incidenza sulla barriera ovvero da elevate energie d'impatto; in particolare ciò può accadere quando la barriera sia posta a protezione di un margine stradale curvo, con concavità rivolta verso la carreggiata, e verso il quale si rivolgano i veicoli provenienti da un tratto stradale in discesa con pendenza superiore al 3%.

In questo caso le previsioni di progetto devono essere riferite a condizioni di urto o sollecitazione più severe rispetto a quanto sopra esplicitato. In particolare, qualora le caratteristiche locali della strada siano particolarmente critiche e/o le connessioni tra barriera metallica e struttura siano molto rigide, si dovrà adottare un sistema equivalente caratterizzato tutto da forze di entità pari a 100 kN; tale sistema è rappresentato in forma grafica nella figura

seguente.

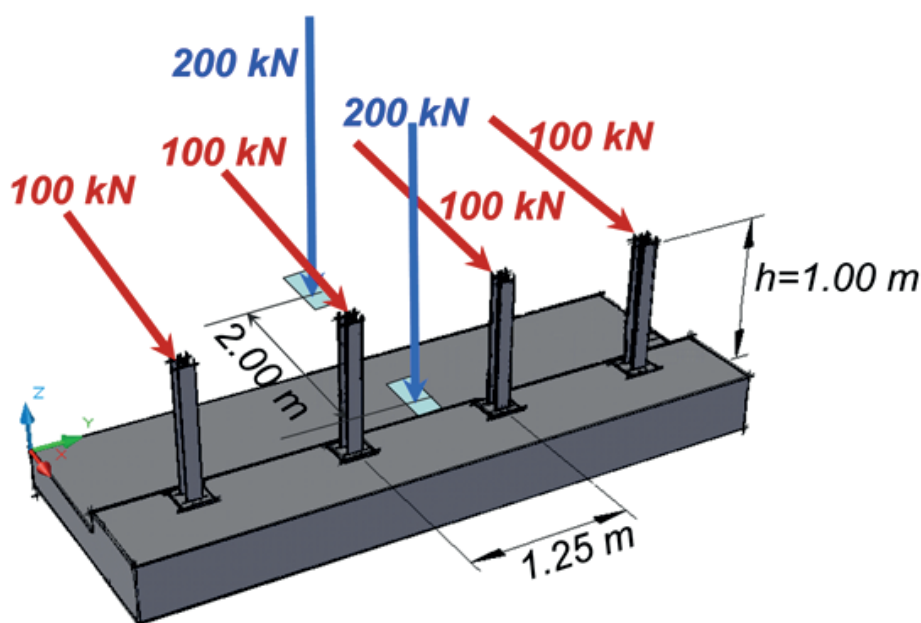


Figura 5 – Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "non ordinarie" (è omessa la rappresentazione dei carichi permanenti).

2.1. Combinazione delle azioni

A seguito della definizione della geometria e delle armature occorre verificare l'elemento nei confronti della combinazione eccezionale, che come visto prevede l'introduzione dell'azione da urto. Ai sensi di quanto definito al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008, la combinazione eccezionale dei carichi assume la forma:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

- G_1 è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
- G_2 è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione (se presenti);
- A_d è il valore delle azioni eccezionali;
- Q_{ki} è il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione che tiene conto di azioni variabili concomitanti ($\psi_{2i} = 0.0$ per azione neve a quota ≤ 1000 m s.l.m.; $\psi_{2i} = 0.2$ per azione neve a quota > 1000 m s.l.m.; $\psi_{2i} = 0.0$ per variazioni termiche).

Dato che l'azione da urto - in particolare se valutata con riferimento al §3.6.3.3.2 - risulta caratterizzante nel progetto dei cordoli, allora è possibile procedere direttamente con il calcolo nei confronti della combinazione eccezionale. In ogni caso, le verifiche nei confronti della combinazione fondamentale non possono essere omesse.

A rigore, il progetto del cordolo deve essere effettuato nei confronti degli stati limite ultimi (combinazione fondamentale).

La combinazione fondamentale, così come definita al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008, prevede:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

dove:

- G_1 è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
- G_2 è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione (se presenti);
- Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;
- Q_{ki} è il valore caratteristico delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente con quella dominante (se presenti);
- γ_{G1} è il coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti strutturali ($\gamma_{G1} = 1.3$);
- γ_{G2} è il coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti non strutturali ($\gamma_{G2} = 1.5$);
- γ_P è il coefficiente parziale relativo alle azioni di precompressione (se presenti);
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale relativo alle azioni variabili ($\gamma_{Qi} = 1.5$);
- ψ_{0i} è il coefficiente di combinazione che tiene conto di azioni variabili concomitanti ($\psi_{0i} = 0.5$ per azione neve a quota ≤ 1000 m s.l.m.; $\psi_{0i} = 0.7$ per azione neve a quota > 1000 m s.l.m.; $\psi_{0i} = 0.6$ per variazioni termiche).

3. Materiali

In questo documento si descrivono le modalità di progettazione dei cordoli in cemento armato ordinario. I materiali da utilizzarsi nel calcolo dei cordoli sono quindi calcestruzzo ed acciaio. Le resistenze di progetto, come usuale, verranno di seguito sempre indicate come:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Resistenza di progetto del calcestruzzo}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{Resistenza di progetto dell'acciaio}$$

In funzione della combinazione delle azioni che si sta utilizzando nella specifica fase di calcolo, occorrerà distinguere i coefficienti di sicurezza γ da applicare ai materiali. In particolare:

- Quando si procede al progetto nei confronti della combinazione eccezionale, ai sensi del § 4.1.4 del D.M. 14 gennaio 2008 si dovranno applicare i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

$$\gamma_c = 1.0 \quad \text{relativamente al calcestruzzo e all'aderenza}$$

$$\gamma_s = 1.0 \quad \text{relativamente all'acciaio di armatura}$$

- Quando si procede alla verifica nei confronti della combinazione fondamentale, ai sensi del § 4.1.2.1.1 del D.M. 14 gennaio 2008 si dovranno applicare i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

$$\gamma_c = 1.50 \quad \text{relativamente al calcestruzzo e all'aderenza}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{relativamente all'acciaio di armatura}$$

Inoltre, con specifico riferimento al calcestruzzo, la resistenza di progetto dovrà tenere conto delle resistenze di lunga durata introducendo un coefficiente riduttivo $\alpha_{cc}=0.85$.

Relativamente ai sistemi di connessione tra il nuovo cordolo e gli elementi strutturali preesistenti (soletta), si ricorre all'inghisaggio chimico. I metodi di progettazione degli ancoraggi sono regolamentati dal documento ETAG 001: 1997, che prevede i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- Per la combinazione di carico eccezionale

$\gamma_{Mc} = 1.0$ relativamente al cedimento per rottura del cono di calcestruzzo, fessurazione e sfilamento dell'ancoraggio

$\gamma_{Ms} = 1.0$ relativamente al cedimento per rottura dell'acciaio

- Per la combinazione di carico fondamentale, relativamente al cedimento per rottura del cono di calcestruzzo, fessurazione e sfilamento dell'ancoraggio

$$\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2$$

$\gamma_c = 1.5$ Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo a compressione

$\gamma_1 = 1.2$ Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo a trazione

$\gamma_2 = 1.0$ Coefficiente parziale di sicurezza per taglio

$\gamma_2 = 1.2$ Coefficiente parziale di sicurezza per trazione in sistemi con normali valori di sicurezza nell'installazione

$\gamma_2 = 1.4$ Coefficiente parziale di sicurezza per trazione in sistemi con bassi valori di sicurezza nell'installazione

- Per la combinazione di carico fondamentale, relativamente al cedimento per rottura dell'acciaio

$$\gamma_{Ms} = \frac{1.2}{f_{yk}/f_{uk}} \geq 1.4 \quad \text{Coefficiente parziale di sicurezza dell'ancorante in trazione}$$

$$\gamma_{Ms} = 1.5 \quad \text{Coefficiente parziale di sicurezza dell'ancorante a taglio senza braccio di leva}$$

4. Schema statico di calcolo

Come premesso, le sollecitazioni gravanti sul cordolo sono legate principalmente agli effetti dell'urto del veicolo in svio, quindi con la combinazione di carico legata alla seguente schematizzazione statica equivalente.

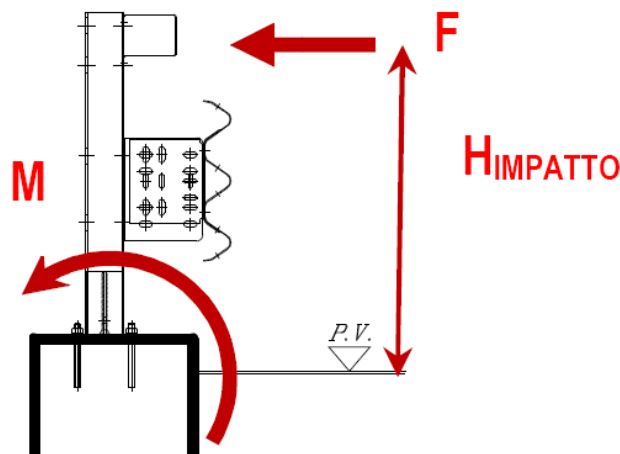


Figura 6 – Azioni da considerare per la verifica dei cordoli.

Il cordolo dovrà essere progettato/verificato per:

- Sollecitazioni di taglio scorrimento per effetto dell'azione da urto (connessione del cordolo alla soletta);
- Sollecitazioni torsionali per effetto del momento indotto dall'urto (dimensionamento cordolo);
- Ribaltamento del cordolo per effetto del momento indotto dall'urto (connessione del cordolo alla soletta);
- Verifiche locali relative agli ancoraggi cordolo-barriera (combinazione eccezionale);
- Sollecitazioni derivanti dalla combinazione fondamentale (verifiche tradizionali a flessione e taglio, da effettuarsi in funzione dello schema statico di riferimento derivante anche dal sistema di connessione con la soletta).

5. Meccanismi resistenti

Nel seguente paragrafo si riportano i vari meccanismi resistenti che possono insorgere all'interno del cordolo per effetto delle combinazioni eccezionale e fondamentale. Tali meccanismi resistenti verranno richiamati nella sezione seguente per il progetto e la verifica del cordolo e delle connessioni.

5.1. Sollecitazioni di Taglio

Secondo il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata in conformità alla schematizzazione a traliccio ideale i cui elementi resistenti sono le armature trasversali e longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. La verifica di resistenza (SLU) si considera soddisfatta se:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

in cui

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, nel caso specifico pari a $F_{H,urto}$.

$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd})$ è la resistenza a taglio della trave

V_{Rsd} è la resistenza di calcolo a “taglio trazione” definita come

$$V_{Rds} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$$

V_{Rcd} è la resistenza di calcolo a “taglio compressione” definita come

$$V_{Rds} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

Nelle precedenti relazioni:

- A_{sw} area armatura trasversale;
- b_w larghezza minima della sezione;
- s interasse armature trasversali;
- α angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- θ inclinazione dei puntoni in calcestruzzo, tale che $1.0 \leq \cot\theta \leq 2.5$;
- f_{yd} resistenza di calcolo allo snervamento dell'acciaio;
- $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- f_{cd} resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$);
- d altezza utile della sezione;
- α_c coefficiente maggiorativo (unitario per membrature non compresse, quali il cordolo).

5.2. Sollecitazioni di Torsione

Secondo il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 la verifica a torsione di elementi strutturali dotati di armatura trasversale si considera soddisfatta se:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

in cui

T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente, nel caso specifico pari a M_{Urto} .

$T_{Rd} = \min (T_{Rsd}; T_{Rld}; T_{Rcd})$ è la resistenza a torsione della trave

T_{Rsd} è la resistenza di calcolo a torsione “lato acciaio” con riferimento alle staffe trasversali definita come

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} f_{yd} \cdot \operatorname{ctg} \theta$$

T_{Rld} è la resistenza di calcolo a torsione “lato acciaio” con riferimento all'armatura di parete definita come

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\Sigma A_l}{u_m} f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

T_{Rcd} è la resistenza di calcolo a torsione “lato calcestruzzo” definita come

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\operatorname{ctg} \theta}{(1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)}$$

Nelle precedenti relazioni:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area armatura trasversale;
- s interasse armature trasversali;
- f_{yd} resistenza di calcolo allo snervamento dell'acciaio;
- θ inclinazione dei puntoni in calcestruzzo, tale che $0.4 \leq \cot \theta \leq 2.5$;
- A_l area armatura di parete;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente;
- t è lo spessore della sezione cava (per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro, con $t \geq 2$ volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale);
- $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- f_{cd} resistenza di calcolo a compressione ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$).

5.3. Sollecitazioni combinate Taglio-Torsione

La resistenza di una membratura, soggetta a taglio e torsione, non deve eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo; deve essere pertanto soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

5.4. Verifiche a taglio scorrimento in corrispondenza dell'interfaccia cordolo-soletta

In presenza di calcestruzzi gettati in tempi diversi (ripresa di getto, sovrapposizioni a strutture esistenti), l'azione tagliente può farsi assorbire anche all'attrito che si sviluppa tra le interfacce. In tal caso, la tensione tangenziale all'interfaccia deve soddisfare la seguente espressione:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

in cui V_{Edi} è il valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia, definito come:

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i)$$

dove:

- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;
- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale;
- z è il braccio della coppia interna della sezione composita;
- b_i è la larghezza dell'interfaccia.

e V_{Rdi} è la resistenza di progetto a taglio all'interfaccia cordolo-soletta, che può essere calcolata adottando l'approccio indicato nell'Eurocodice 2 al punto 6.2.5:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \nu f_{cd}$$

dove:

- c e μ sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia. In assenza d'informazioni più dettagliate, le superfici possono essere classificate come:
 - molto liscia: superficie gettata su cassero di acciaio, plastica o legno preparato allo scopo
 $c = 0,25$ e $\mu = 0,5$
 - liscia: superficie risultante da cassero scorrevole o estrusa oppure una superficie libera lasciata senza ulteriori lavorazioni dopo la vibrazione del getto
 $c = 0,35$ e $\mu = 0,6$
 - scabra: una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo di circa 40 mm, ottenuta con graffiatura, esposizione degli aggregati o altri metodi che danno comportamento equivalente

$$c = 0,45 \text{ e } \mu = 0,7$$

- σ_n è la tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c = 0$;
- $\rho = A_s / A_i$, in cui:
 - o A_s è l'area di armatura che attraversa l'interfaccia, compresa l'ordinaria armatura a taglio (se presente), adeguatamente ancorata ad entrambi i lati dell'interfaccia
 - o A_i è l'area della sezione considerata
- α è l'inclinazione della superficie di getto sull'esistente e deve essere compresa tra 45° e 90° ;
- ν è un coefficiente di riduzione della resistenza, pari a

$$\nu = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

5.5. Verifiche relative all'utilizzo degli ancoraggi chimici

Tipicamente gli ancoraggi tra cordolo e strutture esistenti si effettuano mediante inghisaggio delle armature con ancorante chimico (Figura 7), di resistenza a trazione pari a quella che si sviluppa nel sistema per effetto delle sollecitazioni eccezionali da urto.

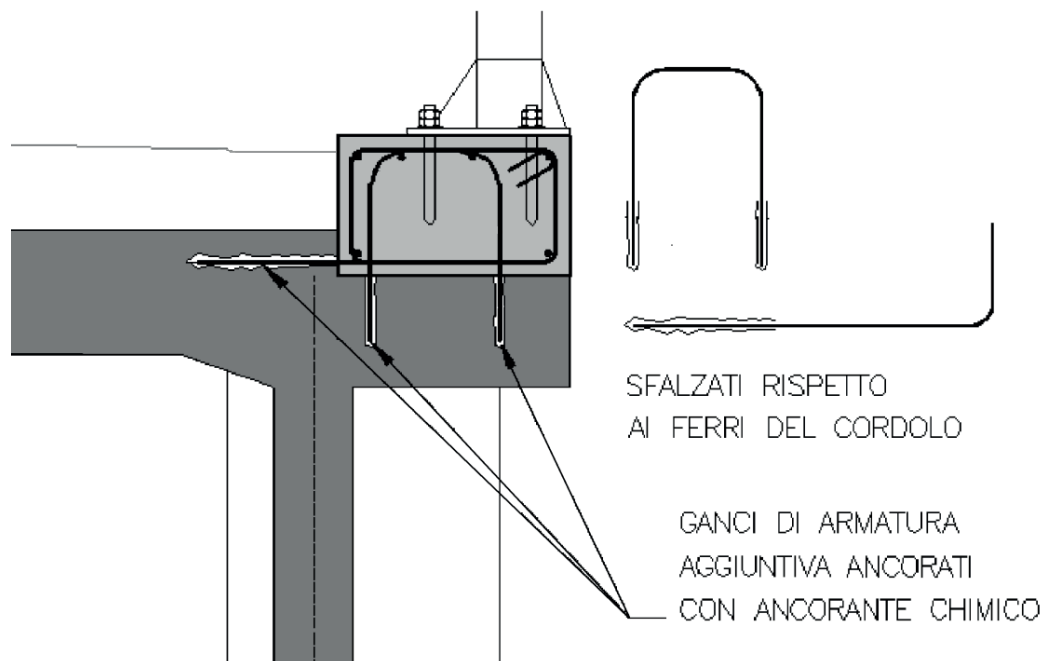


Figura 7 – Esempio di ancoraggio del nuovo cordolo alle strutture esistenti.

La verifica degli ancoraggi chimici deve essere eseguita nei confronti delle sollecitazioni di Taglio e di Trazione, considerate singolarmente e in combinazione. La valutazione della resistenza di progetto, nei confronti delle singole sollecitazioni, deve tener conto di tutti i possibili meccanismi di rottura, come indicato nella tabella seguente.

Sollecitazione	Meccanismo di rottura		Resistenza singola sollecitazione	Resistenza azione combinata
Trazione	Acciaio	Trazione	Minima resistenza di progetto a trazione	Minima resistenza di progetto
		Cono cls		
	Calcestruzzo	Estrazione		
		Splitting		
Taglio	Acciaio	Taglio puro	Minima resistenza di progetto a taglio	
		Flessione		
	Calcestruzzo	Rottura bordo		
		Pry-out		

Le azioni di progetto S_d non devono superare il valore resistente di progetto R_d , da valutarsi assumendo i coefficienti parziali di sicurezza unitari per la presenza di azioni eccezionali.

Il valore di progetto del carico agente è definito come:

$$S_d = S_k \cdot \gamma_F$$

in cui S_k è il valore caratteristico della sollecitazione agente e γ_F è il coefficiente di sicurezza parziale per i carichi.

Il valore di progetto della resistenza è definito come:

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

in cui R_k è il valore caratteristico della resistenza e γ_M è il coefficiente di sicurezza parziale per la resistenza.

5.5.1. Modalità di rottura a Trazione

Per effetto delle sollecitazioni di trazione possono verificarsi quattro differenti meccanismi di rottura:

- rottura del connettore (rottura lato acciaio). Si verifica in presenza di un elevato stato tensionale associato ad sottodimensionamento del diametro del connettore una considerevole resistenza della matrice di calcestruzzo;
- rottura conica del calcestruzzo. Si verifica in presenza di un elevato stato tensionale associato ad un adeguata dimensionamento del connettore ed una congrua resistenza della matrice di calcestruzzo;
- rottura per sfilamento o estrazione (rottura lato calcestruzzo). Si verifica a seguito di errori nella posa in opera del connettore ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità;
- rottura per splitting (rottura lato calcestruzzo). Si verifica quando lo spessore della matrice cementizia risulta insufficiente ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità.

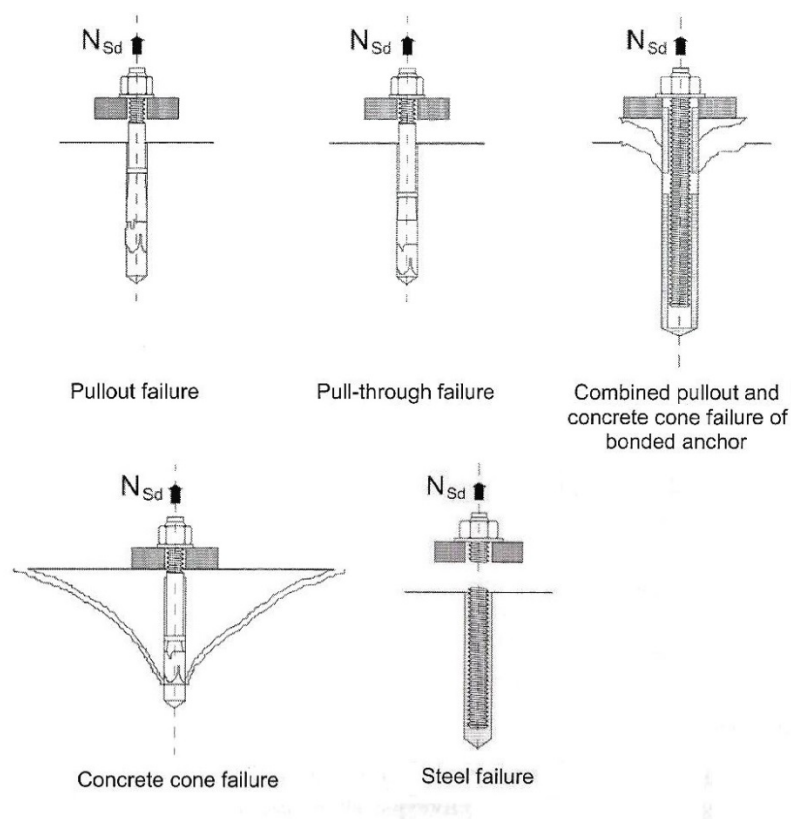


Figura 8 – Meccanismi di rottura a trazione (fib bulletin 58)

La sicurezza nei confronti dei meccanismi di collasso testé sinteticamente descritti si persegue confrontando le azioni di progetto con le resistenze di seguito definite.

Meccanismo di
rottura

Resistenza caratteristica

Resistenza di progetto

Acc	Trazione	$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk}$	$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N_{Rd} = \min(N_{Rd,s}, N_{Rd,c}, N_{Rd,p}, N_{Rd,sp})$
	Cono cls	$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N}$	$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$	
Cls	Estrazione	Ricavata dal documento ETA dell'ancorante	$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
	Splitting	$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,sp}$	$N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$	

Si rimanda all'Annesso C delle ETAG 001 per la definizione dei termini riportati nella sovrastante schematizzazione, da definirsi in funzione della specifica configurazione progettuale.

In definitiva, la resistenza di progetto nei confronti di una sollecitazione di trazione si ricava valutando il valore minimo tra:

- resistenza ad estrazione $N_{Rd,p}$
- resistenza dell'acciaio $N_{Rd,s}$
- resistenza del calcestruzzo $N_{Rd,c}$
- resistenza a splitting $N_{Rd,sp}$

La verifica nei confronti della sollecitazione di trazione si considera soddisfatta quando $\beta_N \leq 1$, essendo:

$$\beta_N = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$$

5.5.2. Modalità di rottura a Taglio

Per effetto delle sollecitazioni di taglio possono verificarsi quattro differenti meccanismi di rottura:

- rottura a taglio puro (rottura lato acciaio). Si verifica per sottodimensionamento del connettore;
- rottura a taglio e flessione (rottura lato acciaio). Si verifica in presenza di azioni eccentriche per sottodimensionamento del connettore;
- rottura del bordo (rottura lato calcestruzzo). Si verifica quando la distanza del connettore dal bordo del manufatto in cui è inserito è insufficiente, ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità;

- rottura per pry-out (rottura lato calcestruzzo). Si verifica quando il connettore scelto è inadeguato (elevata rigidezza rispetto alla matrice) ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità.

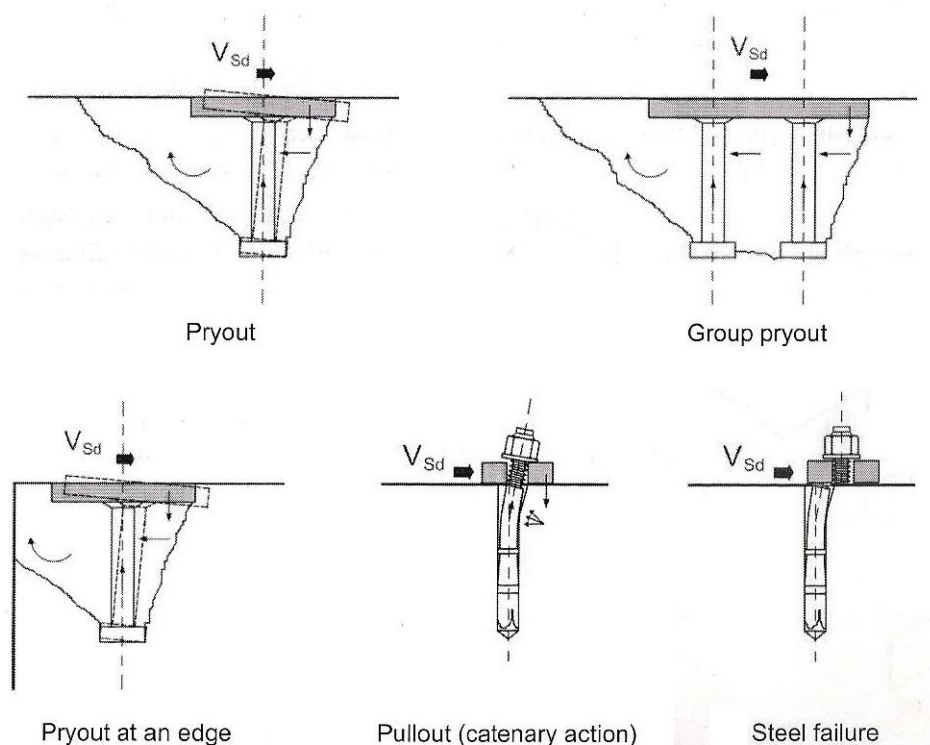


Figura 9 – Meccanismi di rottura a taglio (fib bulletin 58)

La sicurezza nei confronti dei sopradescritti meccanismi di collasso si persegue confrontando le azioni di progetto con le resistenze definite nella tabella di seguito riportata. Anche in questo caso si rimanda all'Annesso C delle ETAG 001 per la definizione dei termini riportati nella sovrastante schematizzazione, da definirsi in funzione della specifica configurazione progettuale.

La resistenza di progetto a Taglio è definita come il valor minimo tra:

- resistenza dell'acciaio $V_{Rd,s}$
- resistenza del bordo calcestruzzo $V_{Rd,c}$

La verifica nei confronti della sollecitazione tagliante si considera soddisfatta quando $\beta_v \leq 1$, essendo:

$$\beta_N = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$$

Meccanismo di rottura	Resistenza caratteristica	Resistenza di progetto
Acc	Taglio puro	$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$ $V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$
	Flessione	$V_{Rk,sm} = \frac{\alpha_m \cdot M_{Rk,s}}{l}$ $V_{Rd,sm} = \frac{V_{Rk,sm}}{\gamma_{Msm}}$
Cls	Rottura bordo	$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{h,V}$ $\cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ucr,V}$ $V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
	Pry-out	$V_{Rk,cp} = 2 \cdot N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N}$ $\cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N}$ $V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}}$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd,s}, V_{Rd,sm}, V_{Rd,c}, V_{Rd,cp})$$

5.5.3. Rottura combinata Taglio-Trazione

La resistenza di progetto nei confronti della rottura combinata Taglio-Trazione può essere definita nel rispetto di due distinti criteri di rottura:

- $\beta_N + \beta_V \leq 1.2$
- $(\beta_N)^\alpha + (\beta_V)^\alpha \leq 1.0$ con $\alpha=2.0$ se la resistenza minima è lato acciaio, $\alpha=1.5$ altrimenti.

Nel piano $\beta_N \beta_V$ i due criteri rappresentano un andamento rispettivamente lineare e circolare dei punti limite.

Il confronto evidenzia che per $\beta_N \leq 0.2$ (ovvero $\beta_V \leq 0.2$) i due criteri appaiono equivalenti: tale condizione si verifica in presenza di uno stato tensionale modesto. Nel caso, caratteristico per i cordoli, in cui $\beta_N > 0.2$ (ovvero $\beta_V > 0.2$) il criterio con andamento lineare si dimostra estremamente conservativo, a differenza di quello ad andamento circolare che invece caratterizza un andamento dello stato di sollecitazione nel manufatto maggiormente realistico.

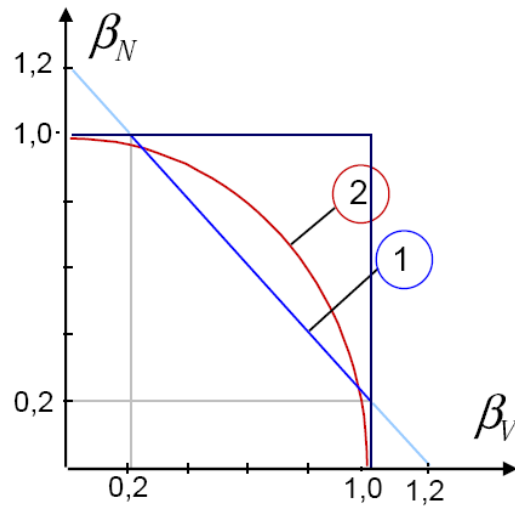


Figura 10 – Criteri di rottura degli ancoranti chimici per l'inghisaggio delle barre di armatura del cordolo rinforzato nelle strutture esistenti.

5.6. Definizione delle lunghezze di aderenza per ancoraggi tradizionali.

Qualora si provveda a realizzare ancoraggi di tipo tradizionale, il collegamento tra il cordolo e struttura esistente avviene mediante opportuni ferri di ripresa, la cui lunghezza va dimensionata in funzione di uno sforzo di trazione pari a $F_{H,urto}$ secondo le formulazioni di EC2 sulle lunghezze di ancoraggio (§8.4.4).

Nello specifico, gli ancoraggi devono essere dimensionati in modo tale da consentire il trasferimento della forza dell'armatura al calcestruzzo e da assicurare che la formazione di fessure nella zona di ancoraggio non riduca l'efficienza dell'ancoraggio stesso. Pertanto la lunghezza di ancoraggio di progetto deve risultare:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

essendo

- $l_{b,rqd} = (\sigma_{sd}/f_{bd})$;
- σ_{sd} la tensione di progetto in corrispondenza del punto da cui si misura l'ancoraggio;
- $f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$;
- $\eta_1 = 0,7$;
- $\eta_2 = 1,0$ per $\phi \leq 32$ mm, ovvero $\eta_2 = (132 - \phi)/100$ $\phi > 32$ mm;
- $l_{b,min} > \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$;
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ e α_5 i coefficienti dati nel seguente prospetto:

Fattore d'influenza	Tipo di ancoraggio	Barra di armatura	
		In trazione	In compressione
Forma delle barre	Diritto	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Diverso da diritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_1 = 0,7$ se $c_d > 3\phi$ altrimenti $\alpha_1 = 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Ricoprimento di calcestruzzo	Diritto	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Diversa da diritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale non saldata a quella principale	Tutti i tipi	$\alpha_3 = 1 - K \lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale saldata*)	Tutti i tipi, posizioni e dimensioni come specificato in figura 8.1 (e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamento realizzato mediante pressione trasversale	Tutti i tipi	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-
dove: $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$; ΣA_{st} area della sezione retta dell'armatura trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} ; $\Sigma A_{st,min}$ area della sezione retta dell'armatura trasversale minima; = 0,25 A_s travi e 0 per piastre; A_s area di una singola barra ancorata di diametro massimo; K valori riportati in figura 8.4; p pressione trasversale [MPa] allo stato limite ultimo lungo l_{bd} . *) Vedere anche il punto 8.6: Per appoggi diretti l_{bd} può essere assunto minore di $l_{b,min}$ a condizione che sia presente almeno un filo trasversale saldato all'interno della zona di appoggio. Si raccomanda che questo sia distante almeno 15 mm dalla faccia dell'appoggio.			

Figura 11 – Tabella per la valutazione dei parametri di aderenza (Uni EN 1992-2)

6. Progetto nei confronti delle azioni eccezionali

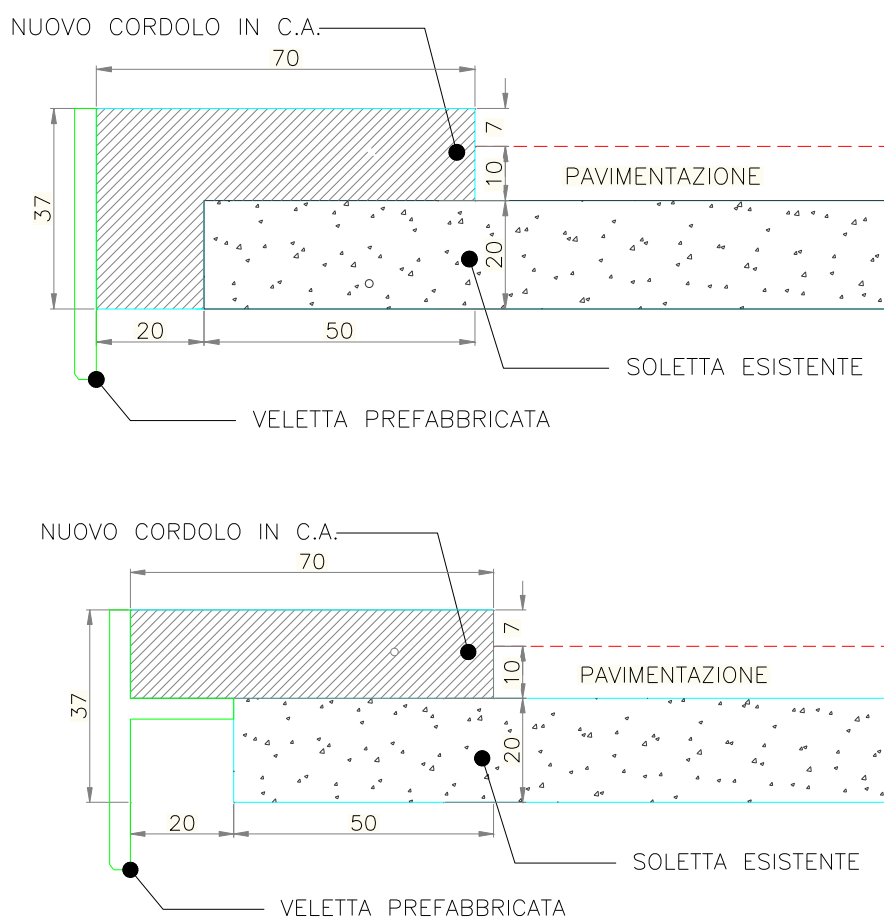
Come premesso, la combinazione di carico più gravosa per i cordoli bordo-ponte è sicuramente quella relativa alle azioni eccezionali. Pertanto è opportuno procedere al calcolo del cordolo in funzione di questa combinazione anziché di quella fondamentale, per la quale andrà comunque prodotta una verifica. In particolare, la combinazione fondamentale induce uno stato tensionale di tipo flessionale, che dipende sostanzialmente dallo schema statico derivante dai collegamenti tra cordolo e soletta esistente.

Di seguito si propone una delle possibili procedure per il progetto e la verifica del cordolo.

6.1. Dimensionamento del cordolo nei confronti delle sollecitazioni torcenti.

Come premesso, la combinazione di carico più sfavorevole per il cordolo è legata alle azioni eccezionali da urto di veicolo in svio. Tale sollecitazione provoca una sollecitazione di torsione sul cordolo stesso. Tipicamente le geometrie usuali di cordolo, di seguito riportate, sono

sufficienti per garantire l'assorbimento di tale sollecitazione di trazione. In ogni caso è comunque opportuno verificare la geometria del cordolo nei confronti della torsione.



Ricostruzione del
cordolo senza
demolizione della
soletta

Ricostruzione di
cordolo
aggettante senza
demolizione della
soletta

Figura 12 – Tipologie nuovi cordoli in c.a.

6.2. Progetto della connessione del cordolo alla soletta

Come già anticipato, il progetto del sistema di connessione tra cordolo e soletta dovrà essere effettuato nei confronti dei cinematismi di ribaltamento e scorrimento, che possono essere innescati rispettivamente dal momento e dal taglio provocati dall'urto del veicolo in svio. Tali cinematismi saranno inibiti dall'introduzione di apposite armature di ancoraggio, connesse alla soletta esistente mediante ancoranti chimici.

Le verifiche da effettuare dipenderanno strettamente dalla geometria di cordolo adottato.

Di seguito si forniscono idonei criteri di predimensionamento delle connessioni cordolo-soletta, per le due tipologie di cordolo ad L e di cordolo rettangolare sovrapposto, in riferimento alle possibili differenti modalità di rottura. Successivamente, note le caratteristiche geometriche dei connettori, dovranno essere eseguite tutte le verifiche di cui al §4.5.

6.2.1. Cordolo ad L

In questo sottoparagrafo si progettano le connessioni cordolo-soletta relativamente allo schema mostrato nella figura seguente.

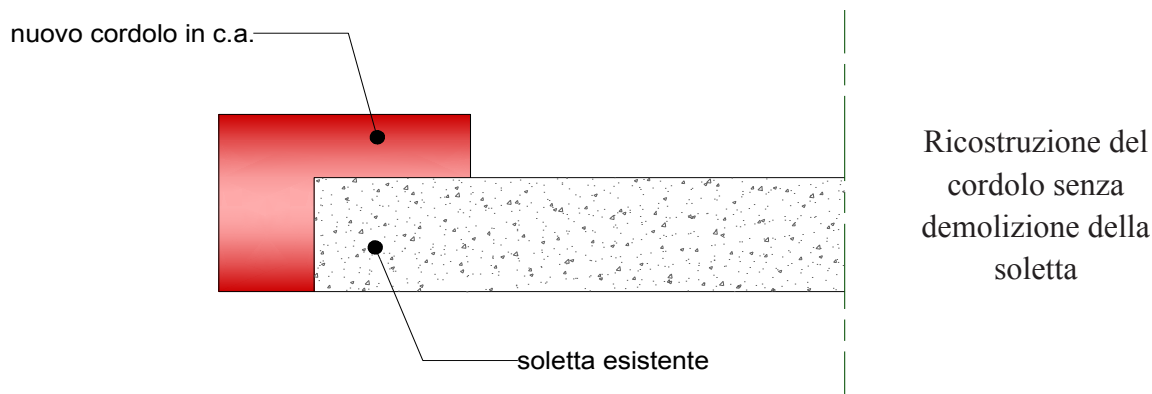


Figura 13 – Geometria del cordolo ad L

In questa tipologia di cordolo, le connessioni saranno del tipo “ad L rovescio”, come mostrato in figura.

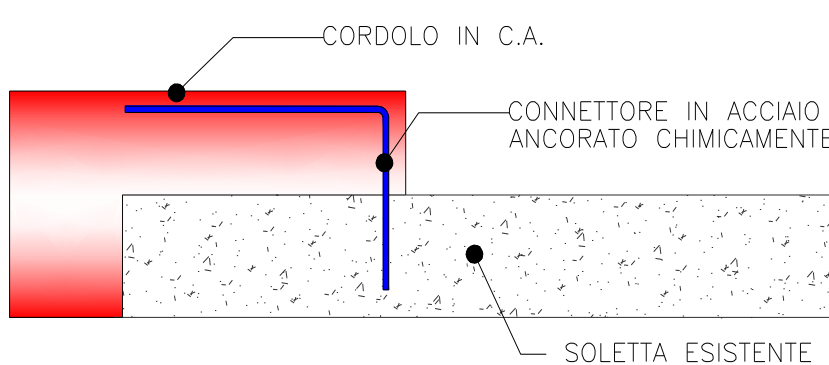


Figura 14 – Connessione cordolo-soletta

Tali connettori sono inghisati nella soletta mediante ancorante chimico, mentre all'interno del cordolo restano annegati nel calcestruzzo, lavorando quindi per aderenza. Il calcolo del connettore richiede la definizione delle seguenti grandezze:

- diametro del tondino
- lunghezza di ancoraggio all'interno del cordolo, di seguito indicata con $L_{ad,h}$
- lunghezza di ancoraggio all'interno della soletta, di seguito indicata con $L_{ad,v}$

Di queste, le grandezze caratterizzanti sono quelle legate all'ancoraggio chimico, quindi il diametro del tondino e la lunghezza di ancoraggio all'interno del cordolo. Applicando le indicazioni fornite dal documento ETAG 001: 1997 è possibile dimensionare il connettore nei confronti sia del ribaltamento del cordolo per effetto del momento torcente indotto dall'urto, sia dello scorrimento tra cordolo e soletta per effetto della sollecitazione di taglio provocata dall'urto stesso. Di seguito si riportano le due soluzioni progettuali. Tra queste occorrerà adottare quella che fornisce il maggior vantaggio di sicurezza.

Alla fase di progetto, di seguito illustrata dettagliatamente, dovranno seguire tutte le verifiche relative agli ancoraggi chimici, nonché le verifiche nei confronti del taglio scorrimento che si sviluppa tra cordolo e soletta esistente (vedi § 4.4).

6.2.1.1. Verifica a ribaltamento

Il ribaltamento del cordolo a seguito del distacco dalla soletta per effetto del momento torcente generato dall'urto del veicolo in svio è inibito mediante appositi connettori ad L.

Lo schema di riferimento per il progetto del dispositivo antiribaltamento è illustrato nella figura seguente.

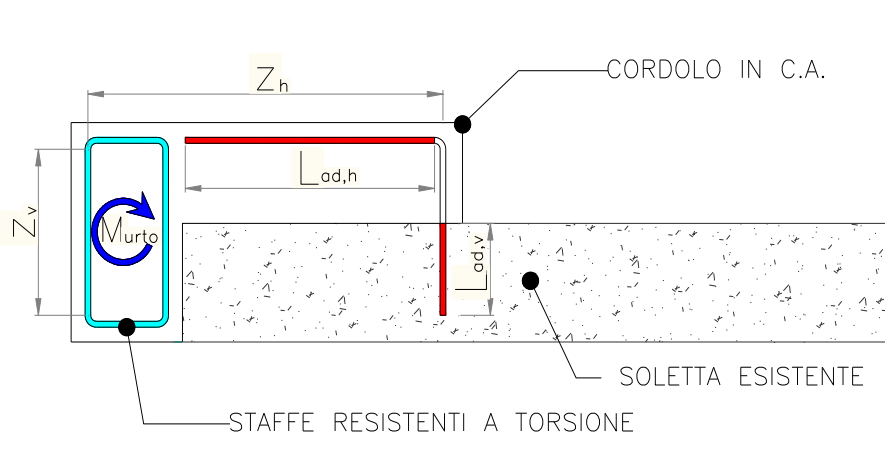


Figura 15 – Schema di calcolo a ribaltamento

Le formulazioni di seguito riportate, fanno riferimento al Momento Torcente prodotto dall'urto del veicolo in svio relativamente alla sola sezione di progetto. Per sezione di progetto si intende la sezione di influenza del singolo ancorante.

6.2.1.1.1. Calcolo del diametro del connettore

Il diametro del connettore è definito dalla presente relazione:

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4N_{urto,v}}{\pi f_{yd}}}$$

essendo

- $N_{urto,v}$ lo sforzo normale di trazione provocato dal momento torcente provocato dall'urto. Tale sollecitazione è definita come

$$N_{urto,v} = \frac{M_{urto}}{Z_h}$$

in alternativa è possibile utilizzare la distribuzione delle tensioni nelle singole barre, calcolate facendo riferimento all'intera sezione in c.a.;

- f_{yd} resistenza di progetto allo snervamento dell'acciaio (si ricorda che si sta effettuando un progetto nei confronti della combinazione eccezionale, che prevede $\gamma_s = 1.0$).

Il valore così calcolato dovrà essere ad ogni modo confrontato con quello definito in funzione della resistenza a taglio.

6.2.1.1.2. Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno della soletta

La lunghezza $L_{ad,v}$ è definita come la massima lunghezza del connettore da calcolarsi in funzione:

- della rottura conica del calcestruzzo;
- della rottura per splitting;
- della rottura di sfilamento.

Nei paragrafi seguenti si trascurerà il dimensionamento per sfilamento del connettore, che dovrà essere definito in funzione del relativo documento ETA della casa produttrice dell'ancorante chimico.

6.2.1.1.2.1. Meccanismo di rottura conica del calcestruzzo.

Secondo il documento ETAG 001: 1997, relativo alla progettazione degli ancoraggi nel calcestruzzo, la resistenza caratteristica del connettore (che corrisponde alla resistenza di progetto per la combinazione eccezionale), nel caso di rottura conica del calcestruzzo viene calcolato secondo la seguente formulazione

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N}$$

in cui:

- $N_{Rk,c}^0$ è la resistenza caratteristica del singolo connettore in assenza di effetti di bordo ed effetti di gruppo, definita come:

$$N_{Rk,c}^0 = 0.72 \sqrt{R_{ck,soletta}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad [N]$$

- $A_{c,N}$ è l'area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie di calcestruzzo, definita come:

$$A_{c,N} = (c_1 + 0.5s_{cr,N})s_{cr,N}$$

- $A_{c,N}^0$ è l'area di influenza di un ancorante singolo che non tiene conto degli effetti di bordo ed interasse, definita come:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2$$

- h_{ef} è la profondità effettiva di ancoraggio, nel caso in esame equivalente a $L_{ad,v}$;
- c_1 è la distanza del connettore dal bordo, nel caso in esame posta convenientemente pari a $c_{cr,N}$;
- $c_{cr,N}$ è la distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un ancorante singolo senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo, nel caso in esame definita come:

$$c_{cr,N} = \frac{3}{2} h_{ef}$$

- $s_{cr,N}$ è l'interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo, nel caso in esame definito come:

$$s_{cr,N} = 3h_{ef}$$

- $\psi_{s,N}$ è il coefficiente che tiene conto dell'influenza degli effetti di bordo, definito come:

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_1}{c_{cr,N}} \leq 1.0$$

- $\psi_{ec,N}$ è il coefficiente che tiene conto dell'influenza degli effetti dell'eccentricità del carico, nel caso in esame pari a 1;
- $\psi_{re,N}$ è il coefficiente che tiene conto della presenza dell'armatura all'interno della soletta esistente, definito come:

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1.0$$

Tale coefficiente diventa unitario nel caso di armatura della soletta di qualsiasi diametro e interasse superiore a 150 mm, ovvero per armature con diametro non superiore a 10mm ed interasse non inferiore a 100mm.

- $\psi_{ucr,N}$ è il coefficiente che tiene conto della fessurazione del calcestruzzo della soletta esistente. Per ancoraggi in calcestruzzi fessurati (quindi nel caso in esame) si assume:

$$\psi_{ucr,N} = 1.0$$

Esplicitando il problema, si ricava:

$$L_{ad,v} = \left[\frac{M_{urto}}{z_h} \frac{1}{0.72 \sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \right]^{2/3} \quad [1]$$

La formulazione [1] vale esclusivamente nel caso in cui l'interasse tra i connettori risulta maggiore di $s_{cr,N}$. In caso contrario, occorre considerare l'effetto gruppo. Detto n il numero dei connettori da inserire, in funzione della disposizione dei connettori si avranno le seguenti formulazioni:

$$L_{ad,v} = \left[0.2 \frac{N_{urto,v}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \frac{1}{s_2 \cdot n} \right]^2 \quad \begin{array}{l} \text{Per ancoraggi su una linea} \\ \text{(interasse } s_2) \end{array} \quad [2]$$

$$L_{ad,v} = \left[\sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\frac{q^2}{4} + \frac{p^3}{24}}} + \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\frac{q^2}{4} + \frac{p^3}{24}}} \right]^2 \quad \begin{array}{l} \text{Per ancoraggi su due linee} \\ \text{(interasse orizzontale } s_2 \\ \text{interasse verticale } s_1) \end{array} \quad [3]$$

$$p = \frac{2}{3}(s_1)$$

$$q = -\frac{N_{urto,v}}{7.2 \sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \frac{1}{s_2 \cdot n}$$

n.b. : relativamente alle equazioni 2 e 3 si deve considerare il Momento Torcente totale e l'intera sezione di calcolo.

6.2.1.1.2.2. Meccanismo di rottura per splitting del calcestruzzo

Secondo il documento ETAG 001: 1997, relativo alla progettazione degli ancoraggi nel calcestruzzo, la resistenza caratteristica del connettore (che corrisponde alla resistenza di progetto per la combinazione eccezionale) nel caso di rottura per splitting del calcestruzzo viene calcolato secondo la seguente formulazione

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,sp}$$

essendo:

- $N_{Rk,c}^0$ la resistenza caratteristica del singolo connettore in assenza di effetti di bordo ed effetti di gruppo, precedentemente definita;
- $A_{c,N}$ l'area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie di calcestruzzo, precedentemente definita;
- $A_{c,N}^0$ l'area di influenza di un ancorante singolo che non tiene conto degli effetti di bordo ed interasse, precedentemente definita;
- $\psi_{s,N}$ il coefficiente che tiene conto dell'influenza degli effetti di bordo, precedentemente definito;
- $\psi_{ec,N}$ il coefficiente che tiene conto dell'influenza degli effetti dell'eccentricità del carico, precedentemente definito;
- $\psi_{re,N}$ il coefficiente che tiene conto della presenza dell'armatura all'interno della soletta esistente, precedentemente definito;
- $\psi_{ucr,N}$ il coefficiente che tiene conto della fessurazione del calcestruzzo della soletta esistente, precedentemente definito;
- $\psi_{h,sp}$ il coefficiente che tiene conto dell'influenza dello spessore reale del materiale base sulla resistenza a fessurazione, definito come:

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{2h_{ef}} \right)^{2/3} \leq 1.5$$

- h lo spessore della soletta.

Nella definizione della rottura per splitting, invece dei parametri $c_{cr,N}$ e $s_{cr,N}$ compaiono i corrispondenti $c_{cr,sp}$ e $s_{cr,sp}$. Tali parametri devono essere desunti direttamente dalla documentazione ETA dello specifico ancorante. In mancanza di tali dati si può assumere, a vantaggio di sicurezza, $c_{cr,sp} = c_{cr,N}$ e $s_{cr,sp} = s_{cr,N}$

Esplicitando il problema, si ricava:

$$L_{ad,v} = \left[\frac{N_{urto,v}}{0.72 \sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \left(\frac{2}{h} \right)^{2/3} \right]^{6/5} \quad [4]$$

Anche in questo caso, la formulazione in [4] è relativa al caso in cui l'interasse tra i connettori risulta maggiore di $s_{cr,sp}$. Per tener conto di un numero maggiore di connettori considerando al contempo l'effetto gruppo è possibile utilizzare le seguenti relazioni:

$$L_{ad,v} = \left[\frac{1}{3} \frac{N_{urto,v}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \frac{1}{s_2 \cdot n} h^{-2/3} \right]^{-6} \quad \begin{array}{l} \text{Per ancoraggi su una linea} \\ \text{(interasse } s_2) \end{array} \quad [5]$$

$$L_{ad,v}^{5/6} + B L_{ad,v}^{-1/6} + C = 0$$

$$B = \frac{2}{3} (s_1) \quad \begin{array}{l} \text{Per ancoraggi su due linee} \\ \text{(interasse orizzontale } s_2) \end{array} \quad [6]$$

$$C = -\frac{2}{9} \frac{N_{urto,v}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \frac{1}{s_2 \cdot n} h^{-2/3} \quad \text{interasse verticale } s_1)$$

n.b. : Anche in questo caso si deve considerare il Momento Torcente totale e l'intera sezione di calcolo. L'equazione in 6 può essere risolta solo per via numerica.

6.2.1.1.2.3. Meccanismo di rottura per sfilamento del connettore

Secondo il documento ETAG 001: 1997, la resistenza caratteristica del connettore (che corrisponde alla resistenza di progetto per la combinazione eccezionale) nel caso di rottura per sfilamento del connettore, con cui deve essere valutata la lunghezza di ancoraggio, deve essere valutata in funzione del relativo documento ETA della casa produttrice dell'ancorante chimico.

6.2.1.1.3. Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno del cordolo

La lunghezza $L_{ad,h}$ è definita come la massima lunghezza del connettore da calcolarsi con la formulazione classica della lunghezza di ancoraggio in funzione dello sforzo:

$$N_{urto,h} = \frac{M_{urto}}{z_v}$$

6.2.1.2. Verifica a scorrimento

Lo scorrimento del cordolo a seguito del distacco dalla soletta per effetto dell'urto veicolo in svio è inibito sempre dai connettori ad L precedentemente definiti. In analogia a quanto già definito nei confronti della verifica a ribaltamento, il calcolo a scorrimento del connettore richiede la definizione di:

- diametro del tondino;
- lunghezza di ancoraggio all'interno del cordolo, di seguito indicata con $L_{ad,h}$;
- lunghezza di ancoraggio all'interno della soletta, di seguito indicata con $L_{ad,v}$.

Di queste, le grandezze caratterizzanti sono quelle legate all'ancoraggio chimico, quindi il diametro del tondino e la lunghezza di ancoraggio all'interno del cordolo. Lo schema di riferimento per il progetto del dispositivo antiribaltamento è illustrato nella figura seguente.

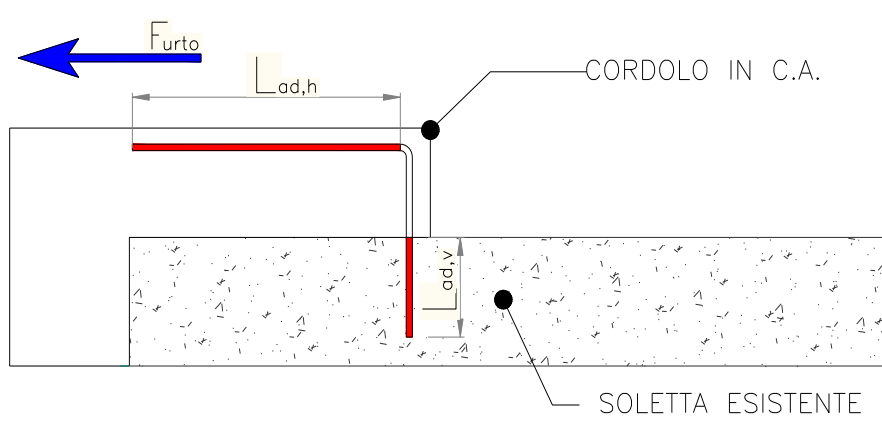


Figura 16 – Schema di calcolo a scorrimento

6.2.1.2.1. Calcolo del diametro del connettore

Il diametro del connettore è definito dalla presente relazione

$$\varnothing = \sqrt{\frac{8F_{urto}}{\pi f_{yd}}}$$

Il valore così calcolato dovrà essere ad ogni modo confrontato con quello definito in funzione con quello della resistenza a trazione.

6.2.1.2.2. Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno della soletta

La lunghezza $L_{ad,h}$ è definita come la massima lunghezza del connettore da calcolarsi in funzione:

- della rottura per scalzamento del calcestruzzo (pryout);
- della rottura del bordo di calcestruzzo.

6.2.1.2.2.1. Meccanismo di rottura per pry-out

Secondo il documento ETAG 001: 1997, relativo alla progettazione degli ancoraggi nel calcestruzzo, la resistenza caratteristica del connettore (che corrisponde alla resistenza di progetto per la combinazione eccezionale), nel caso di rottura conica del calcestruzzo, viene calcolata secondo la seguente formulazione

$$V_{Rk,cp} = 2 \cdot N_{Rk,c}$$

essendo:

- $N_{Rk,c}$ la resistenza caratteristica nel caso di rottura conica del calcestruzzo.

In genere, tale cinematismo risulta automaticamente inibito dai connettori che soddisfano le verifiche nei confronti della rottura del cono e per splitting. A titolo di esempio, si esplicita il problema relativamente alla equazione 1:

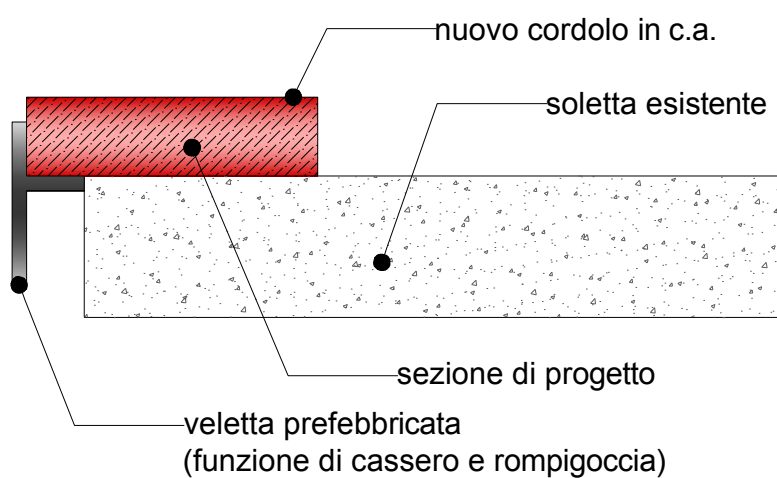
$$L_{ad,v} = \left[\frac{F_{urto}}{2} \frac{1}{0.72\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \right]^{2/3}$$

6.2.1.2.3. Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno del cordolo

La lunghezza $L_{ad,h}$ è definita come la massima lunghezza del connettore da calcolarsi con la formulazione classica della lunghezza di ancoraggio in funzione di uno sforzo pari a F_{urto} .

6.2.2. Cordolo rettangolare sovrapposto

In questo sottoparagrafo si progettano le connessioni cordolo soletta relativamente allo schema mostrato nella figura seguente.



Ricostruzione di
cordolo aggettante
senza demolizione
della soletta

Figura 17 – Geometria del cordolo rettangolare sovrapposto

In questa tipologia di cordolo, le connessioni saranno del tipo “ad U rovescio”, come mostrato in figura.

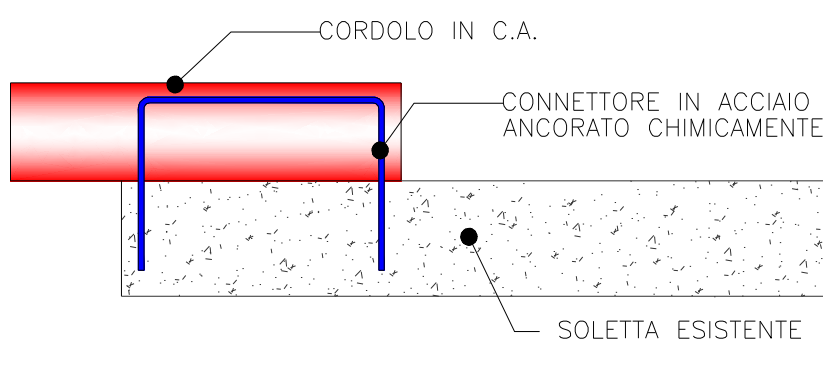


Figura 18 – Connessioni cordolo-soletta

Tali connettori sono inghisati nella soletta mediante ancorante chimico, mentre all'interno del cordolo restano annegati nel calcestruzzo lavorando quindi per aderenza. L'interasse dei bracci del connettore sarà definito in funzione della geometria del problema, considerando il minimo copriferro laterale della soletta e del cordolo. La lunghezza di inghisaggio nella soletta e il diametro del connettore sono invece da definirsi in funzione della resistenza al ribaltamento ed allo scorrimento.

Alla fase di progetto, di seguito illustrata dettagliatamente, dovranno seguire tutte le verifiche relative agli ancoraggi chimici, nonché le verifiche nei confronti del taglio scorrimento che si sviluppa tra cordolo e soletta esistente (vedi § 4.4).

6.2.2.1. Verifica a ribaltamento

Il ribaltamento del cordolo a seguito del distacco dalla soletta per effetto del momento torcente generato dall'urto del veicolo in svio è inibito mediante appositi connettori ad U. Il calcolo del connettore richiede pertanto la definizione delle seguenti grandezze:

- diametro del tondino;
- lunghezza di ancoraggio all'interno della soletta, di seguito indicata con $L_{ad,v}$.

Lo schema di riferimento per il progetto del dispositivo antiribaltamento è illustrato nella figura seguente.

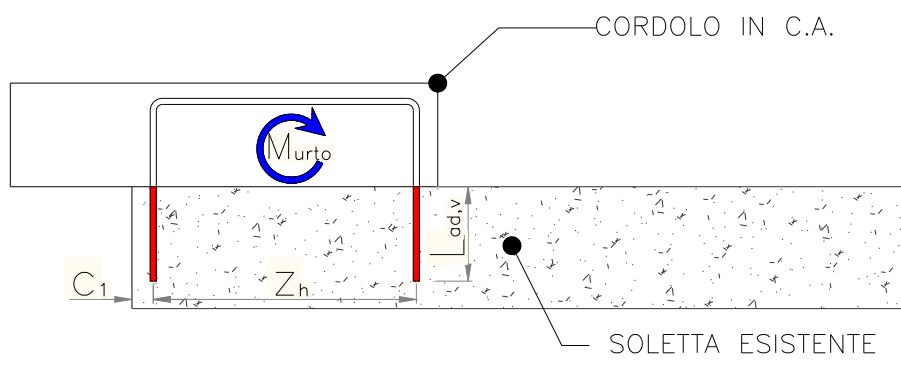


Figura 19 – Schema di calcolo a ribaltamento

In particolare si deve progettare il connettore in modo tale che la distanza c_I dal bordo della soletta sia sufficiente per evitare fenomeni di scalzamento della soletta. In particolare il documento ETAG, al fine di evitare dannose fessurazioni nell'elemento esistente, prescrive:

“se la distanza dal bordo di un ancorante è minore del valore $c_{cr,sp}$ si dovrebbe prevedere un'apposita armatura longitudinale lungo il bordo dell'elemento in calcestruzzo”.

Tale dimensione è indicata nel documento ETA dell'ancorante chimico scelto dal progettista. Non è possibile, pertanto, dare indicazioni di carattere generale relativamente alla definizione della distanza c_I .

6.2.2.1.1. Calcolo del diametro del connettore

Il diametro del connettore è definito dalla presente relazione

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4N_{urto,v}}{\pi f_{yd}}}$$

essendo:

- $N_{urto,v}$ lo sforzo normale di trazione provocato dal momento torcente provocato dall'urto, definito come:

$$N_{urto,v} = \frac{M_{urto}}{z_h}$$

In alternativa è possibile utilizzare la distribuzione delle tensioni nelle singole barre, calcolate facendo riferimento all'intera sezione in c.a.;

- f_{yd} la resistenza di progetto allo snervamento dell'acciaio (si ricorda che si sta effettuando un progetto nei confronti della combinazione eccezionale, che prevede $\gamma_s = 1.0$).

Il valore così calcolato dovrà essere ad ogni modo confrontato con quello definito in funzione con quello della resistenza a taglio.

6.2.2.1.2. Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno della soletta

La lunghezza $L_{ad,v}$ è definita come la massima lunghezza del connettore da calcolarsi in funzione:

- della rottura conica del calcestruzzo;
- della rottura per splitting;
- della rottura di sfilamento.

Nei paragrafi seguenti si trascurerà il dimensionamento per sfilamento del connettore, che dovrà essere definito in funzione del relativo documento ETA della casa produttrice dell'ancorante chimico.

6.2.2.1.2.1. Meccanismo di rottura conica del calcestruzzo

Come già definito ai §4.5.1 e §6.2.1.1.2.1., la resistenza caratteristica del connettore per rottura conica del calcestruzzo è calcolata come:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N}$$

essendo:

- $N_{Rk,c}^0$ la resistenza caratteristica del singolo connettore in assenza di effetti di bordo ed effetti di gruppo, definita come:

$$N_{Rk,c}^0 = 0.72 \sqrt{R_{ck,soletta}} \cdot h_{ef}^{1.5} [N]$$

- $A_{c,N}$ l'area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie di calcestruzzo, definita come:

$$A_{c,N} = (c_1 + z_h + 0.5s_{cr,N})s_{cr,N}$$

- $A_{c,N}^0$ l'area di influenza di un ancorante singolo che non tiene conto degli effetti di bordo ed interasse, definita come:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2$$

- h_{ef} la profondità effettiva di ancoraggio, nel caso in esame equivalente a $L_{ad,v}$;
- c_1 la distanza del connettore dal bordo della soletta. Nel caso in esame è conveniente porla pari a $1.5c_{cr,N}$ per inibire i meccanismi di rottura per fessurazione del bordo;
- $c_{cr,N}$ la distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un ancorante singolo senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo. Nel caso in esame si utilizza:

$$c_{cr,N} = \frac{3}{2} h_{ef}$$

- $s_{cr,N}$ l'interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo. Nel caso in esame si utilizza:

$$s_{cr,N} = 3h_{ef}$$

- $\psi_{s,N}$ il coefficiente che tiene conto dell'influenza degli effetti di bordo, definito come:

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_1}{c_{cr,N}} \leq 1.0$$

- $\psi_{ec,N}$ il coefficiente che tiene conto dell'influenza degli effetti dell'eccentricità del carico. In questo caso assume un valore unitario;
- $\psi_{re,N}$ il coefficiente che tiene conto della presenza dell'armatura all'interno della soletta esistente, definito come:

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1.0$$

Tale coefficiente diventa unitario nel caso di armatura della soletta di qualsiasi diametro e interasse superiore a 150 mm ovvero per armature con diametro non superiore a 10mm ed interasse non inferiore a 100mm:

- $\psi_{ucr,N}$ il coefficiente che tiene conto della fessurazione del calcestruzzo della soletta esistente. Per ancoraggi in calcestruzzi fessurati (quindi nel caso in esame) si assume:

$$\psi_{ucr,N} = 1.0$$

Esplicitando il problema, si ricava:

$$L_{ad,v} = \left[\sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\frac{q^2}{4} + \frac{p^3}{24}}} + \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\frac{q^2}{4} + \frac{p^3}{24}}} \right]^2 \quad [7]$$

Avendo posto

$$p = \frac{4}{3} c_1$$

$$q = -0.27 \frac{N_{urto,v}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}}$$

La formulazione [7] vale esclusivamente nel caso in cui l'interasse tra i connettori risulta maggiore di $s_{cr,N}$. In caso contrario, occorre considerare l'effetto gruppo. Detto n il numero dei

connettori da inserire, in funzione della disposizione dei connettori si avranno le seguenti formulazioni:

$$L_{ad,v} = \left[\frac{b}{2} + \sqrt{\frac{b^2}{4} - \frac{4}{3}c_1} \right]^2$$

Per ancoraggi su una linea
(interasse s_2) [8]

$$b = 0.42 \frac{N_{urto,v}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \frac{1}{ns_2}$$

n.b. : si deve considerare il Momento Torcente totale e l'intera sezione di calcolo.

6.2.2.1.2.2. Meccanismo di rottura per splitting del calcestruzzo

Secondo il documento ETAG 001: 1997, la resistenza caratteristica del connettore nel caso di rottura per splitting del calcestruzzo può essere calcolato secondo la seguente formulazione:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,sp}$$

In cui i vari coefficienti sono già stati definiti nel precedente § 6.2.1.1.2.2.

La verifica in oggetto acquista, nel caso del cordolo sovrapposto, particolare importanza, in quanto il meccanismo di fessurazione per ancoraggi in vicinanza di un bordo è abbastanza significativo.

Come già visto, nella definizione del meccanismo di rottura per splitting, invece dei parametri $c_{cr,N}$ e $s_{cr,N}$ compaiono i corrispondenti $c_{cr,sp}$ e $s_{cr,sp}$. Tali parametri devono essere desunti direttamente dalla documentazione ETA dello specifico ancorante. In mancanza di tali dati si può assumere, a vantaggio di sicurezza, $c_{cr,sp} = c_{cr,N}$ e $s_{cr,sp} = s_{cr,N}$

Esplicitando il problema, si ricava:

$$L_{ad,v}^{5/6} + BL_{ad,v}^{-1/6} + C = 0$$

$$B = \frac{4}{3}c_1$$

$$C = -4 \frac{N_{urto,v}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} h^{-2/3}$$

[9]

Anche in questo caso, la formulazione in [9] – che può essere risolta solo per via numerica - è relativa al caso in cui l'interasse tra i connettori risulta maggiore di $s_{cr,sp}$. Per tener conto di un

numero maggiore di connettori considerando al contempo l'effetto gruppo è possibile utilizzare la seguente relazione:

$$AL_{ad,v}^{-7/6} + L_{ad,v}^{-1/6} + C = 0$$

$$A = \frac{4}{3}c_1$$

Per ancoraggi su una linea

(interasse s_2)

[10]

$$C = -0.42 \frac{N_{urto,v}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \frac{1}{ns_2} h^{-2/3}$$

n.b.: Anche in questo caso si deve considerare il Momento Torcente totale e l'intera sezione di calcolo. L'equazione in 10 può essere risolta in forma numerica.

6.2.2.2. Verifica a scorrimento

In analogia a quanto già definito nei confronti della verifica a ribaltamento, il calcolo del connettore richiede la definizione di:

- diametro del tondino;
- lunghezza di ancoraggio all'interno della soletta, di seguito indicata con $L_{ad,v}$.

Lo schema di riferimento per il progetto del dispositivo antiribaltamento è illustrato nella figura seguente.

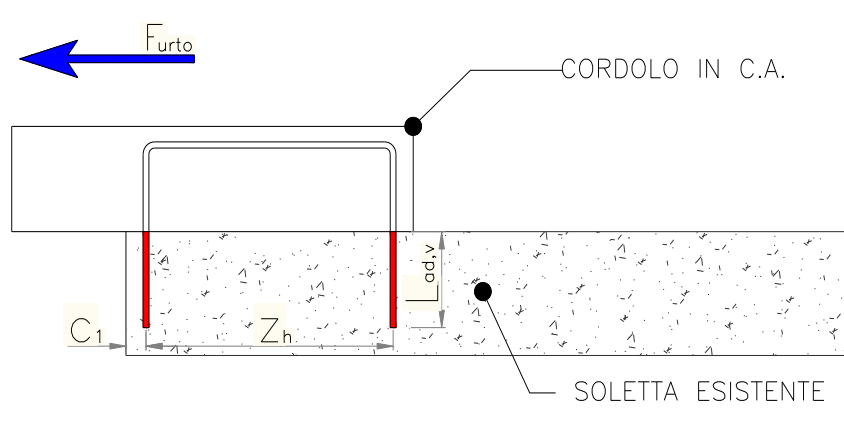


Figura 20 – Schema di calcolo a scorrimento

6.2.2.2.1. Calcolo del diametro del connettore

Il diametro del connettore è definito dalla presente relazione

$$\phi = \sqrt{\frac{8F_{urto}}{\pi f_{yd}}}$$

Il valore così calcolato dovrà essere ad ogni modo confrontato con quello definito in funzione con quello della resistenza a trazione.

6.2.2.2.2. Calcolo della lunghezza di ancoraggio del connettore all'interno della soletta

La lunghezza $L_{ad,h}$ è definita come la massima lunghezza del connettore da calcolarsi in funzione:

- della rottura per scalzamento del calcestruzzo (pryout);
- della rottura del bordo di calcestruzzo.

6.2.2.2.2.1. Meccanismo di rottura per pry-out

Secondo il documento ETAG 001: 1997, relativo alla progettazione degli ancoraggi nel calcestruzzo, la resistenza di progetto per scalzamento del calcestruzzo, da confrontare con l'azione tagliente F_{urto} viene calcolata con la seguente formulazione:

$$V_{Rk,cp} = 2 \cdot N_{Rk,c}$$

essendo:

- $N_{Rk,c}$ la resistenza caratteristica nel caso di rottura conica del calcestruzzo.

6.2.2.2.2.2. Meccanismo di rottura per rottura del bordo di calcestruzzo

Secondo il documento ETAG 001: 1997, relativo alla progettazione degli ancoraggi nel calcestruzzo, la resistenza caratteristica del connettore (che corrisponde alla resistenza di progetto per la combinazione eccezionale) nel caso di rottura del bordo di calcestruzzo viene calcolato secondo la seguente formulazione:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ucr,V}$$

essendo:

- $V_{Rk,c}^0$ la resistenza caratteristica del singolo connettore in assenza di effetti di bordo ed effetti di gruppo, definita come:

$$V_{Rk,c}^0 = 0.45 \sqrt{R_{ck,soletta}} \cdot c_1^{1.5} \cdot \sqrt{\phi_{nom}} \left(\frac{h_{eff}}{\phi_{nom}} \right)^{0.2} [N]$$

- $A_{c,V}$ l'area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie laterale di calcestruzzo. Nel caso di ancorante singolo con $h_{eff} > 1.5c_1$, è definita come:

$$A_{c,N} = 4.5c_1^2$$

- $A_{c,V}^0$ l'area di influenza di un ancorante singolo che non tiene conto degli effetti di bordo ed interasse, definita come:

$$A_{c,V}^0 = 4.5c_1^2$$

- $\psi_{h,V}$ il coefficiente che considera il fatto che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente allo spessore dell'elemento, definito come:

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1.5c_1}{h} \right)^{1/3} \geq 1.0$$

a vantaggio di sicurezza tale valore viene assunto unitario;

- $\psi_{\alpha,V}$ il coefficiente che considera l'angolazione della forza rispetto all'estremo libero dell'elemento. Nel caso in esame viene assunto unitario;
- $\psi_{ec,V}$ il coefficiente che tiene conto dell'influenza degli effetti dell'eccentricità del carico tenendo conto anche dell'effetto gruppo; come in precedenza, viene assunto unitario;
- $\psi_{ucr,N}$ il coefficiente che tiene conto della fessurazione del calcestruzzo della soletta esistente; come in precedenza, viene assunto unitario;
- h_{ef} la profondità effettiva di ancoraggio. Nel caso in esame equivale a $L_{ad,V}$;
- c_1 la distanza del connettore dal bordo. Nel caso in esame è conveniente porla pari a $1.5c_{cr,N}$;
- $c_{cr,N}$ la distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un ancorante singolo senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo. Nel caso in esame si utilizza:

$$c_{cr,N} = \frac{3}{2} h_{ef}$$

EsPLICITANDO il problema, si ricava:

$$L_{ad,v} = \left[1.941 \frac{F_{urto}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \cdot \emptyset^{-0.3} \cdot h^{1/3} \cdot c_1^{-1.833} \right]^5 \quad [11]$$

La formulazione in [10] è relativa al caso in cui l'interasse tra i connettori risulta maggiore di $s_{cr,sp}$. Per tener conto di un numero maggiore di connettori considerando al contempo l'effetto gruppo è possibile utilizzare la seguente relazione, valida solo nel caso in cui la soletta abbia uno spessore superiore a $1.5 c_1$:

$$L_{ad,v} = \left[5.83 \frac{F_{urto}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \cdot \emptyset^{-0.3} \cdot h^{1/3} \cdot \frac{1}{ns_2} \cdot c_1^{-5/6} \right]^5 \quad \begin{array}{l} \text{Per ancoraggi su una linea} \\ \text{(interasse } s_2) \end{array} \quad [12]$$

6.3. Calcolo dell'armatura ordinaria nel cordolo

Noto il sistema di connessione cordolo-soletta, è possibile definire lo schema strutturale di riferimento del cordolo, che sarà quello di una trave su un numero non specificato di appoggi cedevoli, definiti dai connettori precedentemente calcolati per le varie tipologie di cordolo. Lo schema statico di riferimento, non può essere definito in maniera univoca, dipendendo dalle specifiche scelte del progettista relativamente al progetto dei connettori. Pertanto in questa sede non si procede alla sua definizione se non in maniera descrittiva.

Noto lo schema statico, per la definizione delle armature ordinarie (ferri longitudinali e staffe) si applicherà la combinazione di carico fondamentale così come definita al precedente §2.

6.4. Verifiche del collegamento tra la barriera ed il cordolo

Il collegamento tra la barriera metallica ed il cordolo è predefinito e testato in sede di crash test. Il progettista, pertanto, non può modificare il sistema di collegamento, ma ha l'obbligo di verificare la sua portanza nei confronti delle azioni eccezionali di norma. Le verifiche vanno effettuate ai sensi delle ETAG 001: 1997, così come indicato al § 4.5. Qualora non venissero soddisfatte (tipicamente non risulta verificata la rottura del cono del calcestruzzo), sarà necessario inserire un'armatura integrativa configurata secondo lo schema seguente.

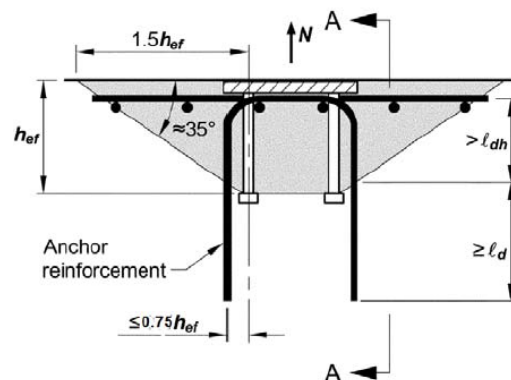


Figura 21 – Armatura integrativa per impedire la rottura del cono

Il diametro delle nuove barre integrative non dovrà essere superiore a Ø16 e la lunghezza minima di ancoraggio dovrà essere non inferiore a 10Ø.

7. Verifiche ulteriori: sbalzo dell'impalcato

Rispetto al carico eccezionale dovuto all'urto di un mezzo pesante, così come definito da normativa, si procederà ad un'analisi del comportamento della soletta attigua al cordolo. L'analisi dovrà essere effettuata fino all'asse della trave più esterna dell'impalcato, dal lato dell'urto (Figura 22 e Figura 22 – Sezione longitudinale Figura 23).

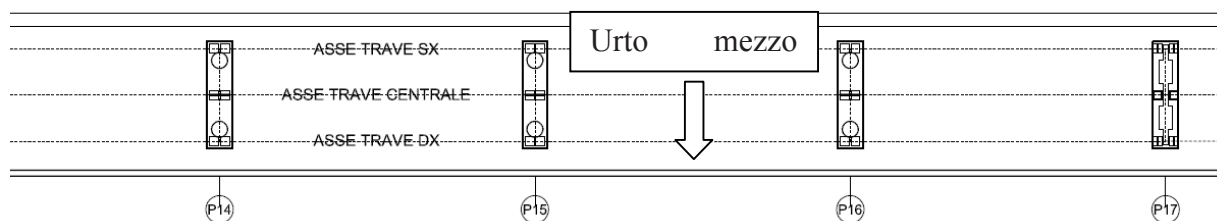


Figura 22 – Sezione longitudinale

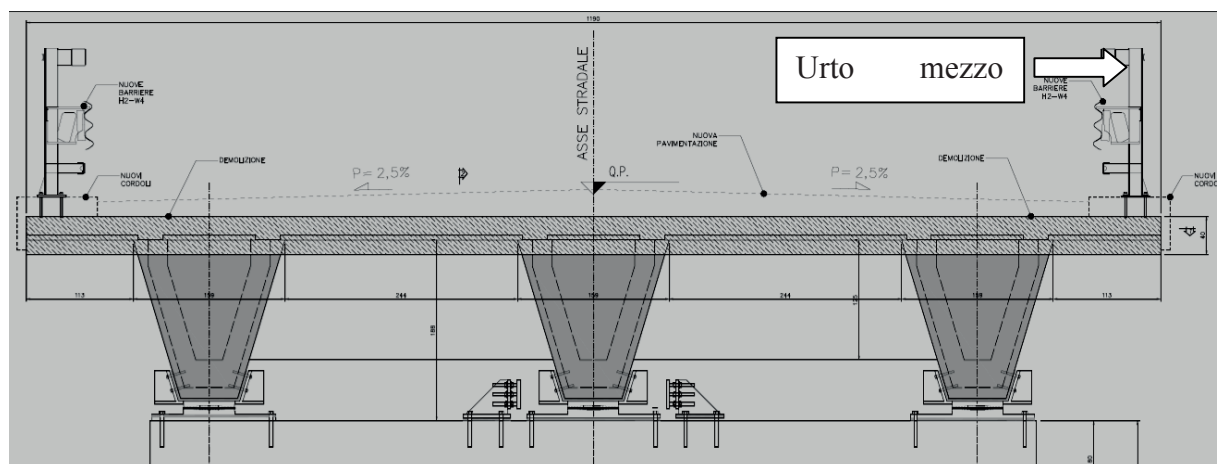


Figura 23 – Sezione trasversale

Ai sensi del **Decreto Ministeriale 14.1.2008 §8.4.3** e della **Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 §C8.4.3**, l'intervento si configura come locale. In ogni caso è tuttavia opportuno accompagnare la redazione del progetto con la verifica dell'impalcato, con particolare riferimento all'urto del veicolo in svio

Lo schema di calcolo da considerare è quello di mensola soggetta ad azioni distribuite (correlate ai pesi propri) e ad azioni concentrate (carico mobile, urto), come mostrato in Figura 24. La diffusione delle azioni derivanti dall'urto può essere considerata - in maniera semplificata - ipotizzando linee di distribuzione degli sforzi secondo un angolo di 45° sia nel piano orizzontale, sia in quello verticale, in modo da riportare le sollecitazioni a livello delle fibre baricentriche della struttura da verificare.

Lo schema di calcolo presenta due sezioni di verifica, ubicate nei seguenti punti:

- sezione di attacco dell'ancoraggio e del cordolo alla soletta (S_1), che prevede verifiche a taglio e trazione lato acciaio e lato calcestruzzo;
- sezione di incastro della mensola (S_2), da verificare principalmente a tensoflessione.

La sezione S_1 deve essere sempre verificata, mentre per la sezione S_2 è opportuno analizzarne lo stato tensionale che si sviluppa per effetto della condizione di carico eccezionale.

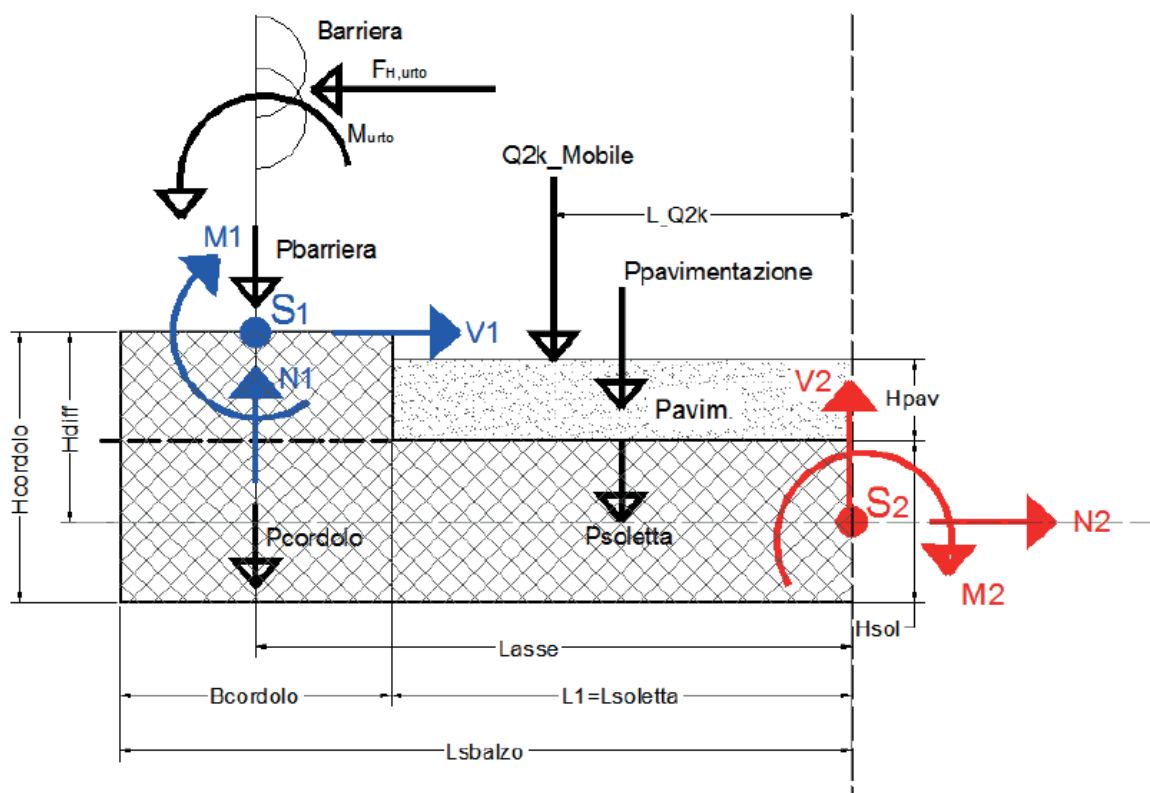


Figura 24 – Schema di carico globale

Tale valutazione viene tradizionalmente eseguita ipotizzando un comportamento tipo mensola, esemplificato di seguito. In alternativa, trattandosi di condizioni di carico eccezionali, è possibile effettuare analisi capaci di valutare le risorse ultime della struttura, ad esempio considerando un comportamento membranale in regime di grandi spostamenti.

La soletta sarà sollecitata da carichi distribuiti (peso proprio g_{1pp} e pavimentazione g_{2pav}), carichi concentrati all'estremità (g_{2cor} , g_{2par} , g_{2g}), il carico da urto Q_{urto} -in genere applicato ad 1.00 m dal piano di marcia- ed il carico verticale concomitante Q_{Ad} -applicato a 30 cm dal bordo del cordolo-, come mostrato nella figura seguente.

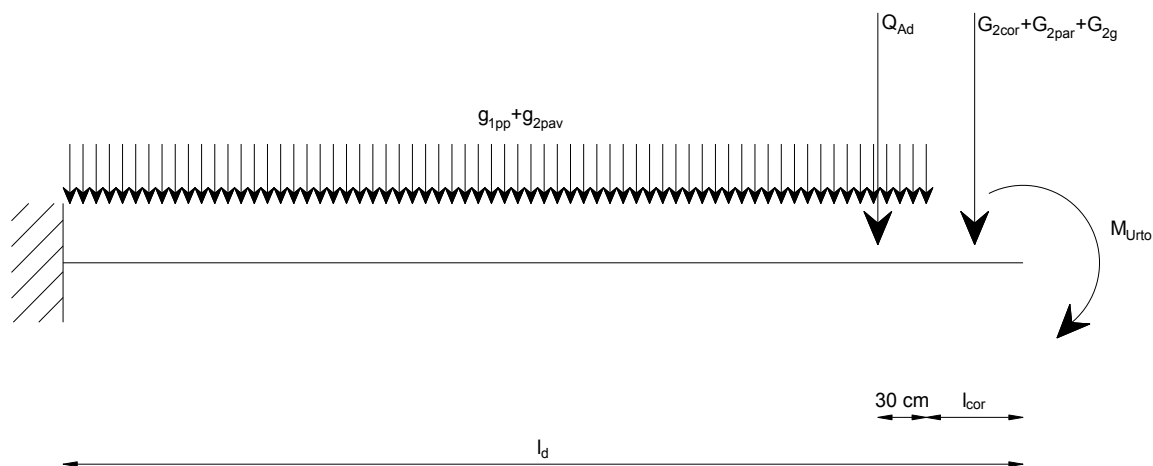


Figura 25 – Schema dei carichi da considerare per l'analisi della soletta.

Lo schema statico di riferimento per la verifica dello sbalzo di impalcato è quello di mensola incastrata in asse trave dell'impalcato avente una luce l_d . Tale ipotesi risulta cautelativa in caso di travi con sezione a V, caratterizzati da una luce dello sbalzo l_{sb} inferiore.

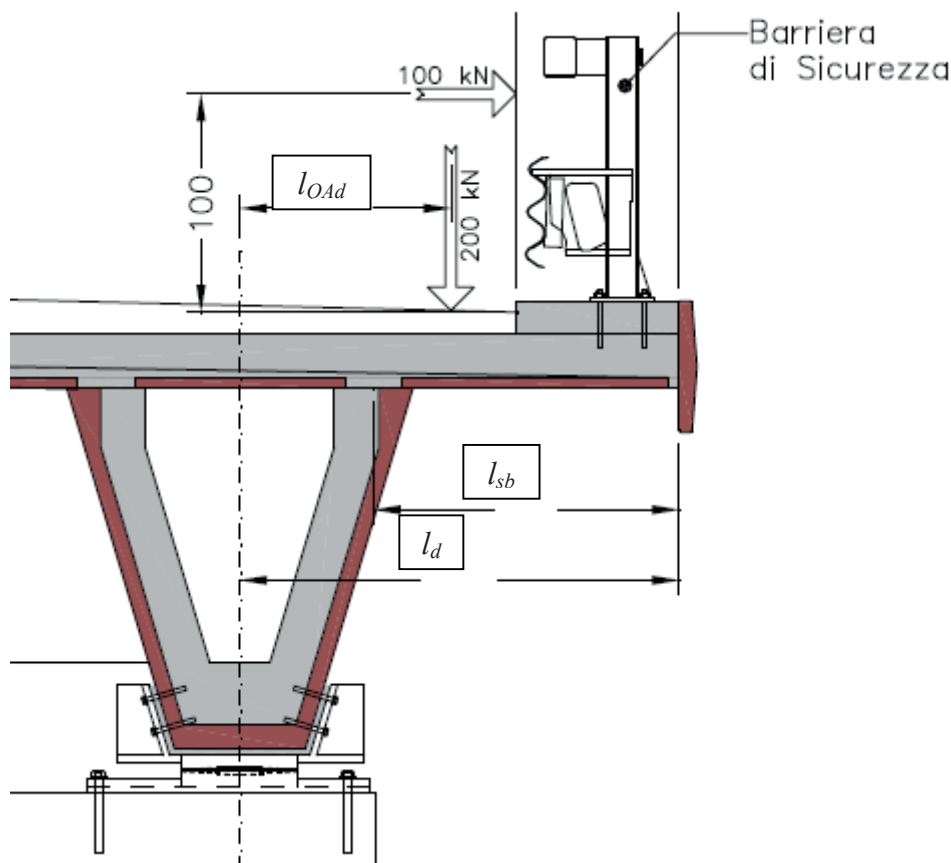


Figura 26 – Sezione da analizzare - Trave a "V"

Le sollecitazioni compressive (momento e taglio) vanno ripartite lungo l'asse della trave ipotizzando un adeguato angolo di diffusione α a partire dal punto di applicazione del carico. In funzione delle caratteristiche geometriche dell'impalcato oggetto di analisi, si ricava la lunghezza b_w di riferimento (Figura 27). Tale approccio considera la ridistribuzione degli sforzi interni nelle solette cui sono applicati carichi concentrati, garantendo in generale una sovraresistenza nei confronti delle sollecitazioni. Il modello diffusivo proposto è quello indicato dal Model Code 2010 (Figura 28).

Si fa notare che l'angolo di diffusione α dipende dalle condizioni di vincolo e dalla tipologia di calcestruzzo utilizzato per la realizzazione del cordolo.

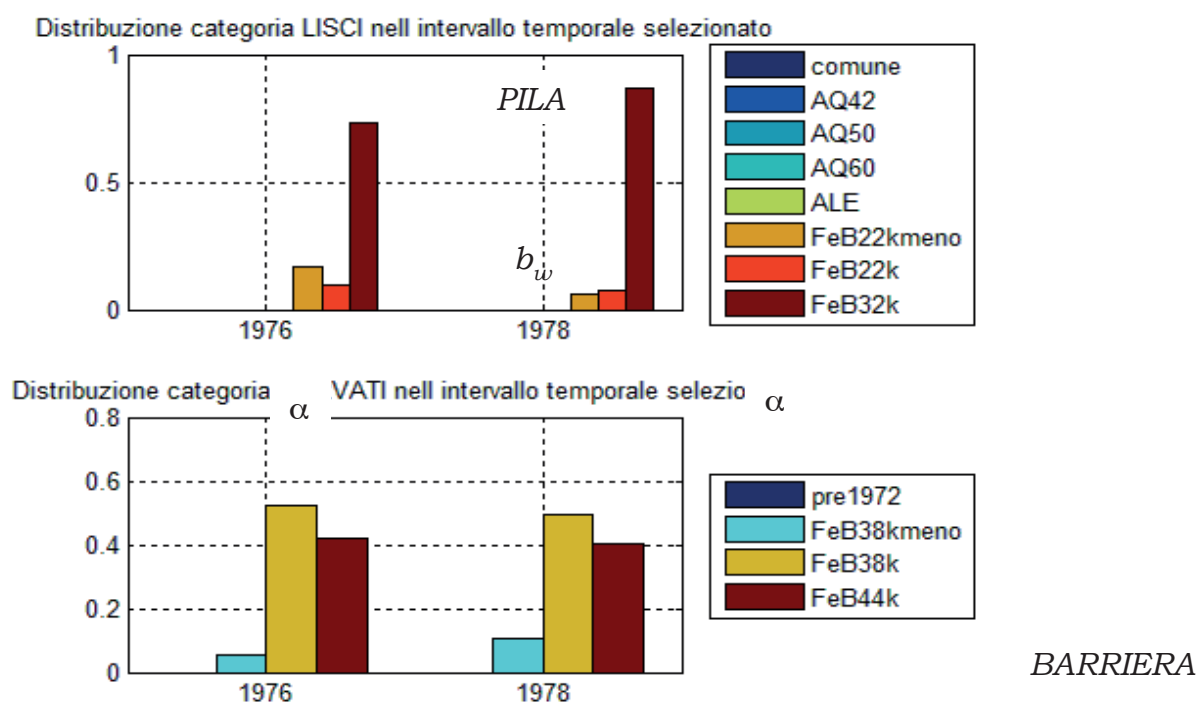


Figura 27 – Schema di diffusione degli sforzi

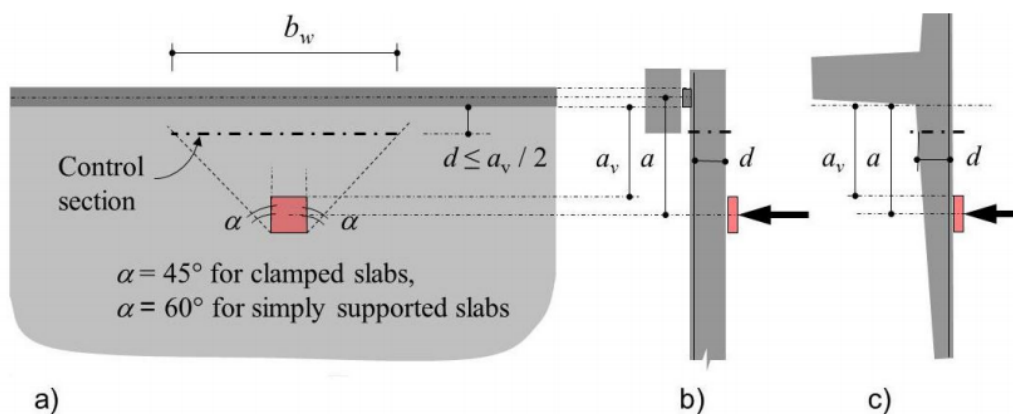


Figura 28 – Schema di diffusione degli sforzi da adottare secondo la schematizzazione Model Code 2010. a) Posizione e larghezza della sezione di controllo (b_w) per la determinazione della resistenza a taglio delle piastre; b) schema in semplice appoggio; schema di incastro.

8. Esempio Applicativo: installazione di barriera metallica su cordolo ricostruito

L'intervento di progetto consiste essenzialmente nella ricostruzione di un nuovo cordolo con larghezza pari a 65cm e altezza complessiva pari a 55cm, come mostrato nella figura seguente.

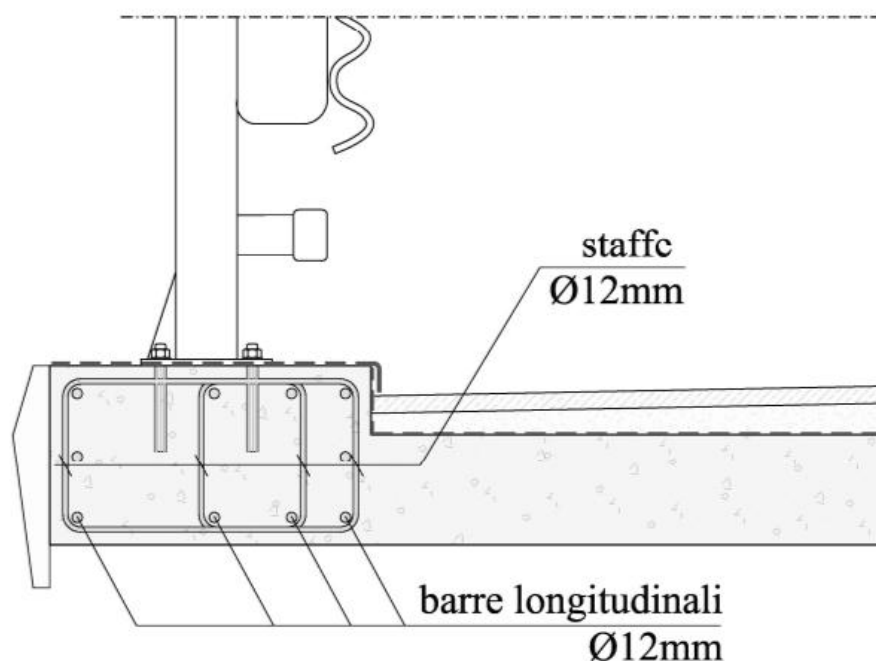


Figura 29 – Dettagli costruttivi: armatura del cordolo

Di seguito si riporta la verifica della sezione di ancoraggio della barriera di sicurezza al nuovo cordolo. Il collegamento si effettua mediante tasselli M24 classe 8.8 completamente immersi nel nuovo getto di calcestruzzo (C32/40).

Tirafondi M24: $A_{res} = 353\text{mm}^2$;

$h_{eff} = 260\text{mm}$.

8.1. Dati di progetto

Materiali			
<u>Ancoranti</u>			
Resistenza caratteristica di snervamento (nominale)	f_{yk}	640	MPa
Resistenza caratteristica di rottura (nominale)	f_{uk}	800	MPa
<u>Calcestruzzo</u>			
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	32	MPa
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	MPa

Caratteristiche Geometriche			
<u>Geometria Ancorante</u>			
Diametro nominale tassello	d_{nom}	24	mm
Diametro del corpo dell'ancorante	d	21.2	mm
Sezione trasversale sollecitata	A_s	353	mm ²
Profondità effettiva ancoraggio	h_{eff}	260	mm
<u>Geometria Cordolo</u>			
Dimensioni Cordolo	$B_{cordolo}$	0.65	m
	$H_{cordolo}$	0.50	m
Dimensioni Piastra di base Sicurvia	$B_{piastra}$	0.22	m
	$L_{piastra}$	0.28	m
Spessore Soletta	$H_{soletta}$	0.35	m
Dimensioni Sbalzo	L_{sbalzo}	0.65	m

<i>Geometria collegamento di base</i>			
Numero tirafondi orizzontali	n_h	2	
Numero tirafondi verticali	n_v	2	
Interasse tirafondi (parallela)	s_1	180	mm
Distanza dal bordo (parallela)	c_1	235	mm
Interasse tirafondi (ortogonale)	s_2	140	mm
Distanza dal bordo (ortogonale)	c_2	390	mm

Carichi permanenti			
Calcestruzzo	γ_{cls}	25	kN/m ³
Pavimentazione	γ_{pav}	22	kN/m ³
Barriera	p_{sv}	1	kN/m
Azione eccezionale da Urto			
Forza orizzontale	$F_{H, urto}$	100	kN
Momento indotto	M_{urto}	100	kNm
Sollecitazioni su Cordolo			
Sforzo Normale	N	1	kN/m
Momento	M_{urto}	100	kNm/m
Taglio	V_{urto}	100	kN/m

8.2. Valutazione dello stato tensionale nei tasselli

Per valutare lo stato tensionale nei tasselli, si effettua – cautelativamente - una verifica a flessione della fondazione.

Sollecitazioni sul Gruppo di ancoranti			
Sforzo Normale (trazione)	N_{sd}	225.92	kN
Taglio	V_{sd}	100	kN
Sollecitazioni su Singolo ancorante			
Sforzo Normale (trazione)	N_{sd}	112.96	kN
Taglio	V_{sd}	50.00	kN

La tensione nel singolo ancorante risulta allora

$\sigma_a = N/A_{res,barra} = 640 \text{ MPa}$, quindi pari al limite di snervamento del tassello.

8.3. Modalità di rottura a Trazione

Rottura dell'acciaio			
Resistenza caratteristica del singolo ancorante in caso di rottura dell'acciaio	$N_{Rk,s}$	282.4	kN

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{Ms}	1	
Resistenza di progetto del singolo ancorante in caso di rottura dell'acciaio	$N_{Rd,s}$	282.4	kN
Azione di sfilamento su singolo ancorante	$N_{Rd,s}$	112.96	kN
Coefficiente di sicurezza	β_N	0.4	<i>Verifica soddisfatta</i>

Rottura Concrete Cone Failure		
Coefficiente che tiene conto della fessurazione del calcestruzzo.	k_1	7.20
Valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante.	$N^0_{Rk,c}$	190.91 kN
Interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$s_{cr,N}$	780 mm

Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante.	$A_{c,N}$	598000 mm ²
Area di influenza del singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$A^0_{c,N}$	608400 mm ²
Distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$c_{cr,N}$	390 mm
Fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi.	$\psi_{s,N}$	0.88 ≤1
Fattore che considera l'eventuale presenza di armatura (<i>se nell'area degli ancoraggi c'è armatura con interasse > 150mm o con diametro < 10mm e interasse > 100mm si applica un coefficiente unitario</i>).	$\psi_{re,N}$	1 ≤1
Fattore che considera l'eccentricità del carico.	$\psi_{ec,N}$	1.00 ≤1
Fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato.	$\psi_{ucr,N}$	1.00
Resistenza caratteristica del cono calcestruzzo.	$N_{Rk,c}$	165.27 kN

Coefficiente parziale di sicurezza.	γ_{Mc}	1.00
Resistenza di progetto del cono calcestruzzo.	$N_{Rd,c}$	165.27 kN
Azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti.	N_{sd}	225.80 kN
Coefficiente di sicurezza	β_N	1.37 <i>Verifica non soddisfatta</i>

Rottura per Splitting		
Coefficiente che tiene conto della fessurazione del calcestruzzo.	k_1	7.20
Valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante.	$N^0_{Rk,c}$	190.91 kN
Interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$s_{cr,sp}$	780 mm
Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante.	$A_{c,N}$	598000 mm ²

Area di influenza del singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$A_{c,N}^0$	608400 mm ²
Distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$c_{cr,sp}$	390 mm
Fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi.	$\psi_{s,N}$	0.88 ≤1
Fattore che considera l'eventuale presenza di armatura <i>(se nell'area degli ancoraggi c'è armatura con interasse > 150mm o con diametro < 10mm e interasse > 100mm si applica un coefficiente unitario)</i> .	$\psi_{re,N}$	1 ≤1
Fattore che considera l'eccentricità del carico.	$\psi_{ec,N}$	1.00 ≤1
Fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato.	$\psi_{ucr,N}$	1.00
Fattore che considera l'influenza dello spessore reale del materiale base sulla resistenza a fessurazione per gli ancoranti.	$\psi_{h,sp}$	1.04 ≤1.5
Resistenza caratteristica del cono calcestruzzo.	$N_{Rk,c}$	171.57 kN

Coefficiente parziale di sicurezza.	γ_{Msp}	1.00
Resistenza di progetto del calcestruzzo in caso di rottura.	$N_{Rd,p}$	171.57 kN
Azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti.	N_{sd}	225.80 kN
Coefficiente di sicurezza	β_N	1.32 <i>Verifica non soddisfatta</i>

Dato che la verifica del cono e nei confronti dello splitting non risultano soddisfatte, è opportuno incrementare la lunghezza di infissione dei tirafondi. Ciò è possibile adottando tasselli di altezza utile maggiore, oppure inserendo armatura integrativa configurata secondo lo schema seguente.

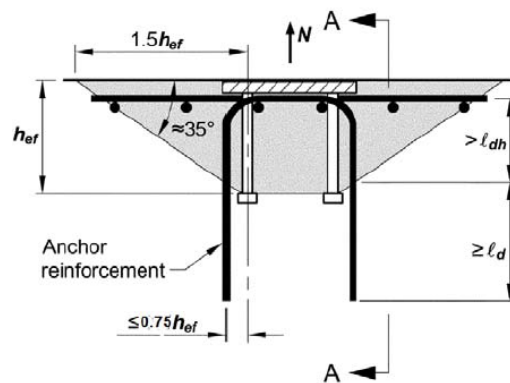


Figura 30 – Armatura integrativa per impedire la rottura del cono

Il diametro delle nuove barre integrative non dovrà essere superiore a Ø16 e la lunghezza minima di ancoraggio dovrà essere non inferiore a 10ϕ . Nel nostro caso saranno utilizzate armature di diametro Ø14, inghisate di 140mm. L'ancoraggio di tali barre deve essere considerato efficace per il tratto posto al di fuori della superficie che si sviluppa con la rottura conica del gruppo di tirafondi tesi. Nella nuova configurazione progettuale le verifiche porgono:

Rottura Concrete Cone Failure		
Coefficiente che tiene conto della fessurazione del calcestruzzo.	k_1	7.20
Valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante.	$N^0_{Rk,c}$	190.91 kN
Interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$s_{cr,N}$	780 mm
Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante.	$A_{c,N}$	598000 mm ²
Area di influenza del singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$A^0_{c,N}$	608400 mm ²
Distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$c_{cr,N}$	390 mm
Fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi.	$\psi_{s,N}$	0.88 ≤ 1
Fattore che considera l'eventuale presenza di armatura.	$\psi_{re,N}$	0.65 ≤ 1
Fattore che considera l'eccentricità del carico.	$\psi_{ec,N}$	1.00 ≤ 1

Fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato.	$\psi_{ucr,N}$	1.00
Resistenza caratteristica del cono calcestruzzo.	$N_{Rk,c}$	180.13 kN

Coefficiente parziale di sicurezza.	γ_{Mc}	1.00
Resistenza di progetto del cono calcestruzzo.	$N_{Rd,c}$	180.13 kN
Azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti.	N_{sd}	98.47 kN
Coefficiente di sicurezza	β_N	0.55 <i>Verifica soddisfatta</i>

Rottura per Splitting		
Coefficiente che tiene conto della fessurazione del calcestruzzo.	k_1	7.20
Valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante.	$N^0_{Rk,c}$	190.91 kN
Interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$s_{cr,sp}$	780 mm
Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante.	$A_{c,N}$	598000 mm ²
Area di influenza del singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$A^0_{c,N}$	608400 mm ²
Distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo in caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo.	$c_{cr,sp}$	390 mm
Fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi.	$\psi_{s,N}$	0.88 ≤ 1
Fattore che considera l'eventuale presenza di armatura.	$\psi_{re,N}$	0.65 ≤ 1
Fattore che considera l'eccentricità del carico.	$\psi_{ec,N}$	1.00 ≤ 1
Fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato.	$\psi_{ucr,N}$	1.00

Fattore che considera l'influenza dello spessore reale del materiale base sulla resistenza a fessurazione per gli ancoranti.	$\psi_{h,sp}$	1.04	≤ 1.5
Resistenza caratteristica del cono calcestruzzo.	$N_{Rk,c}$	140.32	kN

Coefficiente parziale di sicurezza.	γ_{Msp}	1.00	
Resistenza di progetto del calcestruzzo in caso di rottura.	$N_{Rd,p}$	140.32	kN
Azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti.	N_{sd}	98.47	kN
Coefficiente di sicurezza	β_N	0.70	<i>Verifica soddisfatta</i>

Per determinare la forza trasmessa dalle armature integrative alla struttura di supporto in calcestruzzo, deve essere utilizzata la teoria dell'aderenza acciaio-calcestruzzo: avendo scelto, per motivi costruttivi, una lunghezza di ancoraggio delle armature aggiuntive pari a 140mm, si calcola la corrispondente tensione di aderenza:

$$\tau_{rk} = (14/4) \times (450/140) = 11.25 \text{ MPa}$$

a cui compete uno sforzo di sfilamento pari a

$$N_{res} = (140 \times 3.14 \times 14 \times 11.25) / 1000 = 69.24 \text{ kN}$$

Pertanto sarà necessario utilizzare una resina che abbia un valore minimo della τ pari a 11.25 MPa.

8.4. Modalità di rottura a Taglio

Rottura dell'acciaio (carico di taglio senza braccio di leva)		
Resistenza caratteristica del singolo ancorante in caso di rottura dell'acciaio.	$V_{Rk,s}$	395.72 kN

Coefficiente parziale di sicurezza.	γ_{Ms}	1.00
Resistenza di progetto del singolo ancorante in caso di rottura dell'acciaio.	$V_{Rd,s}$	395.72 kN
Azione di sfilamento su singolo ancorante.	$V_{Rd,s}$	50.00 kN
Coefficiente di sicurezza	β_N	0.13 <i>Verifica soddisfatta</i>

Rottura per pryout		
Resistenza caratteristica del cono calcestruzzo.	$N_{Rk,c}$	180.13 kN
	k	2.00
Resistenza caratteristica per pryout.	$V_{Rk,c}$	360.27 kN

Coefficiente parziale di sicurezza.	γ_{Msp}	1.00
Resistenza di progetto per pryout di un ancorante.	$V_{Rd,c}$	360.27 kN
Azione di taglio su gruppo di ancoranti.	V_{sd}	100.00 kN
Coefficiente di sicurezza	β_V	0.28 <i>Verifica soddisfatta</i>

Rottura del bordo di calcestruzzo		
Valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante posto in cls fessurato e caricato perpendicolarmente al bordo.	$V^0_{Rk,c}$	88.17 kN
Area di base del cono di calcestruzzo di un singolo ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo, non influenzata dai bordi, spessore o ancoranti adiacenti.	$A^0_{c,V}$	248512.50 mm ²
Area effettiva della base del cono di calcestruzzo di un singolo ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo.	$A_{c,V}$	297862.50 mm ²
Fattore che considera l'influenza sulla resistenza a taglio della distribuzione delle sollecitazioni nel cls per la vicinanza degli ancoranti.	$\psi_{s,V}$	1.00 ≤ 1
Fattore che considera che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente con lo spessore.	$\psi_{h,V}$	0.86 ≤ 1
Fattore che considera l'angolo del carico applicato.	$\psi_{e,V}$	1.00 ≤ 1
Fattore che considera l'effetto di gruppo.	$\psi_{ec,V}$	1.00 ≤ 1
Fattore che considera l'effetto del posizionamento degli ancoraggi in calcestruzzo fessurato e del tipo di armatura.	$\psi_{ucr,V}$	1.20

Resistenza caratteristica di un ancorante.	$V_{Rk,c}$	109.50	kN
--	------------	--------	----

Coefficiente parziale di sicurezza.	γ_{Msp}	1.00	
Resistenza di progetto di un ancorante.	$V_{Rd,c}$	109.50	kN
Azione di taglio su singolo ancorante.	V_{sd}	50.00	kN
Coefficiente di sicurezza	β_V	0.46	<i>Verifica soddisfatta</i>

8.5. Rottura combinata Taglio-Trazione

La verifica nei confronti della rottura combinata si effettua sommando il coefficiente di sicurezza alla rottura combinata "Pull-out+ConcreteCone Failure" ed il coefficiente di sicurezza alla rottura del "Bordo di Calcestruzzo". Nel caso in esame si ottiene:

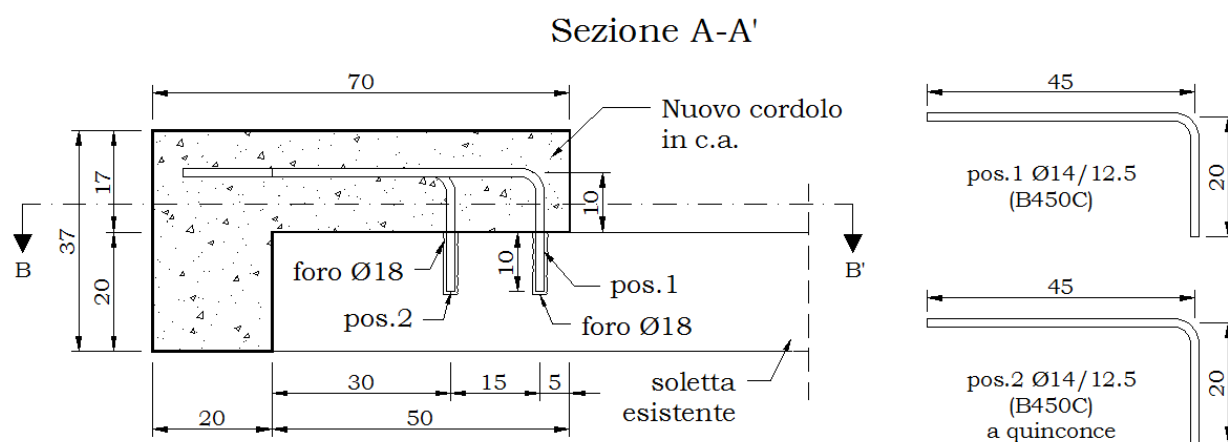
β_N	0.70	
β_V	0.46	
α	1.5	<i>rottura lato cls</i>
Rottura combinata		<i>Verifica soddisfatta</i>
$\beta_N + \beta_V \leq 1.2$	1.16	
Rottura combinata		<i>Verifica soddisfatta</i>
$(\beta_N)^\alpha + (\beta_V)^\alpha \leq 1.0$	0.89	

9. Dettagli Costruttivi

9.1. Ricostruzione del cordolo senza demolizione della soletta

Nel seguente paragrafo si riporta un esempio di distinta delle armature e delle barre di connessione cordolo-soletta, relativamente alla tipologia di cordolo ad L. Le verifiche sono state eseguite in accordo alle seguenti ipotesi:

- calcestruzzo del nuovo cordolo, C25/30;
- calcestruzzo della soletta esistente, R_m 25 MPa;
- acciaio B450C;
- caratteristiche ancorante
 - acciaio B450C
 - diametro $\varnothing 14$
 - resistenza tangenziale caratteristica di aderenza in calcestruzzo fessurato C20/25
 - intervallo di temperatura $40^\circ\text{C}/24^\circ\text{C}$: $\tau_{Rk,cr} = 7\text{MPa}$
 - intervallo di temperatura $58^\circ\text{C}/35^\circ\text{C}$: $\tau_{Rk,cr} = 6\text{MPa}$
 - intervallo di temperatura $70^\circ\text{C}/43^\circ\text{C}$: $\tau_{Rk,cr} = 3,5\text{MPa}$
 - $c_{cr,sp} = 1,0 \cdot h_{ef}$ per $h/h_{ef} \geq 2,0$ essendo h lo spessore del materiale di base
 - $s_{cr,sp} = 2 \cdot c_{cr,sp}$



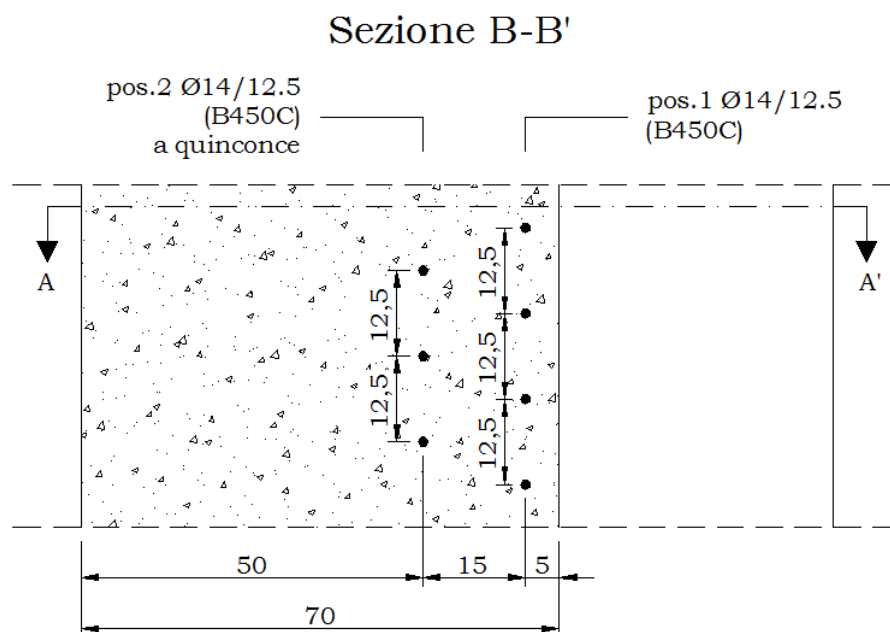


Figura 32 – Sezione B-B' con disposizione dei connettori

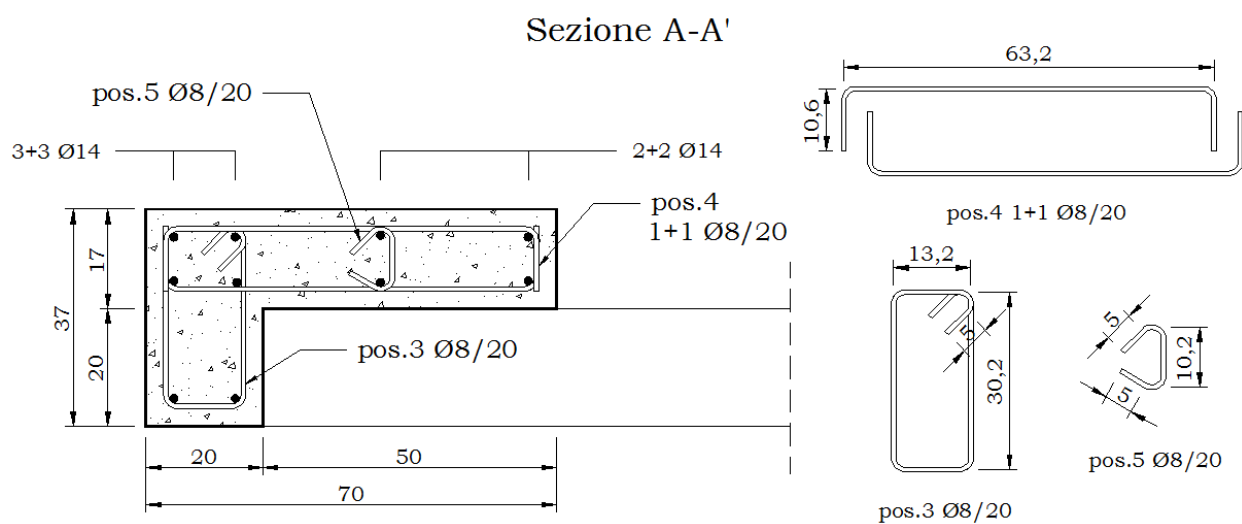


Figura 33 – Sezione A-A' con distinta armatura cordolo

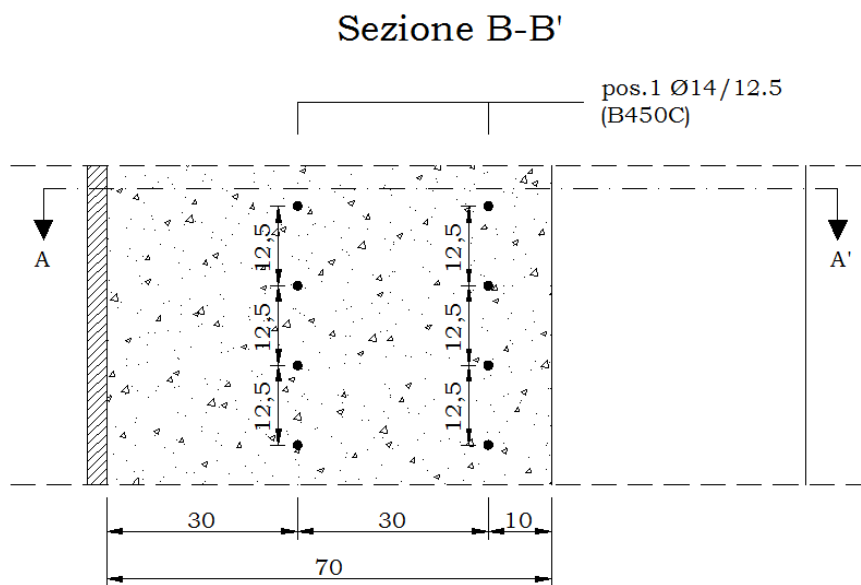


Figura 35 – Sezione B-B' con disposizione dei connettori

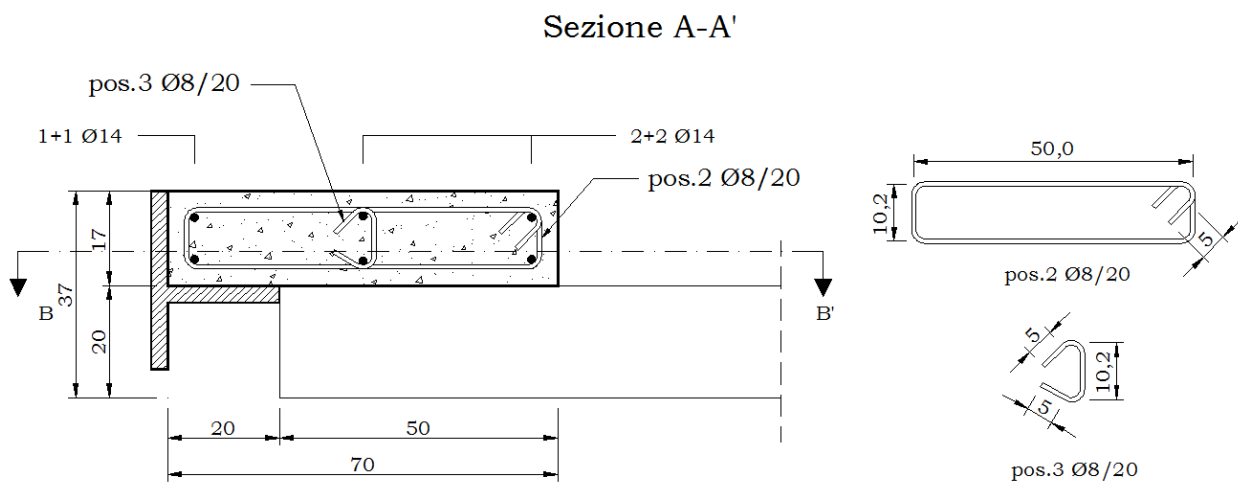


Figura 36 – Sezione A-A' con distinta armatura cordolo

8. Interventi di valutazione delle condizioni di sicurezza di new jersey bordo ponte

1. Introduzione

Le barriere in calcestruzzo (New Jersey) sono elementi prefabbricati in calcestruzzo armato di classe di esposizione XC4 (resistenza alla corrosione da carbonatazione), XS2 (resistenza alla corrosione di cloruri di acqua marina), XD3 (resistenza alla corrosione da altri cloruri diversi dall'acqua marina), XF3 (resistenza all'attacco gelo/disgelo), XA2 (resistenza alla corrosione in ambienti chimici aggressivi). In genere, questa tipologia di barriere può essere appoggiata su pavimentazione bituminosa o cordolo in cls e dissipa l'energia d'urto per attrito dovuto alla traslazione laterale.

Nel caso di barriere Bordo Ponte, il New Jersey deve essere ancorato anche al piede. Tale ancoraggio permette ugualmente uno spostamento laterale, ma più contenuto nel caso del semplice appoggio. L'ancoraggio in generale è costituito da una piastra forata annegata nel getto cui sono collegati i tasselli muniti di bulloni di serraggio ancorati nel cordolo sottostante con resina chimica.

Nel caso di ponti e viadotti con dispositivo di contenimento costituito da New Jersey Bordo Ponte, dovrà essere posta particolare attenzione sia alla tipologia della barriera attualmente in uso nonché allo stato di conservazione suo e dei suoi collegamenti. Qualora il dispositivo di protezione risulti incompatibile con le caratteristiche prestazionali richieste, anche in relazione al collegamento al cordolo di supporto, è necessario provvedere alla sua sostituzione con dispositivi di contenimento metallici.

1.1. Verifica dello stato di conservazione del New Jersey nelle condizioni attuali

Deve essere posta particolare attenzione a:

- serraggio dei manicotti di collegamento e dei bulloni di ancoraggio;
- corrosione dei manicotti di collegamento e dei bulloni di ancoraggio;
- danneggiamento dei manicotti di collegamento e dei bulloni di ancoraggio;
- degrado superficiale del calcestruzzo costituente il manufatto, con eventuale espulsione del copriferro e relativa corrosione della gabbia di armatura;
- danneggiamento del manufatto nel suo complesso a seguito di urti.

A seconda della gravità del danno riscontrato, l'elemento danneggiato andrà riparato ovvero sostituito, così come di seguito indicato.

1.1.1. Serraggio dei manicotti di collegamento

Il collegamento tra i muretti New Jersey è una delle caratteristiche fondamentali per assicurare il corretto funzionamento del sistema di ritenuta ed impedirne il collasso a seguito di urti incidentali. Pertanto diventa necessario assicurare l'adeguato serraggio dei manicotti di collegamento durante tutta la vita utile dell'opera. Occorre quindi pianificare, con scadenza

quinquennale, la verifica della coppia di serraggio dei manicotti di collegamento ed eventualmente eseguire il serraggio alla coppia di progetto.

1.1.2. Danneggiamento dei manicotti di collegamento

I manicotti di collegamento tra i New Jersey Bordo Ponte possono essere soggetti a danneggiamento a seguito di urti incidentali o a corrosione. Nel primo caso, i manicotti devono essere comunque sostituiti in quanto possono aver subito deformazioni tali da non garantire più il corretto funzionamento del sistema di ritenuta. Nel secondo caso, occorre monitorare il livello degrado raggiunto e valutare l'eventuale sostituzione dei manicotti di collegamento. Al fine di agevolare le operazioni di rilievo e quindi di stima del livello di degrado raggiunto, si individua una riduzione di diametro pari al 10%, come valore limite della percentuale corrosione ammissibile del manicotto.



Figura 1 – Manicotti di collegamento deteriorato.

Una delle metodologie più impiegate per la sostituzione dei manicotti deteriorati prevede le seguenti operazioni:

- spostamento del New Jersey dal punto d'ubicazione, previa rimozione dei collegamenti in fondazione e con gli elementi adiacenti;
- ravvivatura delle barre Dywidag con smerigliatura;
- inserimento del manicotto di collegamento dei New Jersey adiacenti;
- ripristino delle condizioni geometriche del piano di posa del New Jersey.
- riposizionamento del New Jersey nel punto originario;

- ripristino dei vincoli al piede del New Jersey;
- ricollegamento dei New Jersey adiacenti.

Nel caso in cui il progettista ritenga necessario il solo intervento sui manicotti deteriorati, è possibile provvedere alla sostituzione degli stessi mediante l'utilizzo di apposite apparecchiature capaci di imprimere piccole deformazioni alle barre Dywidag dei New Jersey adiacenti, in modo da consentire l'inserimento del nuovo manicotto senza alterare le prestazioni meccaniche dell'elemento strutturale interessato. La metodologia prevede le seguenti operazioni:

- taglio del manicotto deteriorato;
- rimozione meccanica del manicotto;
- ravvivatura della barra Dywidag con smerigliatura;
- disallineamento delle barre Dywidag;
- ingrassaggio delle barre Dywidag e inserimento del nuovo manicotto di collegamento;
- riallineamento delle barre Dywidag e serraggio del nuovo manicotto di collegamento.

1.1.3. Serraggio dei bulloni di ancoraggio

In maniera analoga a quanto precedentemente descritto, anche il fissaggio al piede è di fondamentale importanza per il corretto funzionamento del sistema di ritenuta, in particolar modo per quelli bordo ponte.

Il fissaggio al piede lavora sia per resistenza a taglio del connettore sia per serraggio del bullone di ancoraggio. La resistenza a taglio è sempre garantita, una volta effettuate le opportune verifiche in fase di dimensionamento. Il serraggio del bullone di ancoraggio, invece, può subire delle modifiche durante la vita utile dell'opera. Occorre quindi pianificare, con scadenza quinquennale, la verifica dell'ammorsamento ed eventualmente eseguire il serraggio alla coppia di progetto.

1.1.4. Danneggiamento dei tirafondi di ancoraggio

Il fissaggio al piede può subire danneggiamenti dovuti sia al degrado (corrosione) sia ad impatti incidentali. Analogamente a quanto precedentemente descritto per i manicotti di collegamento, nel caso di barriera incidentata è necessario sostituire i tirafondi di ancoraggio dopo il riposizionamento della barriera. Infatti, il meccanismo di funzionamento delle barriere bordo ponte in New Jersey richiede, per impatti di elevata intensità, la dissipazione dell'energia provocata dall'urto mediante spostamento del manufatto. Tale spostamento induce una deformazione a taglio del connettore, con conseguente suo probabile snervamento. Di conseguenza, vengono a modificarsi le condizioni di progetto convalidate dal crash test e la barriera perde le sue caratteristiche di affidabilità.

Nella sezione di testa del bullone di ancoraggio, che risulta esposto all'attacco cloridrico dovuto ai sali da disgelo, si può localizzare invece un danneggiamento da corrosione, sebbene tali elementi siano in generale trattati mediante zincatura a caldo. L'esposizione della testa del

bullone alle condizioni di traffico può infatti facilitare la scalfittura dello strato protettivo zincato. Tali condizioni favoriscono l'insorgere di fenomeni di corrosione localizzata, aggravata dall'utilizzo di sali da disgelo. Poiché la corrosione localizzata determina una drastica riduzione delle caratteristiche di resistenza del bullone di ancoraggio, è buona norma provvedere alla sua istantanea sostituzione quando si riscontrano fenomeni di degrado in atto (*Figure 2-3*).



Figura 2 – Tirafondi di fissaggio sul cordolo soggetti a corrosione.



Figura 3 – Tirafondo di fissaggio assente.

1.1.5. Degrado superficiale del calcestruzzo costituente il manufatto, con eventuale espulsione del copriferro e corrosione della gabbia di armatura

Sebbene i muretti in New Jersey Bordo Ponte siano in genere progettati e realizzati in modo da sostenere in sicurezza condizioni ambientali aggressive (classe di esposizione XC4, XS2, XD3, XF3), è spesso possibile riscontrare manufatti che presentano calcestruzzo deteriorato, con

espulsione del copriferro e relativa corrosione della gabbia di armatura. Quando si riscontrano tali condizioni (*Figura*) è necessario procedere alla repentina sostituzione dell'elemento degradato, che risulta incapace di resistere alle azioni di progetto in quanto i fenomeni di degrado hanno intaccato le condizioni geometriche e meccaniche testate in fase di omologazione della barriera.



Figura 4 – Deterioramento del calcestruzzo con esposizione dei ferri di armatura.



Figura 5 – Espulsione del copriferro e corrosione dei ferri di armatura.

1.1.6. Danneggiamento del manufatto nel suo complesso a seguito di urti

In caso di impatto medio o leggero (*Figura*), è sufficiente trascinare la barriera nella posizione originaria, ripristinando i collegamenti longitudinali (serraggio manicotti) e sostituendo i connettori di ancoraggio.



Figura 6 – Deformazione della barriera in New Jersey a seguito di impatto medio/leggero.

In caso di impatto pesante (*Figura 7*), è invece necessario procedere alla sostituzione dell'elemento che, danneggiato, non è più in grado di assicurare l'adeguato grado di sicurezza a seguito della deformazione del collegamento longitudinale (*Figura 8*).

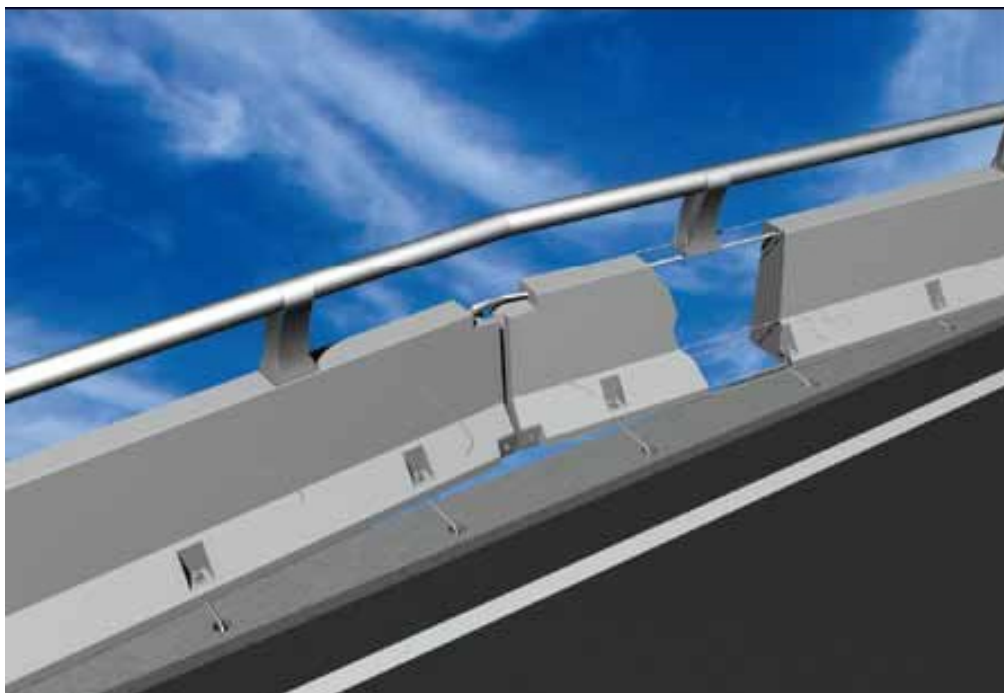


Figura 7 – Deformazione della barriera in New Jersey a seguito di impatto pesante.



Figura 8 – Deformazione del collegamento longitudinale di una barriera in New Jersey a seguito di impatto pesante.

2. Scheda di sintesi di rilievo del degrado del New Jersey

Elemento	Foto	Degrado	Provvedimento	
Manicotto di collegamento		Incidente	Provvedere alla sostituzione dell'elemento.	nb: in caso di elemento assente provvedere al suo inserimento.
		Corrosione	Provvedere alla sostituzione dell'elemento per riduzioni di diametro superiori al 10%.	
Tirafondi di ancoraggio		Incidente	Provvedere alla sostituzione dell'elemento.	nb: in caso di elemento assente provvedere al suo inserimento.
		Corrosione	Provvedere alla sostituzione dell'elemento per qualsiasi riduzione di diametro.	
Danneggiamento da impatto		Incidente Leggero	Riposizionare l'elemento; sostituire manicotti di collegamento e tirafondi di ancoraggio	
		Incidente Pesante	Provvedere alla sostituzione dell'elemento.	
		Leggero	Monitorare con cadenza quinquennale	
Degrado Superficiale				
		Pesante	Provvedere alla sostituzione dell'elemento.	

nb: provvedere al serraggio degli elementi bullonati con cadenza quinquennale.

Realizzazione a cura della Direzione Rapporti Istituzionali e Relazioni Esterne Anas SpA

Comunicazione Interna