

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

*Corso di Laurea Magistrale in*

INGEGNERIA CIVILE



TESI DI LAUREA

*Influenza dei meccanismi a taglio nella valutazione della vulnerabilità sismica di tipologie ricorrenti di ponti stradali*

Relatore: Prof. Ing. Carlo Pellegrino

Correlatore: Dott. Ing. Riccardo Morbin

Laureando: Stefano Battistella

Anno accademico 2012 – 2013



*Ai miei genitori con grande riconoscenza,*

*alla mia cara zia*



---

## Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>ELEMENTI DI SISMICITÀ E DINAMICA STRUTTURALE .....</b>	<b>11</b>
2.1	CARATTERISTICHE DEI FENOMENI SISMICI.....	11
2.2	ACCELEROGRAMMI .....	15
2.3	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO .....	19
2.3.1	<i>Spettro elastico di progetto</i> .....	21
2.4	PERICOLOSITÀ SISMICA .....	22
2.5	METODI DI ANALISI PER IL CALCOLO DELLA RISPOSTA STRUTTURALE ALL'AZIONE SISMICA	27
2.5.1	<i>Analisi statica lineare</i> .....	27
2.5.2	<i>Analisi dinamica lineare</i> .....	28
2.5.3	<i>Analisi statica non lineare (pushover)</i> .....	29
2.5.4	<i>Analisi dinamica non lineare</i> .....	30
<b>3</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA CON LE CURVE DI FRAGILITÀ .....</b>	<b>31</b>
3.1	CURVE DI FRAGILITÀ EMPIRICHE: METODO RISK-UE .....	32
3.2	CURVE DI FRAGILITÀ ANALITICHE.....	36
3.2.1	<i>Definizione degli indici di danno</i> .....	36
3.2.2	<i>Analisi Dinamica non lineare in Time History: Metodo 1</i> .....	38
3.2.3	<i>Analisi Dinamica non lineare in Time History: Metodo 2</i> .....	41
<b>4</b>	<b>MODELLI DI RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI IN C.A.....</b>	<b>47</b>
4.1	SOLLECITAZIONE DI TAGLIO.....	47
4.1.1	<i>Generalità</i> .....	47
4.1.2	<i>Meccanismo resistente principale di Ritter – Mörsch</i> .....	52
4.1.3	<i>Traliccio ad inclinazione variabile</i> .....	56
4.1.4	<i>Rapporto di luce di taglio</i> .....	59
4.2	MODELLI DI CAPACITÀ A TAGLIO .....	60
4.2.1	<i>Modello di Priestley et al.</i> .....	63
4.2.2	<i>Modello di Sezen e Moehle</i> .....	68
4.2.3	<i>Modello di Biskinis et al.</i> .....	72

---

<b>5</b>	<b>VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO A TAGLIO DELLE PILE PER LA VERIFICA DEI PONTI.....</b>	<b>79</b>
5.1	COMPORTAMENTO A FLESSIONE ED A TAGLIO DI COLONNE IN C.A. ....	79
5.2	SELEZIONE CASI DI STUDIO .....	83
5.2.1	<i>Rappresentazione della curva di capacità a flessione .....</i>	<i>85</i>
5.2.2	<i>Casi considerati .....</i>	<i>89</i>
5.2.3	<i>Risposta al variare della lunghezza L (direzione trasversale) .....</i>	<i>90</i>
5.2.4	<i>Risposta al variare del diametro D (direzione trasversale).....</i>	<i>94</i>
5.2.5	<i>Risposta al variare del passo delle staffe (direzione trasversale).....</i>	<i>103</i>
5.2.6	<i>Risposta al variare di <math>\rho</math> (direzione trasversale).....</i>	<i>112</i>
5.2.7	<i>Risposta al variare dello sforzo assiale (direzione trasversale).....</i>	<i>121</i>
5.2.8	<i>Risposta al variare della lunghezza L (direzione longitudinale).....</i>	<i>130</i>
5.2.9	<i>Risposta al variare del diametro D (direzione longitudinale).....</i>	<i>134</i>
5.2.10	<i>Risposta al variare del passo delle staffe (direzione longitudinale).....</i>	<i>143</i>
5.2.11	<i>Risposta al variare di <math>\rho</math> (direzione longitudinale) .....</i>	<i>152</i>
5.2.12	<i>Risposta al variare dello sforzo assiale (direzione longitudinale).....</i>	<i>161</i>
5.3	COMMENTO DEI RISULTATI .....	170
<b>6</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI UN PONTE ESISTENTE.....</b>	<b>177</b>
6.1	CASO DI STUDIO .....	177
6.1.1	<i>Azione sismica .....</i>	<i>181</i>
6.1.2	<i>Modello numerico della pila .....</i>	<i>182</i>
6.1.3	<i>Distribuzione probabilistica dei materiali.....</i>	<i>183</i>
6.1.4	<i>Curve di fragilità della pila originale del ponte di Fener.....</i>	<i>186</i>
6.1.5	<i>Curve di fragilità della pila modificata del ponte di Fener ( L = 2 m).....</i>	<i>188</i>
6.1.6	<i>Curve di fragilità della pila modificata del ponte di Fener ( L = 3 m).....</i>	<i>191</i>
6.1.7	<i>Curve di fragilità della pila modificata del ponte di Fener ( L = 4 m).....</i>	<i>194</i>
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>197</b>
<b>8</b>	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>201</b>
8.1	TESTI CONSULTATI.....	201
8.2	ARTICOLI CONSULTATI .....	203

# 1 Introduzione

Oggigiorno, grazie al continuo processo di ricerca che ha avuto inizio verso la prima metà dello scorso secolo, si dispongono di tecniche di progettazione che permettono di controllare in modo sempre più affidabile i rischi legati all'azione sismica. Con il crescere della disponibilità di dati relativi ad eventi sismici passati e per il continuo sviluppo di nuovi strumenti che permettono di effettuare analisi sempre più complesse, la progettazione di strutture civili in un'area caratterizzata da un elevato rischio sismico non rappresenta più un grosso problema. I moderni codici nazionali che disciplinano la costruzione di nuove strutture richiedono il soddisfacimento di standard di sicurezza elevati che dovrebbero evitare le tragiche conseguenze che molti terremoti hanno avuto in passato. Se da un lato, dunque, il rischio sismico viene ridimensionato grazie alle tecniche di progettazione antisismica di cui disponiamo, dall'altro, appare chiaro come sia necessario intervenire anche sulle costruzioni meno recenti per garantire ovunque un adeguato livello di sicurezza. In tale prospettiva l'attività di analisi della vulnerabilità sismica delle strutture esistenti è di fondamentale importanza per poter redigere un piano di interventi di adeguamento sismico. Fra quelli richiesti hanno precedenza gli interventi sulle strutture strategiche quali ad esempio ospedali e sistemi di trasporto. Oltre a considerare il ruolo fondamentale che queste strutture hanno per l'immediato soccorso delle vittime, all'indomani di un terremoto, le attività economiche e sociali dell'area colpita possono riprendere tanto più rapidamente quanto queste strutture risultano meno danneggiate dal sisma. A permettere il ripristino di tutte le attività danneggiate con il sisma sono, in particolare, le reti di trasporto che per tale ragione richiedono una considerevole attività di analisi, soprattutto per quanto riguarda i loro elementi più vulnerabili: ponti e viadotti stradali.

Il presente lavoro di tesi si colloca all'interno di una procedura di valutazione oggettiva del rischio per tipologie ricorrenti di ponti stradali. Il metodo considerato esprime la vulnerabilità sismica in termini probabilistici: definendo degli stati di danneggiamento per la struttura viene calcolata la probabilità che questi limiti siano superati in funzione dell'azione sismica attesa per il sito di interesse. Il principale vantaggio del metodo usato è quello di permettere di tenere in conto della aleatorietà di diverse variabili che entrano in gioco nella definizione della risposta della struttura. Associando ai valori di queste grandezze la corrispondente probabilità di occorrenza, i risultati ottenuti sono più realistici e quindi meglio si prestano ad esprimere l'effettivo

grado di vulnerabilità sismica di strutture esistenti. Quantificando inoltre in modo oggettivo il verificarsi di determinati livelli di danno, questo metodo è particolarmente adatto per stabilire la precedenza degli interventi di adeguamento per i manufatti esaminati.

L'obiettivo di questo lavoro è stato quello di introdurre nel metodo già sviluppato la possibilità di considerare le rotture fragili a taglio delle pile. Questo tipo di rottura è definita "fragile" poiché caratterizzata da una rapida degradazione della resistenza prima del collasso. Soprattutto i ponti meno recenti, così come anche il resto delle strutture costruite prima dell'introduzione dei moderni codici antisismici, avvenuta a partire verso la metà degli anni Settanta, sono caratterizzati dall'aver colonne con inadeguata resistenza a taglio e con una generale mancanza di duttilità. Queste caratteristiche sono principalmente dovute alla carenza in quantità, in distribuzione e nell'ancoraggio delle armature trasversali, in particolare nelle regioni di formazione delle cerniere plastiche. In passato, infatti, prima dell'introduzione del principio della gerarchia delle resistenze, non era posta attenzione nell'assegnare una resistenza di taglio superiore alla capacità a flessione in modo da prevenire rotture di tipo fragile. Dall'esame di strutture crollate in seguito ad eventi sismici passati, si è osservato la presenza di numerose colonne fallite a taglio molte dei quali, si è potuto constatare, presentavano una resistenza di taglio pari solamente a circa il 30% della resistenza a flessione (*Priestley et al.* 1996). Gli elementi falliti in tal modo sono caratterizzati per l'assenza di segni evidenti di formazione di cerniere plastiche, con fessure inclinate di taglio che superano in ampiezza i 25 mm con esposte armature trasversali fortemente danneggiate. In alcuni casi la rottura per taglio è stata segnalata anche in seguito alla formazione di cerniere plastiche, in corrispondenza di tali zone infatti, la resistenza a taglio diminuisce notevolmente a causa dei cicli di deformativi che riducono l'efficacia di meccanismi di resistenza secondari che si attivano nel calcestruzzo, ciò indica la possibilità che la rottura a taglio sopraggiunga anche in seguito alla plasticizzazione dell'elemento.



Fig. 1.1 Esempio di rottura a taglio, terremoto di Whittier Narrows, USA 1987





Fig. 1.2 Esempio di rottura a taglio di pile di ponti stradali, terremoto di San Fernando, USA 1971



Fig. 1.3 Esempio di rottura a taglio di pile di ponti stradali, terremoto di Northridge, USA 1994



Fig. 1.4 Esempio di rottura a taglio di pile di ponti stradali, terremoto di Kobe, Giappone 1995



*Fig. 1.5 Esempio di rottura a taglio di pile di ponti stradali, terremoto di Taiwan, 1999*

Per individuare gli elementi suscettibili di questo tipo di rottura è stato seguito un procedimento molto intuitivo definito dalle linee guida americane *ATC-6*. Successivamente sono state eseguite delle analisi volte alla ricerca delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle pile che maggiormente ne influenzano il comportamento caratterizzandolo in senso fragile. Si è potuto in questo modo definire un caso di studio per le successive analisi di vulnerabilità sismica che hanno permesso la definizione della curva di fragilità corrispondente al collasso per taglio. Le caratteristiche per la pila oggetto di studio di questo lavoro sono state assegnate a partire da quelle di un ponte esistente situato in provincia di Treviso in comune di Alano di Piave, in località Fener, manufatto esaminato da precedenti lavori di tesi.

## 2 Elementi di sismicità e dinamica strutturale

### 2.1 Caratteristiche dei fenomeni sismici

I terremoti sono fenomeni vibratorii associati a scarichi impulsivi delle tensioni accumulate nella crosta terrestre. Seppure questi scarichi possono avere molte cause, una primaria è l'improvviso scorrimento che frequentemente si verifica tra le placche adiacenti che costituiscono la superficie della terra. Tipicamente, i confini delle placche consistono di un sistema complesso di *faglie*, di cui una principale disposta in direzione parallela al bordo delle placche adiacenti, ed un numero maggiore disposte invece in direzione trasversale.

La perturbazione associata a questi scorrimenti repentini si propaga sotto forma di onde che causano la vibrazione della superficie terrestre, e di qualsiasi costruzione che si trova su di essa. Per terremoti di minore intensità la fonte di origine delle onde può essere considerata come un punto a superficie sferica dalla quale le onde si propagano in direzione radiale, mentre per i terremoti di maggiore entità, è ritenuto più corretto considerare il centro di formazione delle onde come un segmento lungo la faglia a superficie cilindrica. L'energia rilasciata da un evento sismico si propaga nel suolo attraverso diversi tipi di onde sismiche, le quali essenzialmente si dividono in due grandi categorie in funzione di come percorrono il materiale perturbato. Ci sono le *Onde di corpo o di volume (body waves)* e le *Onde superficiali (surface waves)*. Le onde di volume sono quelle onde che si propagano dalla sorgente sismica e attraverso il volume del mezzo interessato lungo tutte le direzioni. Dall'analisi matematica dell'equazione delle onde si evidenzia che esistono due tipi di onde di corpo generate contemporaneamente dalla sorgente sismica, chiamate rispettivamente *onde P* ed *onde S*. Le onde P inducono le particelle del materiale attraversato ad un movimento oscillatorio in direzione parallela alla direzione di propagazione dell'onda. Fra le onde generate da un terremoto sono le più veloci, e dunque le prime avvertite ad una stazione sismica, da cui il nome di *Onda P (Primaria)*. Le *Onde S*, od onde trasversali, sono onde che provocano nel materiale attraversato oscillazioni perpendicolari alla loro direzione di propagazione. Queste onde raggiungono velocità che si aggirano solitamente intorno al 60-70% della velocità delle *Onde P*, vengono quindi avvertite sempre dopo le *Onde P* (da cui la denominazione onde S come *Secondarie*). Quando le onde di corpo raggiungono la superficie della terra vengono riflesse, ma ciò

comporta, al contempo, la creazione delle onde di superficie. Queste ultime infatti vengono a crearsi a causa dell'intersezione delle onde di corpo con una superficie di discontinuità fisica, come è per l'appunto la superficie terrestre, superficie di separazione tra la crosta e l'atmosfera terrestre. Le onde di superficie includono le *Onde di Rayleigh* e le *Onde Love*. Le prime inducono un moto simile a quello che si ottiene perturbando la superficie d'acqua di uno stagno, le seconde fanno vibrare il terreno sul piano orizzontale in direzione ortogonale rispetto alla direzione di propagazione dell'onda. Lo studio delle onde sismiche e delle loro velocità di propagazione nel suolo, risulta di particolare interesse nella progettazione dei ponti per le rilevanti problematiche che sorgono a causa delle non uniformi accelerazioni indotte sulle pile.

Le onde sismiche sono rilevabili e misurabili attraverso particolari strumenti detti *sismografi*, l'elaborazione incrociata dei dati di più sismografi sparsi su un territorio ad una certa distanza dal sisma, consente di stimare in maniera abbastanza accurata l'*ipocentro*, punto nel quale ha avuto origine il terremoto al di sotto della crosta terrestre, e l'*epicentro*, punto della superficie terrestre posto esattamente sulla verticale condotta dall'ipocentro. Basandosi sull'ampiezza delle onde sismiche registrate dai sismografi in superficie, è possibile ottenere anche una misura indiretta dell'energia meccanica sprigionata dall'evento sismico all'ipocentro, ossia della *magnitudo*. Tale grandezza è stata introdotta dal sismologo americano C.F. Richter per ottenere una classificazione dei terremoti in base alla loro potenza (*scala Richter*). La misurazione della magnitudo, tuttavia, ha poco a che fare con il progetto di ponti o con la verifica della loro risposta ad una sollecitazione di tipo sismico. La scala usata storicamente per classificare i terremoti è la *scala modificata di Mercalli*, sviluppata dal sismologo italiano Giuseppe Mercalli nel 1902 e successivamente modificata da Wood e Neumann (1931) ed ancora da Richter nel 1958. Questa scala si basa sulla misura dell'intensità del sisma, la quale è il risultato di percezioni soggettive di movimento e danni agli edifici. L'*intensità* di un terremoto esprime infatti la forza con la quale l'evento sismico si manifesta in base ai suoi effetti distruttivi su persone, cose e manufatti. Di conseguenza, con lo svilupparsi di sempre più raffinate tecniche di progettazione antisismica che garantiscono prestazioni più efficienti alle strutture, la scala Mercalli attualmente poco si presta per definire la violenza di un terremoto. Per tale ragione, in modo particolare per quanto riguarda l'ingegneria sismica, le grandezze più significative con le quali riferirsi ad un dato evento sismico sono l'accelerazione al suolo e la durata del fenomeno stesso. Per le applicazioni di ingegneria sismica è necessario infatti disporre di *accelerografi strong - motion* (Cherry 1974, Halverson 1965, Hudson 1970). Si tratta di apparecchi che permettono di registrare in modo completo, come funzioni del tempo, le tre componenti di accelerazione del suolo, due orizzontali (nord -

sud ed est – ovest) ed una verticale. Quando ci si riferisce ad eventi *strong motion*, si intende un'attività sismica caratterizzata da vibrazioni di ampiezza e periodo tali da produrre danni su ambiente e infrastrutture, da distinguere da quella nota come attività *microsismica*, che si caratterizza invece per vibrazioni di debole ampiezza e periodi molto grandi tali da non essere percepiti dai più comuni strumenti di registrazione.

La rappresentazione dell'andamento nel tempo dell'accelerazione registrata prende il nome di *accelerogramma*. La comprensione che si ha oggi delle forze e delle deformazioni che un terremoto induce sulle strutture, si è sviluppata in misura considerevole, come conseguenza della disponibilità di registrazioni, sotto forma di accelerogrammi, del moto del terreno e della risposta degli edifici durante un evento sismico. Sebbene siano stati raccolti molti dati durante i terremoti più recenti, vi è ancora una carenza di informazioni sulle caratteristiche dei terremoti, in particolare per quanto riguarda quelli distruttivi che si sviluppano lungo un'area estesa (*strong ground motion*).

Le caratteristiche di un moto sismico rilevabili attraverso un accelerogramma sono:

- l'*ampiezza*;
- *durata*;
- *contenuto in frequenza*;

(si rimanda al paragrafo successivo per una più dettagliata descrizione delle precedenti grandezze).

Sulla base di queste caratteristiche, i terremoti erano in passato suddivisi in quattro classi principali [Newmark-Rosenblueth, 1971]:

1. Scossa di tipo impulsivo (single – shock motions) [ad esempio *Port Hueneme, California* 1957; *Agadir, Marocco* 1960; *Libia* 1963; *Skopje, Macedonia* 1963; *San Salvador*, 1986];
2. Scossa moderatamente lunga con movimento estremamente irregolare (Moderately long, extremely irregular motions) [ad esempio *El Centro, California* 1940; *Cile* 1985; *Loma Prieta, California* 1989; *Northridge, California* 1994];
3. Scossa di lunga durata con periodi predominanti pronunciati (Long ground motions exhibiting pronounced prevailing periods of vibration) [ad esempio *Messico* 1964; *Bucarest, Romania* 1977; *Messico* 1985];
4. Scossa che determina deformazioni permanenti del suolo su larga scala (Ground motions involving large-scale permanent deformation of the ground) [ad esempio *Anchorage, Alaska* 1964; *Niigata, Giappone* 1964].

La precedente classificazione risente tuttavia del tipo di terreno del sito in cui avviene la misurazione, pertanto è possibile classificare lo stesso evento sismico, registrato in punti diversi, in più modi. Un esempio di ciò è avvenuto in Giappone con il terremoto di *Kobe* (1995) che, secondo gli andamenti registrati in più punti della città, può essere classificato secondo tre delle quattro tipologia descritte:

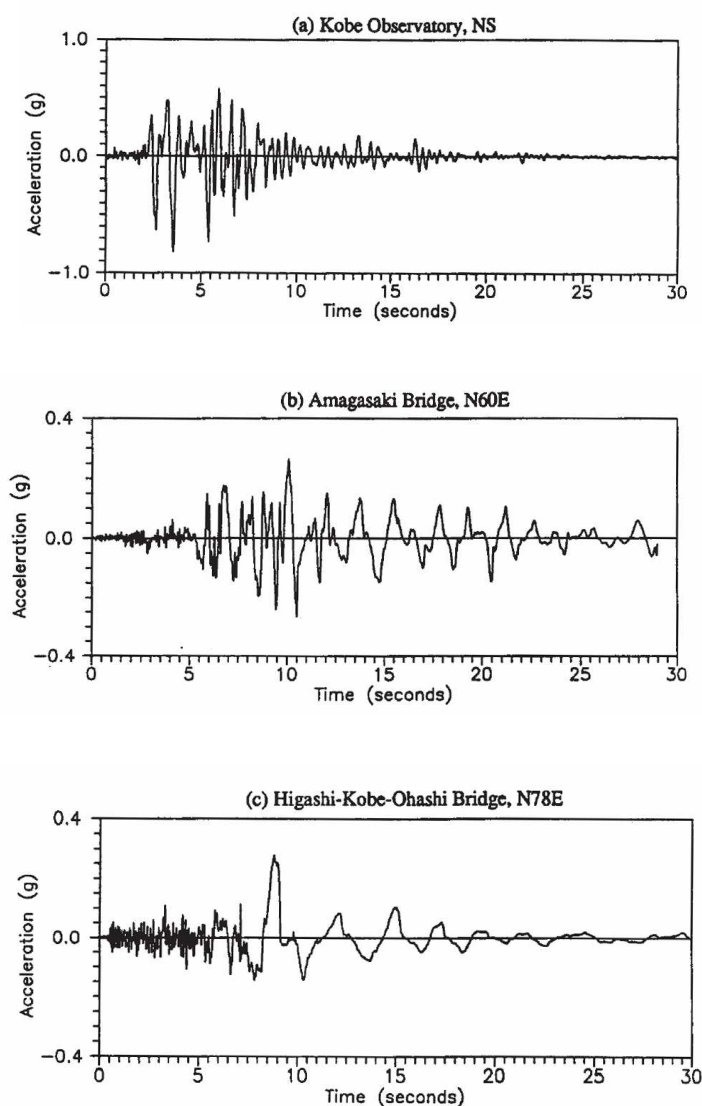


Fig. 2.1 Esempi di alcuni accelerogrammi registrati a Kobe [1995], (a) "Scossa moderatamente lunga con movimento estremamente irregolare"; (b) "Scossa di lunga durata con periodi predominanti pronunciati"; (c) "Scossa che determina deformazioni permanenti del suolo su larga scala" [Priestley et al. 2006]

## 2.2 Accelerogrammi

Come già definito nel paragrafo precedente, un accelerogramma è un diagramma che rappresenta l'andamento nel tempo delle tre componenti di accelerazione che, in un dato sito, sono indotte al suolo durante un evento sismico. L'accelerazione sismica del suolo viene misurata con accelerografi di tipo strong-motion, che forniscono una registrazione (analogica o digitale) del segnale captato. La sismologia strong-motion, basata sullo studio di registrazioni di terremoti distruttivi, si è sviluppata a partire dal 1940 con la registrazione del terremoto di El Centro, California.

L'elemento base di un accelerografo è un *trasduttore*. Nella sua forma più semplice si tratta di un oscillatore dinamico ad un grado di libertà dotato di smorzamento viscoso e realizzato con un sistema a torsione. Dallo spostamento relativo che la massa dell'oscillatore compie rispetto al supporto rigido, è possibile ottenere l'accelerazione indotta. Negli accelerografi digitali di nuova concezione invece, il trasduttore è del tipo detto *a bilanciamento di forza*: una forza controllata elettronicamente con un sistema di retroazione, mantiene la massa di un pendolo nella sua condizione di equilibrio, la misurazione della forza necessaria per mantenere in quiete la massa fornisce l'accelerazione cui quest'ultima è sottoposta a causa del moto del terreno.

Le caratteristiche di un accelerogramma che definiscono la risposta sismica del sito in cui avviene la registrazione sono l'*ampiezza*, la *durata* e il *contenuto in frequenza*. Il parametro più utilizzato per esprimere l'ampiezza di un moto sismico è il *picco d'accelerazione PGA (peak ground motion)*, ossia il picco più alto (in valore assoluto) registrato per l'accelerazione, calcolato generalmente per una delle componenti orizzontali (PGHA) e per la componente verticale (PGVA).

Per *durata del moto sismico* ( $T_d$ ) si intende invece la durata relativa alla porzione strong motion dell'accelerogramma e può essere calcolata come:

- l'intervallo di tempo compreso tra il primo e l'ultimo superamento di una soglia di accelerazione (di solito 0.05 g);
- l'intervallo di tempo compreso tra gli istanti in cui l'energia del segnale è tra il 5% e 95% dell'energia totale;
- la somma dei tempi in cui un dato valore di accelerazione viene superato.

Il contenuto in frequenza descrive infine come sono distribuite le ampiezze del moto sismico tra le varie frequenze. Tale parametro risulta indispensabile ai fini di un'analisi sismica in quanto la risposta dinamica di un sistema dipende, oltre che dalle

ampiezze, dalle frequenze dei carichi applicati in relazione alle proprie frequenze naturali. Lo studio nel dominio della frequenza di un segnale discreto come è l'insieme di valori che costituiscono l'accelerogramma, può essere effettuato attraverso la trasformata discreta di Fourier (DFT, *Discrete Fourier Transform*). Secondo questa procedura, una funzione di periodo T si può esprimere come somma di N armoniche semplici (serie di Fourier):

$$h(t) = \frac{1}{2}a_0 + \sum_1^{\infty} a_n \cos(nt) + b_n \text{sen}(nt) \quad \text{eq. 2.1}$$

dove

$$a_n = \frac{1}{\pi} \int_{-\pi}^{\pi} h(t) \cos(nt) dt \quad \text{eq. 2.2}$$

$$b_n = \frac{1}{\pi} \int_{-\pi}^{\pi} h(t) \text{sen}(nt) dt \quad \text{eq. 2.3}$$

I coefficienti  $a_n$  e  $b_n$  indicano l'importanza della componente armonica n-esima di periodo  $T_n=2\pi/n$ .

Ponendo

$$\text{sen}(nt) = \frac{e^{int} - e^{-int}}{2i} \quad \text{eq. 2.4}$$

$$\cos(nt) = \frac{e^{int} + e^{-int}}{2} \quad \text{eq. 2.5}$$

si ottiene la *forma complessa* della serie di Fourier:

$$h(t) = \sum_{-\infty}^{\infty} c_n \cdot \exp\left(in \frac{2\pi}{T} t\right) \quad \text{eq. 2.6}$$

$$c_n = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} h(t) \cdot \exp\left(-in \frac{2\pi}{T} t\right) dt \quad \text{eq. 2.7}$$

Dalla scomposizione di una funzione periodica di periodo T in serie di Fourier, si ottiene una somma di componenti armoniche descritte in un insieme discreto di frequenze  $f_n=n/T$ . Per l'indipendenza dall'ipotesi di funzione periodica, è necessario considerare un periodo  $T \rightarrow \infty$ , ottenendo in tal modo un insieme continuo di frequenze. Sotto opportune ipotesi sulla funzione  $h(t)$  si può introdurre l'integrale di Fourier:

$$H(f) = \int_{-\infty}^{\infty} h(t) \cdot \exp(-i2\pi ft) dt \quad \text{eq. 2.8}$$

con  $f= 2\pi/T$ .



Se  $h(t)$  è una funzione reale,  $H(f)$  è in genere una funzione complessa:

$$H(f) = R(f) + iI(f) = |H(f)|e^{i\theta(f)} \quad \text{eq. 2.9}$$

con

$$\theta(f) = \tan^{-1} \frac{I(f)}{R(f)} \quad \text{eq. 2.10}$$

Il termine  $|H(f)|$  è noto come *spettro di Fourier*

$$|H(f)| = \sqrt{R^2 + I^2} \quad \text{eq. 2.11}$$

Lo *spettro di Fourier* esprime come variano le ampiezze o le fasi delle singole armoniche ricavate dalla trasformata di Fourier e permette quindi di ricavare anche il valore della frequenza (o del periodo) fondamentale, cioè quello in corrispondenza del quale si ha il valore dell'ampiezza massima.

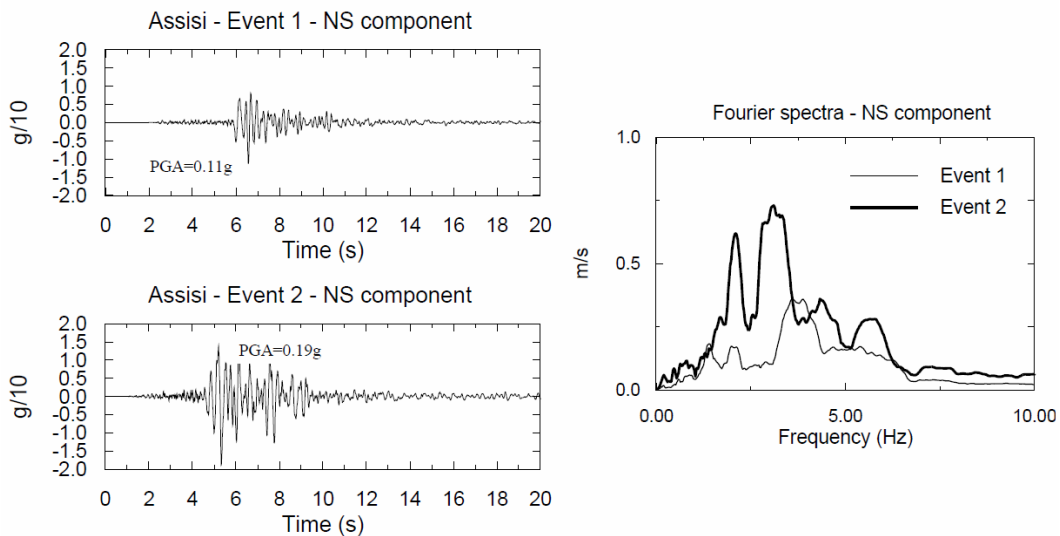


Fig. 2.2 Registrazioni accelerometriche al livello delle fondazioni della Basilica di Assisi in occasione del terremoto del 26 settembre 1997. Sulla destra lo spettro di Fourier ottenuto dalle registrazioni dei due eventi. (Evento 1  $M_s = 5.6$ ; Evento 2  $M_s = 6.0$ ) [Strumentazione a cura del Servizio sismico Nazionale]

In aggiunta ai parametri finora visti, prevalentemente correlati ad uno solo degli aspetti del moto sismico rilevabili da una registrazione accelerometrica, esistono una serie di altri parametri che ne riflettono contemporaneamente più aspetti. In particolare sono utilizzati:

- l'accelerazione RMS ( $a_{rms}$ );

- l'intensità di Arias ( $I_a$ ).

L'accelerazione RMS (Root Mean Square) esprime l'ampiezza del moto sismico tenendo conto anche dell'andamento nel tempo del segnale registrato. E' definita come:

$$a_{\text{rms}} = \sqrt{\frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt} \quad \text{eq. 2.12}$$

Oltre a riflettere l'ampiezza del moto sismico, tale valore di accelerazione, fornisce anche informazioni sul contenuto in frequenza. Ai fini ingegneristici è particolarmente utile in quanto non è influenzata dai picchi d'alta frequenza.

L'intensità di Arias  $I_a$  è una velocità che dà informazioni sia sul contenuto in frequenza che sull'ampiezza del moto sismico. A differenza dell'accelerazione RMS non è influenzata dal criterio adottato per definire la durata strong motion, dipendendo dall'intera durata. Si ottiene dalla seguente relazione:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} [a(t)]^2 dt \quad \text{eq. 2.13}$$

Gli accelerogrammi finora descritti sono stati definiti come le registrazioni di eventi sismici naturali, tuttavia, ai fini dell'analisi strutturale e della valutazione della vulnerabilità sismica, è possibile fare riferimento ad accelerogrammi di diversa genesi:

- accelerogrammi naturali;
- accelerogrammi sintetici spettro – compatibili;
- accelerogrammi simulati.

Gli *accelerogrammi naturali* sono la più diretta rappresentazione del moto al suolo in quanto riportano in se caratteristiche quali ampiezza, contenuto in frequenza, energia, durata e fase di eventi reali. Rispetto al passato, sussiste una crescente disponibilità di cataloghi on-line che forniscono libero accesso ad una grande quantità di registrazioni. Gli *accelerogrammi sintetici spettro-compatibili* sono registrazioni di eventi realmente accaduti modificati in modo da avere uno spettro di risposta praticamente coincidente, entro una certa tolleranza, con uno spettro definito "target" (per la definizione di *spettro di risposta* si rimanda al paragrafo successivo). Gli accelerogrammi simulati vengono generati, sia con metodi sia deterministici che stocastici, attraverso una modellazione capace di simulare gli effetti dei processi fisici connessi col moto al suolo come la genesi del terremoto, la propagazione dell'onda e la risposta superficiale al sito. L'evoluzione di questa tipologia è stata notevole anche se

la sua applicazione risulta complessa in quanto richiede la definizione di un elevato numero di parametri per la caratterizzazione del terremoto di origine.

### 2.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è un diagramma che fornisce la risposta massima di un oscillatore elastico semplice indotta da un assegnato sisma per un assegnato livello di smorzamento, in funzione del periodo proprio dell'oscillatore stesso. La risposta massima può essere espressa in termini di spostamento, velocità o accelerazione (relativa ed assoluta):

$$S_D(T, \xi) = \max |x(t, T, \xi)| = \text{Spettro di risposta elastico in termini di spostamento relativo};$$

$$S_V(T, \xi) = \max |\dot{x}(t, T, \xi)| = \text{Spettro di risposta elastico in termini di velocità relativa};$$

$$S_{A,rel}(T, \xi) = \max |\ddot{x}(t, T, \xi)| = \text{Spettro di risposta elastico in termini di accelerazione relativa};$$

$$S_A(T, \xi) = \max |\ddot{x}(t, T, \xi) + \ddot{x}_g(t)| = \text{Spettro di risposta elastico in termini di accelerazione assoluta}.$$

Nelle precedenti espressioni  $x(t)$  indica lo spostamento dell'oscillatore semplice causato da uno scuotimento del terreno caratterizzato da un'accelerazione  $\ddot{x}_g$ , mentre  $\xi$  indica il *fattore di smorzamento*.

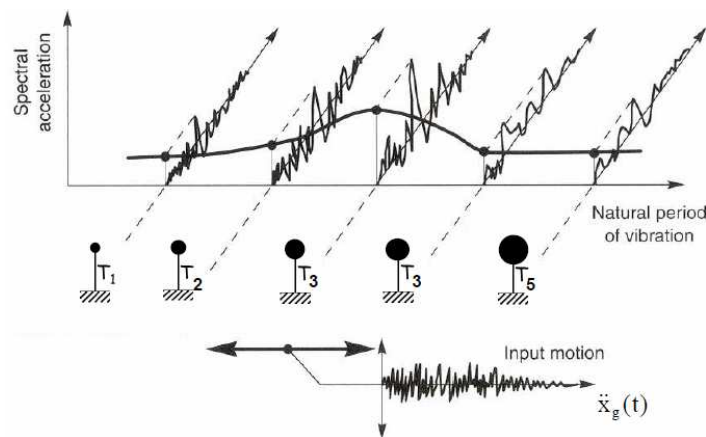


Fig. 2.3 Spettro di risposta elastica in accelerazione, massima risposta di oscillatori semplici di periodo differente per un assegnato smorzamento ed un assegnato scuotimento del terreno.

Lo spettro di risposta ha inoltre le seguenti proprietà:

- fornisce i valori massimi della risposta di ciascun modo di un sistema a molti gradi di libertà;
- indica la distribuzione in frequenza dell'energia sismica per un dato scuotimento del terreno, nel senso che la risposta di un sistema ad un grado di libertà è amplificata quando "l'energia sismica" è prossima alla sua frequenza propria.

Nel campo dell'ingegneria civile, rispetto ai precedenti, sono più diffusi i cosiddetti *spettri di pseudo velocità relativa* e di *pseudo accelerazione assoluta*, direttamente ottenibili dallo spettro di risposta elastico in termini di spostamento  $S_D(T, \xi)$ . Infatti, per piccoli valori di smorzamento ( $\xi \cong 0$ ), la velocità relativa  $\dot{x}(t)$  e l'accelerazione assoluta  $\ddot{x}(t)$  che si ottengono dalla derivazione di  $x(t)$ , presentano dei valori massimi che corrispondono ai massimi di  $x(t)$ , a meno rispettivamente di  $1/\omega$  e di  $1/\omega^2$  ( $\omega$  indica la frequenza propria dell'oscillatore semplice). Pertanto, per strutture reali caratterizzate da valori di smorzamento trascurabili, è possibile scrivere:

$$S_V(T, \xi) = \omega S_D(T, \xi)$$

$$S_A(T, \xi) = \omega^2 S_D(T, \xi)$$

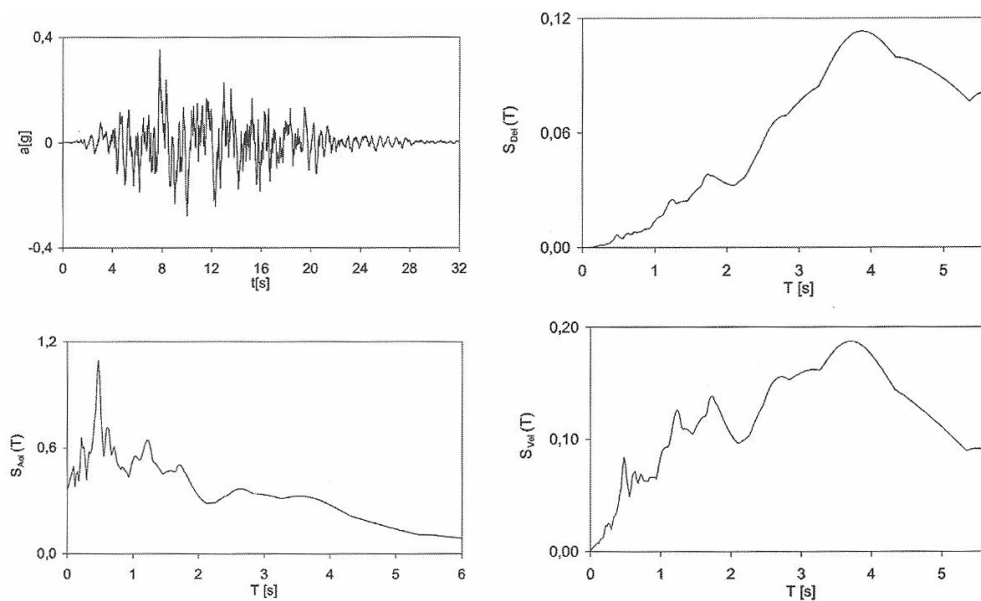


Fig. 2.4 Accelerogramma e relativi spettri di risposta elastici, in ordine sono rappresentati lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento, di velocità relativa e di accelerazione assoluta.

Ai fini normativi lo spettro di risposta più usato è quello in pseudo accelerazione, in particolare tale spettro diventa rilevante quando si approssima il comportamento dinamico di una struttura con considerazioni di tipo statico. La forza di richiamo elastico di un sistema ad un grado di libertà risulta essere pari a:

$$F_{el}(t) = kx(t) = -c \dot{x}(t) - m \left( \ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t) \right) \quad \text{eq. 2.14}$$

Dove  $k$  indica la rigidezza del sistema,  $m$  la massa e  $c$  indica lo smorzamento effettivo del sistema. La forza massima viene esercitata quando è raggiunto il massimo spostamento relativo, ossia quando la velocità relativa si annulla:

$$\max |F_{el}(t)| = \max |kx(t)| = \max \left| -m \left( \ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t) \right) \right| \quad \text{eq. 2.15}$$

da cui

$$\max |F_{el}(t)| = k \cdot S_D = m \cdot \omega^2 S_D = m \cdot S_A \quad \text{eq. 2.16}$$

Esprimendo la forza massima in funzione del peso della struttura ( $W=mg$ ) si ottiene la seguente relazione:

$$\frac{\max |F_{el}(t)|}{W} = \frac{m \cdot S_A}{W} = \frac{S_A}{g} \quad \text{eq. 2.17}$$

### 2.3.1 Spettro elastico di progetto

Per il progetto di nuove strutture o per la valutazione di sicurezza di strutture esistenti, lo spettro di risposta non può essere ricavato esclusivamente da un accelerogramma ottenuto da un solo scuotimento del terreno. E' evidente che differenti terremoti, anche rilevanti nello stesso sito, presentano picchi non necessariamente in corrispondenza degli stessi periodi. Pertanto, lo spettro di risposta elastico di progetto è la sintetizzazione degli effetti di molteplici eventi attesi e assume il significato di prescrizione progettuale relativa al livello di forze d'inerzia con cui effettuare la verifica sismica di una struttura elastica ad un grado di libertà in funzione della sismicità locale (individuata dall'accelerazione massima al suolo) e delle caratteristiche meccaniche della struttura (periodo proprio  $T$  e smorzamento  $\xi$ ). Uno spettro elastico di progetto, quindi, consiste in una serie di curve mediate e lisce ottenendo, infine, una forma come in figura:

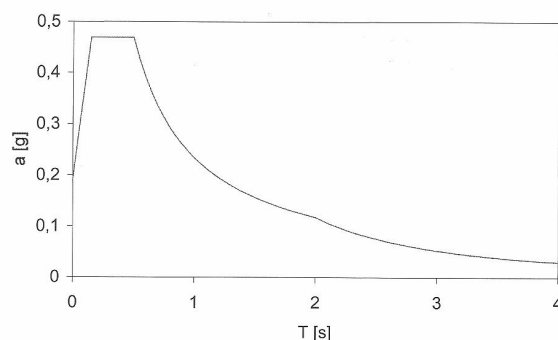


Fig. 2.5 Esempio di spettro di risposta elastico di progetto

Nelle moderne normative lo spettro elastico di progetto deriva spesso dall'involuppo di due differenti spettri elastici di progetto: il primo di essi è relativo ad eventi di intensità moderata o media registrati in vicinanza del sito, mentre il secondo tiene conto degli eventi registrati a grande distanza dal sito. Si noti che, per bassi periodi, la risposta è governata da terremoti prossimi al sito, mentre, per alti periodi, è governata da terremoti a grande distanza dal sito.

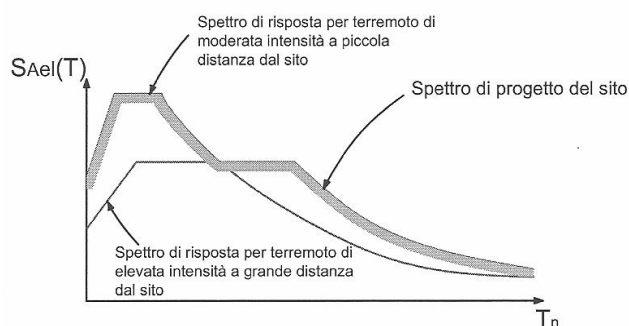


Fig. 2.6 Spettro elastico di progetto definito come involuppo di due spettri elastici di progetto [Chopra, 2001]

## 2.4 Pericolosità sismica

La pericolosità sismica, intesa in senso probabilistico, è lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo. La pericolosità sismica risulta pertanto una caratteristica fisica del territorio. Di conseguenza, quanto maggiore è la frequenza e l'intensità degli eventi che caratterizzano un'area geografica, tanto maggiore è la sua pericolosità. Per caratterizzare lo scuotimento o il potenziale di danno del moto del suolo si possono

usare diversi parametri caratteristici, tra i quali i principali sono la PGA, la PGV (peak ground velocity) e la PGD (peak ground displacement).

In Italia con l'*Ordinanza PCM 3274/2003* (GU n.108 dell'8 maggio 2003) si è avviato un processo per la stima della pericolosità sismica secondo dati, metodi, approcci aggiornati e condivisi e utilizzati a livello internazionale. Tale provvedimento ha portato alla realizzazione della *Mappa di Pericolosità Sismica Nazionale 2004* che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante ( $a_g$ ).

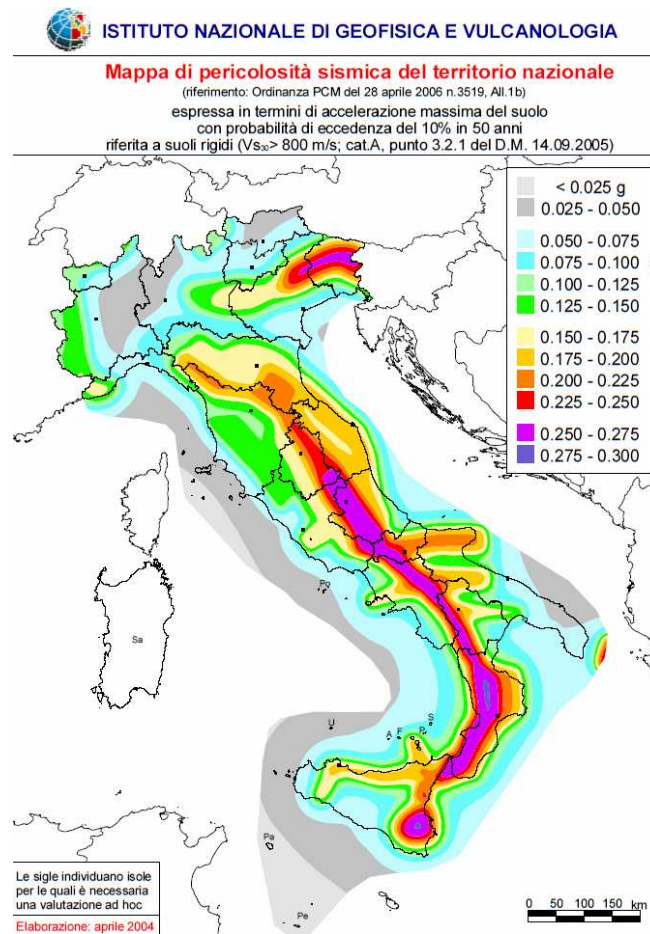


Fig. 2.7 Mappa di pericolosità Sismica Nazionale 2004 [INGV]

La mappa di pericolosità sismica è quindi convertita nella Mappa *delle Zone Sismiche* che suddivide il territorio nazionale in 4 distinte zone sulla base del valore dell'accelerazione di picco su suolo rigido e pianeggiante, attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in un periodo di 50 anni.

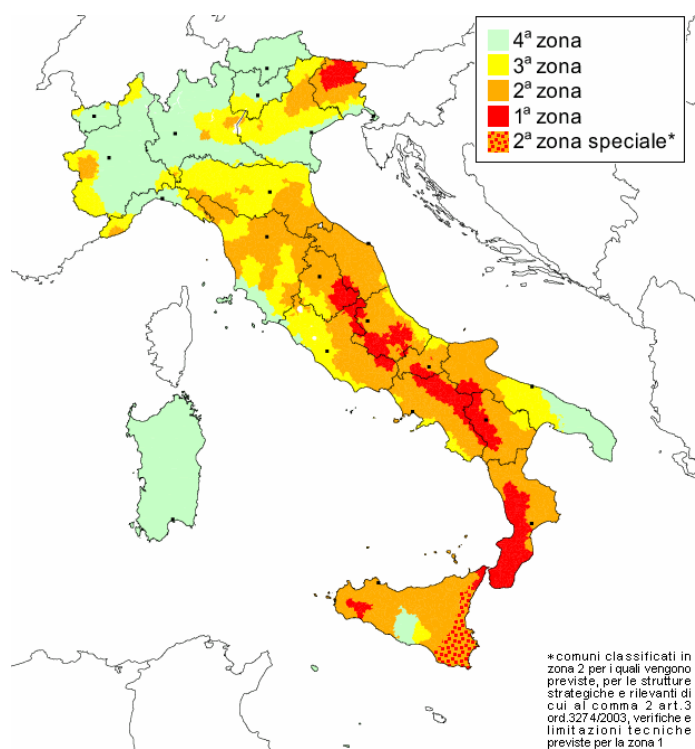


Fig. 2.8 Mappa Zone Sismiche del territorio italiano con recepimento delle variazioni operate dalle singole Regioni (fino a marzo 2004) [INGV]

Le zone sono definite in base alla seguente suddivisione:

Zona 1<sup>a</sup> :  $a_g > 0.25g$

Zona 2<sup>a</sup>:  $0.15g < a_g \leq 0.25g$

Zona 3<sup>a</sup>:  $0.05g < a_g \leq 0.15g$

Zona 4<sup>a</sup>:  $a_g \leq 0.05g$

La normativa in vigore (*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008*) definisce quattro stati limite per le verifiche nei confronti dell'azione sismica. Gli stati limite definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite, fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento dell'insieme di struttura, degli elementi non strutturali e degli impianti. Ai quattro stati limite è associata una diversa probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . Gli stati limite definiti in normativa, ordinati per azione sismica crescente, sono lo Stato Limite di Operatività (SLO), lo Stato Limite di Danno (SLD), lo Stato Limite di



salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC). Le relative probabilità di eccedenza sono pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%. Con il periodo di riferimento espresso in anni, per ogni probabilità di superamento, il tempo di ritorno del sisma è dato dalla seguente relazione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad \text{eq. 2.18}$$

Come è noto, *il tempo di ritorno* è il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta, per cui, al crescere del tempo di ritorno, si attendono eventi sismici sempre più rilevanti. Tale aspetto può osservarsi con le mappe di pericolosità sismica redatte dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), in termini di PGA su suolo rigido con probabilità di superamento in 50 anni pari a: 81%, 63%, 50%, 39%, 30%, 22%, 5% e 2% rispettivamente corrispondenti a periodi di ritorno di 30, 50, 72, 100, 140, 200, 975 e 2475 anni.

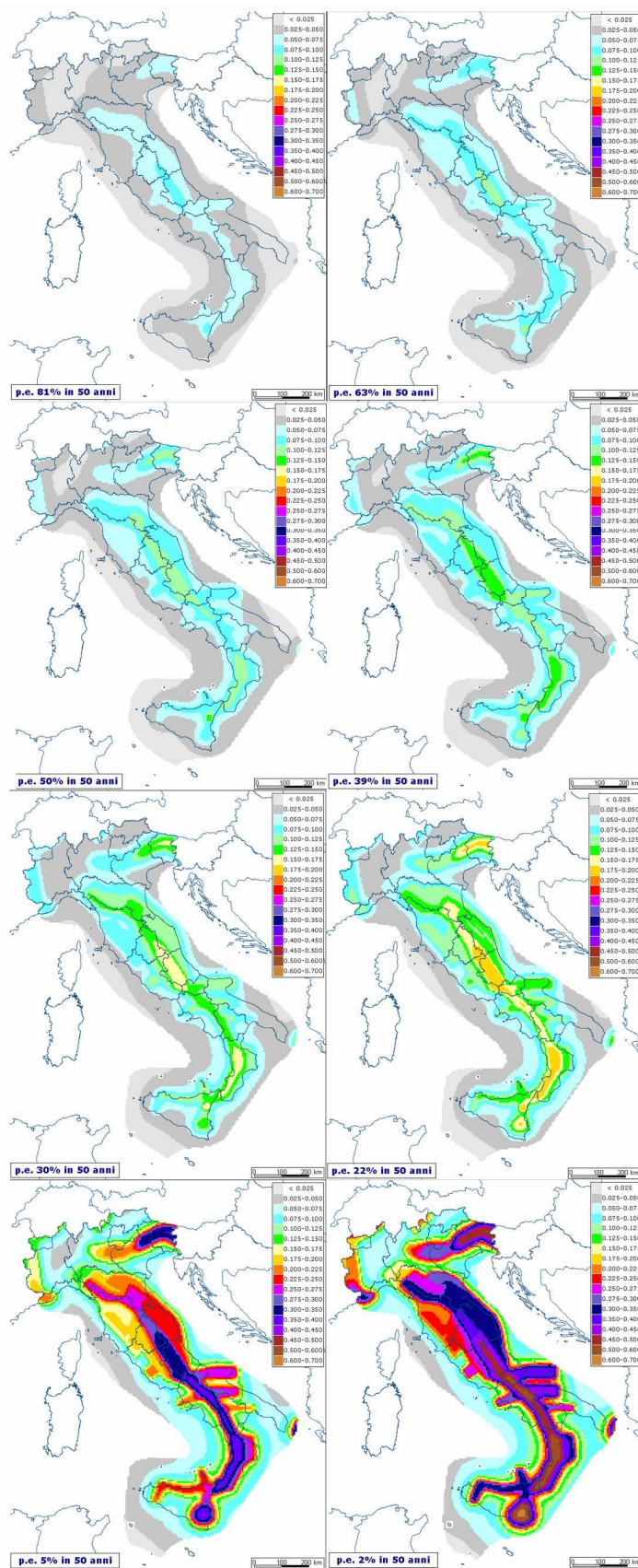


Fig. 2.9 Mappe di pericolosità sismica del territorio Nazionale per diversi valori di probabilità di superamento in un periodo di 50 anni, espresse in termini di PGA su suolo rigido

## 2.5 Metodi di analisi per il calcolo della risposta strutturale all'azione sismica

Le procedure di analisi per il calcolo della risposta strutturale a causa di un evento sismico si possono suddividere in quattro categorie fondamentali:

- analisi statica lineare (LSA);
- analisi dinamica lineare (LDA);
- analisi statica non lineare (NLSA-PUSHOVER);
- analisi dinamica non lineare (NLDA).

Le procedure lineari prevedono un'analisi elastica e conseguente calcolo delle deformazioni e delle sollecitazioni di ogni elemento. Queste, per tener conto degli effetti di non linearità, sono poi corrette con opportuni coefficienti e confrontate con valori limite corrispondenti al livello di prestazione cercato. Le analisi lineari forniscono risultati poco attendibili se il comportamento della struttura si discosta da quello elastico. Ciò avviene, per esempio, negli edifici irregolari, per la presenza di concentrate richieste di duttilità, e negli edifici alti, per la forte escursione in campo plastico.

Le procedure non lineari prevedono analisi dinamiche al passo, con l'integrazione diretta dell'equazione del moto, o statiche (push-over), applicando alla struttura forze orizzontali monotone crescenti fino ad un limite prefissato. Entrambe queste analisi prevedono una modellazione elasto-plastica della struttura con la possibilità di considerare tutte le fonti di resistenza e dissipazione non considerate in una procedura lineare. Le analisi non lineari permettono una valutazione più puntuale della risposta attesa, spesso essenziale ad esempio nel caso della verifica di manufatti esistenti.

### 2.5.1 Analisi statica lineare

Nell'analisi statica lineare, le forze sismiche di progetto, sono rappresentate da un sistema di forze statiche orizzontali: il calcolo delle sollecitazioni e spostamenti indotti da tali forze viene eseguito su un sistema elastico lineare.

Il metodo prevede di prendere in considerazione, in entrambe le due direzioni principali della struttura, solo il primo modo di vibrare. Calcolati i periodi propri fondamentali nelle due direzioni, a partire dallo spettro di progetto è possibile ricavare le massime forze di taglio alla base della struttura nelle due direzioni (vedi eq. 2.14)

$$V_b^{\max} = S_A(T_1)W/g \quad \text{eq. 2.19}$$

Dove  $S_A$  è l'ordinata dello spettro di progetto in pseudo accelerazione corrispondente al periodo  $T_1$  della struttura e  $W$  è invece il peso complessivo della struttura stessa. Nel caso di telaio multipiano, il taglio alla base è distribuito lungo i piani proporzionalmente alle forze di inerzia corrispondenti al modo fondamentale. Linearizzando la forma del primo modo di vibrare, le *nuove norme tecniche per le costruzioni* (D.M. 14/01/2008), forniscono la seguente relazione:

$$F_i = F_h \frac{(z_i \cdot W_i)}{\sum (z_k \cdot W_k)} \quad \text{eq. 2.20}$$

Con

- $F_i$  forza da applicare al livello  $i$ -esimo del telaio;
- $F_h$  forza di taglio alla base;
- $W_i, W_k$  pesi della masse rispettivamente ai piani  $i$  e  $k$ ;
- $z_i, z_k$  altezze dei piani  $i$  e  $k$  rispetto alle fondazioni.

Il risultato dell'analisi è attendibile solo nel caso di strutture che rispondono al sisma con un solo modo di vibrare. In questi casi, la massa partecipante relativa al primo modo risulta preponderante (>90% della massa totale) rispetto alle altre e l'ordinata spettrale corrispondente è maggiore o di poco inferiore rispetto a quella degli altri modi: questo è tipico di manufatti medio bassi senza significativi modi torsionali.

## 2.5.2 Analisi dinamica lineare

### 2.5.2.1 Analisi modale spettrale

Questo tipo di analisi sismica è considerata la procedura normale per definizione delle sollecitazioni di progetto. L'analisi deve considerare tutti i modi che apportano un contributo significativo alla risposta. A tal proposito viene segnalato che devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Il suddetto criterio si considera soddisfatto se la somma delle masse modali efficaci, per tutti i modi considerati, ammonta ad una percentuale significativa della struttura o se si considerano tutti i modi con massa partecipante superiore ad una percentuale minima. Il metodo viene applicato ad un modello tridimensionale della struttura oppure a modelli piani separati, se i manufatti hanno regolarità in pianta. Si individuano i modi principali di vibrazione della struttura e si calcola per ciascun modo la risposta sismica, attraverso uno spettro di risposta. La combinazione delle risposte sismiche per ottenere il valore massimo probabile  $E$  di un qualsiasi effetto (spostamento, sollecitazione, ecc.)

è dato da formule di derivazione statistica. Le combinazioni più usate sono *SRSS* (radice quadrata della somma dei quadrati delle risposte modali  $E_i$ , square root sum of square) e *CQC* (combinazione quadratica completa, complete quadratic combination).

La principale differenza con il metodo di analisi statica lineare consiste nel fatto che, nel calcolo dei parametri di risposta, si considerano le caratteristiche dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei modi propri di vibrare. Gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati in modo analogo a quanto visto per il caso di analisi statica lineare.

Tale procedura di analisi risulta, indubbiamente, più semplicemente applicabile rispetto alla più complessa lineare nel dominio del tempo. Tuttavia, il risultato ottenuto è espresso solamente in termini di risposta massima e non si hanno informazioni sul contenuto in frequenza e il numero di cicli cui è sottoposta la struttura.

#### 2.5.2.2 Analisi time history

In questa procedura la risposta sismica della struttura è calcolata con l'integrazione delle equazioni del moto utilizzando anche un modello tridimensionale, sempre con elementi aventi comportamento elastico-lineare: al manufatto vengono applicati accelerogrammi spettrocompatibili con lo spettro di risposta elastico. Tale analisi richiede un elevato onere computazionale e i risultati sono suscettibili degli accelerogrammi utilizzati: proprio per questo motivo la normativa italiana obbliga ad utilizzare almeno tre terne di accelerogrammi (ciascuna terna avente tre accelerogrammi contemporaneamente agenti nelle tre direzioni principali) per calcolare la risposta più gravosa.

#### 2.5.3 Analisi statica non lineare (pushover)

L'analisi statica non lineare rappresenta un'alternativa valida alla dinamica non lineare per ricavare informazioni sulla capacità resistente della struttura e su eventuali meccanismi di collasso: la procedura permette di ottenere informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità della struttura.

Attraverso l'applicazione di un sistema di forze crescenti monotone applicate ad un modello della struttura soggetta ai carichi gravitazionali e con un comportamento non lineare del materiale, si valuta la curva di capacità della struttura (curva taglio alla base – spostamento di un punto ritenuto significativo del comportamento globale). Tale capacità può venire confrontata con la domanda del sisma, ottenuta rappresentando gli

spettri elastici di progetto in un sistema di coordinate A – D (pseudo accelerazione – spostamento). La particolarità di questo tipo di analisi si basa su un'ipotesi non sempre attendibile, cioè che la risposta sismica della struttura reale sia sempre confrontabile con quella di un oscillatore semplice ad un grado di libertà ad essa equivalente. Ciò implica, chiaramente, che la risposta stessa sia controllata da un unico modo di vibrare che deve rimanere costante durante tutta la storia di carico. L'ipotesi è, in generale, non propriamente corretta: infatti la risposta sismica può essere fortemente influenzata dai modi di vibrare superiori soprattutto nel caso di struttura non regolare. Inoltre non si tiene generalmente conto che le forze applicate, dipendenti dagli effetti che provocano sulla struttura stessa, dovrebbero variare ad ogni step successivo dell'analisi. Esistono comunque in letteratura metodi pushover che cercano di far fronte a queste limitazioni.

Altri metodi di analisi statica lineare sono: Metodo dello Spettro di Capacità (CSM, Freedman, Nicoletti, Tyrell 1975), metodo ad un solo grado di libertà equivalente SDOF e a molti gradi di libertà MDOF (Saiidi, Sozen 1981), Metodo N2 (Fajfar, Fischinger c.a.1985), metodo DCM (Displacement Coefficient Method, Linee Guida FEMA e NEHRP), metodo Modal Pushover Analysis (A.Chopra).

#### **2.5.4 Analisi dinamica non lineare**

Questo tipo di analisi è il più complesso, ma il più attendibile tra tutti i metodi trattati fin d'ora. Nell'analisi dinamica lineare si prevede la variazione sia della rigidità strutturale (in funzione dello spostamento) sia delle forze orizzontali: per rappresentare numericamente il complesso fenomeno che affronta una struttura durante un evento sismico è necessario, quindi, integrare nel dominio del tempo l'equazione generale del moto includendo gli effetti non lineari per materiale e per geometria. Per la soluzione del problema si fa riferimento degli algoritmi numerici di integrazione al passo che forniscono la funzione spostamento  $x$  al variare del tempo. Per creare un modello corretto è necessario rappresentare geometricamente gli elementi strutturali, caratterizzarli dal punto di vista meccanico introducendo legami di tipo anelastico, definire accuratamente i vincoli interni ed esterni e stabilire il sistema di progetto (cioè le forze agenti sulla struttura): poiché l'azione sismica è una variabile aleatoria e la risposta strutturale dipende fortemente da questa, come per l'analisi lineare in time-history, la normativa italiana prevede lo studio della struttura per almeno tre accelerogrammi (spettrocompatibili) diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali.

### 3 Valutazione della vulnerabilità sismica con le curve di fragilità

Nella valutazione del rischio sismico di un qualsiasi sistema strutturale, in particolare nel caso di ponti e viadotti, è fondamentale identificare la vulnerabilità degli elementi costitutivi per diversi livelli di danno. Per un dato ponte, ad esempio, la risposta ad un prefissato evento sismico, identificata come livello di danno appunto, può essere ottenuta in modo deterministico. Per fare questo sono tuttavia richieste delle assunzioni, sia sulle proprietà dei materiali e di altri parametri che influenzano maggiormente la capacità della struttura, sia sulle caratteristiche del sito e dell'azione sismica per quanto riguarda invece la domanda a cui è sottoposta la struttura stessa. I dati che vengono assunti in queste analisi, hanno associata inevitabilmente una certa misura di incertezza e di casualità che rendono il problema di natura probabilistica. Un modo sempre più diffuso per caratterizzare l'aleatorietà delle variabili che entrano in gioco nei fenomeni interessati, è attraverso l'uso delle cosiddette *curve di fragilità*. Le curve di fragilità sono uno strumento di verifica che esprimono in modo grafico la probabilità condizionata, per una certa struttura, di eguagliare o eccedere un definito livello di danno per le diverse intensità dell'azione sismica.

La figura di seguito (Fig. 1) sottolinea queste incertezze mostrando come i diagrammi di capacità e di domanda siano ottenibili mediante l'utilizzo di distribuzioni probabilistiche. In ragione di ciò, il punto di performance della struttura, cioè il punto d'intersezione tra la curva di capacità e quella di domanda, non è identificabile con un unico valore, ma bensì da un intervallo di punti di intersezione.

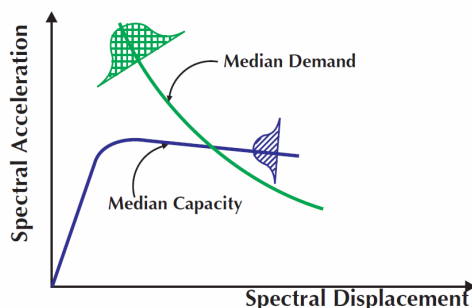


Fig. 3.1 *Intersezione tra curva di domanda e curva di capacità: casualità ed incertezza del comportamento strutturale e della risposta sismica [Mander et al. 1999]*

In letteratura i metodi presenti per la costruzione delle curve di fragilità sono di vario tipo, essenzialmente possono essere divisi in due categorie: *metodi empirici* e *metodi analitici*.

I metodi empirici si basano sulla raccolta di dati in seguito ad eventi sismici (*Basoz*, terremoto di Northridge, 1994 e *Shinouzuka*, terremoto di Kobe, 1995) a cui si rifanno la normativa americana *Hazus* e la corrispondente europea *Risk-UE*. Il pregio di questi metodi è quello di fornire realistiche indicazioni riguardo la performance sismica del manufatto con un onere computazionale praticamente nullo, qualora si disponga di un buon numero di informazioni sulle caratteristiche della struttura.

Nel caso in cui invece non sia disponibile una raccolta dati consistente, come per il territorio italiano, è necessario utilizzare un approccio di tipo analitico, il quale richiede di realizzare, per ogni singolo manufatto, un modello strutturale con il quale ottenere le informazioni cercate. In questo caso i dati necessari relativi alla risposta sismica della struttura, si possono ricavare mediante diversi tipi di analisi: analisi elastiche con spettro, analisi statiche non lineari (push-over), molto utilizzate in questi ultimi anni per limitare i tempi computazionali (*Shinouzuka et al.*, 2000), e analisi dinamiche non lineari in time history (*Karim*, 2001, *Choi*, 2003, *DesRoches et al.*, 2006), utilizzate in questa trattazione. Queste ultime sono le più affidabili, tuttavia richiedono un onere computazionale maggiore rispetto alle precedenti, specialmente se si prendono in considerazione modelli strutturali tridimensionali.

Si riporta di seguito una breve trattazione sulla costruzione delle curve di fragilità secondo i metodi empirici e secondo quelli analitici basati su un'analisi dinamica non lineare in time History.

### 3.1 Curve di fragilità empiriche: Metodo Risk-UE

Questa procedura prende spunto dal sistema americano di gestione delle infrastrutture *Hazus* ed ha lo scopo di ottenere le curve di fragilità di un ponte specifico utilizzando una serie disponibile di dati senza dover ricorrere a complesse analisi strutturali. Essendo la capacità strutturale e la richiesta sismica delle variabili aleatorie che si adattano ad una distribuzione normale o log-normale, come sottolineato nel paragrafo precedente, per il teorema del limite centrale, il loro punto d'intersezione è rappresentabile con una distribuzione di tipo log-normale. Considerando tale rappresentazione si può ottenere la funzione di densità di probabilità cumulativa che si identifica con la curva di fragilità. Per identificare tale curva sono necessari due parametri: il valore medio (valore con probabilità di accadimento del 50%) e la



deviazione standard. La funzione che descrive la probabilità cumulativa ha la forma seguente:

$$F(S_a) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_c} \ln \left( \frac{S_a}{A_l} \right) \right] \quad \text{eq. 3.1}$$

dove

- $\Phi$  è la funzione di distribuzione log-normale;
- $S_a$  è l'accelerazione spettrale;
- $A_l$  è la media dell'accelerazione spettrale necessaria per ottenere il livello di danno richiesto;
- $\beta_c$  è la deviazione standard che incorpora tutti gli aspetti di incertezza e casualità della richiesta, [Mander, 1999, lo fissa pari a 0,6].

Nel metodo Risk – UE lo sviluppo delle curve di fragilità per la valutazione della vulnerabilità di un ponte è basato su tre tipi di dati:

1. dati relativi alle caratteristiche geometriche – strutturali del ponte e della sua collocazione geografica;
2. dati sul sisma atteso per il sito di collocazione del ponte considerato;
3. informazioni sul tipo di suolo dove poggia la struttura.

Per facilitare la costruzione delle curve, preventivamente si ha una suddivisione dei ponti in diverse categorie in funzione della tipologia e delle caratteristiche geometricostrutturali, secondo la tabella seguente:

Material	Column bent type	Span continuity	Design	Category
All	Single Span	-	Conventional	1
			Seismic	2
Concrete bridges	Single	Simple Support	Conventional	3
			Seismic	4
		Continuous	Conventional	5
			Seismic	6
	Multiple	Simple Support	Conventional	7
			Seismic	8
Continuous	Conventional	9		
	Seismic	10		
Steel bridges	Multiple	Simple Support	Conventional	11
			Seismic	12
	All	Continuous	Conventional	13
			Seismic	14
	Other		15	

Tab. 3.1 Suddivisione Risk – UE dei ponti in relazione alle caratteristiche geometrico – strutturali [manuale Risk – UE]

La costruzione della curva di uno specifico ponte avviene attraverso l'adattamento della curva riferita ad un *ponte standard*, ovvero ad un ponte abbastanza lungo da poter trascurare gli effetti tridimensionali. Per ciascuno dei ponti standard individuati dalla suddivisione precedente vengono individuate le medie delle accelerazioni spettrali a 1 secondo [ $S_a(1s)$ ] necessarie ad individuare i diversi livelli di danno: questi valori, poi, vengono modificati per ciascun ponte specifico con l'utilizzo di fattori che tengono conto delle caratteristiche e della collocazione del ponte oggetto di studio. I fattori che entrano in gioco sono:

- $K_{skew} = \sqrt{\sin \alpha_{skew}}$  considera la sgambatura del ponte valutata in pianta;
- $K_{shape} = 2.5 \cdot S_a(1.0) / S_a(0.3)$  considera il sito dove è collocata la struttura: le accelerazioni spettrali vengono ricavate dallo spettro di riferimento;
- $K_{3d} = f(N)$  considera gli effetti tridimensionali e dipende dal numero N di campate del ponte.

I valori dei fattori e delle medie modificate per la costruzione delle curve relative ad un ponte specifico sono riportati nella tabella seguente:

Skew angle ( $K_{skew}$ )	3-dimensional arch action in the deck ( $K_{3D}$ )						
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7
$\sqrt{\sin(90-\alpha)}$	$1 + \frac{0.25}{N-1}$	$1 + \frac{0.33}{N}$	$1 + \frac{0.33}{N-1}$	$1 + \frac{0.33}{N-1}$	$1 + \frac{0.05}{N}$	$1 + \frac{0.20}{N-1}$	$1 + \frac{0.10}{N}$

Typology	Damage state			
	Minor	Moderate	Extensive	Complete
Category	Median SA at 1.0 s (g) with $\beta=0.6$			
1-2	$0.8 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$1.0 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.2 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.7 \times K_{skew} \times EQ1$
3	0.25	$0.35 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.45 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.70 \times K_{skew} \times EQ1$
4	0.50	$0.80 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.70 \times K_{skew} \times EQ1$
5	0.35	$0.45 \times K_{skew} \times EQ2$	$0.55 \times K_{skew} \times EQ2$	$0.80 \times K_{skew} \times EQ2$
6	0.60	$0.90 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.30 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.60 \times K_{skew} \times EQ3$
7	0.25	$0.35 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.45 \times K_{skew} \times EQ1$	$0.70 \times K_{skew} \times EQ1$
8	0.50	$0.80 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.70 \times K_{skew} \times EQ1$
9	$0.60 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.90 \times K_{skew} \times EQ2$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ2$	$1.50 \times K_{skew} \times EQ2$
10	$0.90 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.90 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.50 \times K_{skew} \times EQ3$
11	0.25	$0.35 \times K_{skew} \times EQ4$	$0.45 \times K_{skew} \times EQ4$	$0.70 \times K_{skew} \times EQ4$
12	0.50	$0.80 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ1$	$1.70 \times K_{skew} \times EQ1$
13	$0.75 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.75 \times K_{skew} \times EQ5$	$0.75 \times K_{skew} \times EQ5$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ5$
14	$0.90 \times \min\left(1; 2.5 \times \frac{SA(1.0)}{SA(0.3)}\right)$	$0.90 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.10 \times K_{skew} \times EQ3$	$1.50 \times K_{skew} \times EQ3$
15	0.80	1.00	1.20	1.70

Tab. 3.2 Valori dei fattori e delle medie modificate per la costruzione delle curve di fragilità secondo il metodo Risk – UE [manuale Risk – UE]

Quindi, in conclusione, per la costruzione delle curve secondo questo metodo sono necessari i seguenti passaggi:

- individuazione delle caratteristiche del ponte, vale a dire localizzazione, tipologia strutturale secondo le classi sopra definite, numero di campate (N), angolo di incidenza ( $\alpha_{skew}$ ), larghezza dell'impalcato (W), lunghezza totale (L), lunghezza massima della campata (Lmax);
- valutazione del tipo di suolo del sito dove è situata la struttura per la costruzione dello spettro di risposta, e individuazione delle accelerazioni spettrali a  $t = 1,0s$  e  $t = 0,3s$ ;
- calcolo dei fattori del ponte specifico e delle medie modificate rispetto ai ponti standard;
- ottenimento delle curve di fragilità per ciascun livello di danno assumendo una deviazione standard pari a 0,6.

I livelli di danno (*performance level*, PL) sono sostanzialmente quattro: *Minor*, *Moderate*, *Extensive*, *Complete*. La descrizione di ciascun livello è riportata qui di seguito:

Damage States	Description
No Damage (N)	No damage to a bridge.
Slight/Minor Damage (S)	Minor cracking and spalling to the abutment, cracks in shear keys at abutments, minor spalling and cracks at hinges, minor spalling at the column (damage requires no more cosmetic repair) or minor cracking to the deck.
Moderate Damage (M)	Any column experiencing moderate cracking and spalling (column structurally still sound), any connection having cracked shear keys or bent bolts, or moderate settlement of the approach.
Extensive Damage (E)	Any column degrading without collapse (column structurally unsafe), any connection losing some bearing support, or major settlement of the approach.
Complete Damage (C)	Any column collapsing and connection losing all bearing support, which may lead to imminent deck collapse.

Tab. 3.3 Descrizione dei livelli di danno (PL) per un ponte fornita dal metodo Hazus e ripresa dal metodo Risk – UE

Le curve di fragilità ottenute con questo metodo hanno un andamento del tipo

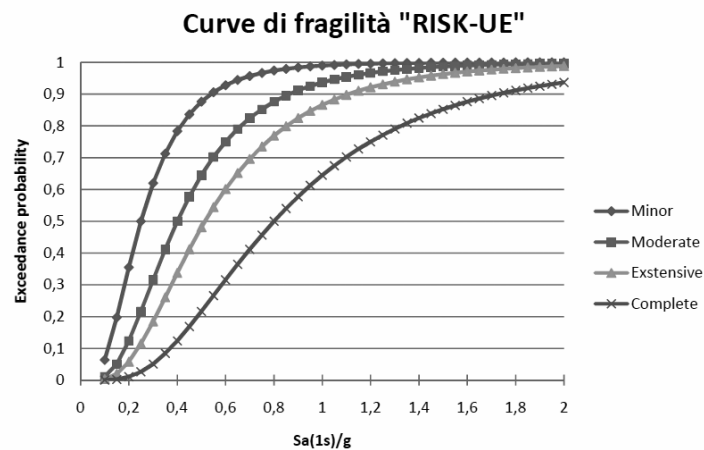


Fig. 3.2 Esempio di curve di fragilità ottenute con il metodo Risk – UE

## 3.2 Curve di fragilità analitiche

### 3.2.1 Definizione degli indici di danno

Per la costruzione delle curve di fragilità con i metodi analitici è importante definire al meglio una funzione di danno, infatti, se per i metodi empirici si utilizza una descrizione qualitativa per i limiti di danno (PL), per quelli analitici è necessario utilizzare un approccio quantitativo, associando a ciascun livello di danno un dato valore numerico. I parametri che maggiormente vengono presi in considerazione per

definire il danneggiamento strutturale dal punto di vista quantitativo sono la *duttilità richiesta* e *l'energia dissipata plasticamente*. In entrambi i casi, si procede associando al collasso della struttura un prefissato valore di duttilità o di energia dissipata plasticamente. In questo modo, noti i risultati dell'analisi, dalla valutazione di uno fra i due parametri sopra citati, è possibile stabilire se il collasso avvenga o meno.

In molti studi presenti in letteratura, e anche in questa trattazione, per la definizione del danno si prende in considerazione la duttilità cinematica:

$$D = \mu_s = \frac{x_{\max}}{x_y} \quad \text{eq. 3.2}$$

dove:

- $x_{\max}$  rappresenta il massimo spostamento raggiunto del punto di controllo, che nel caso in esame di pila da ponte coincide con il punto in sommità, durante l'escursione ciclica;
- $x_y$  rappresenta lo spostamento del punto di controllo in corrispondenza delle raggiungimento della condizione di snervamento della pila.

Un problema complesso è quello di definire i livelli intermedi di danneggiamento: tale problematica, essendo connessa all'applicazione di metodi di identificazione strutturale non lineare su strutture esistenti, va collegata con l'analisi del danno subito da ponti reali, facendo riferimento, quindi, a database ricavati a partire da osservazioni in sito dopo l'evento sismico. In diversi studi americani, basati su pile in calcestruzzo armato costruite con modalità autoctone, si è cercato di definire i diversi livelli di danno cercando di creare una corrispondenza con i livelli descrittivi di danno *Hazus*, che rispecchiano quelli del metodo *RISK-UE* (per esempio *Choi, 2002*):

Definition of damage states for bridge components

Damage state	Slight damage	Moderate damage	Extensive damage	Complete damage
Columns ( $\mu$ )	$1.0 < \mu < 2.0$	$2.0 < \mu < 4.0$	$4.0 < \mu < 7.0$	$7.0 < \mu$
Steel bearings ( $\delta$ , mm)	$1 < \delta < 6$	$6 < \delta < 20$	$20 < \delta < 40$	$40 < \delta$
Expansion bearings ( $\delta$ , mm)	$\delta < 50$	$50 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$
Fixed dowels ( $\delta$ , mm)	$8 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
Expansion dowels ( $\delta$ , mm)	$\delta < 30$	$30 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$

Tab. 3.4 Stati limite in funzione della duttilità cinematica per le componenti di un ponte, in particolare sono evidenziati quelli relativi alle pile [Choi 2002]

Le pile del ponte sono la componente della struttura maggiormente vulnerabile dal punto di vista sismico, per tale ragione in questo elaborato, si è scelto di basare l'analisi sismica globale del ponte su quella delle pile, correlando il grado di danneggiamento dell'intera struttura a quella di ciascuna singola pila.

Data la differenza fra le tecniche di costruzione italiane e quelle americane, e per la carenza in Italia di raccolte dati relativi ai ponti, non è semplice determinare i valori con i quali definire gli stati limite di danno delle pile dei ponti italiani.

In questo lavoro di tesi, come per i precedenti sui quali si basa, si è scelto di riferirsi ai valori di duttilità riportati nella precedente tabella, corrispondenti a livelli crescenti di duttilità in curvatura della sezione critica della pila.

Lo schema statico assunto per la valutazione dello spostamento della sommità della pila è di tipo *a mensola* quando l'appoggio in sommità della pila è costituito da una cerniera, di tipo *a telaio* (doppio incastro) quando in sommità della pila è presente un traverso rigido lungo la direzione del carico.

I valori di danno utilizzati per le analisi svolte in questo elaborato sono:

$D_1$  [PL1]:  $\mu = 1$  —→ Danno lieve;

$D_2$  [PL2]:  $\mu = 2$  —→ Danno moderato;

$D_3$  [PL3]:  $\mu = 4$  —→ Danno esteso;

$D_4$  [PL4]:  $\mu = 7$  —→ Danno completo.

Il livello di danno da verificare durante l'analisi è legato all'importanza del ponte, vale a dire al ruolo che svolge nel mantenimento del sistema viario a seguito di un sisma. I ponti di fondamentale importanza, quelli che devono assicurare il mantenimento della viabilità anche in condizioni di emergenza dopo un terremoto, devono essere tali da subire solo un danno lieve che non ne comprometta l'utilizzo, gli altri ponti invece, possono subire anche un livello di danno maggiore, evitando in ogni caso il collasso strutturale.

### 3.2.2 Analisi Dinamica non lineare in Time History: Metodo 1

Il primo metodo qui considerato per la costruzione delle curve di fragilità di tipo analitico, fa riferimento alla procedura proposta da Monti e Nisticò (*Monti et al.* 2002). Le curve di fragilità, secondo il suddetto metodo, sono considerate come distribuzioni cumulate condizionate che esprimono la probabilità di uguagliamento o superamento del livello prestazionale PL predefinito in funzione di un parametro che tiene conto dell'intensità del terremoto considerato.

Come già riportato nel precedente paragrafo, la costruzione di una curva di fragilità richiede la definizione di una *funzione di danno*  $D$ , che nel caso di questo elaborato coincide con la duttilità cinematica. La risposta della struttura dipende dalle quantità meccaniche che la caratterizzano, essendo queste di valore incerto, la funzione di danno è da considerarsi una funzione random dell'accelerazione  $a$  in corrispondenza della quale viene valutato il livello di danno. Solitamente per queste analisi l'accelerazione è assunta pari alla massima accelerazione prevista al suolo per il sito in esame, vale a dire la PGA (peak ground acceleration). Definito il modello meccanico  $G$  della struttura, o come in questo caso dell'elemento che ne caratterizza la vulnerabilità, ed indicate con  $p$  le proprietà di base dei parametri random che ne definiscono la risposta alla sollecitazione sismica, la funzione di danno si esprime come

$$D = D(G(p); S_a | a) \quad \text{eq. 3.3}$$

essendo  $S_a$  lo spettro di risposta considerato.

La *fragilità*  $P_{f,PL}$  esprime la probabilità che la funzione di danno  $D$  ecceda un predeterminato livello prestazionale, od indice di danno,  $d_{PL}$ , in funzione dell'accelerazione  $a$  :

$$P_{f,PL}(a) = \Pr[D(G(p); S_a | a) > d_{PL}] = \quad \text{eq. 3.4}$$

$$P_{f,PL}(a) = \int_{D(a) > d_{PL}} f_D(d | a) dd \quad \text{eq. 3.5}$$

Per ogni valore dell'accelerazione  $a$  per la quale viene svolta l'analisi, il punto sulla curva di fragilità corrispondente ad ogni prestabilito livello di danno  $d_{PL}$ , si determina secondo il seguente procedimento:

- si stimano la media e la varianza delle proprietà  $p$  degli  $n$  parametri random e le si descrive con opportune funzioni di densità di probabilità (*pdf*);
- si discretizza ciascuna pdf in  $m$  intervalli  $\Delta p_i^k$  i cui valori centrali  $p_i^k$  hanno probabilità di occorrenza uguale a  $f_{p_i}(p_i^k) \Delta p_i^k$ ;
- si seleziona la  $k$  – esima combinazione  $p^k$  degli  $i = 1 \dots n$  parametri, si calcola poi la probabilità di occorrenza di tale combinazione come

$$\prod_{i=1}^n f_{p_i}(p_i^k) \Delta p_i^k \quad \text{eq. 3.6}$$

- si esegue l'analisi della struttura mediante il modello meccanico  $G$  e si calcola il danno come definito in precedenza;
- si identifica la funzione di densità di probabilità  $pdf$  del danno  $f_D(d|a)$  attraverso una funzione a due parametri, stimando media e varianza come:

$$E[D] = \sum_{k=1}^{m^n} d_k \left[ \prod_{i=1}^n f_{p_i}(p_i^k) \Delta p_i^k \right] \quad \text{eq. 3.7}$$

$$\text{Var}[D] = \sum_{k=1}^{m^n} (d_k - E[D])^2 \left[ \prod_{i=1}^n f_{p_i}(p_i^k) \Delta p_i^k \right] \quad \text{eq. 3.8}$$

dove la distribuzione adottata è di tipo log-normale (come si trova in letteratura), ma il metodo è generale e può essere impiegata qualsiasi distribuzione;

- si risolve numericamente l'integrale

$$\int_{D(a) > d_{PL}} f_D(d|a) dd \quad \text{eq. 3.9}$$

dove l'estremo inferiore di integrazione, per ciascun  $PL$ , è dato dal corrispondente valore di duttilità  $\mu$ .

Le curve di fragilità costruite con il metodo sopra descritto permettono di valutare la probabilità che una data pila raggiunga o superi un predeterminato livello di danno in funzione di una certa accelerazione  $a$ . La probabilità invece di superamento di un  $PL$  per un ponte costituito da  $N$  pile, può essere valutata con la seguente relazione, nell'ipotesi di indipendenza di tutte le pile:

$$P_{f,PL\text{ sistema}} = 1 - \prod_{Pila=1}^N (1 - P_{f,PL\text{ pila}}(a)) \quad \text{eq. 3.10}$$

L'ipotesi di indipendenza di ciascuna pila è valida per ponti a campate appoggiate, per i quali ogni pila può essere schematizzata con un sistema indipendente ad un grado di libertà. Non è valida invece per ponti continui nei quali l'impalcato accoppia la risposta delle pile in funzione della sua rigidità: in questo caso si può definire la rottura del sistema quando avviene la rottura della prima pila, ipotesi largamente accettata poiché la pila è considerato l'elemento più vulnerabile del ponte e solitamente arriva a rottura sempre prima dell'impalcato. In questo caso quindi, con il sistema considerato "in serie" (Melchers, 1999), vale a dire quando la crisi dell'intero sistema è definita dalla rottura della prima pila, allora è possibile definire un intervallo entro il quale si trova la probabilità di fallimento della struttura, definito dai seguenti limiti:



$$\max_{i=1}^n [P_{f,PLpila}] \leq P_{f,PLsistema} \leq 1 - \prod_{Pila=1}^N (1 - P_{f,PLpila}(a)) \quad \text{eq. 3.11}$$

dove il limite inferiore corrisponde alla probabilità di superamento di un certo PL per un sistema in cui le componenti sono totalmente dipendenti, mentre il limite superiore corrisponde alla probabilità di superamento di un certo PL per un sistema con componenti indipendenti (sistema isostatico), come visto in precedenza.

Si riporta un esempio di curva di fragilità costruita con il metodo illustrato. Definito il livello di danno PL1, eseguendo l'analisi per ciascuna combinazione degli n parametri, si ottiene un punto della curva per ogni valore di accelerazione considerato. In questo esempio i valori di PGA utilizzati per l'analisi sono 6 [0.1g; 0.2g; 0.3g; 0.4g; 0.5g; 0.6g] e pertanto la curva di fragilità relativa al livello di danno PL1 viene definita da 6 punti. Effettuando tale procedura per distribuzioni di danno relative ad un maggior numero di valori di accelerazione, si ottengono più punti per descrivere l'andamento delle curve stesse, aumentando così la precisione del risultato.

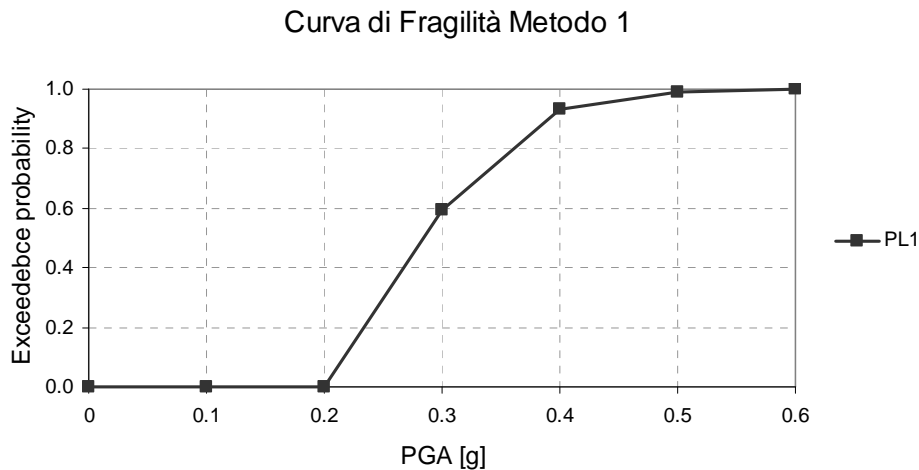


Fig. 3.3 Esempio di curva di fragilità costruita con il Metodo 1

### 3.2.3 Analisi Dinamica non lineare in Time History: Metodo 2

La distribuzione che meglio si adatta a descrivere la domanda sismica, come riportato in numerosi studi presenti in letteratura, è la distribuzione *log-normale*.

Noti i valori che definiscono la risposta massima dell'elemento considerato, espressi in questa trattazione sotto forma di duttilità cinematica, al variare della domanda sismica generalmente quantificata attraverso il parametro *IM* (*Intensity*

*Measure*) che rappresenta l'accelerazione di picco al suolo (*PGA*), è possibile definire la *domanda sismica media* con una legge del tipo:

$$S_d = IM^B e^A \quad \text{eq. 3.12}$$

La precedente relazione può essere rappresentata in un piano bi-logaritmico da una retta dalla seguente equazione:

$$\ln(S_d) = A + B \ln(IM) \quad \text{eq. 3.13}$$

Questa retta corrisponde alla retta di regressione lineare dei valori che si ottengono dall'analisi disposti sul piano bi-logaritmico  $\ln(IM)-\ln(S_d)$ .

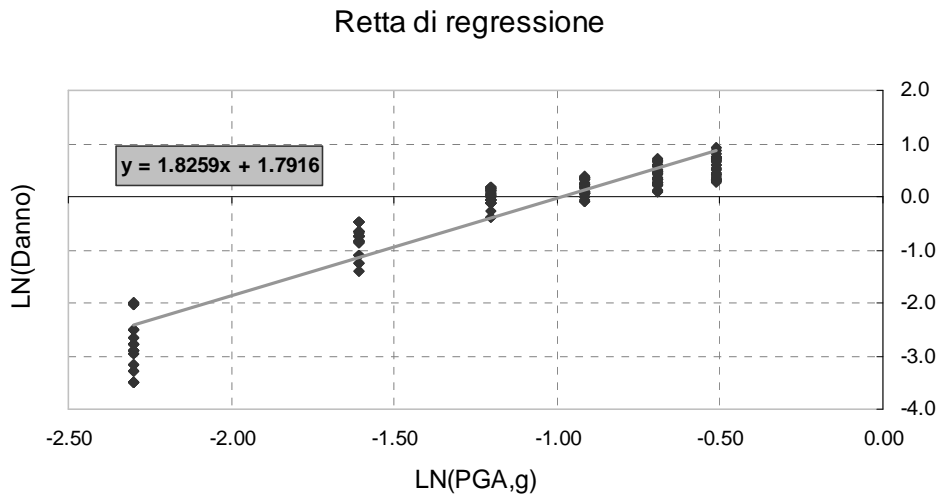


Fig. 3.4 Esempio di retta di regressione costruita per lo sviluppo delle curve di fragilità con il metodo 2

Definiti i coefficienti *A* e *B* e dopo aver calcolato la deviazione standard dei valori di domanda sull'intero insieme di dati, considerando gli scarti rispetto alla retta di regressione che rappresenta la domanda media, la curva di fragilità diventa una semplice distribuzione cumulata log-normale, nella quale la probabilità

$$P_{f,PL}(a) = \Pr[D > d_{PL} | a] \quad \text{eq. 3.14}$$

si ottiene risolvendo numericamente l'integrale

$$\int_{D(a) > d_{PL}} f_D(d|a) dd \quad \text{eq. 3.15}$$

La funzione di densità di probabilità del danno  $f_D$  che compare nell'ultima relazione, è data dalla seguente distribuzione log-normale

$$f_D(d) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\varepsilon d} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln d - \lambda}{\varepsilon}\right)^2\right] \quad \text{eq. 3.16}$$

dove

- $\lambda = A + B \ln(IM)$  rappresenta il valore medio valutato sulla retta di regressione in corrispondenza di ciascun valore di IM;
- $\varepsilon$  rappresenta la dispersione calcolata come descritto in precedenza.

Si riporta un esempio di curva di fragilità costruita con il metodo esposto:

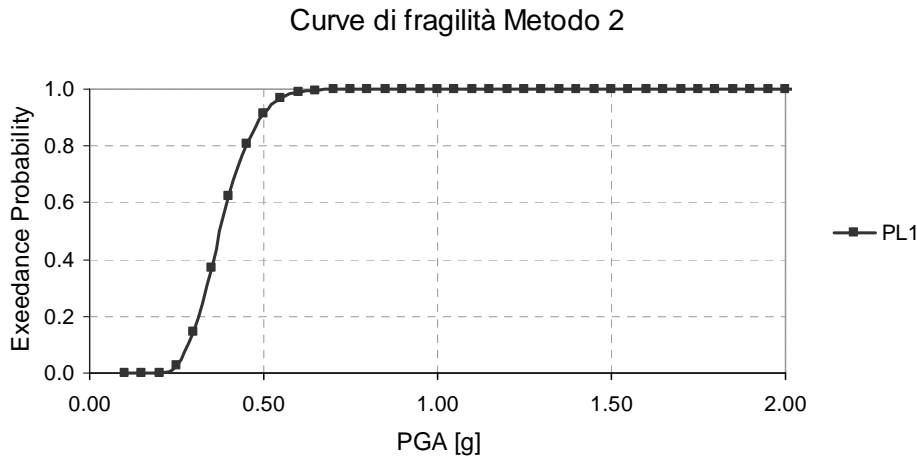


Fig. 3.5 Esempio di curva di fragilità costruita con il Metodo 2

La curva riportata in questo esempio è stata ottenuta per lo stesso campione di dati dell'esempio precedente riferito alla curva di fragilità ottenuta con il metodo 1, quindi eseguendo le analisi dinamiche non lineari per 6 valori di PGA (0.1g; 0.2g; 0.3g; 0.4g; 0.5g; 0.6g).

Rispetto al metodo precedente si può osservare in questo caso come pur avendo a disposizione un numero limitato di valori di PGA, nello specifico 6, risulta possibile andare ad estrapolare la probabilità di superamento della soglia di danno per un qualsiasi valore di accelerazione, senza ulteriori analisi aggiuntive. Con lo stesso numero di analisi effettuate, il metodo 2 permette pertanto di ottenere risultati ben più attendibili rispetto a quelli che si possono ottenere con il metodo 1.

Da sottolineare che, anche in questo caso, il metodo descritto è da riferirsi alla costruzione delle curve di fragilità per la singola pila, per la costruzione delle curve di

fragilità dell'intero ponte valgono invece le stesse considerazioni effettuate nel paragrafo precedente per il metodo 1.

### 3.2.3.1 La distribuzione Normale e Log-normale

Nei metodi di costruzione delle curve di fragilità fin qui descritti si è più volte fatto riferimento alla distribuzione di probabilità di tipo *normale* e *log-normale*. In questo paragrafo si procede con una breve descrizione dei due tipi di distribuzione di probabilità.

Quando ci si riferisce ad una *variabile aleatoria* si intende è una variabile che può assumere valori diversi in dipendenza da qualche fenomeno casuale. Nella valutazione della vulnerabilità sismica di una struttura, così come per l'analisi di molti altri fenomeni, si assegna un preciso valore a grandezze che in realtà hanno un carattere aleatorio, ossia possono assumere diversi valori all'interno di un più o meno esteso spazio campionario (insieme dei valori che ciascuna variabile può assumere). Le principali variabili che entrano in gioco nell'analisi sismica di una struttura riguardano le proprietà meccaniche dei materiali e le caratteristiche della sollecitazione attesa. Ne consegue che anche i risultati delle analisi, in questo caso la funzione di danno, sono di tipo aleatorio. Ad ogni variabile aleatoria  $X$  si associa una distribuzione, o legge di probabilità  $P_x$ , che assegna ad ogni sottoinsieme dell'insieme dei possibili valori di  $X$  la probabilità che la variabile casuale assuma valore in esso. Per variabili aleatorie a valori reali, la legge di probabilità della variabile casuale  $X$  è individuata univocamente dalla sua funzione di ripartizione, definita come

$$F(x) = P(X \leq x) \qquad \text{eq. 3.17}$$

Quando la variabile casuale  $X$  è discreta, cioè l'insieme dei possibili valori è finito o numerabile, è definita anche la funzione di probabilità discreta

$$p(x) = P(X = x) \qquad \text{eq. 3.18}$$

se la variabile casuale è continua, cioè l'insieme dei possibili valori ha la potenza del continuo, è definita anche la funzione di densità di probabilità, cioè la funzione  $f$  non negativa tale per cui

$$P(X \in A) = \int_A f(x) dx \qquad \text{eq. 3.19}$$

essendo  $A$  un sottoinsieme dello spazio dei possibili valori di  $X$ . La distribuzione *normale* o *gaussiana* è la più importante distribuzione di probabilità di variabili continue, in quanto permette di ottenere delle approssimazioni di probabilità per molte altre distribuzioni e ben si presta ad approssimare numerose distribuzioni di probabilità discrete. La distribuzione normale è alla base dell'inferenza statistica classica in virtù del *teorema del limite centrale*, tale teorema afferma infatti che la media di un grande numero di variabili aleatorie indipendenti e dotate della stessa distribuzione è approssimativamente normale, indipendente dalla distribuzione sottostante. La distribuzione normale è caratterizzata dalla seguente funzione di densità di probabilità:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) \text{ con } -\infty < x < \infty \quad \text{eq. 3.20}$$

dove  $\mu$  è il *valore atteso* e  $\sigma^2$  è la *varianza*. Il grafico risultante è simmetrico e campanulare, caratterizzato per il fatto che il massimo viene raggiunto in corrispondenza del valore atteso  $\mu$ .

La distribuzione log-normale è la distribuzione di probabilità di una variabile aleatoria  $X$  il cui logaritmo  $\log X$  segue una distribuzione normale. La funzione di densità di probabilità associata ad una distribuzione log-normale è

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right) \text{ con } 0 < x < \infty \quad \text{eq. 3.21}$$

Il valore atteso della distribuzione log-normale è dato da

$$E(X) = e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}} \quad \text{eq. 3.22}$$

la varianza da

$$\text{Var}(X) = e^{2\mu + 2\sigma^2} (e^{\sigma^2} - 1) \quad \text{eq. 3.23}$$

È da notare che i parametri di una distribuzione log-normale sono  $\mu$  e  $\sigma^2$ , che sono la media e la varianza della variabile aleatoria normale  $W = \ln(X)$ , da non confondere con la media e la varianza di  $X$ , date dalle espressioni sopra riportate.

Spesso capita di disporre della media e della varianza della variabile aleatoria  $X$  ( $E(X), \text{Var}(X)$ ), quindi per poter descrivere la distribuzione log-normale è necessario risolvere un sistema lineare di due equazioni in due incognite per ottenere la media e la varianza di  $\ln(X)$ :

$$\sigma^2 = \ln \left[ \frac{\text{Var}(X)}{E(X)^2} + 1 \right] \quad \text{eq. 3.24}$$

$$\mu = \ln(E(X)) - \frac{1}{2} \sigma^2 \quad \text{eq. 3.25}$$

A titolo illustrativo si riportano di seguito i grafici della funzione di densità di probabilità utilizzati per descrivere le distribuzioni della resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato e della resistenza a snervamento dell'acciaio delle armature longitudinali. Come riportato in letteratura, la resistenza del calcestruzzo è meglio descritta da una distribuzione probabilistica di tipo normale (Melchers, 1999), mentre la resistenza a snervamento dell'acciaio da una distribuzione probabilistica lognormale (Mirza e MacGregor, 1979, Melchers, 1979).

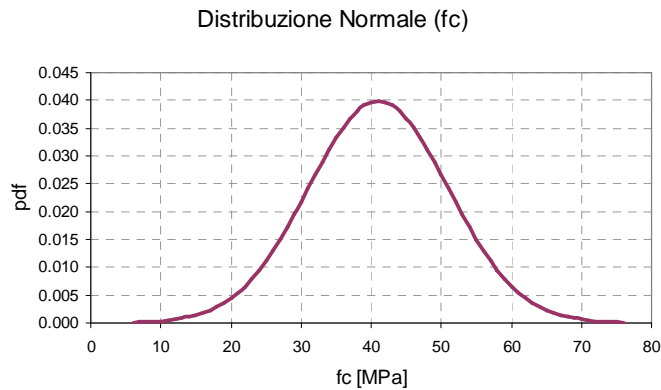


Fig. 3.6 Rappresentazione grafica della distribuzione probabilistica normale adottata per la resistenza a compressione  $f_c$  di un calcestruzzo di classe C25/30

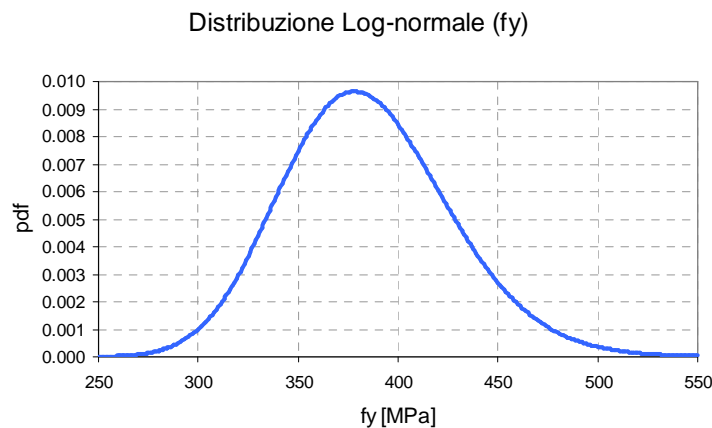


Fig. 3.7 Rappresentazione grafica della distribuzione probabilistica lognormale adottata per la resistenza a snervamento di un acciaio da armatura FeB32K

## 4 Modelli di resistenza a taglio di elementi in c.a.

### 4.1 Sollecitazione di Taglio

#### 4.1.1 Generalità

La sollecitazione di taglio agisce sempre in combinazione con un momento flettente producendo degli stati di tensione biassiali, con tensioni principali di trazione ortogonali a quelle di compressione. Tali tensioni principali variano in intensità e direzione da punto a punto, rendendo difficile per gli elementi in c.a. la determinazione della condizione di passaggio dallo stato I (sezioni trasversali non fessurate) agli stati II e III. Appena si verificano lesioni da trazione, si produce una rilevante redistribuzione delle tensioni interne, le cui conseguenze possono essere calcolate con difficoltà. Le tensioni principali risultano ripartite secondo la statica nelle componenti di tensione  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ . E' bene rilevare a tal riguardo che la tensione tangenziale  $\tau_{xy}$  si ottiene per il fatto che il sistema di coordinate è generalmente assunto con l'asse x parallelo all'asse della trave, in realtà agiscono solamente le tensioni principali di trazione e di compressione,  $\sigma_I$  e  $\sigma_{II}$ .

Quando la sezione si trova in stato I l'andamento delle tensioni può essere determinato attraverso le note relazioni della scienza della costruzioni, infatti, per bassi valori di carico, il comportamento dei materiali è elastico lineare e la sezione trasversale risulta interamente reagente. In queste ipotesi le tensioni normali  $\sigma_x$  presentano andamento a farfalla, mentre le tensioni tangenziali  $\tau_{xy}$  hanno andamento parabolico annullandosi in corrispondenza del lembo superiore ed inferiore della sezione. Per lo stato biassiale presente vale secondo *Mohr*

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \text{eq. 4.1}$$

La direzione di  $\sigma_I$  è data da

$$\tan 2\varphi = \frac{2 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{eq. 4.2}$$

Le tensioni normali  $\sigma_y$  possono essere generalmente trascurate in quanto si formano dove sono applicati i carichi esterni e raggiungono valori rilevanti solo con carichi concentrati, in tal caso le precedenti relazioni diventano

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \text{eq. 4.3}$$

$$\tan 2\varphi = \frac{2 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_x} \quad \text{eq. 4.4}$$

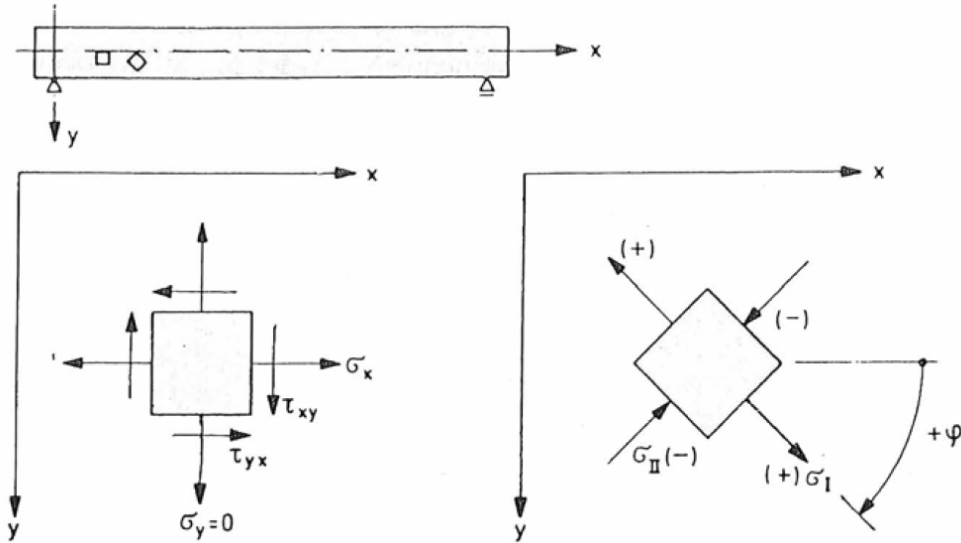
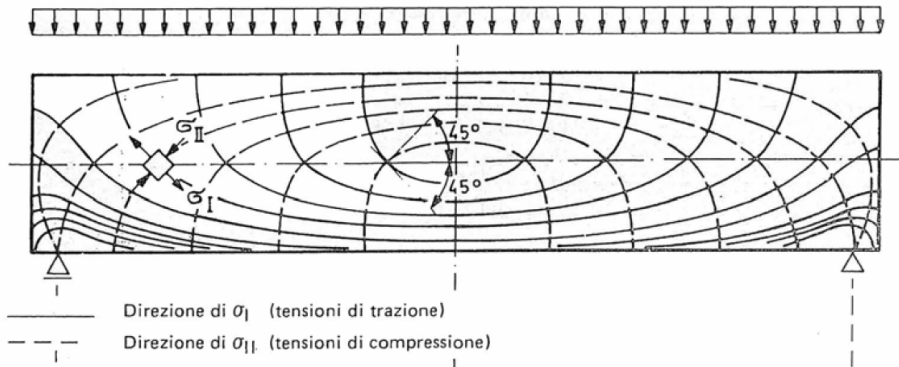


Fig. 4.1 Determinazione delle tensioni e dell'angolo di inclinazione  $\varphi$  per uno stato di tensione piano (Leonhardt [1])

In corrispondenza dell'asse neutro ( $\sigma_x = 0$ ) le tensioni principali sono inclinate di  $45^\circ$  rispetto all'asse longitudinale e valgono in modulo quanto le tensioni tangenziali.





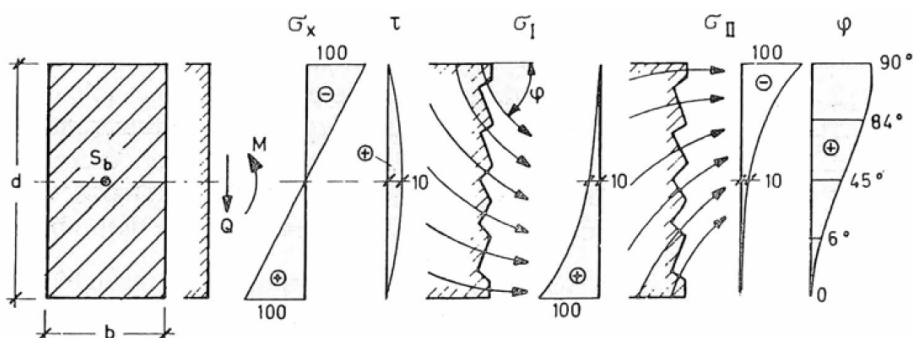


Fig. 4.2 Tensioni principali e la loro direzione per una sezione trasversale rettangolare con flessione semplice con forza di taglio positiva (Leonhardt [1])

Il passaggio dallo stato I al II avviene quando la tensione principale di trazione raggiunge la resistenza a trazione del materiale  $f_t$ , da questa condizione pertanto è possibile ricavare la forza di taglio che corrisponde al passaggio tra i due stati  $V_{cw}$  :

$$V_{cw} = v_{cw} A_w \quad \text{eq. 4.5}$$

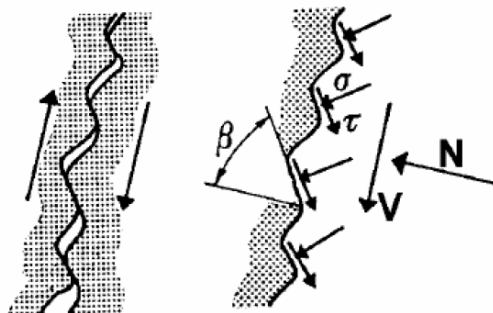
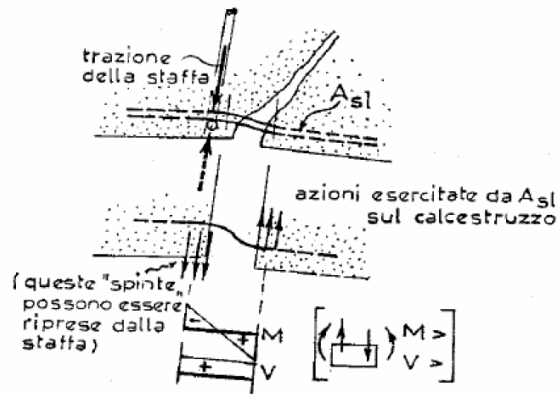
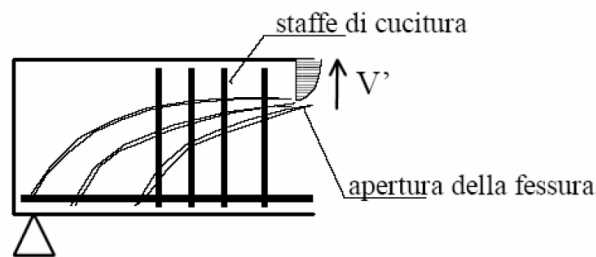
con

$$v_{cw} = f_t \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_t}} \quad \text{eq. 4.6}$$

$A_w$  identifica l'effettiva area di taglio della sezione trasversale. Nella precedente relazione è stato considerato il modulo della tensione normale  $\sigma_x$ .

Nel passaggio allo stato II, tra la posizione dell'asse neutro e l'armatura tesa, considerando il calcestruzzo non reagente a trazione, si ottiene uno stato biassiale di tensione costante (pari a  $\tau_{xy}$ ). Si osservi come tale distribuzione delle tensioni sia in contrasto con l'assunzione che il calcestruzzo non lavori a trazione, e pertanto come non possa essere equilibrata in assenza di un'armatura metallica atta a sopportare le tensioni principali di trazione. D'altra parte è dimostrato che anche elementi privi di questa armatura sono in grado di garantire una certa resistenza a taglio per effetto della presenza di meccanismi resistenti secondari che si sviluppano nel calcestruzzo, in particolare si tratta di meccanismi resistenti identificati rispettivamente come effetto *corrente compresso*, effetto *bietta* o *spinotto*, effetto *ingranamento*, effetto *pettine* e l'effetto *manicotto*. L'effetto *corrente compresso* rappresenta la resistenza a taglio offerta dalla zona compressa della trave che, essendo non fessurata, è in grado di assorbire una certa componente di sforzo tangenziale. L'effetto *bietta* o *spinotto* è il contributo dovuto alle barre di armatura longitudinale che attraversano le fessure da taglio. Queste barre intervengono nel meccanismo resistente opponendosi allo scorrimento delle due facce della fessura grazie alla loro resistenza flessionale.

L'effetto *ingranamento* identifica il meccanismo che concorre a sopportare lo sforzo di taglio per la forza di attrito che nasce fra le due superfici di frattura quando queste tendono a scorrere l'una rispetto all'altra. L'effetto *pettine* è un altro contributo di resistenza al taglio che deriva dall'incastro dei denti di calcestruzzo, che si formano fra fessure successive, nella zona del corrente compresso. Tali denti, comportandosi come mensole incastrate hanno la possibilità di assorbire forze di presso flessione ed anche di taglio. Infine l'effetto *manicotto*, simile all'effetto *bietta*, è il contributo rappresentato dalla resistenza al taglio dell'area di calcestruzzo che avvolge ed è solidale con l'armatura longitudinale tesa.



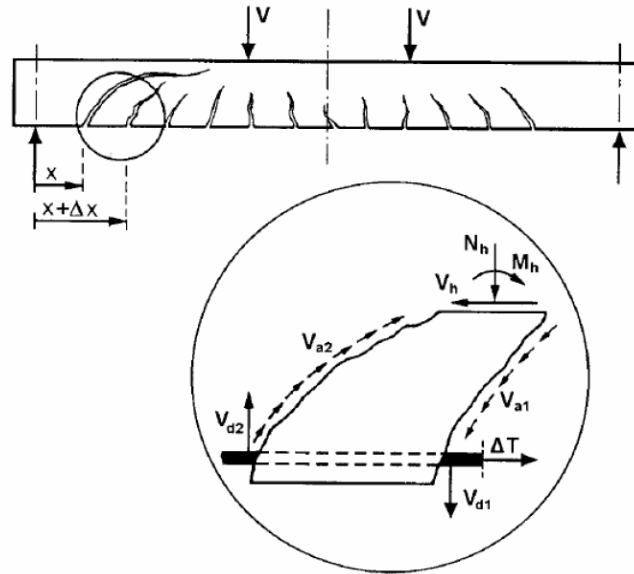


Fig. 4.3 Meccanismi Secondari di resistenza al taglio, in ordine sono rappresentati l'effetto corrente compresso, effetto bietta, effetto ingranamento e l'effetto pettine (Vitaliani et al. [2])

In aggiunta ai sopraccitati contributi resistenti si aggiunge quello definito come *arco – tirante*, meccanismo che s'instaura nella trave quando presente un'armatura longitudinale continua. La resistenza offerta da questo meccanismo dipende dal fatto che i carichi vicini alla sezione d'appoggio seguono traiettorie inclinate di compressione e giungono all'appoggio senza impegnare la trave a taglio, ovvero che la risultante di compressione sul calcestruzzo ha una componente verticale in grado di equilibrare i carichi applicati.

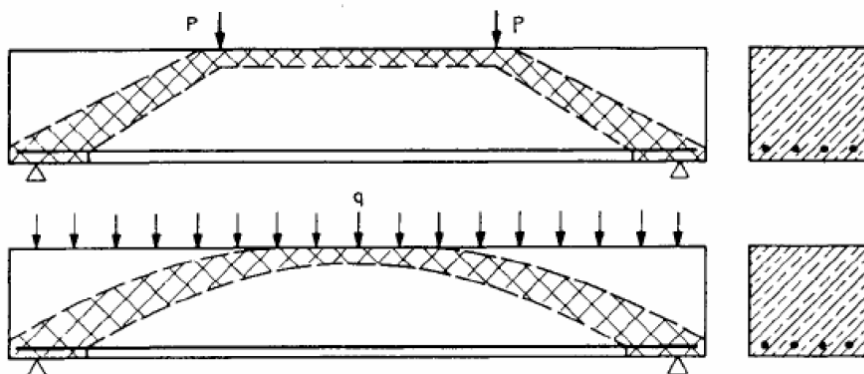


Fig. 4.4 Meccanismo arco – tirante di resistenza al taglio per elementi in c.a. dotati di armatura longitudinale continua (Vitaliani et al. [2])

I meccanismi precedentemente descritti forniscono al generico elemento in c.a. una certa resistenza al taglio anche in assenza di un'armatura specifica, vale a dire di

un'armatura che permette di assorbire le tensioni principali di trazione indotte dalla sollecitazione tagliante. In passato, nel disporre armature atte ad assorbire lo sforzo di taglio, in modo da rendere massima la loro efficienza, era normale seguire le isostatiche di trazione disponendo dei *ferri piegati* a  $45^\circ$  rispetto all'asse della trave. Nella zona tesa della trave infatti, una volta che il calcestruzzo si fessura, l'inclinazione delle tensioni principali rimane costante pari a  $45^\circ$ . Attualmente l'armatura specifica a taglio viene ottenuta con l'inserimento di *staffe* a due o più bracci disposte ortogonalmente all'asse longitudinale della trave. Si tratta di elementi chiusi in acciaio che vengono disposti con un passo variabile in funzione della sollecitazione. Rispetto ai ferri piegati, anche se meno efficienti, le staffe hanno il pregio di poter assorbire lo sforzo di taglio qualunque sia la sua direzione, a differenza dei primi che permettono di assorbire le tensioni di trazione solamente per un verso definito della sollecitazione. In aggiunta le staffe presentano i seguenti vantaggi: risultano di più facile confezionamento; svolgono un'azione di confinamento del calcestruzzo aumentando la resistenza e la duttilità dell'elemento; contrastano la possibilità di instabilità delle armature compresse riducendone la lunghezza libera di inflessione. La presenza di una armatura specifica a taglio, oltre a migliorare l'efficacia dei meccanismi secondari, permette la realizzazione di un sistema resistente a traliccio, definito meccanismo di *Ritter – Mörsch* in onore degli studiosi che per primi, verso il 1900, proposero questa analogia per la determinazione dell'armatura di taglio necessaria per assicurare l'equilibrio.

#### 4.1.2 Meccanismo resistente principale di Ritter – Mörsch

Nel 1899 e nel 1902, due ingegneri, lo svizzero Ritter e il tedesco Mörsch, a seguito dei rispettivi studi, proposero un metodo per la determinazione dell'armatura specifica a taglio basato sulla cosiddetta analogia del traliccio. Secondo questa teoria una trave in c.a., in condizioni prossime alla rottura per taglio, può essere rappresentata attraverso una struttura reticolare nella quale i due correnti longitudinali sono individuati dalla zona di calcestruzzo in compressione e dall'armatura longitudinale tesa, mentre le aste inclinate dalle bielle compresse di calcestruzzo e dai tiranti tesi rappresentati dalle armature trasversali (Fig. 5). Nella formulazione classica del traliccio di Ritter – Mörsch il reticolo è assunto isostatico con delle cerniere in corrispondenza dei nodi fra le bielle ed i correnti. Le bielle di calcestruzzo compresso sono pensate con un'inclinazione costante di  $\theta = 45^\circ$  rispetto all'asse longitudinale della trave.

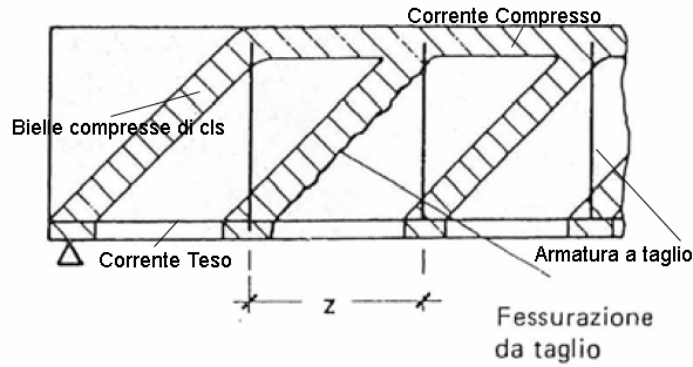


Fig. 4.5 Idealizzazione del meccanismo di Ritter – Mörsch (Leonhardt [1])

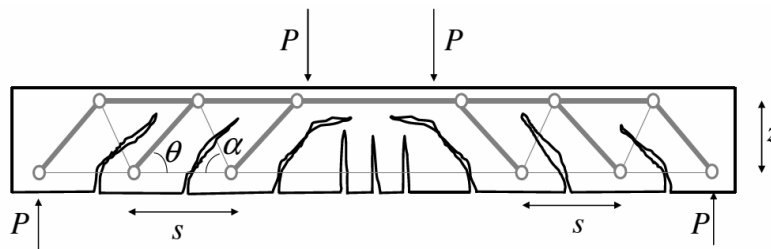
Questa considerazione deriva dal fatto che, nell'ipotesi di calcestruzzo non reagente a trazione, nella zona posta al di sotto dell'asse neutro, le tensioni principali presentano un'inclinazione costante pari a  $45^\circ$ .

La configurazione ideale del traliccio elementare si ottiene da considerazioni geometriche. Indicato con  $z$  il braccio di leva della coppia interna costituita dalla risultante di compressione  $C$  del corrente compresso e quella di trazione  $Z$  del corrente teso (armatura longitudinale), con  $\alpha$  l'angolo di inclinazione delle armature trasversali rispetto all'asse longitudinale della trave ( $\alpha = 90^\circ$  nel caso di staffe), la distanza tra due nodi del traliccio elementare  $s^*$  risulta

$$s^* = z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \quad \text{eq. 4.7}$$

Nella fase di progettazione il passo  $s$  delle armature trasversali viene stabilito a priori, pertanto nella trave si realizza in realtà un traliccio multiplo costituito da più tralicci elementari. Il rapporto  $s^* / s$  prende il nome di *molteplicità del traliccio* e rappresenta il numero di armature trasversali che attraversano una generica fessura da taglio inclinata di  $\theta$  rispetto all'asse della trave

$$\frac{s^*}{s} = \frac{z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{s} \quad \text{eq. 4.8}$$



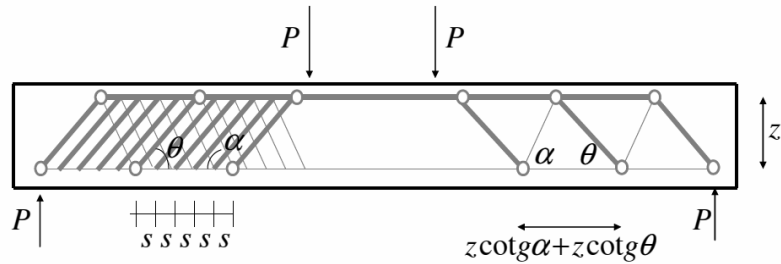


Fig. 4.6 Rappresentazione del traliccio elementare e multiplo di Morsch. In figura si può osservare come il meccanismo intervenga laddove sono presenti sia la sollecitazione flettente che quella tagliante

Gli sforzi nel reticolo sono determinati mediante semplici equazioni di equilibrio. Facendo riferimento ad un conchio di trave delimitato da una fessura di inclinazione  $\theta$ , la risultante dello sforzo di trazione sulla singola barra di armatura trasversale che attraversa la fessura è fornita dal prodotto  $\sigma_s \cdot A_{sw}$ , essendo  $\sigma_s$  la tensione agente sulla barra avente sezione trasversale  $A_{sw}$ . Con riferimento alla figura 7, la risultante delle forze di trazione sulle barre di armatura trasversale che attraversano la fessura risulta

$$Z_w = \frac{z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{s} \sigma_s A_{sw} \quad \text{eq. 4.9}$$

Considerando l'equilibrio alla traslazione verticale del cuneo di trave compreso fra la sezione 1 (Fig. 7) e la fessura di taglio inclinata di un angolo  $\theta$ , lo sforzo di taglio  $V$  agente in corrispondenza della sezione considerata è

$$V = Z_w \text{sen} \alpha = \frac{z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{s} \sigma_s A_{sw} \text{sen} \alpha \quad \text{eq. 4.10}$$

La precedente relazione permette di dimensionare l'armatura trasversale, noto infatti il valore del taglio sollecitante  $V$ , definita la tensione di progetto  $\sigma_s$  e gli angoli  $\theta$  ed  $\alpha$ , si ricava facilmente il termine  $(A_{sw} / s)$ .

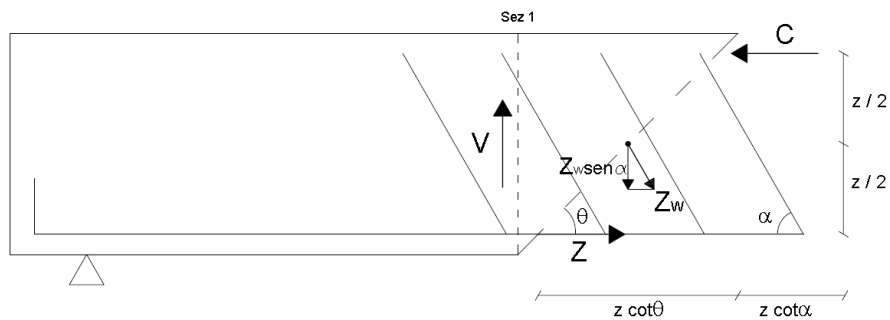


Fig. 4.7 Schema isostatico per l'equilibrio del tronco di trave delimitato da una fessura inclinata di un angolo  $\theta$

Per valutare la capacità dei puntoni di calcestruzzo si considera l'equilibrio di un nodo qualsiasi del traliccio, punto di incontro di una biella compressa di calcestruzzo e di una tesa rappresentata da una barra dell'armatura di taglio (Fig. 8). L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale degli sforzi convergenti al nodo risulta

$$P \cdot \sin\theta = T \cdot \sin\alpha \quad \text{eq. 4.11}$$

La forza di trazione  $T$  è  $\sigma_s \cdot A_{sw}$ , mentre la forza di compressione nel puntone di calcestruzzo si ricava dal prodotto fra la tensione agente e la sezione trasversale del puntone stesso, ossia  $\sigma_c \cdot (s \cdot \sin\theta \cdot b)$ , con  $b$  profondità della trave e  $s \cdot \sin\theta$  larghezza del puntone in direzione normale a quella della forza  $P$ . Dalla (eq. 4.10) è possibile ottenere

$$V = \sigma_c \cdot b \cdot z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2\theta = \sigma_c \cdot b \cdot z \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{1 + \cot^2\theta} \quad \text{eq. 4.12}$$

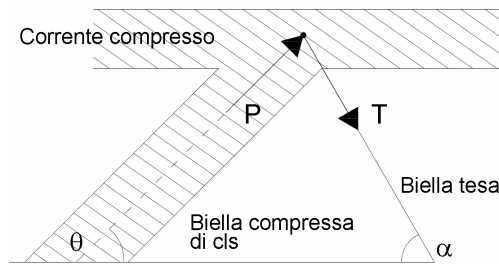


Fig. 4.8 Schema isostatico per l'equilibrio alla traslazione verticale delle forze convergenti in un generico nodo del traliccio di Mörsch

Assumendo costante l'andamento delle tensioni sulle armature trasversali che attraversano la fessura (Fig. 4.7), la componente verticale delle forze di trazione è pari a  $V$  mentre quella orizzontale è pari a  $V \cdot \cot\alpha$ . La forza di trazione  $Z$  nell'armatura longitudinale si ottiene dall'equilibrio alla rotazione attorno al punto R del tronco di trave a sinistra della fessura (Fig. 4.9).

$$Z \cdot z - V \cdot \left( a + \frac{z}{2} \cot\theta \right) + V \cdot \cot\alpha \cdot \frac{z}{2} = 0 \quad \text{eq. 4.13}$$

da cui

$$Z = \frac{V}{z} \cdot \left[ a + \frac{z}{2} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) \right] = \frac{|M|}{z} + \frac{|V|}{2} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) \quad \text{eq. 4.14}$$

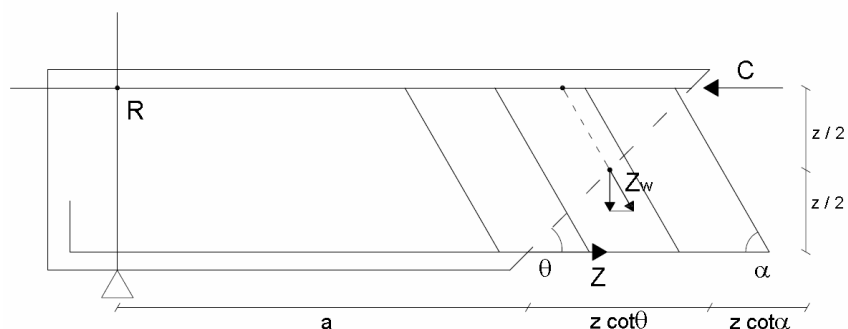


Fig. 4.9 Schema isostatico per l'equilibrio del tronco di trave

La precedente relazione permette di osservare come lo sforzo di trazione  $Z$  nel corrente teso nella sezione della trave posta a distanza  $a$  dall'appoggio, debba essere calcolato in base al momento flettente agente nella sezione posta a distanza  $a+a_1$ , dove  $a_1$  corrisponde al valore di  $a+z/2 \cdot (\cot\theta - \cot\alpha)$ . Il meccanismo resistente a traliccio comporta pertanto un aumento della forza di trazione sull'armatura longitudinale, aumento che deve essere calcolato per sopportare un valore di momento flettente incrementato della quantità  $V \cdot z/2 \cdot (\cot\theta - \cot\alpha)$ . Tale necessità porta ad introdurre la regola della *traslazione del diagramma di momento*.

#### 4.1.3 Traliccio ad inclinazione variabile

Il meccanismo di Ritter-Mörsch considera il traliccio l'unico meccanismo con cui la trave fessurata resiste a taglio. Trascurando i meccanismi di resistenza secondari e non considerando il calcestruzzo reagente a trazione, al di sotto dell'asse neutro si determina una condizione di taglio puro nella quale le tensioni principali hanno un'inclinazione costante di  $45^\circ$  rispetto all'asse longitudinale della trave. Per tale ragione, nel modello classico di Ritter-Mörsch, l'inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso è costante e pari a  $45^\circ$ .



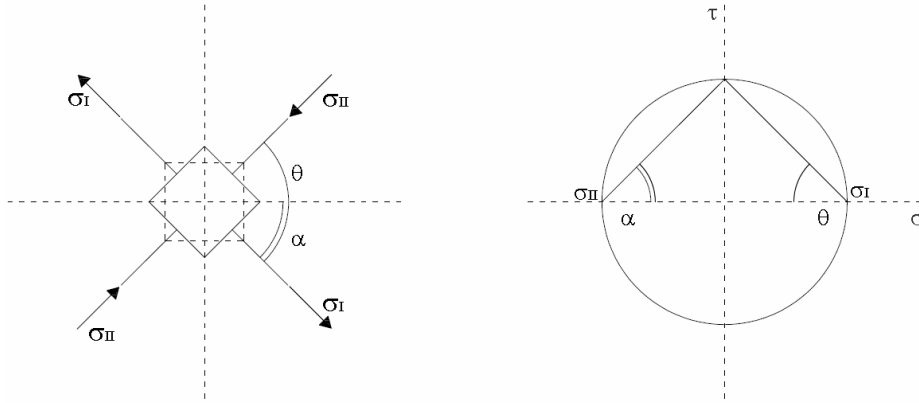
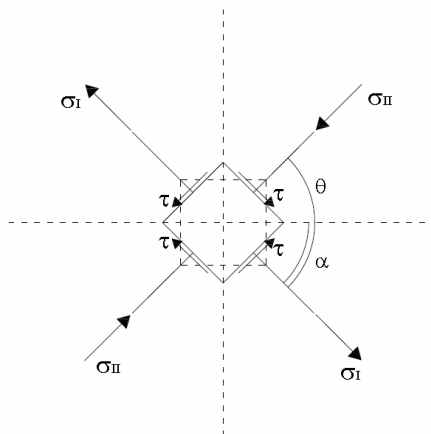


Fig. 4.10 Tensioni principali e direzioni principali nella zona tesa della trave sollecitata a taglio e a flessione in corrispondenza della formazione delle lesioni da taglio. Lo stato tensionale è valutato nell'ipotesi di calcestruzzo non reagente a trazione e in assenza di meccanismi di resistenza secondari

Sperimentalmente è emerso che l'angolo  $\theta$  che formano le lesioni da taglio rispetto all'asse longitudinale della trave, presenta un valore prossimo ai  $45^\circ$  solo nelle fasi iniziali di carico. Con il crescere delle sollecitazioni indotte, infatti, l'inclinazione delle fessure si riduce, attestandosi ad un valore prossimo ai  $22^\circ$  in corrispondenza della rottura. Questo si spiega con il fatto che le barre di armatura trasversale, con l'aumentare del carico si avvicinano al limite di snervamento fino a raggiungerlo, subendo deformazioni sempre maggiori. Questi spostamenti attivano nella trave i meccanismi di resistenza secondari, il cui effetto può essere valutato considerando la comparsa di tensioni tangenziali resistenti  $\tau$ . Pertanto, al variare dello stato tensionale agente, si modifica anche l'inclinazione delle tensioni principali, in particolare si riduce l'angolo di inclinazione della direzione delle tensioni principali di compressione. Tale risultato può essere facilmente osservato attraverso il metodo dei cerchi di Mohr.



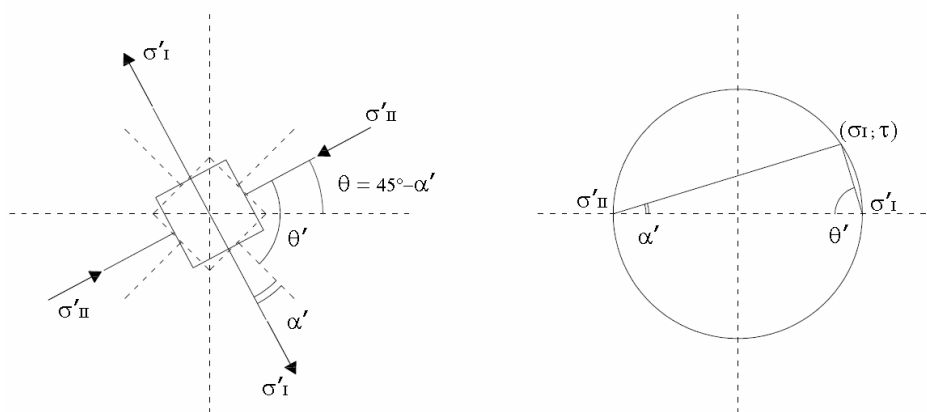


Fig. 4.11 Tensioni principali e direzioni principali nella zona tesa della trave sollecitata a taglio e a flessione in condizioni prossime alla rottura. L'inclinazione sull'orizzontale delle tensioni principali di compressione,  $\theta$ , è ridotta rispetto al valore iniziale di  $45^\circ$

Diversi codici, tra i quali la normativa italiana, valutano la resistenza a taglio di un elemento in c.a. dotato di armatura specifica sulla base del modello di Ritter-Mörsch, consentendo di adottare, tuttavia, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo minore di  $45^\circ$ . Ciò è concesso per la possibilità di tenere in conto della presenza dei meccanismi secondari che aumentano la resistenza finale dell'elemento nei confronti della sollecitazione tagliante. Il modello adottato prende il nome in questo caso di *traliccio ad inclinazione variabile*. L'impiego del metodo del traliccio ad inclinazione variabile si presta ad errori di interpretazione. Il concetto alla base di tale metodo, infatti, prevede una scelta libera dell'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo che non riflette il comportamento reale della trave. Negli elementi in c.a., a meno di altre carenze progettuali, le lesioni dovute all'azione combinata della sollecitazione tagliante e del momento flettente, in corrispondenza della rottura, presentano un angolo di inclinazione rispetto all'asse longitudinale prossimo al valore di  $21.8^\circ$ . La scelta di angoli  $\theta$  minori di  $45^\circ$  consente di adottare una minore quantità di armatura di parete, ma al contempo aumenta la domanda per le bielle compresse di calcestruzzo. La resistenza finale dell'elemento corrisponde al minore fra il valore offerto dall'armatura specifica e la capacità delle bielle compresse di calcestruzzo. La normativa italiana (NTC 2008 [3]) consente la scelta di un angolo  $\theta$  tale che risulti  $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ , ossia  $45^\circ \leq \theta \leq 21.8^\circ$ . La massima resistenza a taglio si ottiene quando la capacità offerta dall'armatura di parete e dai puntoni compressi di calcestruzzo si pareggiano (*punto di rottura bilanciata*).

#### 4.1.4 Rapporto di luce di taglio

Il comportamento di colonne e travi in c.a. come dipende dall'interazione tra il momento flettente ( $M$ ), lo sforzo di taglio ( $V$ ) e lo sforzo assiale ( $N$ ). Una serie di ricerche sono state effettuate sul tipo di rottura di elementi in c.a. sollecitati a taglio ed a flessione considerando un parametro noto come *rapporto di luce di taglio* (*shear span ratio*) così definito:

$$\alpha_s = \frac{M}{(V \times h)} = \frac{a}{h} \quad \text{eq. 4.15}$$

Dove  $a$  è la distanza di applicazione del carico dalla sezione di estremità della trave ed  $h$  indica l'altezza utile della sezione.

Un grafico particolarmente significativo è quello rappresentato nella seguente figura nel quale viene raffigurato l'andamento del momento ultimo  $M_u$  in funzione del rapporto di luce di taglio  $a/h$ . L'andamento è stato ottenuto da *Kani* [1977] con esperimenti condotti su travi aventi diverse luci di taglio, prive di armatura trasversale ed al variare della percentuale geometrica di armatura longitudinale. Il diagramma evidenzia la presenza della cosiddetta *valle di taglio* che identifica i casi di rottura fragile per taglio. Per particolari valori del rapporto  $a/h$  infatti, pari circa a 3 per travi con carichi applicati di tipo concentrato, pari a circa 5 per carichi applicati di tipo continuo, la rottura avviene per effetto della sollecitazione di taglio, prima che il momento flettente abbia raggiunto il valore ultimo resistente a flessione ( $M_u/M_u^0 < 1$ ). Il compito dell'armatura d'anima è proprio quello di compensare la valle di taglio, in modo da raggiungere per qualsiasi  $a/h$  una rottura di tipo flessionale e quindi duttile. Nelle strutture con elementi di diversa lunghezza, le colonne più tozze, a causa della loro elevata rigidità, prendono gran parte del carico laterale dovuto all'azione del sisma e pertanto possono giungere a rottura fragile quando le altre colonne sono ancora in campo elastico. Per tale ragione la conoscenza dei meccanismi di rottura è di importanza fondamentale nella progettazione delle strutture in c.a., in quanto permette di scegliere i criteri costruttivi da adottare per impedire l'insorgere di modalità di rottura fragile.

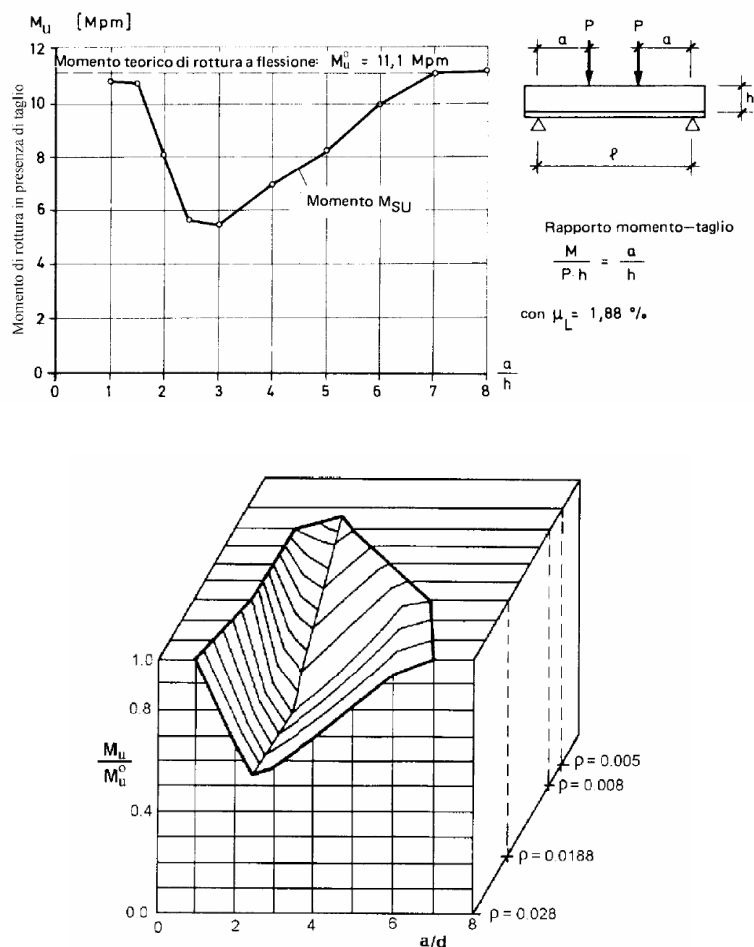


Fig. 4.12 Valle di taglio (Vitaliani et al. [1])

## 4.2 Modelli di capacità a taglio

Le rotture di tipo fragile sono un tipico problema delle strutture di calcestruzzo armato esistenti. Le costruzioni di questo tipo, infatti, sono state generalmente progettate per resistere ad una forza laterale molto bassa. Per resistere alle sollecitazioni di tipo sismico dovrebbero possedere una certa duttilità sia a livello globale che locale, caratteristica di cui spesso sono mancati, in particolar modo per la carenza nei dettagli costruttivi necessari per lo sviluppo di cerniere plastiche. Per evitare rotture di tipo fragile, i moderni codici di progettazione hanno introdotto il criterio della gerarchia delle resistenze, secondo il quale, la resistenza a taglio di un elemento, deve essere tale da sopportare la forza di taglio corrispondente al raggiungimento del momento flettente ultimo. In altri termini, è richiesto che l'elemento sia in grado di offrire quella capacità a taglio necessaria per la formazione delle cerniere plastiche. Nella valutazione del ruolo della gerarchia taglio flessione diventa fondamentale mettere a

confronto diversi modelli di capacità a taglio, mentre, infatti, la previsione della capacità flessionale risulta essere di più semplice risoluzione, la stima della resistenza a taglio può differire largamente da una formulazione all'altra per la complessità del meccanismo resistente e per i numerosi parametri coinvolti. Di seguito sono illustrati i principali modelli disponibili in letteratura.

Da sempre il modello a traliccio ha influenzato la progettazione degli elementi in c.a. per quanto riguarda la resistenza a taglio. Come già riportato in precedenza, la prima formulazione di tale modello fu per opera dell'ingegnere svizzero Ritter e dell'austriaco Mörsch. Secondo questi modelli la capacità a taglio viene raggiunta quando le armature di parete raggiungono il limite di snervamento. Dall'equazione (4.10), per  $\theta = 45^\circ$ , si ottiene

$$V_R = \frac{A_{sw} f_{yw}}{s} z \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{eq. 4.16}$$

Il modello classico a traliccio fornisce risultati piuttosto conservativi rispetto a quelli ottenuti con test sperimentali, principalmente perché tale formulazione non tiene conto di altri meccanismi resistenti che si sviluppano all'interno dell'elemento e che contribuiscono ad aumentarne la resistenza finale. Per ridurre la quantità di armatura trasversale rispetto a quella che si ottiene con il modello classico a traliccio, che prevede un'inclinazione costante a  $45^\circ$  delle bielle compresse di calcestruzzo, sono state in seguito sviluppate diverse procedure, essenzialmente secondo due distinti approcci. Il primo fu quello di sommare alla capacità fornita dall'armatura di parete (eq. 4.16) un termine che tenesse conto del contributo del calcestruzzo (*metodo additivo*), il secondo invece si basa sull'utilizzo di un angolo variabile per l'inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo (*metodo di traliccio ad inclinazione variabile*). Entrambi gli approcci permettono di considerare il contributo dell'*effetto ingranamento* e l'*effetto pettine*, meccanismi di resistenza secondari discussi nei paragrafi precedenti. Uno sviluppo dei due approcci è stato fornito dall'*Eurocodice2* in una versione del 1991, nella quale sia il metodo additivo che il metodo a traliccio ad inclinazione variabile furono seguiti. Secondo il metodo additivo, in cui l'angolo delle bielle di calcestruzzo è assunto costante di  $45^\circ$  rispetto all'asse longitudinale dell'elemento, l'armatura di parete deve essere dimensionata per portare l'aliquota della forza di taglio sollecitante che supera il contributo resistente fornito dall'elemento in assenza di un'armatura specifica a taglio. Nel metodo del traliccio ad inclinazione variabile invece l'intera sollecitazione tagliante viene affidata alla capacità dell'armatura trasversale, ammettendo che l'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo sia compreso fra i valori di  $68,2^\circ$  e  $21,8^\circ$ . Quest'ultimo metodo è considerato più rigoroso fra i due ed è anche quello che permette un maggiore risparmio in termini di armatura trasversale.

Nell'attuale versione dell'Eurocodice2 [2004] solamente il metodo del traliccio ad inclinazione variabile è utilizzato, i limiti consentiti per l'inclinazione delle bielle di calcestruzzo sono definiti imponendo che risulti  $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ .

Dal 1995 le disposizioni americane per la resistenza a taglio [ACI 318-95], forniscono un modello a traliccio con angolo di inclinazione dei puntoni a 45°, integrato da un contributo del calcestruzzo. Questo approccio di tipo additivo è tuttora impiegato nell'attuale codice [ACI 318-08], il contributo del calcestruzzo viene valutato secondo la seguente relazione

$$V_c = 0.17 \cdot \left( 1 + \frac{N}{14A_g} \right) \sqrt{f_c} b_w d \quad \text{eq. 4.17}$$

dove  $A_g$  rappresenta l'area totale della sezione di calcestruzzo,  $b_w$  la larghezza,  $d$  l'altezza utile,  $N$  lo sforzo normale sollecitante e  $f_c$  la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo.

Il meccanismo resistente allo sforzo di taglio, già di non facile valutazione per carichi di tipo statico, diventa ancor più complesso in caso di carichi di tipo ciclico. Studi condotti su colonne sollecitate da carichi laterali di tipo ciclico, hanno messo in evidenza la possibilità di rotture di tipo fragile dopo il raggiungimento del limite di snervamento della colonna. Questo tipo di rottura indica una degradazione nella resistenza tagliente dovuta alle sollecitazioni cicliche dopo lo snervamento delle armature longitudinali. La diminuzione della capacità nei confronti della sollecitazione tagliente è governata dalla duttilità di spostamento dell'elemento. La valutazione analitica di questa degradazione avviene attraverso modelli di regressione. In letteratura ve ne sono diversi, tutti di tipo *additivo* e calibrati sulla base di dati sperimentali. I più recenti fra questi sono stati adottati per le verifiche di strutture esistenti sia dai codici europei che da quelli americani. Risultati sperimentali, infatti, hanno evidenziato come il metodo del traliccio ad inclinazione variabile non sia adatto per i carichi di tipo ciclico.

Il primo modello realizzato per tener conto della degradazione della capacità a taglio avvenne per opera di *Priestley* e collaboratori [1994]. Tale modello fornisce la resistenza di taglio come somma di tre distinti contributi: (1) il contributo del calcestruzzo, (2) il contributo dell'armatura di parete secondo un modello a traliccio nel quale le bielle di calcestruzzo sono assunte inclinate di 30° rispetto all'asse longitudinale dell'elemento ed (3) un contributo che tiene conto dell'effetto ad arco per la presenza di un eventuale sforzo di compressione. La degradazione, in questo caso, viene colta solamente dal contributo del calcestruzzo per mezzo di un fattore di riduzione  $\gamma$ , funzione della duttilità di spostamento. Sulla base del lavoro di *Priestley*, un successivo modello fu realizzato da *Biskinis* e collaboratori [2004] basandosi su un

database di 239 elementi. Il modello proposto prevede due distinte formulazioni a seconda che la rottura sia controllata dalla diagonale compressa o da quella tesa. In entrambi i casi la degradazione della capacità di taglio è espressa attraverso il *fattore di duttilità plastica*  $\mu_{\Delta}^{pl}$ . Questo modello è stato proposto nel *Eurocodice8 parte 3* per la verifica di strutture esistenti. Per strutture a telaio in calcestruzzo armato, la resistenza a taglio delle colonne può inoltre essere calcolata attraverso il modello di regressione elaborato da *Sezen e Moehle* [2004], ottenuto a partire da un campione di 51 colonne di sezione rettangolare. Questo modello permette di considerare la degradazione della resistenza di taglio attraverso un coefficiente  $k$  funzione anch'esso della duttilità di spostamento.

#### 4.2.1 Modello di *Priestley et al.*

Uno dei primi modelli di tipo additivo per la previsione della resistenza a taglio è quello sviluppato da *Priestley et al.* [1994], successivamente rivisto con l'ultima formulazione di seguito descritta (*Priestley et al.* [2000]).

Si tratta di un modello di tipo additivo che considera la resistenza nominale a taglio come somma di tre contributi:

$$V_N = V_C + V_S + V_P \quad \text{eq. 4.18}$$

Nella precedente relazione è stato indicato con  $V_C$  il contributo resistente del calcestruzzo, con  $V_S$  quello dell'armatura trasversale e con  $V_P$  quello dovuto all'effetto ad arco che si realizza in caso di presenza di uno sforzo assiale  $P$ .

La particolarità di questo modello consiste nel fatto che per la prima volta la capacità di taglio è espressa in funzione della duttilità di spostamento. Tale aspetto venne introdotto per considerare il fatto che con l'aumentare delle deformazioni subite dall'elemento, le fessure si amplificano, ed i meccanismi di trasferimento dello sforzo tagliante nel calcestruzzo diminuiscono la loro efficacia a causa della perdita di connessione fra gli aggregati. Nel modello di *Priestley*, a tener conto di questo aspetto è il termine  $V_C$  che presenta la seguente espressione:

$$V_C = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \sqrt{f_c'} \cdot (0.8A_g) \quad \text{eq. 4.19}$$

Il parametro  $\alpha$  permette di valutare l'influenza del rapporto di luce di taglio  $a/h$  ( $a$  indica la misura della distanza tra il punto in cui si realizza il massimo momento flettente ed il punto in cui il momento si annulla,  $h$  rappresenta invece la profondità

della sezione, pari al diametro  $D$  nel caso di sezioni circolari). All'aumentare di questo rapporto, il contributo fornito dal calcestruzzo diminuisce, in particolare per il parametro  $\alpha$  viene fornita la seguente espressione:

$$1 \leq \alpha = 3 - \frac{a}{h} \leq 1.5 \quad \text{eq. 4.20}$$

Il parametro  $\beta$  tiene conto invece dell'influenza del rapporto geometrico di armatura longitudinale in zona tesa  $\rho_l$ . La quantità di armatura longitudinale influenza i contributi di alcuni dei meccanismi di resistenza secondari, in particolare l'*effetto bietta*, l'*effetto ingranamento* e la capacità legata al *corrente compresso*. Al diminuire della quantità di armatura longitudinale, viene meno il contributo resistente che le barre di armatura sono in grado di fornire opponendosi alle deformazioni cui sono soggette per gli scorrimenti delle due facce delle fessure che attraversano. In secondo luogo, si realizzano delle fessure più ampie e meno distribuite, con una conseguente diminuzione del contributo resistente legato alla forza di attrito che nasce sulla superficie di contatto di una fessura. Infine, con il diminuire della quantità di armatura longitudinale, l'asse neutro si alza, riducendo dunque la zona compressa e pertanto anche la capacità a taglio del corrente compresso. L'influenza del rapporto geometrico di armatura longitudinale in zona tesa viene considerata nel modello proposto da Priestley attraverso la relazione

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1 \quad \text{eq. 4.21}$$

Il contributo resistente del calcestruzzo  $V_c$ , permette di tenere in conto della degradazione della capacità di taglio dell'elemento con l'aumentare della duttilità di spostamento, per mezzo del parametro  $\gamma$  di cui sono fornite le seguenti espressioni

$$0.05 \leq \gamma = 0.37 - 0.04 * \mu_s \leq 0.29 \quad \text{eq. 4.22}$$

$$0.05 \leq \gamma = 0.33 - 0.04 * \mu_s \leq 0.29 \quad \text{eq. 4.23}$$

L'equazione 4.22 è relativa al caso di duttilità monoassiale, la 4.23 al caso di duttilità biassiale. Il termine  $\mu_s$  indica il rapporto di *duttilità di spostamento*

$$\mu_s = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_y} \quad \text{eq. 4.24}$$

dove  $\Delta_{ult}$  e  $\Delta_y$  indicano rispettivamente il massimo spostamento della colonna in corrispondenza della rottura e del raggiungimento del limite di snervamento.



Di seguito si riportano gli andamenti dei parametri coinvolti nell'espressione del contributo di calcestruzzo  $V_C$ .

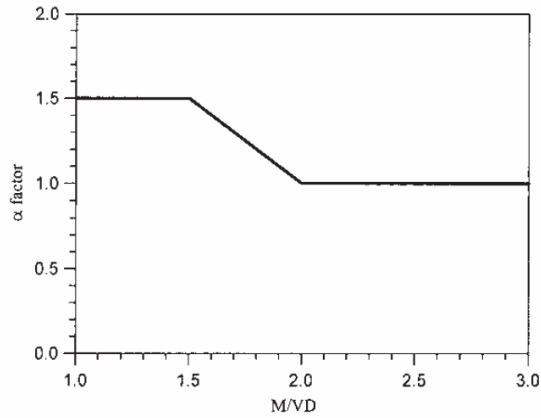


Fig. 4.13 Andamento del parametro  $\alpha$  in funzione del rapporto  $a/h$ , equivalente al rapporto  $M/Vh$  nel quale  $M$  e  $V$  indicano rispettivamente il momento flettente e lo sforzo di taglio in corrispondenza della sezione critica della colonna

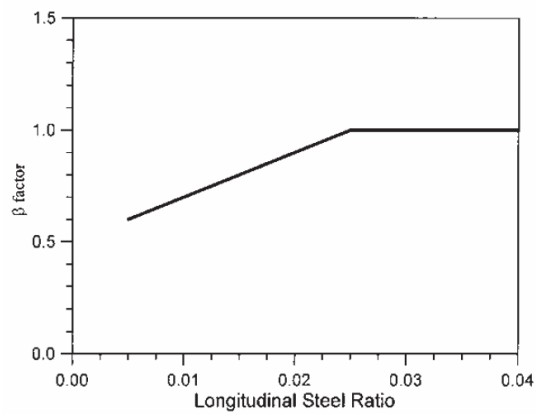
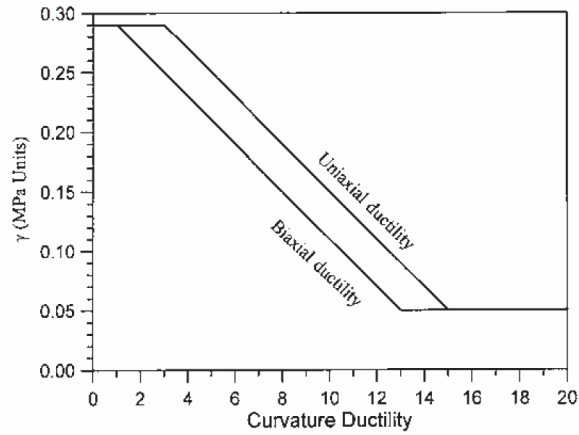
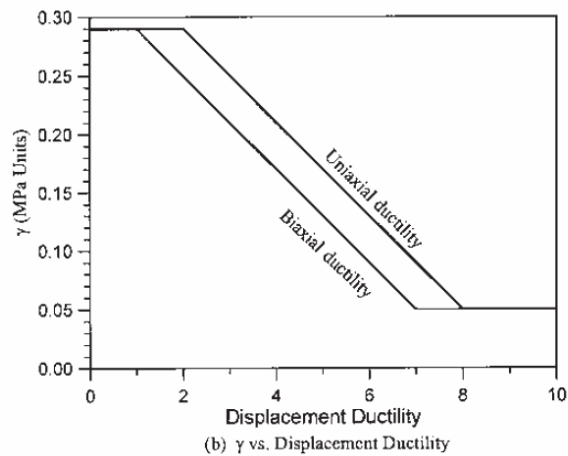


Fig. 4.14 Andamento del parametro  $\beta$  al variare del rapporto geometrico di armatura longitudinale



(a)  $\gamma$  vs. Curvature Ductility



(b)  $\gamma$  vs. Displacement Ductility

Fig. 4.15 Andamento di  $\gamma$  in funzione della duttilità di curvatura e di spostamento

In presenza di un carico assiale  $P$  (considerato positivo di compressione) la resistenza a taglio delle colonna risulta aumentata del contributo  $V_p$ . Questo contributo rappresenta la componente orizzontale del puntone inclinato di calcestruzzo attraverso il quale il carico viene trasferito dalla cima alla base della colonna. Indicando con  $\alpha$  l'angolo che il puntone compresso forma l'asse verticale della colonna,  $V_p$  risulta pertanto pari a

$$V_p = P \tan \alpha \quad \text{eq. 4.25}$$

Il valore di  $\alpha$  varia con lo schema statico della colonna, in particolare con la posizione della risultante delle tensioni di compressione sulla sommità della colonna. Di seguito sono proposte le configurazioni possibili, la situazione (a) corrisponde al caso di una colonna incastrata in sommità, la situazione (b) a quello di una mensola semplice.

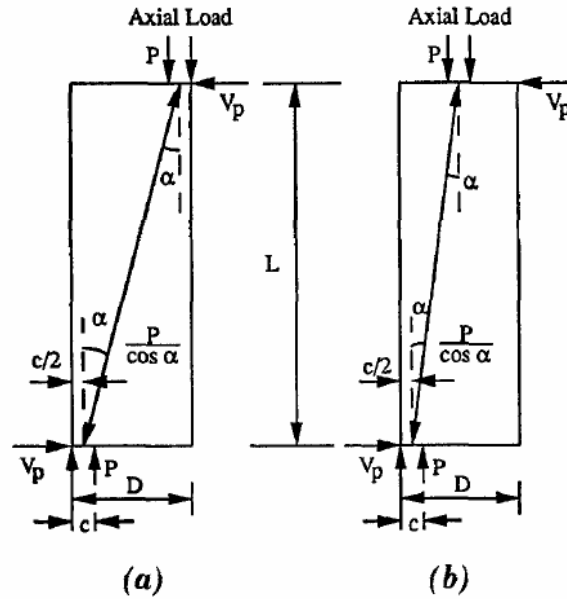


Fig. 4.16 Contributo del carico assiale  $P$  alla resistenza a taglio, (a) colonna incastrata in sommità, (b) mensola semplice

Al variare della configurazione considerata, l'espressione precedente diventa:

con  $P > 0$  (sforzo di compressione)

$$V_p = P \frac{D - c}{L} \quad \text{caso (a)} \quad \text{eq. 4.26}$$

$$V_p = P \frac{D - c}{2L} \quad \text{caso (b)} \quad \text{eq. 4.27}$$

$$\text{con } P < 0 \quad V_p = 0 \quad \text{eq. 4.28}$$

$c$  rappresenta la profondità dell'asse neutro in corrispondenza della sezione critica, mentre  $D$  il diametro della colonna nel caso di sezione circolare, da sostituire con la profondità  $h$  della sezione nel caso questa sia di forma quadrangolare.

Il contributo dell'armatura trasversale alla resistenza a taglio è quello classico del meccanismo a traliccio, nel quale tuttavia si considera un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle di calcestruzzo di  $30^\circ$  rispetto all'asse longitudinale:

$$V_s = A_{sw} f_y \frac{D'}{s} \cot \theta \quad \text{eq. 4.29}$$

Nella precedente espressione  $A_{sw}$  indica l'area totale di armatura trasversale della sezione. Per una sezione rettangolare tale valore è pari alla sezione di una singola barra di armatura di parete ( $A_{sp}$ ) moltiplicata per il numero dei bracci che attraversano la fessura da taglio. Per una sezione circolare è calcolabile secondo l'espressione fornita da *Ang et al* [1989]:  $\pi A_{sp}/2$ .

Per il calcolo di  $V_s$ , Priestley e collaboratori indicano di considerare solo la porzione di zona tesa della sezione, la cui profondità è qui indicata con il termine  $D'$ . In corrispondenza della zona compressa, infatti, gli autori considerano che il contributo dell'armatura trasversale non possa essere mobilitato per il fatto che le fessure sono chiuse per definizione. La profondità della zona tesa è da calcolarsi come

$$D' = D - c - cov \quad \text{eq. 4.30}$$

essendo  $cov$  lo spessore di calcestruzzo oltre le armature longitudinali (copriferro).

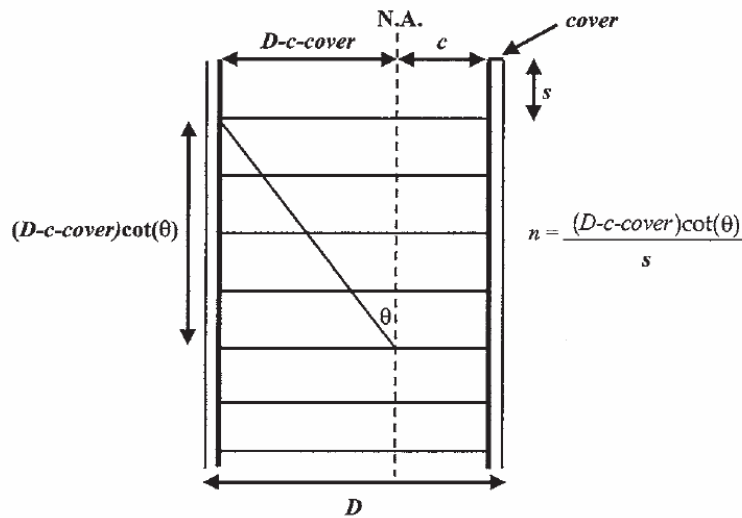


Fig. 4.17 Effetto della zona compressa di calcestruzzo nel meccanismo a traliccio, all'aumentare della profondità dell'asse neutro della sezione il numero di armature trasversali coinvolte nel meccanismo diminuisce

#### 4.2.2 Modello di Sezen e Moehle

Il modello elaborato da Sezen e Moehle per il calcolo della capacità di taglio è rivolto soprattutto alla verifica di colonne di edifici esistenti. Le formulazioni proposte,

infatti, sono state ottenute a partire da un campione sperimentale di colonne le cui caratteristiche meccaniche e geometriche sono quelle tipiche delle colonne di edifici già esistenti. Tali colonne, infatti, essendo precedenti alle moderne norme per la progettazione antisismica, presentano proporzioni e dettagli costruttivi che le rendono suscettibili a rotture di tipo fragile se sollecitate da carichi laterali, anche per modesti valori di duttilità.

In seguito all'esame di diverse pubblicazioni riguardanti studi condotti sulla capacità a taglio di colonne con inadeguata quantità di armature di parete, Sezen e Moehle definiscono un database di 51 colonne per le loro prove di laboratorio da utilizzare per l'elaborazione del loro modello. Le colonne scelte soddisfano i seguenti requisiti:

- rapporto di luce di taglio  $2.0 \leq a / d \leq 4.0$ ;
- resistenza cilindrica a compressione  $13 \leq f_c' \leq 45$  Mpa;
- tensione di snervamento per l'acciaio di armatura  $300 \leq f_y \leq 650$  MPa;
- rapporto geometrico di armatura longitudinale  $0.01 \leq \rho_l \leq 0.04$ ;
- indice di armatura trasversale  $0.01f_c' \leq \rho_{wf} \leq 0.12f_c'$ .

Nelle precedenti relazioni sono state indicate con  $a$  la distanza fra la sezione di massimo momento flettente e quella di momento nullo, con  $d$  l'altezza utile della sezione, vale a dire la distanza fra la fibra di compressione di estremità per la sezione e ed il centro geometrico delle armature longitudinali.

La capacità di taglio viene espressa come somma di due contributi, quello del calcestruzzo  $V_C$  e quello delle armature trasversali  $V_S$

$$V_N = V_C + V_S \quad \text{eq. 4.31}$$

Il contributo del calcestruzzo è ottenuto a partire dallo sforzo di taglio che l'elemento è in grado di sopportare prima di lesionarsi a taglio, vale a dire prima di entrare in stato II. La tensione tangenziale critica in corrispondenza della quale si formano le prime fessure inclinate di taglio, è data dalla seguente espressione

$$\tau = 0.5\sqrt{f_c'} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_c'}A_g}} \quad \text{eq. 4.32}$$

Come già descritto in precedenza, quest'ultima relazione si ottiene a partire dalla (1), imponendo che la tensione principale di trazione eguagli la resistenza a trazione del calcestruzzo, qui definita come

$$f_{ct} = 0.5\sqrt{f_c'} \quad \text{eq. 4.33}$$

Nell'equazione (32) la tensione normale è stata sostituita dall'espressione

$$\sigma_x = -\frac{P}{A_g} \quad \text{eq. 4.34}$$

essendo  $P$  il modulo dello sforzo assiale agente,  $A_g$  l'area totale della sezione trasversale della colonna.

Sezen e Moehle ritengono che la tensione tangenziale che si ricava dalla (4.32), in realtà, sovrastimi il valore limite per la formazione delle fessure nella diagonale tesa di calcestruzzo, in quanto lo stato tensionale della colonna sottoposta ad azione assiale e laterale, è complicato dalla natura non omogenea del calcestruzzo armato e per la presenza delle fessure dovute sia all'azione flettente che all'aderenza con le barre dell'armatura, in particolar modo, quando il rapporto  $a/d$  è molto grande, situazione per la quale le fessure dovute all'azione flettente diventano predominanti. Per considerare tale aspetto, colto anche dai dati sperimentali, propongono di correggere la precedente relazione con l'inverso del rapporto di luce di taglio  $a/d$ , imponendo che sia tuttavia  $2.0 \leq a/d \leq 4.0$ :

$$\tau = \frac{0.5\sqrt{f_c'}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_c'}A_g}} \quad \text{eq. 4.35}$$

Considerando un'area effettiva a taglio pari a  $0.8A_g$ , il contributo resistente del calcestruzzo viene fornito come

$$V_c = \frac{0.5\sqrt{f_c'}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_c'}A_g}} 0.8A_g \quad \text{eq. 4.36}$$

Il contributo dell'armatura trasversale è quello classico che si ricava dal modello a traliccio assumendo un'inclinazione delle bielle di calcestruzzo di  $45^\circ$ :

$$V_s = \frac{A_w f_y d}{s} \quad \text{eq. 4.37}$$

In principio la formulazione proposta prevedeva l'introduzione di un coefficiente  $\alpha$  da assegnare in funzione dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo del meccanismo a traliccio. Per determinare tale valore, il contributo  $V_s$  è stato espresso come differenza fra la resistenza finale a taglio ottenuta dalle prove di laboratorio ( $V_{\text{test}}$ ) ed il contributo del calcestruzzo definito dalla (4.36). Per ogni colonna è stato quindi possibile valutare la differenza fra il valore così ricavato e quello invece di origine analitica del modello classico a traliccio di Ritter – Morsch ( $V_s = A_w f_y z/s$ ). Il parametro  $\alpha$  è stato quindi valutato come coefficiente angolare della retta di interpolazione dei punti rappresentativi di ciascuna colonna sul piano  $(V_{\text{test}} - V_c) - A_w f_y z/s$ . Le quantità  $(V_{\text{test}} -$

$V_c$ ) e  $A_w f_y z/s$  sono state normalizzate per mezzo del termine  $bd$ , essendo  $b$  la larghezza della sezione. In questo modo le coordinate di ciascun punto hanno il significato di tensioni.

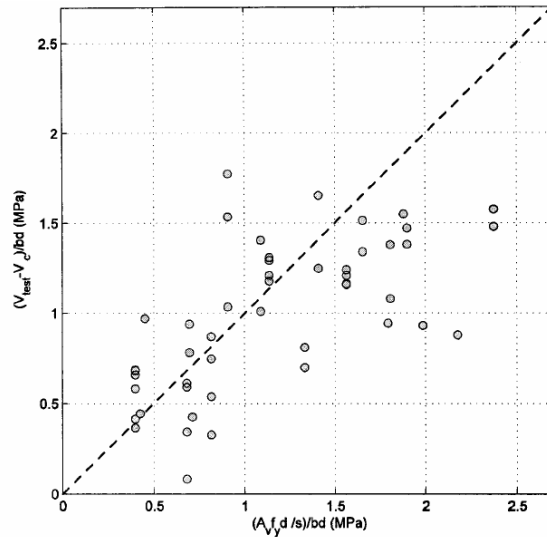


Fig. 4.18 Resistenza a taglio fornita dall'armatura trasversale:  $(V_{test} - V_c = V_s)/bd$  vs  $(A_w f_y d/s)/bd$

La pendenza della retta interpolatrice ottenuta con i dati sperimentali dello studio di Sezen e Moehle è di  $45^\circ$ , pertanto, il coefficiente  $\alpha$  viene posto uguale ad 1,0 ed il contributo dell'armatura trasversale espresso dalla (4.37).

Le espressioni ricavate per i contributi del calcestruzzo e dell'armatura di parete, vengono modificate con l'introduzione di un fattore  $k$  funzione della duttilità di spostamento

$$k = k \left( \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \right) \quad \text{eq. 4.38}$$

Alcuni modelli disponibili in letteratura, precedenti a quello di Sezen e Moehle, come quello di *Priestley et al.*, applicano tale fattore  $k$  al solo contributo del calcestruzzo, basandosi sull'assunzione che la formazione delle fessure comporti una degradazione del solo contributo del calcestruzzo. In questo caso invece, è stato ritenuto che il degrado del calcestruzzo conduca anche ad una perdita dell'ancoraggio delle armature trasversali, con una conseguente diminuzione del loro contributo resistente. Alla luce dei risultati sperimentali, non riuscendo tuttavia a stabilire con certezza in quale misura il degrado dovuto allo spostamento influenzasse i due contributi resistenti, i due autori, propongono di applicare ad entrambi il fattore  $k$ . Nel loro modello pertanto, sia il contributo resistente dovuto al solo calcestruzzo, che quello

dovuto alla presenza delle armature trasversali, variano in funzione della duttilità di spostamento.

$$V_C = k \frac{0.5\sqrt{f_c'}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_c'}A_g}} 0.8A_g \quad \text{eq. 4.39}$$

$$V_S = k \frac{A_w f_y d}{s} \quad \text{eq. 4.40}$$

Sulla base dei test condotti, per il fattore k viene proposta la seguente espressione:

per  $\mu_s < 2.0$   $k = 1.0$

per  $2.0 \leq \mu_s \leq 6.0$   $k = 1.15 - 0.075 \mu_s$  eq. 4.41

per  $\mu_s > 6.0$   $k = 0.7$

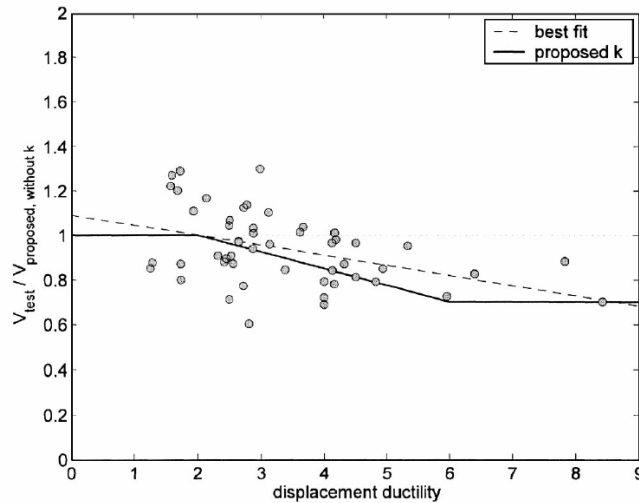


Fig. 4.19 Diminuzione della resistenza tagliante in funzione della duttilità di spostamento

### 4.2.3 Modello di Biskinis et al.

Lo studio di Biskinis valuta come la resistenza a taglio negli elementi in calcestruzzo armato, degradi più rapidamente rispetto alla resistenza a flessione sotto l'azione di carichi laterali ciclici come sono le sollecitazioni indotte dal sisma. Di conseguenza nel dimensionamento delle nuove strutture in c.a. e nella verifica di quelle esistenti, pone l'attenzione su quanto sia necessario considerare che la resistenza a taglio degli elementi sottoposti a carichi laterali di tipo ciclico, risulti inferiore alla



resistenza che gli stessi elementi presentano quando sottoposti ad azioni di carico laterale di tipo monotone. La diminuzione della suddetta resistenza per l'azione di carichi ciclici laterali è imputabile a diversi aspetti:

1. l'effetto ingranamento degli inerti diminuisce mano a mano che le superfici degli aggregati si levigano a causa delle deformazioni di tipo ciclico cui l'elemento in c.a. viene sottoposto;
2. l'effetto spinotto (dowel action) diminuisce per l'accumulo di deformazione plastiche nelle armature longitudinali;
3. l'azione ciclica delle sollecitazioni fa sì che sull'intera sezione trasversale dell'elemento in c.a. si formino fessure flessionali, di conseguenza il contributo nella resistenza al taglio dovuto alle tensioni tangenziali che si sviluppano nella zona di conglomerato compresso (effetto corrente compresso) diminuisce;
4. la riduzione della capacità resistente legata all'effetto spinotto porta ad una graduale apertura delle fessure inclinate con conseguente perdita di aderenza fra le armature trasversali ed il calcestruzzo circostante, con successivo accumulo di deformazioni plastiche nelle armature stesse.

Secondo Biskinis la degradazione della resistenza a taglio è maggiore in corrispondenza delle zone in cui avviene la plasticizzazione della sezione trasversale, vale a dire, in corrispondenza delle cosiddette *cerniere plastiche*. Ciò è spiegato con il fatto che in tali punti dell'elemento in c.a., le fessure flessionali sono più estese e vanno ad intersecare quelle inclinate da taglio. L'area di calcestruzzo compressa, inoltre, si presenta in queste zone di dimensione minore ed è più danneggiata, motivo per cui viene ridotto l'effetto del corrente compresso ed anche la resistenza nei confronti dell'azione di compressione dovuta al puntone inclinato di calcestruzzo del meccanismo resistente a traliccio. A questi aspetti, si aggiunge ancora il fatto che nelle sezioni plasticizzate, l'effetto spinotto perde di efficacia in seguito alle deformazioni plastiche subite dalle barre di armatura longitudinale. In ragione di quanto esposto, Biskinis afferma che la degradazione della resistenza a taglio per l'azione ciclica di carichi laterali, avviene soprattutto in quegli elementi in cui si sviluppano delle cerniere plastiche prima che in essi sia raggiunta la resistenza a taglio. Biskinis fornisce due modelli per il calcolo della capacità a taglio, entrambi che tengono conto della sua degradazione in funzione dei cicli di deformazioni plastiche. Lo studio che ha portato a definire questi due modelli si basa su un database di 239 campioni di elementi in cemento armato che presentano, dopo un iniziale snervamento delle armature longitudinali, una crisi a taglio della diagonale tesa per deformazioni più basse di quelle che comporterebbero una crisi a flessione. Il database include 53 test su colonne a sezione circolare, 161 test su colonne o travi a sezione quadrata e rettangolare, 6 su

muri e 19 su pilastri con sezioni cave o a T. Una colonna a sezione circolare, 25 campioni a sezione rettangolare e 4 pilastri a sezione cava sono rappresentativi degli elementi senza dettaglio sismico (elementi vecchi o non conformi).

La resistenza a taglio  $V_R$  viene espressa come somma di tre contributi, il contributo fornito dal carico assiale applicato all'elemento, il contributo del calcestruzzo  $V_C$  e quello delle armature trasversali  $V_S$ . Nelle formulazioni proposte si tiene conto della capacità di spostamento dell'elemento con il fattore di duttilità di spostamento  $\mu_{\Delta}^{pl}$ , che si può considerare pari al rapporto tra la componente plastica della rotazione di corda alla crisi (rotazione ultima meno il valore sperimentale di rotazione allo snervamento) e la rotazione di corda allo snervamento di calcolo  $\theta_y$ :

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1 = \frac{\theta_u^{pl}}{\theta_y} = \frac{\theta_u - \theta_y^{exp}}{\theta_y} \quad \text{eq. 4.42}$$

Per rotazione di corda allo snervamento  $\theta_y^{exp}$  si intende il valore di rotazione di corda definita dallo spostamento  $\Delta_y$  per il quale l'elemento considerato raggiunge la condizione di snervamento. Il numeratore della precedente relazione è pertanto considerato nullo per ogni  $\Delta \leq \Delta_y$  e così quindi anche il coefficiente  $\mu_{\Delta}^{pl}$ .

La rotazione di corda allo snervamento di calcolo deve essere calcolata secondo la relazione:

$$\theta_y = \Phi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.15 \frac{h}{L_s} \right) + a_{sl} \frac{0.13 \cdot \Phi_y \cdot d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{eq. 4.43}$$

Nella precedente relazione i primi due termini tengono conto delle deformazioni dovute alla flessione ed al taglio, il terzo invece considera lo scorrimento delle barre longitudinali. Nel calcolo di  $\theta_y$  si fa riferimento alle seguenti grandezze:

- $\Phi_y$  curvatura allo snervamento delle armature longitudinali;
- $L_s$  luce di taglio;
- $a_v z$  traslazione del diagramma del momento flettente;
- $z$  lunghezza del braccio della coppia interna, presa come  $z = d - d'$ , essendo  $d$  e  $d'$  rispettivamente le altezze dell'armatura a trazione ed a compressione rispetto la fibra estrema di compressione della sezione; per una sezione circolare di diametro  $D$  può essere assunto  $z \cong 0.9D$ ;
- $a_v$  coefficiente pari ad 1 se la fessurazione a taglio è prevista precedere lo snervamento per flessione nella sezione di estremità (cioè quando il momento a snervamento  $M_y$  supera  $L_s$  volte la resistenza a taglio della membratura considerata senza armatura specifica a taglio,  $V_{RC}$ , assunta

	come indicato in Eurocodice2); altrimenti pari a 0 (cioè quando $M_y < L_s V_{Rc}$ );
$h$	altezza della sezione trasversale, presa pari al diametro $D$ nelle sezioni circolari;
$a_{sl}$	coefficiente preso pari ad 1 se lo slittamento delle armature longitudinali dalla zona di ancoraggio è possibile, pari a 0 nel caso contrario;
$d_b$	diametro dell'armatura a trazione;
$f_y$	tensione di snervamento delle armature longitudinali in MPa;
$f_c'$	resistenza a compressione del calcestruzzo in MPa.

La parte di  $\theta_y$  dovuta alle deformazioni di flessione considera la possibilità che la fessurazione a taglio preceda lo snervamento della sezione, per tale ragione il termine  $\Phi_y(L_s/3)$  viene aumentato della quantità  $\Phi_y(z/3)$ , dove  $z$  rappresenta la differenza fra l'altezza di armatura a trazione  $d$  e l'altezza di armatura a compressione  $d'$ .

La resistenza a taglio dell'elemento in assenza di armatura specifica,  $V_{Rc}$ , viene valutata in accordo con l'Eurocodice2:

$$V_{Rc} = 0.12k((100\rho_l f_{ck})^{1/3})b_w d \quad \text{eq. 4.44}$$

con

$$k = 1 + \sqrt{200/d}$$

$d$	altezza utile della sezione [m];
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale $\leq 0.02$ ;
$f_{ck}$	resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;
$b_w$	larghezza minima della sezione.

Il calcolo della capacità di taglio viene proposto secondo due distinte formulazioni, la prima considera la degradazione del solo contributo del calcestruzzo con gli spostamenti anelatici ciclici, mentre la seconda considera degradante anche il contributo fornito dall'armatura trasversale. Per il primo modello è fornita la seguente espressione (unità di misura m; MN; MPa):

$$V_R = \frac{h-c}{2L_s} \min(N; 0.55A_g f_c') + 0.16 \cdot (1 - 0.95 \min(4.5; \mu_{\Delta}^{\rho_l})) \cdot \max(0.5; 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \min(5; L_s/h)) \sqrt{f_c'} A_g + V_s \quad \text{eq. 4.45}$$

Essendo

$A_g$	area della sezione di calcestruzzo compresa fra le staffe, ossia $(D_c)^2\pi/4$ ;
$D_c$	diametro della sezione di calcestruzzo all'interno delle staffe;
$h$	altezza della sezione trasversale, uguale al diametro $D$ per le sezioni circolari;
$N$	sforzo assiale agente, positivo se di compressione;
$c$	profondità dell'asse neutro valutato in corrispondenza della sezioni critica;
$\rho_{tot}$	rapporto geometrico di armatura longitudinale;
$V_s$	contributo fornito dall'armatura trasversale.

Il contributo dell'armatura trasversale è da valutarsi secondo la seguente relazione:

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D - 2 \cdot cov \cdot er) \cot \theta \quad \text{eq. 4.46}$$

Con:

$A_{sw}$	la sezione trasversale di una singola staffa;
$s$	passo delle staffe;
$f_{yw}$	tensione di snervamento delle staffe;
cover	copriferro
$\cot \theta$	essendo $\theta$ l'angolo di inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo, Biskinis considera $\theta = 45^\circ$ , da cui $\cot \theta = 1$ .

Rapportando le resistenze al taglio ottenute in laboratorio con quelle calcolate con la precedente relazione per i campioni degli elementi utilizzati nello studio, i dati vengono rappresentati con un valore medio pari ad 1.0 ed un coefficiente di variazione COV del 15.1 % (il coefficiente di variazione è il rapporto fra la deviazione standard e la media). La mediana è prossima ad 1.0 per tutti i sottoinsiemi di campioni considerati.

Il secondo modello, come già sottolineato, si distingue dal primo per il fatto che anche il contributo resistente fornito dall'armatura specifica a taglio è considerato funzione degli spostamenti anelatici ciclici:

$$V_R = \frac{h-c}{2L_s} \min(N; 0.55A_g f_c') + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot [0.16 \cdot \max(0.5; 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \min(5; L_s/h)) \sqrt{f_c'} A_g + V_s] \quad \text{eq. 4.47}$$

Questo secondo modello rappresenta i dati sperimentali con una media di 1.0 ed un coefficiente di variazione del 14.1%. In figura si riporta il confronto tra i valori della resistenza ottenuti con le relazioni precedenti e quelli ottenuti tramite prove sperimentali ( $V_{exp}$ ). Successivamente si riporta anche il rapporto fra la resistenza ottenuta sperimentalmente su quella fornita dai precedenti modelli ( $V_{pred}$ ) in funzione del fattore  $\mu_{\Delta}^{pl}$ .

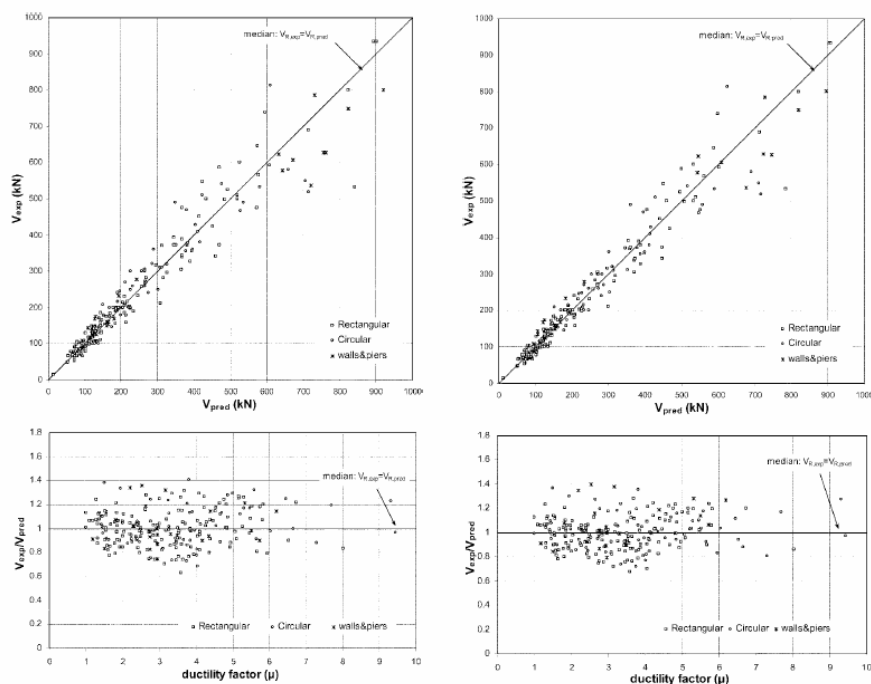


Fig. 4.20 Confronto fra i valori di  $V_R$  ricavati sperimentalmente e quelli forniti rispettivamente dal 1° modello (sinistra) e dal 2° modello (destra) proposto da Biskinis per il calcolo della resistenza a taglio di un elemento in c.a

Dei campioni esaminati, 45 fra quelli delle pareti e 44 fra quelli delle colonne hanno subito una rottura a taglio per la crisi della diagonale compressa.

Come riconosciuto in altre pubblicazioni internazionali, le pareti subiscono una rottura fragile per taglio dovuta alla crisi della diagonale compressa, quando il rapporto fra luce di taglio ed altezza della sezione trasversale risulta minore od uguale a 2.5, per le colonne, invece, quando lo stesso rapporto è minore od uguale a 2.0. Biskinis propone quindi due ulteriori modelli per quegli elementi la cui resistenza a taglio è controllata dalla diagonale compressa. Come per i modelli precedenti, la degradazione della resistenza con gli spostamenti anelatici ciclici, viene tenuta in conto attraverso il fattore di duttilità di spostamento  $\mu_{\Delta}^{pl}$ .

Per le pareti con  $L_s / h \leq 2.5$  la resistenza a taglio  $V_R$  è calcolabile secondo la seguente relazione (u.m.: MN; m; MPa):

$$V_{R,max} = 0.85 \left(1 - 0.06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \left(1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{A_c f_c'}\right)\right) \cdot \left(1 + 0.25 \max(1.75; 100\rho_{tot})\right) (1 - 0.2 \min(2; L_s / h)) \sqrt{\min(f_c'; 100)} b_w z \quad \text{eq. 4.48}$$

per le colonne con  $L_s / h \leq 2.0$ :

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} \left(1 - 0.02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_c f_c'}\right) \cdot \left(1 + 0.45 \cdot 100\rho_{tot}\right) \sqrt{\min(f_c'; 40)} b_w z \sin 2\theta \quad \text{eq. 4.49}$$

dove

$\theta$             angolo fra la diagonale compressa e l'asse della colonna ( $\tan\theta = h/2L_s$ ).

Il rapporto fra la resistenza di taglio calcolata sperimentalmente e quella ottenuta attraverso le precedenti relazioni presenta un valore medio pari ad 1.0 per entrambi i casi, un coefficiente di variazione COV pari a 11% per le pareti e 9.8% per le colonne.

## 5 Valutazione del comportamento a taglio delle pile per la verifica dei ponti

### 5.1 Comportamento a flessione ed a taglio di colonne in c.a.

Come elemento strutturale del ponte, le colonne vengono utilizzate per trasferire il carico della sovrastruttura al sistema di fondazione mediante lo sforzo di compressione assiale. Tuttavia, durante un evento sismico, le colonne diventano una componente essenziale del sistema resistente alle sollecitazioni laterali. In quanto tali, durante la trasmissione delle forze laterali alle fondazioni, possono essere sottoposte ad elevati livelli di flessione e taglio, e quindi subire danni che possono comprometterne la capacità di carico assiale e provocarne il collasso.

Le moderne tecniche di progettazione antisismica, sviluppate a partire dagli anni Settanta, sono state adottate dai vari codici nazionali non prima della seconda metà dello stesso decennio. Per tale ragione, i ponti costruiti prima di tale periodo, come numerosi studi hanno rivelato (*Priestley et al.*, 1997), presentano colonne caratterizzate da un'inadeguata resistenza a taglio e da una generale mancanza di duttilità. Queste caratteristiche sono principalmente dovute alla carenza in quantità, in distribuzione e nell'ancoraggio delle armature trasversali, in particolare nelle regioni di formazione delle cerniere plastiche. Queste colonne sono normalmente indicate come *colonne dominate a taglio*.

Nella valutazione della vulnerabilità sismica di ponti esistenti, è molto importante classificare il comportamento di ciascuna pila. In particolar modo, per le analisi basate sulla capacità di spostamento dell'elemento in esame, è fondamentale stabilirne il tipo di rottura. Gli elementi suscettibili di una rottura di tipo fragile, infatti, spesso non raggiungono nemmeno il limite di snervamento, non producendo quindi alcuna deformazione plastica prima del collasso. In precedenza, con la descrizione dello strumento di analisi utilizzato ai fini delle verifiche sismiche, quali le curve di fragilità di tipo analitico, è stata introdotta la funzione di danno che esprime il danneggiamento della struttura in funzione della duttilità cinematica (eq. 3.2):

$$\mu_s = \frac{x_{\max}}{x_y}$$

Per consentire la quantificazione del danneggiamento della struttura, sono stati introdotti quattro livelli di danno attraverso la definizione di un particolare valore del parametro  $\mu_s$ . Si riportano i livelli di danno già introdotti nel capitolo 3:

- danno lieve  $\mu_s = 1$ ;
- danno moderato  $\mu_s = 2$ ;
- danno esteso  $\mu_s = 4$ ;
- danno completo  $\mu_s = 7$ .

Una rottura di tipo fragile, tuttavia, può determinare il crollo della pila, con conseguente crisi dell'intera struttura, prima che venga raggiunto lo snervamento delle armature longitudinali, quindi prima che sia raggiunto il minore dei livelli di danno sopra definiti ( $\mu_s < 1$ ). Per considerare anche il caso di rottura a taglio con il metodo delle curve di fragilità, pertanto, occorre affiancare ai livelli di danno già definiti, un ulteriore livello associato alla crisi per taglio. Tale limite è da intendersi come rappresentativo del collasso dell'elemento, al pari del livello di *danno completo* ( $\mu_s = 7$ ). Per la sua definizione, è necessario considerare la curva di capacità a flessione dell'elemento e l'involuppo della sua resistenza tagliante, secondo i modelli descritti nel capitolo 4. Nel 1981, con le linee guida *Seismic Design Guidelines for Highway Bridges* (ATC-6), il Consiglio di Tecnologie Applicate (Applied Technology Council, ATC), ente Statunitense preposto allo studio degli effetti di calamità naturali, in particolare quelli dovuti ai terremoti, propose un modello per la classificazione dei possibili modi di rottura di una colonna di calcestruzzo armato sottoposta a spostamenti laterali crescenti. Tale modello si basa sull'andamento delle predette curve, individuando tre possibili modi di rottura:

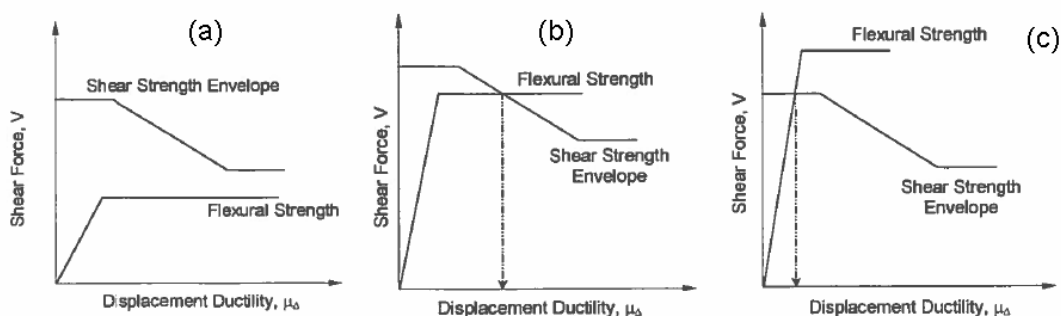


Fig. 5.1 Classificazione dei possibili modi di rottura di una colonna di calcestruzzo armato in accordo con ATC-6

*Rottura di tipo flessionale* (a): la forza di taglio corrispondente al massimo momento flettente resistente è inferiore alla resistenza di taglio dell'elemento per ogni



valore di duttilità, pertanto, la crisi avviene per il raggiungimento della capacità ultima a flessione della colonna.

*Rottura di tipo misto (b)*: viene raggiunto per primo il limite di snervamento della colonna, tuttavia, al crescere dello spostamento, la forza di taglio corrispondente eccede la resistenza tagliante portando la colonna al collasso.

*Rottura di tipo fragile per taglio (c)*: la resistenza di taglio della colonna viene raggiunta prima ancora del limite di snervamento, la rottura avviene dunque quando le armature longitudinali della colonna sono ancora in campo elastico.

Questa classificazione, come confermato in seguito da diverse studi, riconosce la diminuzione della resistenza di taglio all'aumentare dello spostamento indotto. Con il crescere dell'inclinazione della colonna, infatti, le fessure dovute all'azione combinata delle sollecitazioni di taglio e flessione si amplificano, causando una diminuzione della capacità di assorbire sforzi taglio da parte del calcestruzzo, essenzialmente a causa della perdita di efficacia del meccanismo di ingranamento.

Secondo quanto esposto, lo spostamento corrispondente alla crisi per taglio è individuato dal punto di intersezione fra la curva di capacità flessionale e l'involuppo della resistenza di taglio (Fig. 5.1 (b)-(c)).

Per le colonne caratterizzate da un comportamento duttile la curva di capacità flessionale può essere adeguatamente schematizzata da una *bilineare*, mentre, nel caso di colonne a comportamento fragile tale rappresentazione tende a sovrastimare la rigidezza flessionale, comportando una sottovalutazione dello spostamento corrispondente alla rottura per taglio.

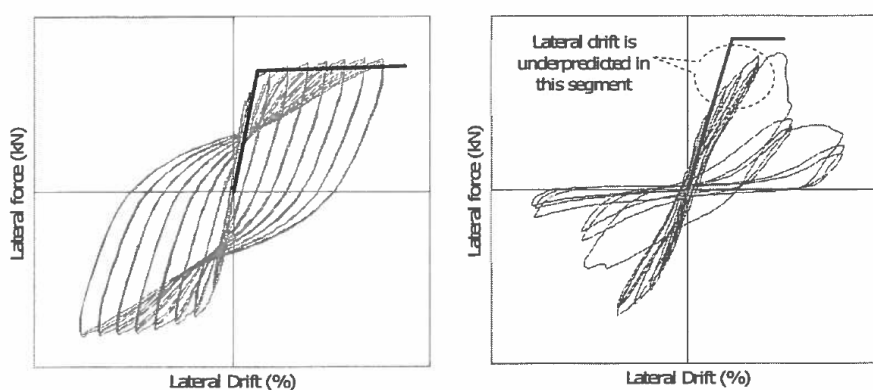


Fig. 5.2 Esempio del comportamento di due distinte colonne in seguito a cicli di deformazione, nel grafico di sinistra è rappresentato il caso di una rottura di tipo duttile (comportamento ben schematizzato da una bilineare), in quello di destra invece il caso di una rottura fragile per taglio (il tratto elastico della bilineare tende a sovrastimare la rigidezza flessionale della colonna)

Attraverso una serie di test di laboratorio su colonne dominate a taglio, *Calvi et al.* (2005) hanno messo in evidenza una variazione di rigidezza flessionale nel tratto precedente al punto di rottura. Questa perdita di rigidezza è stata giustificata con il formarsi delle fessure inclinate di taglio (*diagonal shear cracks*). Per tale ragione, *Calvi et al.* suggeriscono di sostituire il primo segmento della bilineare con una serie di tratti a pendenza differente.

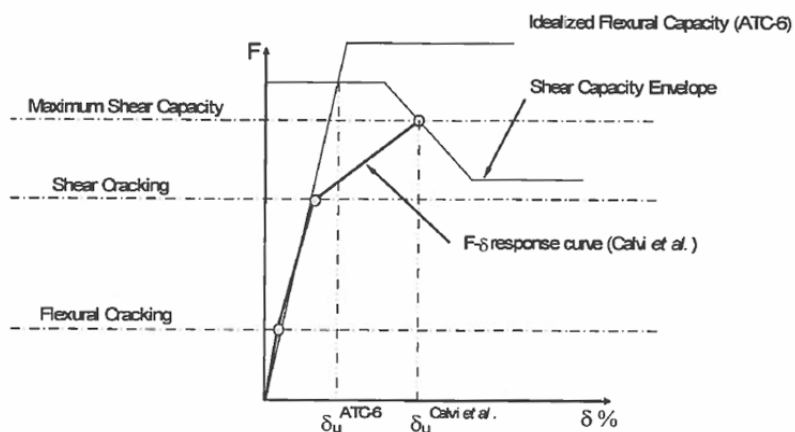


Fig. 5.3 Curva proposta da Calvi et al. per rappresentare la risposta flessionale di una colonna di tipo fragile

La curva proposta si caratterizza per due variazioni di pendenza, in aggiunta a quella introdotta per tenere in conto dell'effetto della formazione di fessure inclinate di taglio, è stata aggiunta anche una variazione di pendenza nel tratto iniziale della curva per considerare la diminuzione di rigidezza conseguente alla comparsa delle fessure dovute all'azione flettente. La seconda variazione di pendenza è individuata dallo sforzo di fessurazione da taglio (*shear cracking force*), ossia il livello di forza in corrispondenza del quale viene mobilitata la resistenza offerta dalle armature trasversali. Lo sforzo di fessurazione di taglio, nella procedura di *Calvi et al.*, è definito a partire della forza critica che segna il passaggio della colonna dallo stato I allo stato II (eq. 4.5-4.6), modificata per tenere in conto della distribuzione delle armature trasversali e della dispersione dei dati ottenuti con prove di laboratorio:

$$V_{cr} = 0.2147 \cdot (s/d)^{-0.5733} v_{cr} A_w \quad \text{eq. 5.1}$$

$$v_{cr} = 0.5 \sqrt{f_c} \sqrt{1 + P / (0.5 \sqrt{f_c} A_g)} \quad \text{eq. 5.2}$$

dove  $s$  rappresenta la distanza delle armature trasversali lungo l'asse della colonna,  $d$  l'altezza utile della sezione trasversale,  $A_g$  l'area della sezione trasversale,

$P$  il carico assiale (considerato di compressione),  $f_c$  la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo non confinato e  $A_w$  area di taglio della sezione trasversale della colonna.

## 5.2 Selezione casi di studio

Questo lavoro di tesi è stato affrontato con lo scopo di ricercare una metodologia per l'analisi della vulnerabilità sismica di ponti esistenti che permettesse di considerare la possibilità di rotture di tipo fragile delle pile. Per tale ragione si è provveduto a ricercare una serie di pile campione suscettibili di rotture fragili per taglio in modo da poter stabilire, sulla base delle caratteristiche delle pile osservate, quali siano i parametri che caratterizzano maggiormente la risposta della pila in senso fragile. A tale scopo è stato considerato inizialmente un caso già esaminato da precedenti lavori di tesi, dei quali la presente, può considerarsi una prosecuzione. Si tratta delle pile del *ponte di Fener*, ponte stradale sul fiume Piave situato nel comune di Alano di Piave, località Fener (Treviso). Il ponte risale ai primi anni Settanta e presenta un buono stato di conservazione. Le sue pile sono costituite da una struttura a telaio, ciascuna con due colonne circolari di diametro di 1.5 m e altezza variabile fino ad un massimo di 9 m, con traverso in sommità a T rovescia alto 2 m. L'armatura delle pile è costituita da 23Ø20 longitudinali e staffe circolari 1Ø10/20 cm, copriferro pari a 5 cm. Essendo l'impalcato semplicemente appoggiato, l'area di pertinenza di ciascuna pila corrisponde ad un'intera campata del ponte, composto in totale da 24 campate, di cui la massima raggiunge 24.75 m di lunghezza. L'impalcato è largo 9 m e l'effetto dei pesi propri e dei carichi permanenti della sovrastruttura è pari a 84.90 kN/m. I traversi pesano ciascuno 164.1 kN. Il calcestruzzo è stato ipotizzato di classe C25/30, mentre l'acciaio di tipo FeB32K.



Fig. 5.4 Vista delle pile del ponte di Fener

Il comportamento della generica pila del ponte è stato valutato in accordo con il metodo definito in ATC-6, sulla base delle caratteristiche sopra indicate. L'analisi è stata quindi ripetuta facendo variare di volta in volta alcune grandezze geometriche della pila, così da cogliere con la risposta della stessa, la maggiore o la minore influenza nel comportamento finale del parametro considerato variabile.

In questo elaborato la curva rappresentativa della risposta a flessione è stata schematizzata con una bilineare così come riportato in ATC-6. La curva proposta da Calvi et al. (2005), infatti, oltre ad essere più onerosa in termini di operazioni necessarie, è stata ottenuta valutando la risposta di sole colonne dominate a taglio. In questo lavoro invece viene utilizzata per definire il comportamento di una pila generica, della quale non è nota a priori la modalità di rottura.

Si sottolinea nuovamente come i parametri geometrici siano stati considerati facendone variare uno solo per volta, in modo da rendere evidente l'effetto della sua variazione con il confronto delle risposte ottenute. Questi parametri sono:

- diametro della pila  $D$ ;
- altezza della pila  $L$ ;
- passo delle staffe  $s$ ;
- rapporto geometrico di armatura longitudinale  $\rho$ ;

Lo schema statico delle pile è da considerare a telaio in direzione trasversale a quella delle campate, a mensola semplice in direzione parallela. Una possibile rottura per taglio è quindi più probabile in direzione trasversale, essendo in tale direzione maggiore la rigidità flessionale della colonna.

Nel comportamento della colonna ha grande influenza anche il livello di sforzo assiale, per tale ragione, oltre che a far variare le caratteristiche geometriche si è scelto di considerare variabile anche lo sforzo di compressione assiale  $N$ . Per mantenere tale valore costante al variare di altri parametri geometrici come l'altezza  $L$  e il diametro  $D$  della pila, il peso proprio della colonna è stato escluso dal calcolo. Indicata con  $L_1$  la lunghezza della campata, con  $g$  il carico distribuito dovuto al peso proprio della sovrastruttura e dei carichi permanenti, con  $G_t$  il peso proprio del traverso, lo sforzo assiale su ciascuna colonna è dato semplicemente da:

$$N = \frac{g \cdot L_1 + G_t}{2} \quad \text{eq. 5.3}$$

con  $L_1 = 24.75$  m si ottiene  $N = 1133$  KN.

### 5.2.1 Rappresentazione della curva di capacità a flessione

La risposta flessionale della pila, espressa dal grafico *Forza - spostamento*, è stata ottenuta per integrazione del *diagramma Momento - Curvatura* secondo il metodo di *Priestley et al. [2003]*. Si tratta di una procedura che prevede di sostituire l'andamento reale del diagramma con una bilineare definita da due punti caratteristici: la capacità *Nominale* e la capacità *Ultima* della sezione (Fig. 5.5).

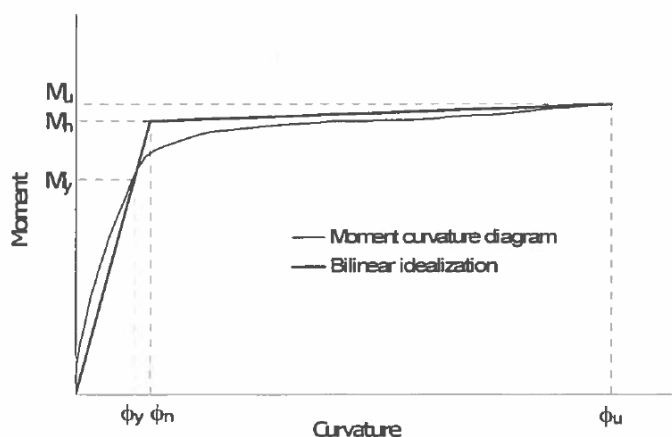


Fig. 5.5 Idealizzazione del diagramma Momento – Curvatura [Priestley et al. 2003]

I punti caratteristici che definiscono l'andamento ideale del diagramma momento curvatura sono da calcolarsi in funzione di tre punti del diagramma reale, individuati per tre distinti valori di deformazione della sezione. In particolare il metodo richiede i valori di momento e di curvatura in corrispondenza del verificarsi delle seguenti condizioni:

- raggiungimento deformazione di primo snervamento;
- raggiungimento deformazione nominale;
- raggiungimento deformazione ultima;

La condizione di primo snervamento è ottenuta al verificarsi del raggiungimento del primo fra i seguenti valori di deformazione:

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s}; \epsilon_c = 0.002 \quad \text{eq. 5.4}$$

La capacità nominale al verificarsi del raggiungimento del primo fra i seguenti valori di deformazione:

$$\epsilon_s = 0.015; \epsilon_c = 0.004 \quad \text{eq. 5.5}$$

La capacità ultima al verificarsi del raggiungimento del primo fra i seguenti valori di deformazione:

$$\epsilon_s = 0.6 \cdot \epsilon_{su}; \quad \epsilon_c = \epsilon_{cu} \quad \text{eq. 5.6}$$

Essendo

$\epsilon_s$  deformazione delle armature longitudinali;

$\epsilon_c$  deformazione del calcestruzzo in corrispondenza della fibra più compressa;

$f_y$  tensione di snervamento dell'acciaio delle barre di armatura longitudinale;

$E_s$  modulo elastico dell'acciaio;

$\epsilon_{su}$  effettiva deformazione ultima per l'acciaio;

$\epsilon_{cu}$  deformazione ultima per il calcestruzzo confinato, definita come

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad \text{eq. 5.7}$$

dove

$\rho_s$  rapporto volumetrico di armatura trasversale;

$f_{yh}$  tensione di snervamento per l'acciaio delle armature trasversali;

$f_{cc}$  resistenza a compressione del calcestruzzo confinato, calcolata secondo il modello di *Mander et al.* (1998).

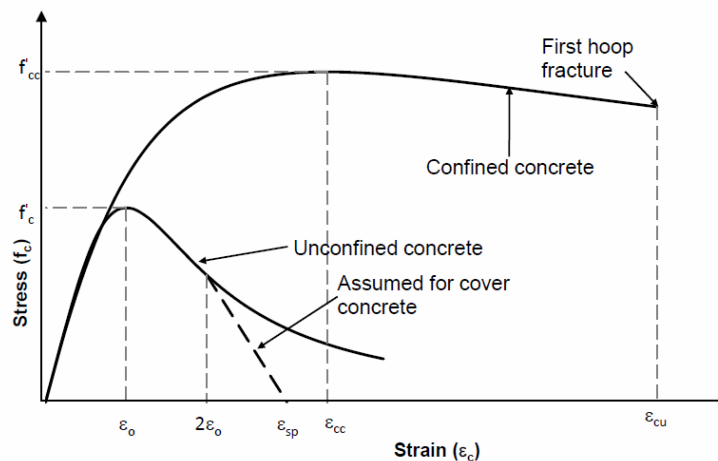


Fig. 5.6 Grafico  $\sigma - \epsilon$  per calcestruzzo confinato e non, Mander et al. [1998]

I valori di momento e di curvatura corrispondenti alle tre condizioni sopra definite sono stati ottenuti tramite il programma freeware realizzato dall'*University of Southern California, USC\_RC* [Esamaeily, 2001], il quale il fornisce il diagramma momento –

curvatura una volta stabilite le caratteristiche della sezione critica. E' possibile inoltre ottenere i valori di momento e di curvatura per un qualsivoglia valore di deformazione del calcestruzzo o dell'acciaio.

Seconda la procedura di *Priestley et al.* la curvatura della sezione critica in corrispondenza del raggiungimento della capacità nominale non è da ricavare direttamente dal diagramma momento – curvatura, bensì da ottenere per estrapolazione lineare dalla condizione di primo snervamento:

$$\Phi_n = \Phi_y \frac{M_n}{M_y} \quad \text{eq. 5.8}$$

La curva di capacità a flessione della pila è stata calcolata secondo il metodo delle cerniere plastiche di *Priestley et al.* (1996) a partire dal diagramma momento – curvatura precedentemente definito. Il metodo utilizzato fornisce gli spostamenti massimi della colonna per integrazione della curvatura, la forza laterale è semplicemente ottenuta dai momenti flettenti.

Lo spostamento e la forza laterale in corrispondenza del punto di capacità nominale sono:

$$\Delta_n = \frac{k_t \Phi_n (L_v + L_{sp})^2}{3} \quad \text{eq. 5.9}$$

$$F_n = \frac{M_n}{L_v} \quad \text{eq. 5.10}$$

In corrispondenza della capacità ultima:

$$\Delta_u = \Delta_n + \Delta_p \quad \text{eq. 5.11}$$

$$F_u = \frac{M_u}{L_v} \quad \text{eq. 5.12}$$

con

$$\Delta_p = \left( \frac{M_u}{M_n} - 1 \right) \Delta_n + k_t (\Phi_u - \Phi_n) \cdot L_p \left( L_v - \frac{L_p}{2} \right) \quad \text{eq. 5.13}$$

$L_v$  e  $L_p$  rappresentano rispettivamente la lunghezza della luce di taglio della colonna e la lunghezza della cerniera plastica:

$$L_v = \frac{1}{k_t} L \quad \text{eq. 5.14}$$

$$L_p = 0.08L_v + L_{sp} = 0.08L_v + 0.022f_y d_b \quad \text{eq. 5.15}$$

Il secondo termine delle precedente relazione ( $L_{sp}$ ) serve per considerare la rotazione addizionale alla base della colonna dovuta alla penetrazione delle deformazioni plastiche dell'armatura longitudinale all'interno del supporto della colonna stessa. Il coefficiente  $k_t$  varia a seconda che la colonna abbia un comportamento tipo mensola semplice ( $k_t = 1$ ) o di tipo a telaio ( $k_t = 2$ ).

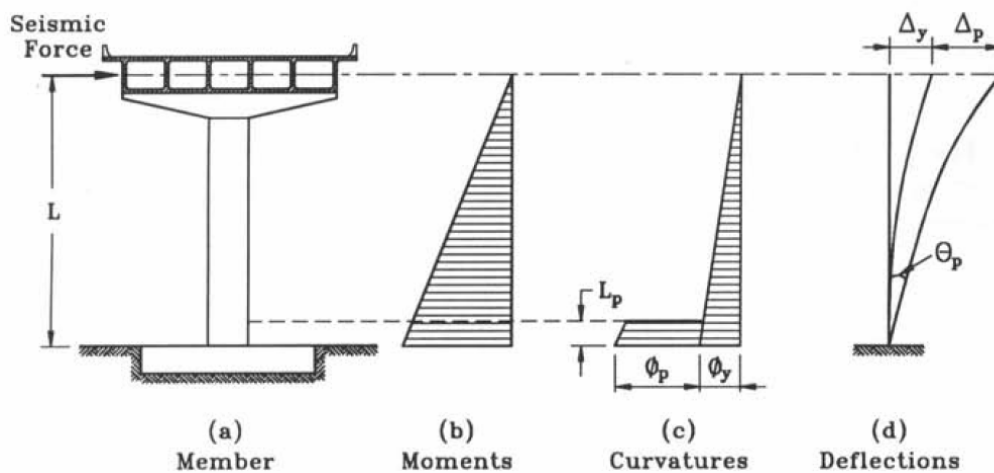


Fig. 5.7 Deformazioni plastiche di una pila da ponte, [Priestley et al. 1996]

La curva di capacità flessionale della pila che si ottiene attraverso il metodo descritto nel presente paragrafo è quindi del tipo:

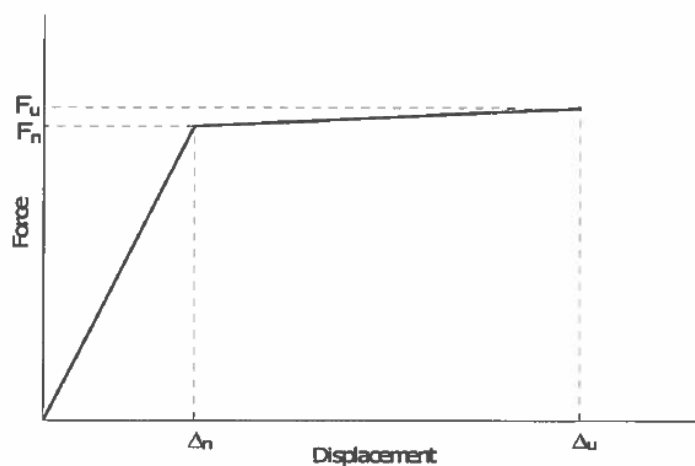


Fig. 5.8 Curva di capacità a flessione della pila ottenuta sostituendo l'andamento effettivo con una bilineare



### 5.2.2 Casi considerati

In questa fase è stato esaminato il comportamento di una generica pila da ponte rappresentando la curva di capacità a flessione secondo quanto esposto nel paragrafo precedente, mentre l'involuppo della resistenza tagliante è stato ottenuto con i modelli descritti nel capitolo 4:

- modello di Priestley et al. (2000);
- modello di Sezen e Moehle (2001);
- modello di Biskinis et al. (2004).

A partire dalle caratteristiche effettive delle pile del fonte di Fener sono state svolte diverse analisi facendo variare di volta in volta una sola grandezza geometrica. I valori considerati sono di seguito elencati.

Altezza pila:  $L = \{ 9; 7; 4; 2 \text{ m} \}$

Diametro pila:  $D = \{ 2; 1.5; 1 \text{ m} \}$

Passo staffe  $s$ :  $s = \{ 30; 20; 10; 5 \text{ cm} \}$

R. geometrico armatura:  $\rho = \{ 0.5; 0.75; 1; 2 \text{ \%} \}$

Per valutare la risposta della pila al variare dello sforzo normale applicato, sono state svolte analisi per diversi valori di  $N$ , espressi come percentuale dello sforzo dato dal prodotto fra l'area di calcestruzzo confinato  $A_{g,c}$  e la resistenza a compressione del calcestruzzo  $f_c$ . Con  $f_c = 25 \text{ MPa}$ ,  $A_{g,c} = 1.539 \text{ m}^2$  si ottiene  $N_{\max} = 38.5 \text{ MN}$ . I livelli di sforzo considerati sono:

$$N = \{ 0; 10; 20 \text{ \% di } N_{\max} \}$$

Per ogni valore del diametro  $D$ , del passo  $s$ , di  $\rho$  e dello sforzo normale  $N$  l'analisi è stata effettuata per ciascuna delle altezze  $L$  considerate.

Di seguito si riportano i grafici rappresentativi del comportamento della pila e dalla cui osservazione è possibile stabilire il tipo di rottura atteso. Si riportano prima i casi relativi ad uno spostamento in direzione trasversale (comportamento a telaio), successivamente quelli con direzione di verifica parallela allo sviluppo longitudinale del ponte (comportamento a mensola).

### 5.2.3 Risposta al variare della lunghezza L (direzione trasversale)

5.2.3.1 L = 9 m, D = 1.5 m, s = 20 cm,  $\rho \cong 0.005$ , N = 1133 KN

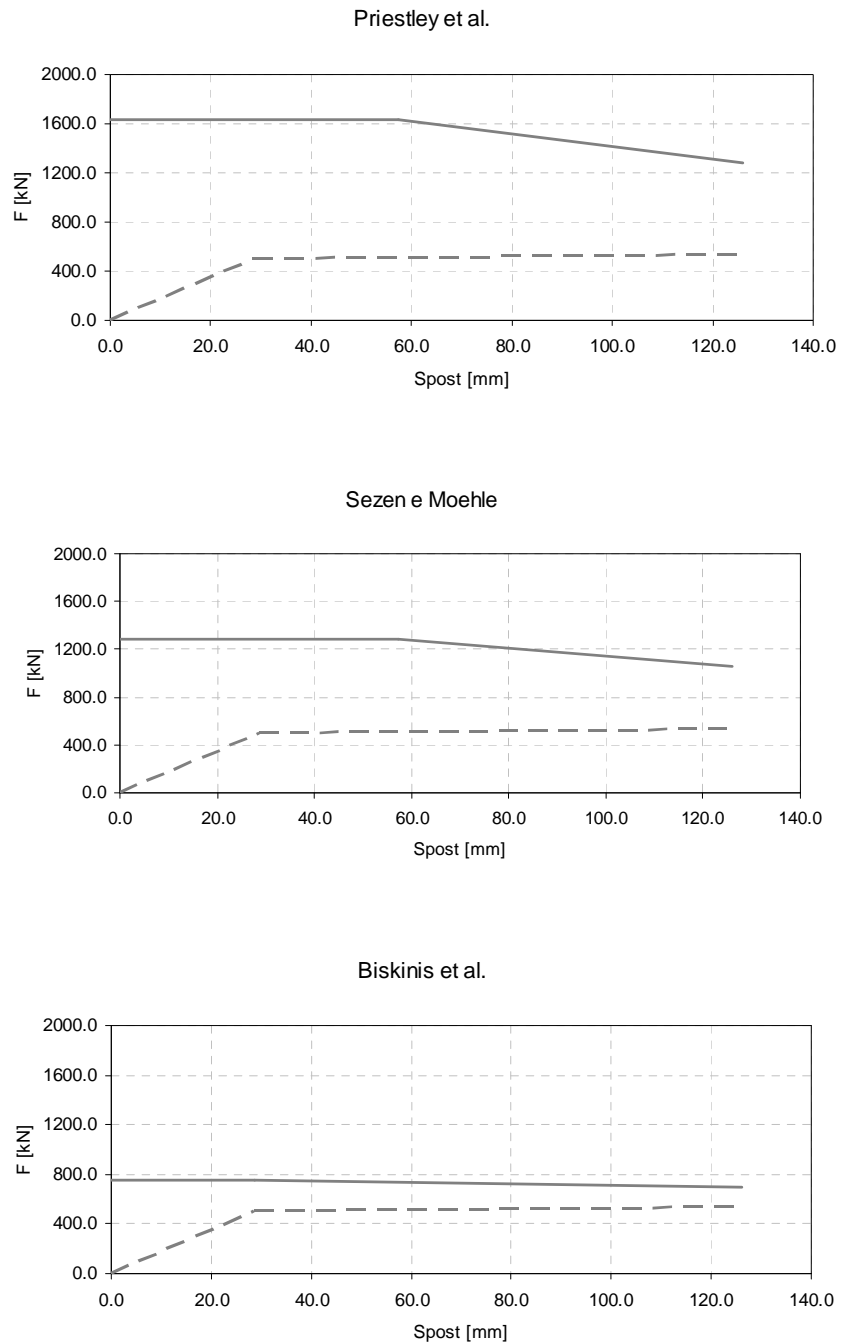
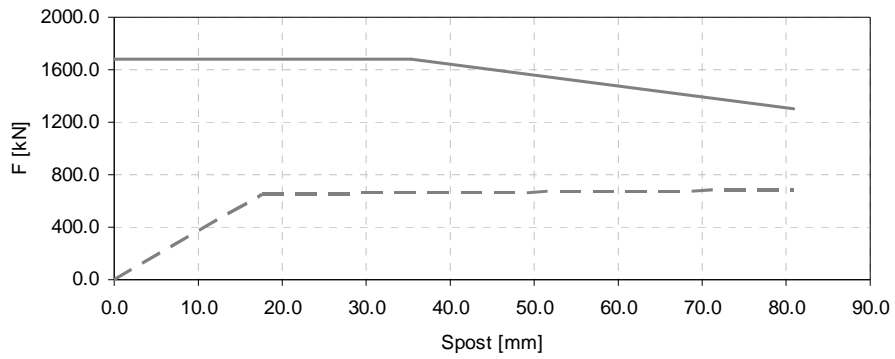


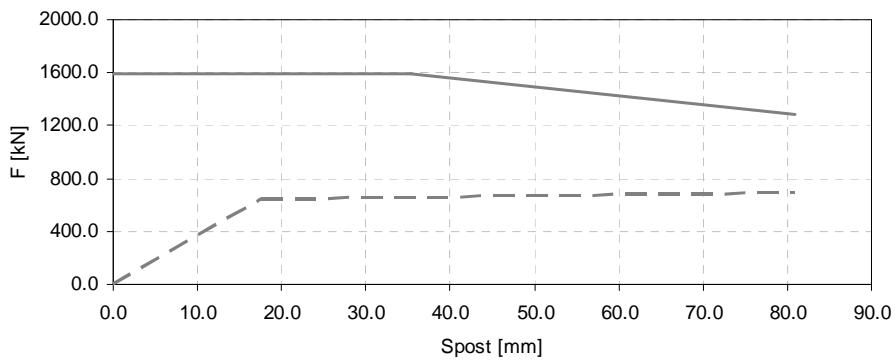
Fig. 5.9 L = 9 m, risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.3.2  $L = 7$  m,  $D = 1.5$  m,  $s = 20$  cm,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133$  KN

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

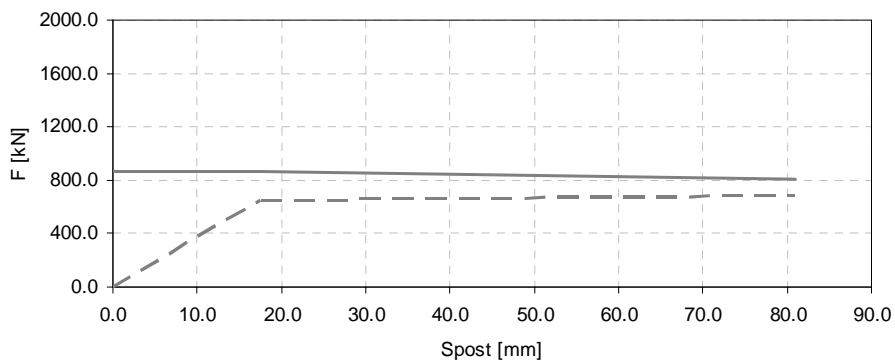


Fig. 5.10  $L = 7$  m, risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.3.3  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

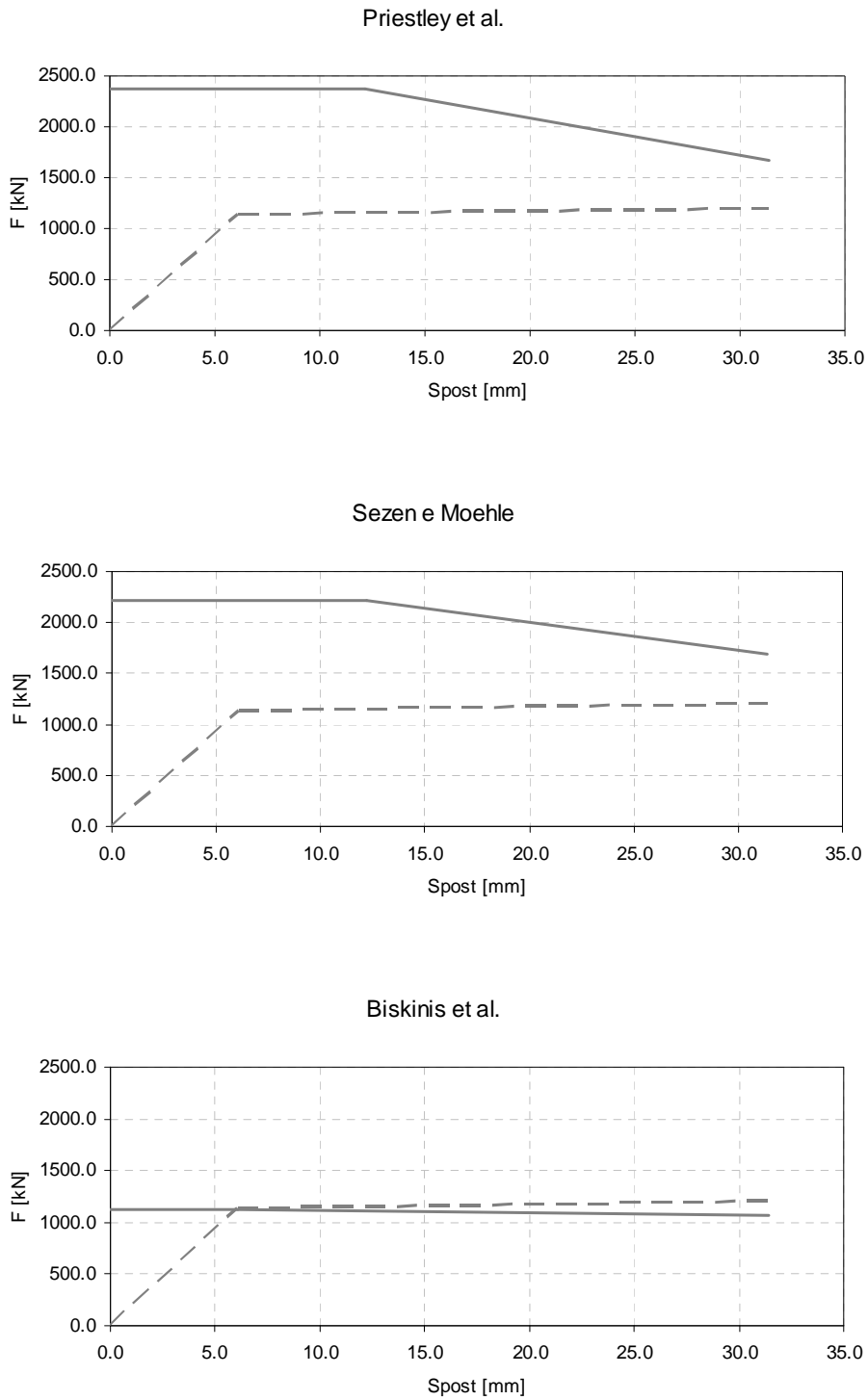


Fig. 5.11  $L = 4 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.3.4  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

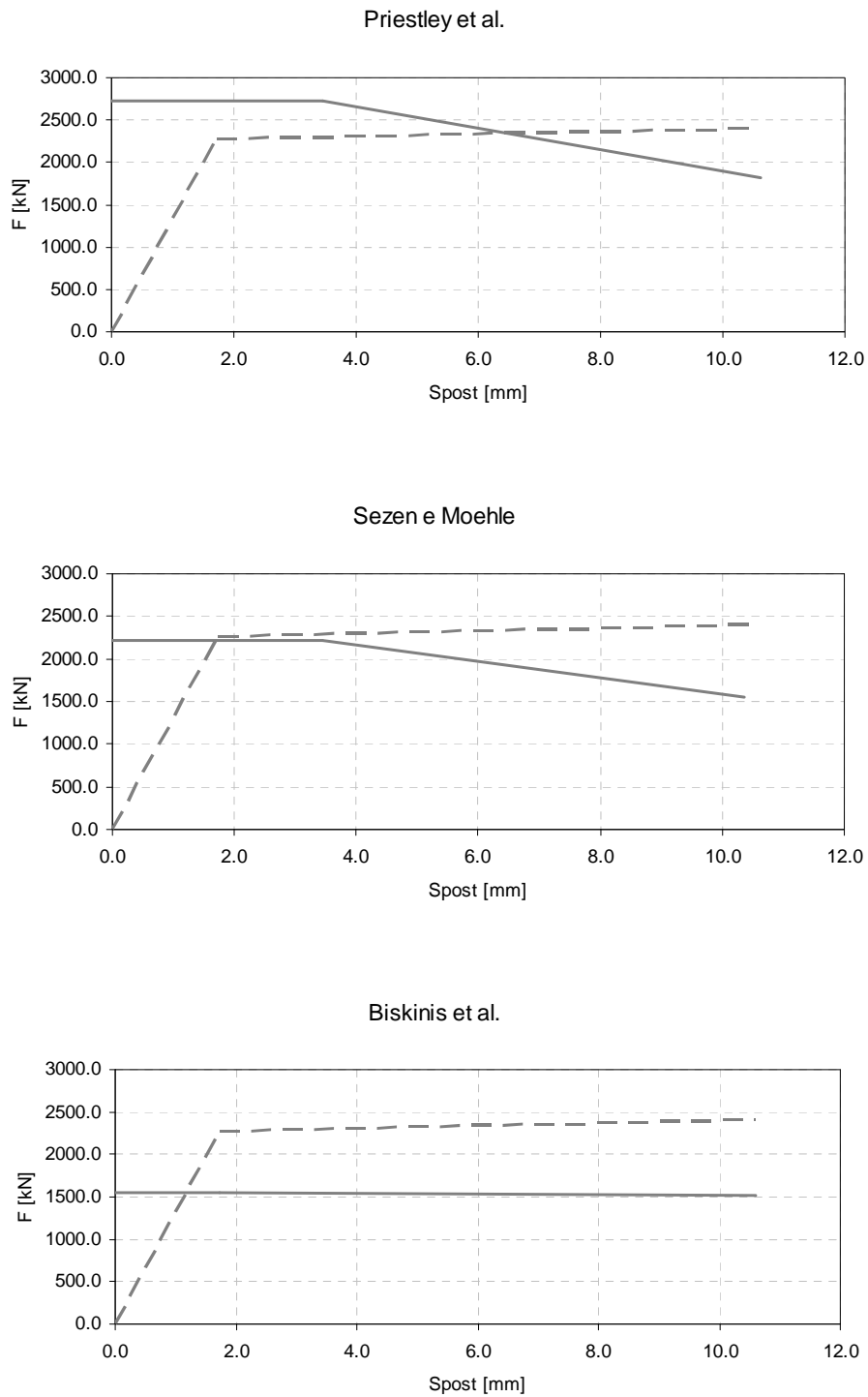


Fig. 5.12  $L = 2 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

## 5.2.4 Risposta al variare del diametro D (direzione trasversale)

5.2.4.1  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

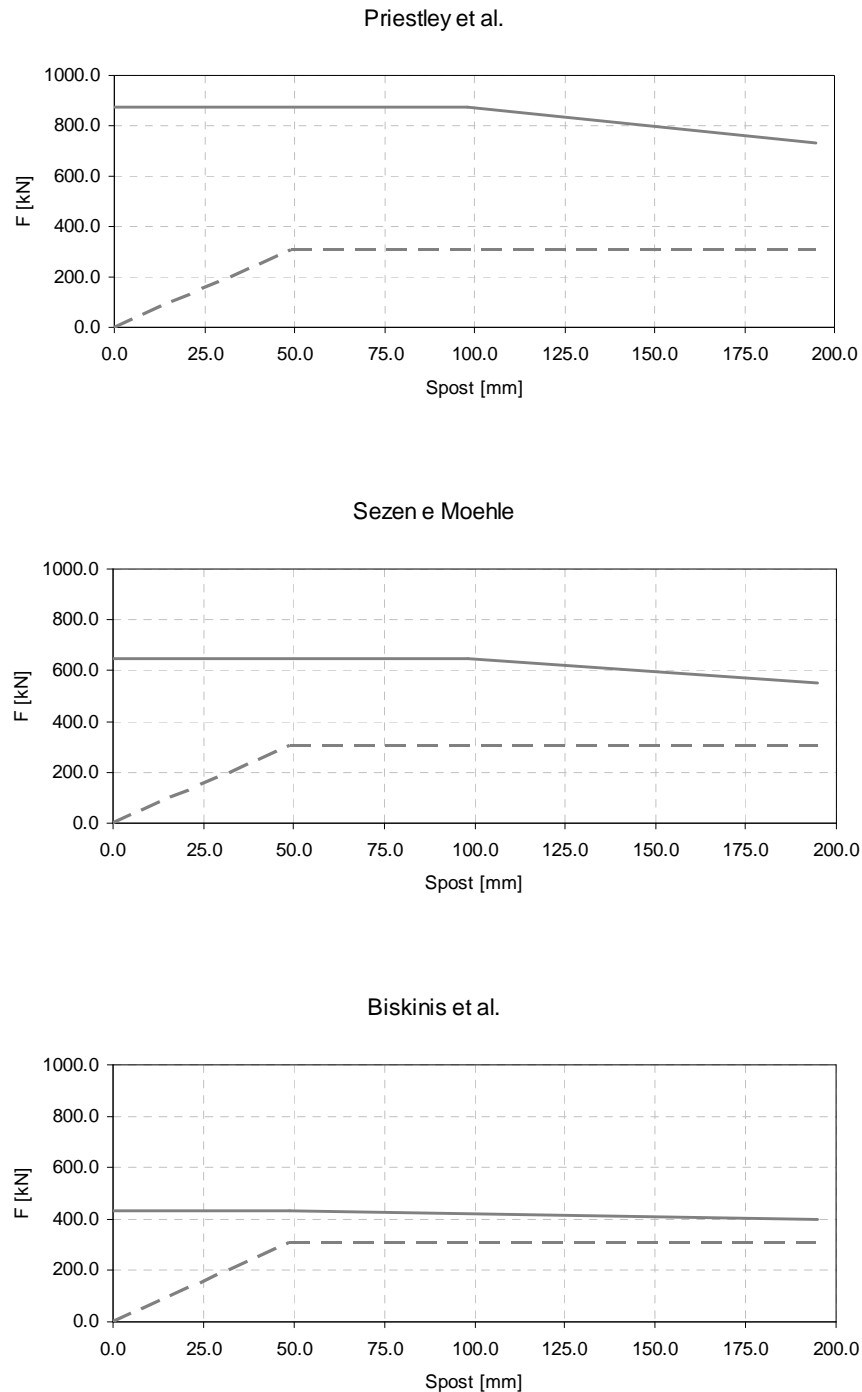


Fig. 5.13  $L = 9 \text{ m}$   $D = 1 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.4.2  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

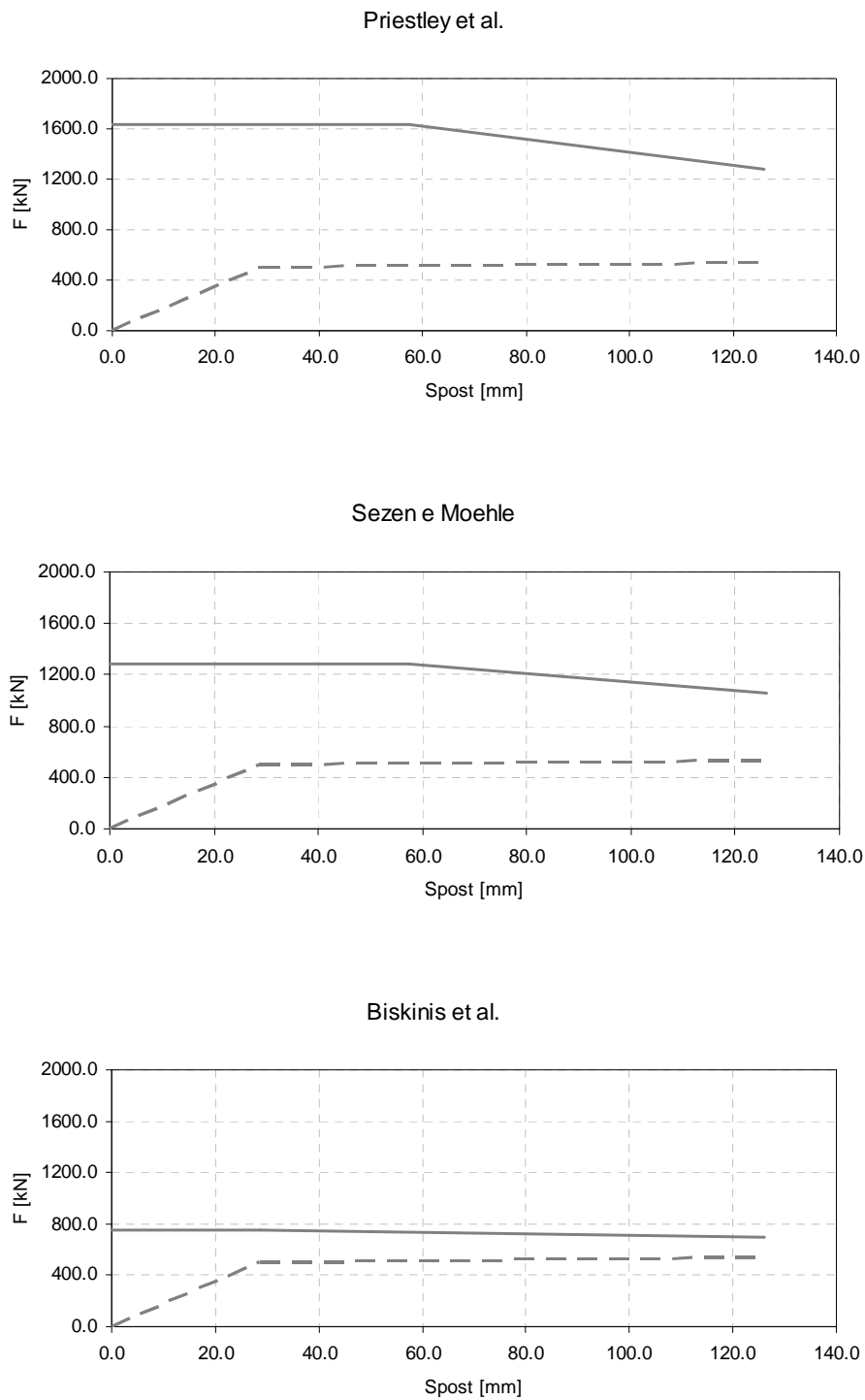
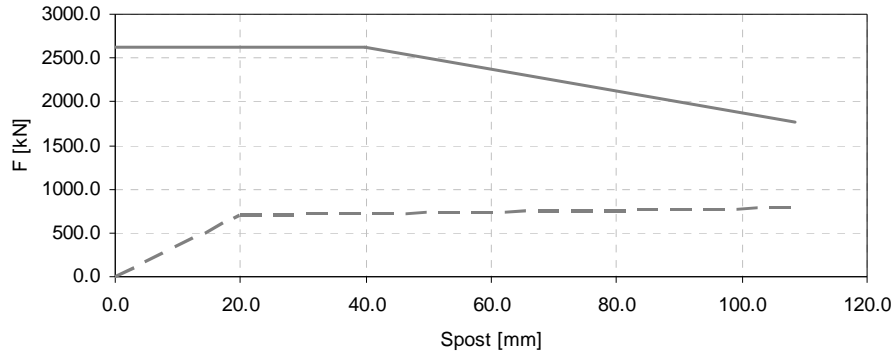


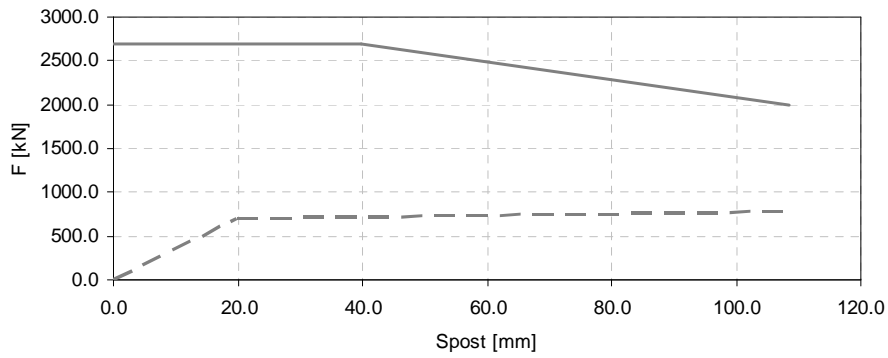
Fig. 5.14  $L = 9 \text{ m}$   $D = 1.5 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.4.3  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 2.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

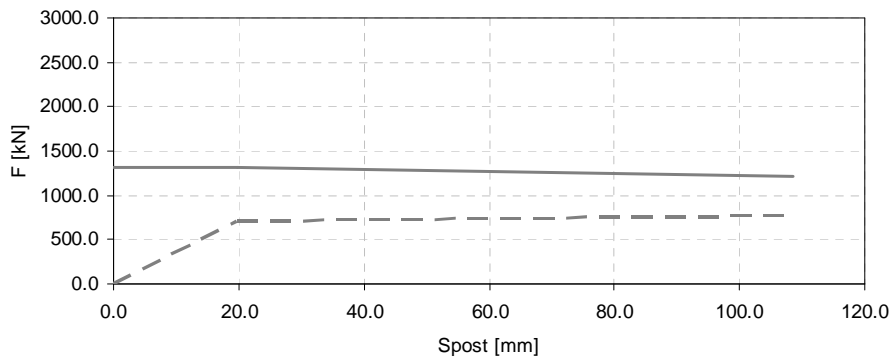
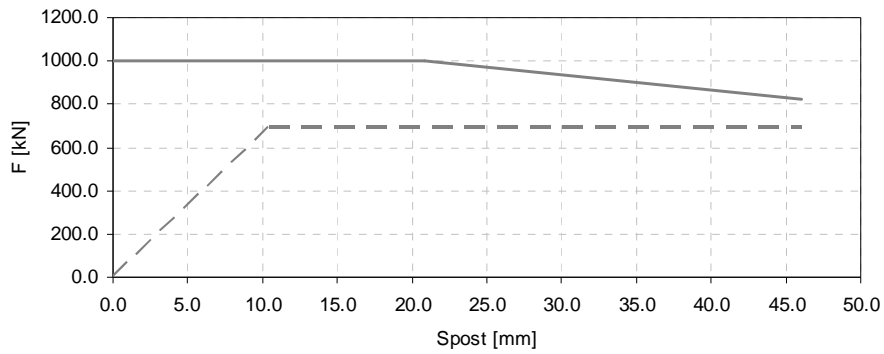


Fig. 5.15  $L = 9 \text{ m}$   $D = 2.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

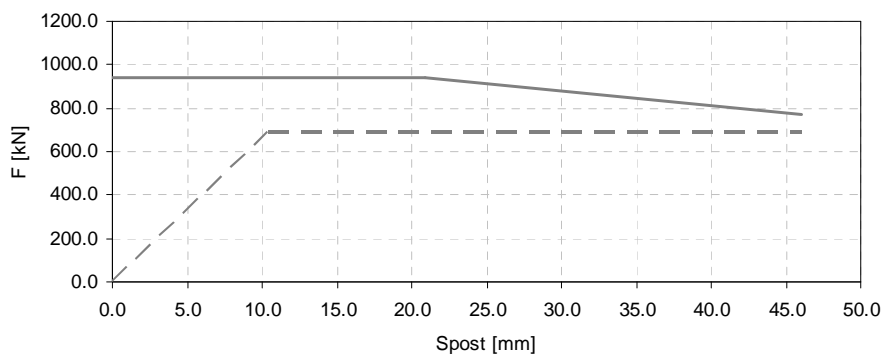


5.2.4.4  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

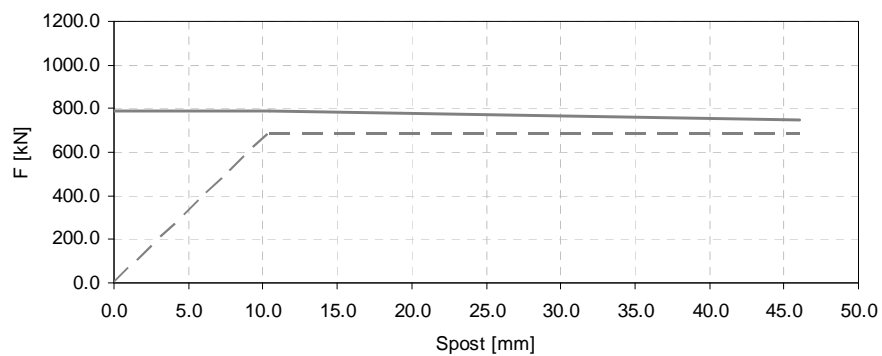


Fig. 5.16  $L = 4 \text{ m}$   $D = 1.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.4.5  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

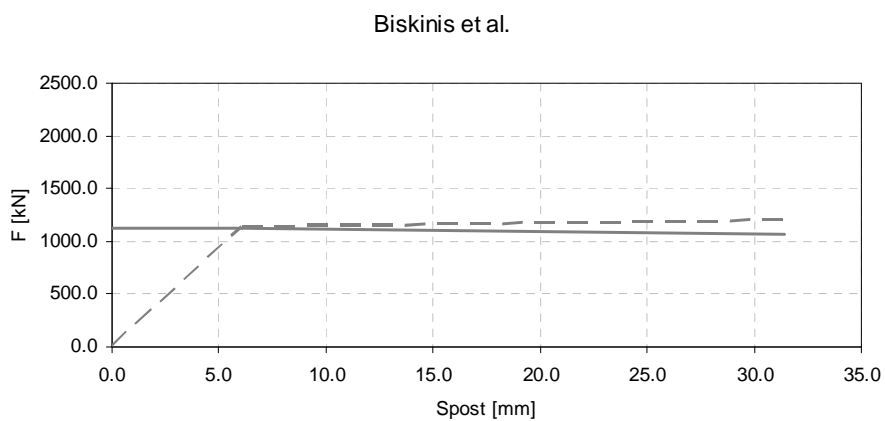
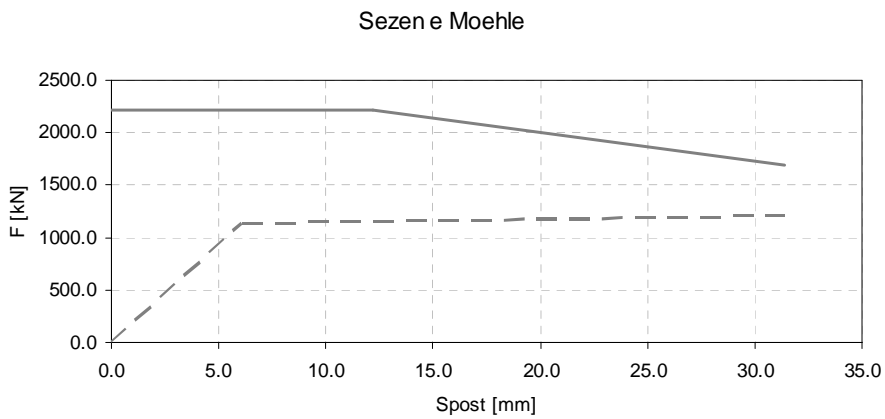
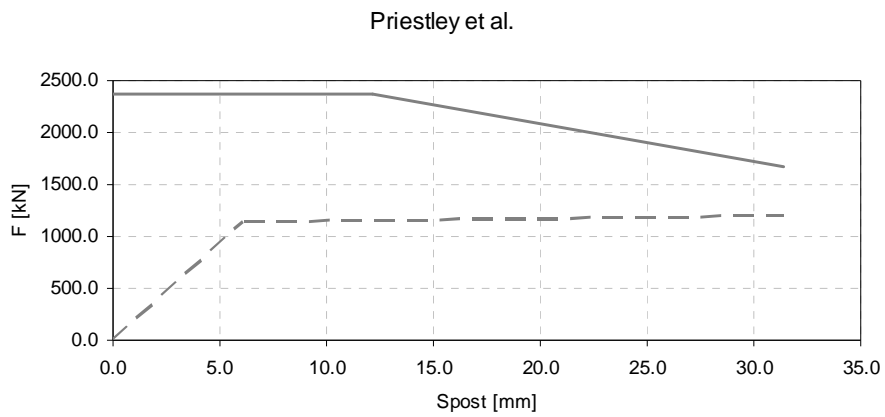


Fig. 5.17  $L = 4 \text{ m}$   $D = 1.5 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.4.6  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 2.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

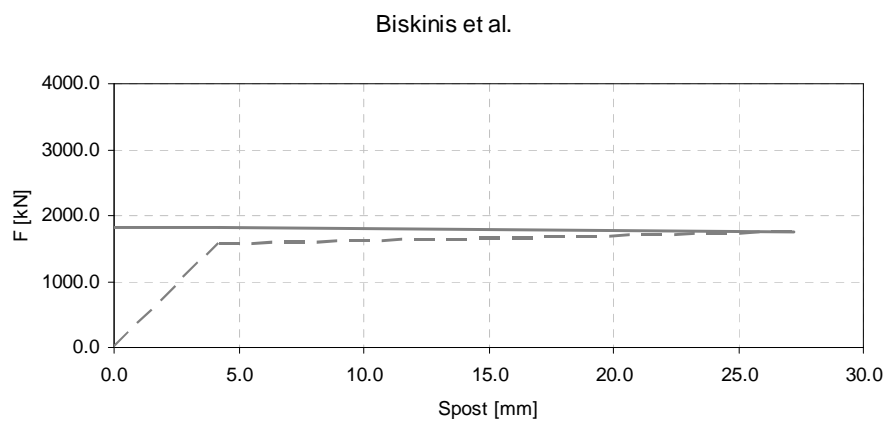
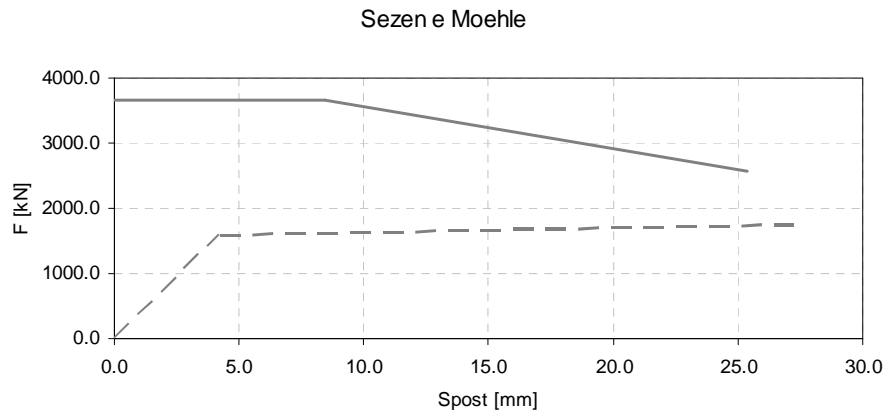
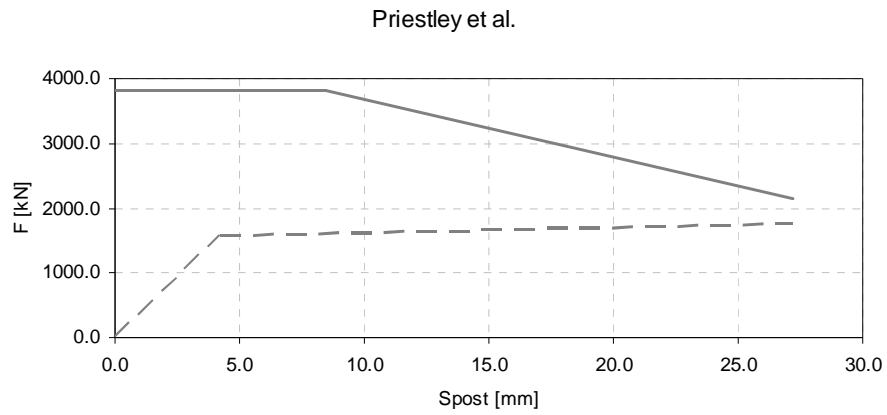
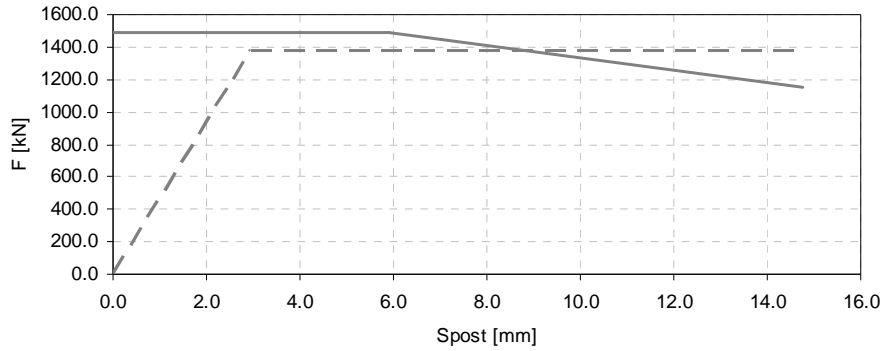


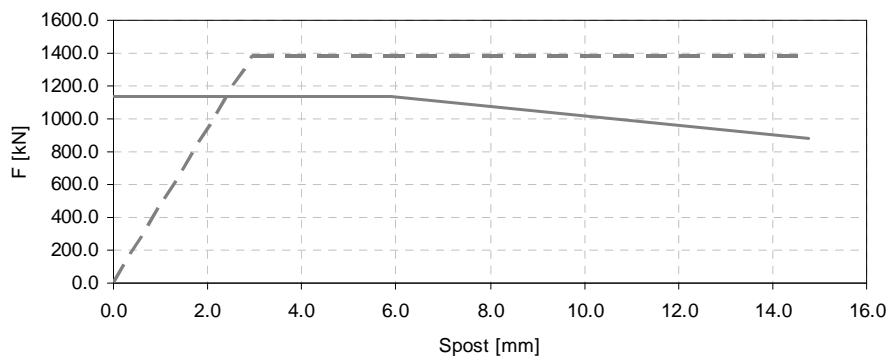
Fig. 5.18  $L = 4 \text{ m}$   $D = 2.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.4.7  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

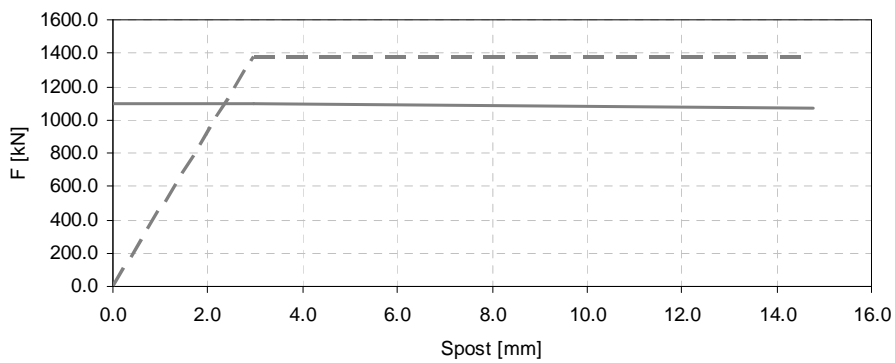
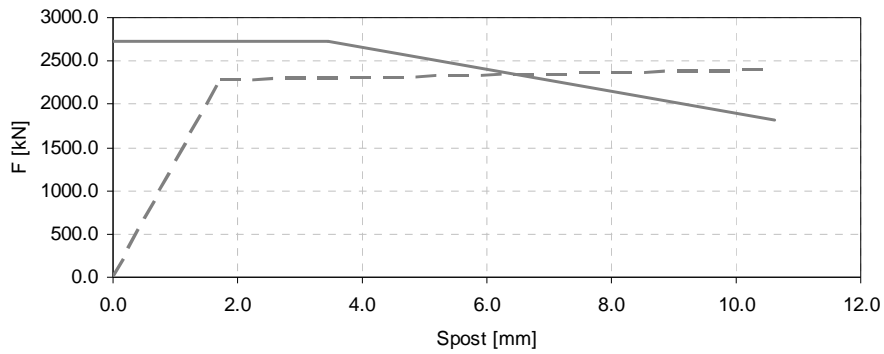


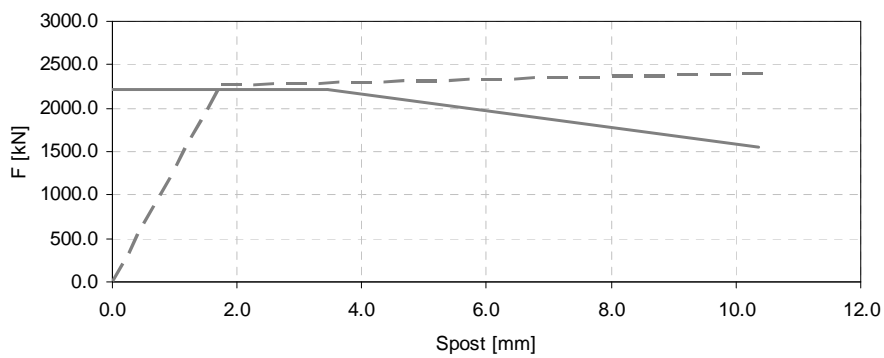
Fig. 5.19  $L = 2 \text{ m}$   $D = 1.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.4.8  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

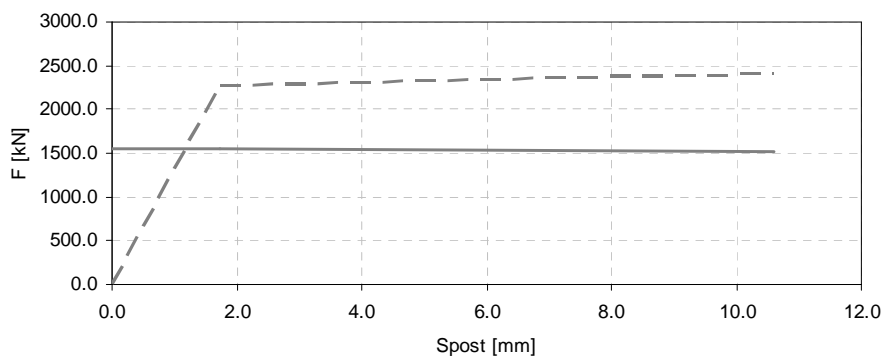


Fig. 5.20  $L = 2 \text{ m}$   $D = 1.5 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.4.9  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 2.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

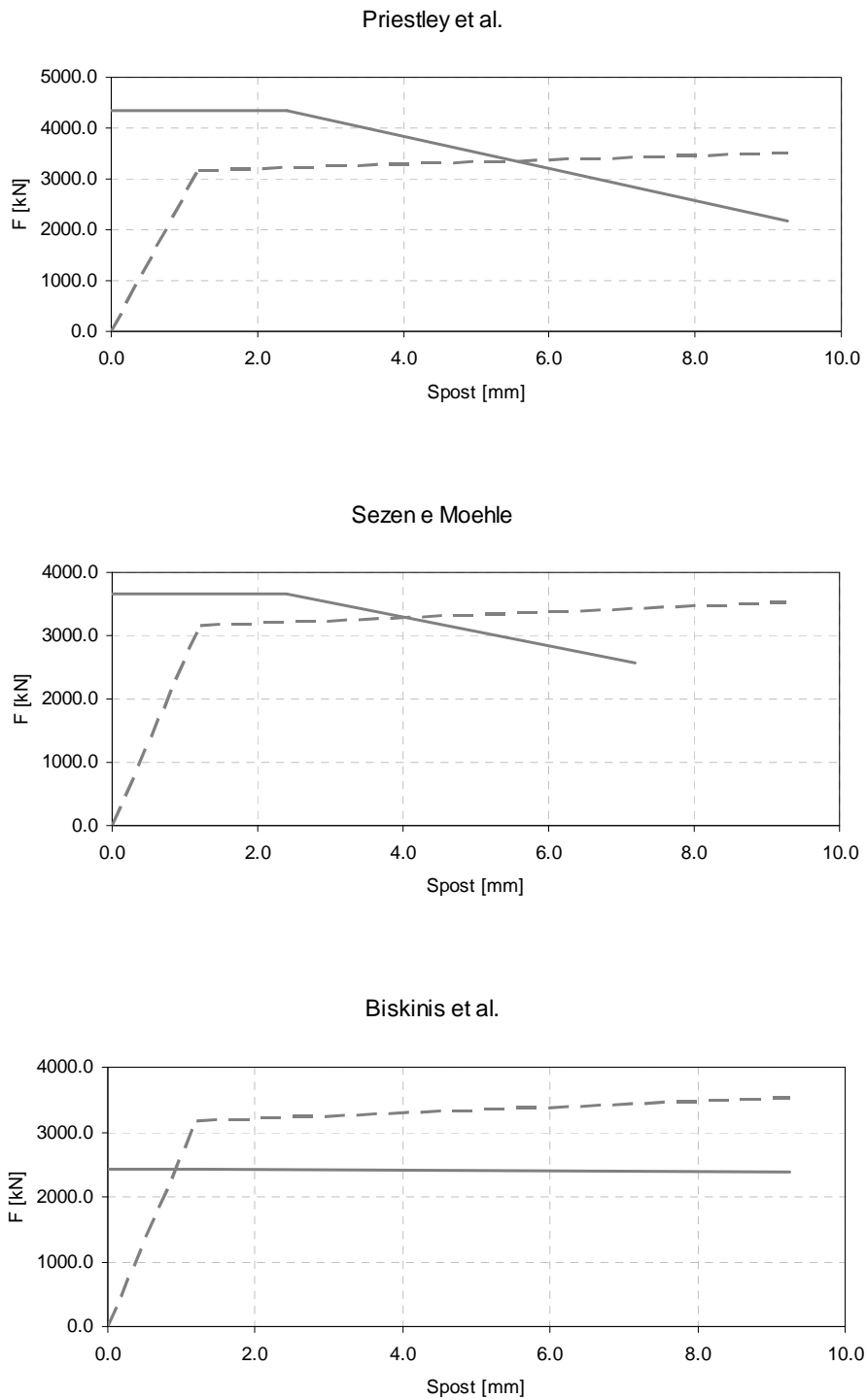


Fig. 5.21  $L = 2 \text{ m}$   $D = 2.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

### 5.2.5 Risposta al variare del passo delle staffe (direzione trasversale)

5.2.5.1  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 5 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

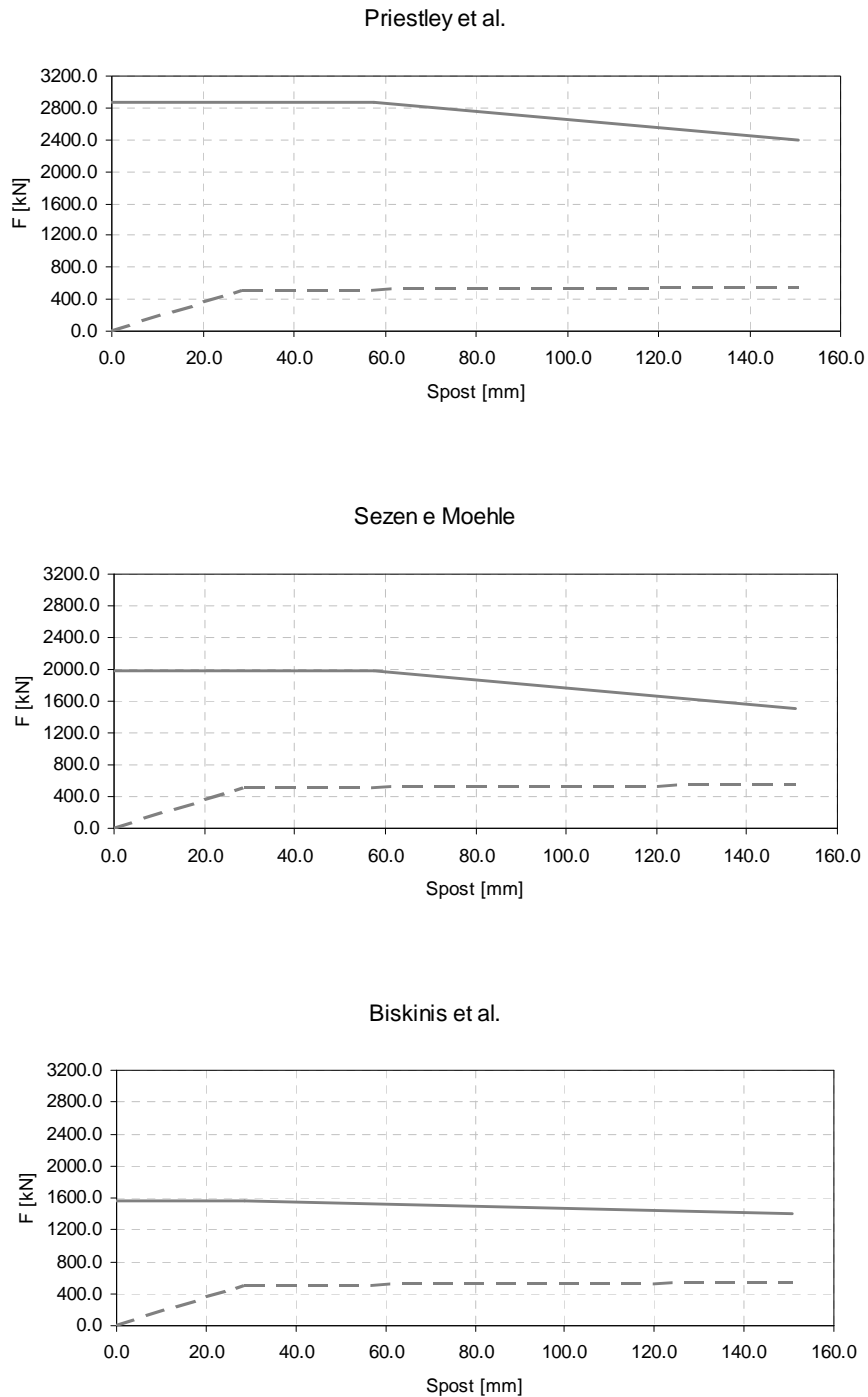


Fig. 5.22  $L = 9 \text{ m}$   $s = 5 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.5.2 L = 9 m, D = 1.5 m, s = 10 cm,  $\rho \cong 0.005$ , N = 1133 KN

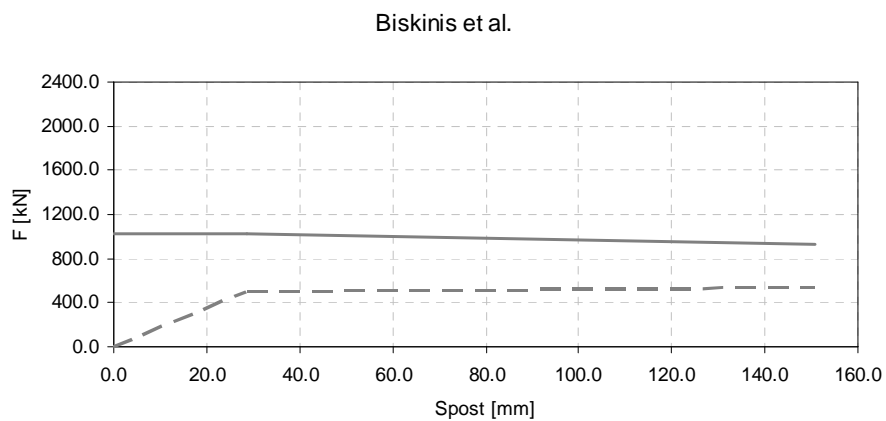
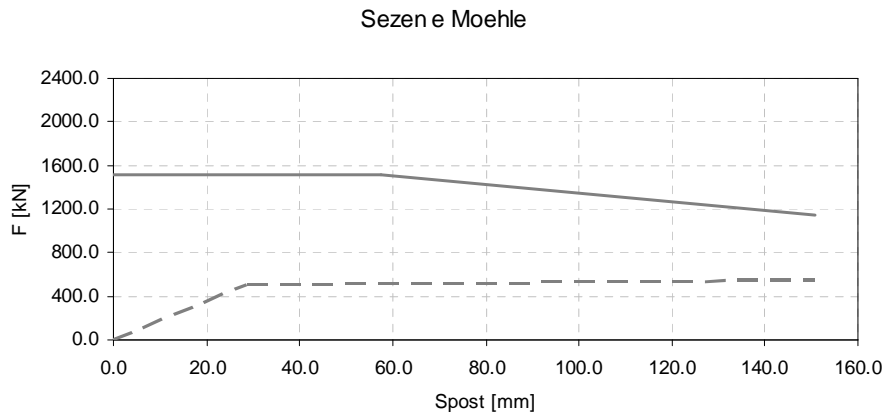
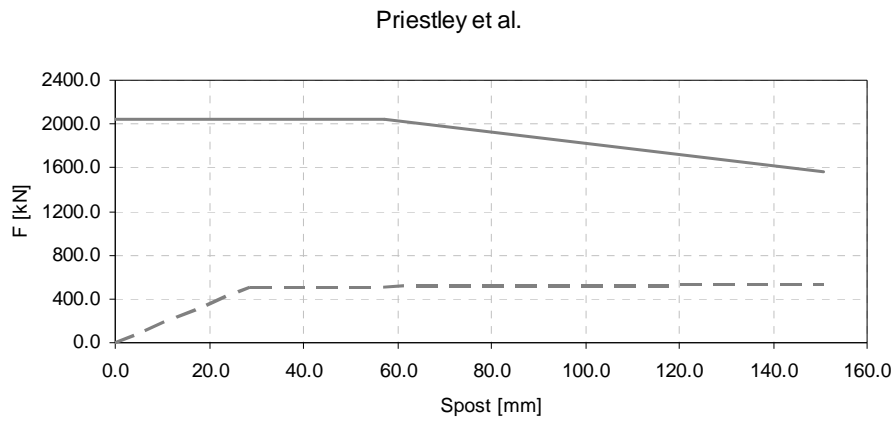
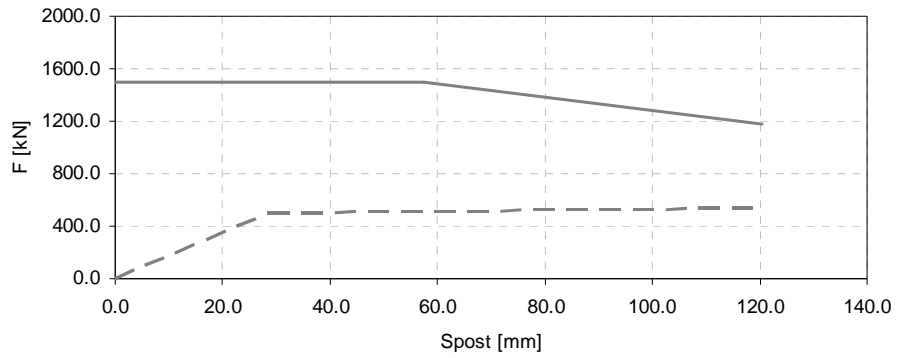


Fig. 5.23 L = 9 m s = 10 cm, risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

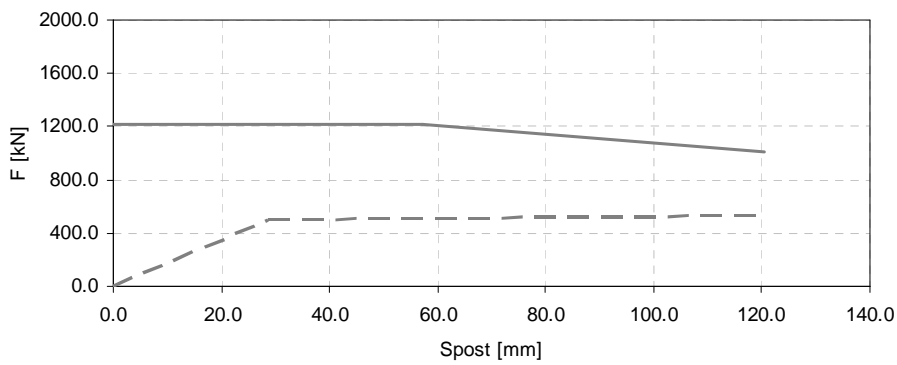


5.2.5.3  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 30 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

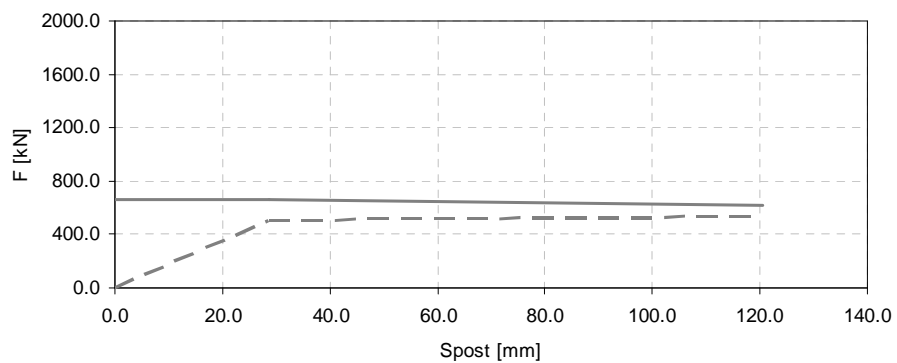


Fig. 5.24  $L = 9 \text{ m}$   $s = 30 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.5.4  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 5 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

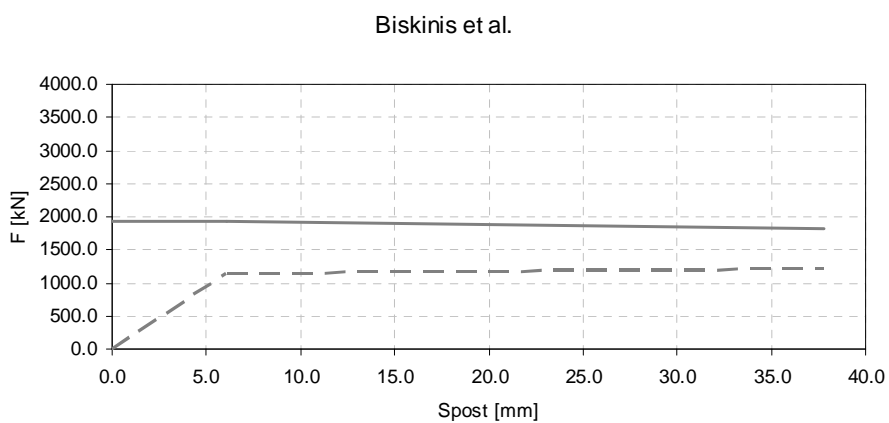
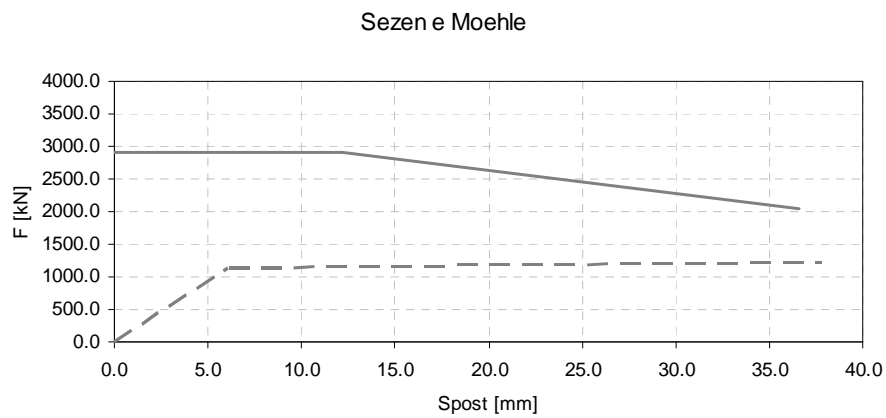
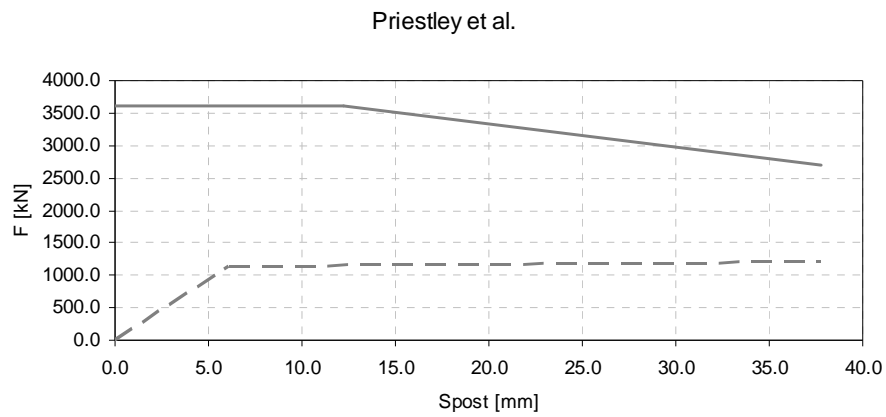


Fig. 5.25  $L = 4 \text{ m}$   $s = 5 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.5.5  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 10 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

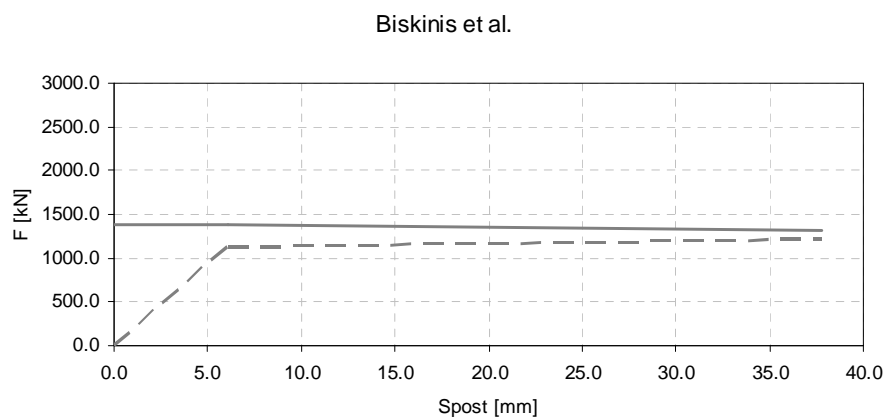
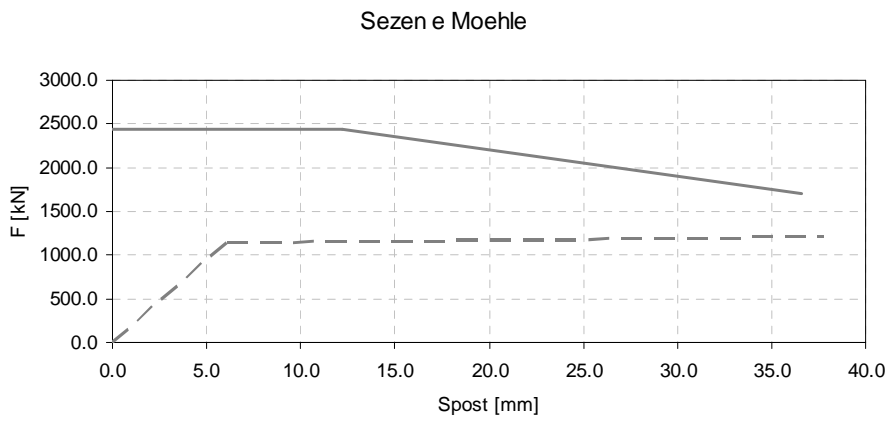
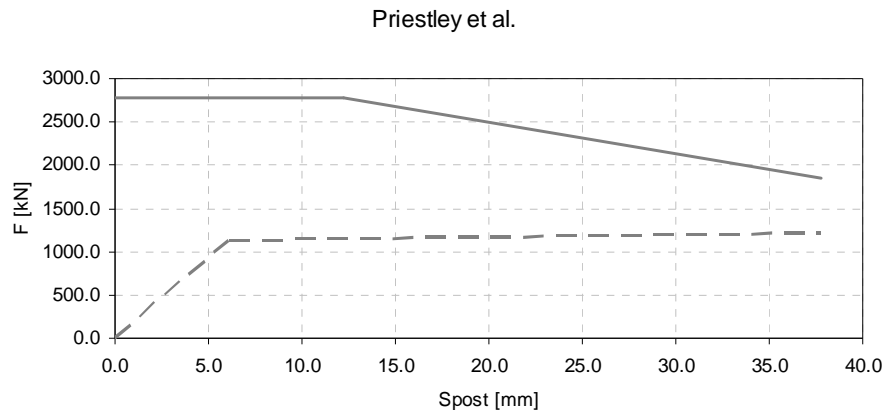
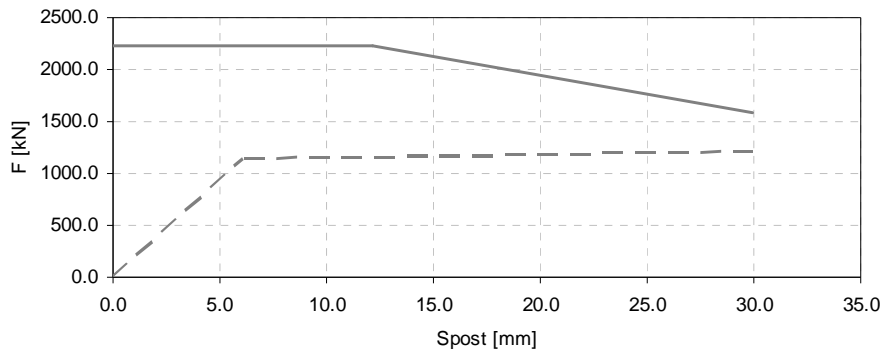


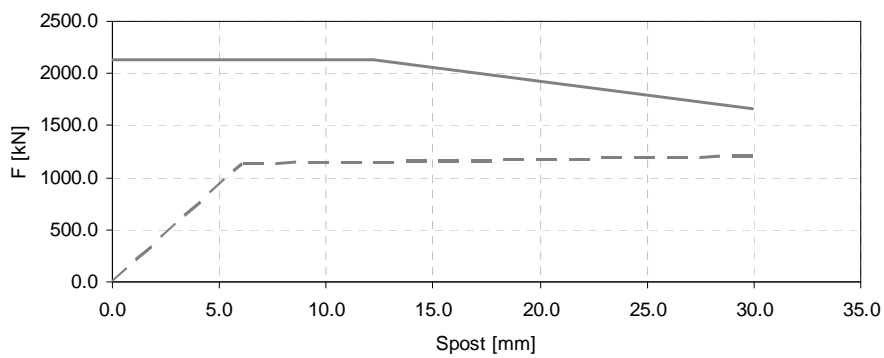
Fig. 5.26  $L = 4 \text{ m}$   $s = 10 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.5.6  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 30 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

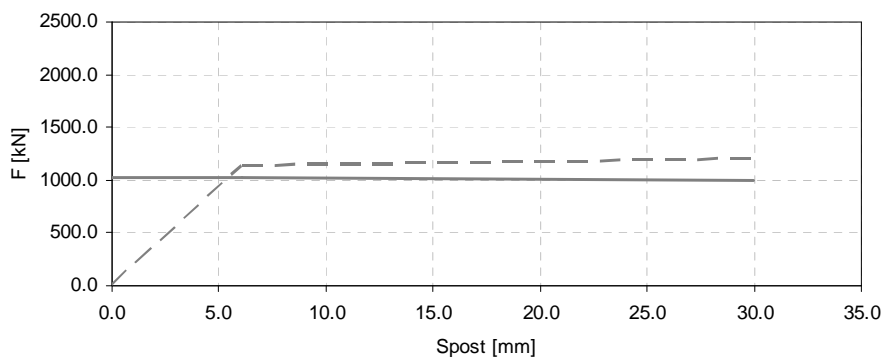
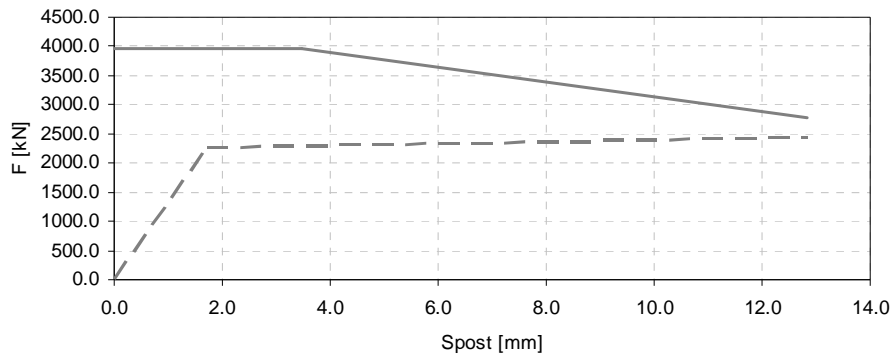


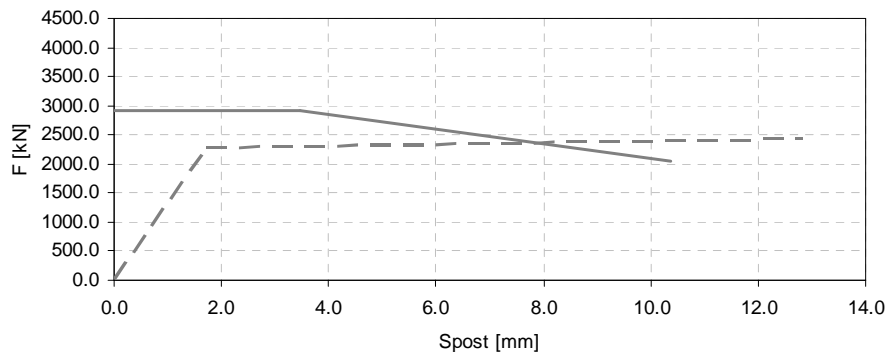
Fig. 5.27  $L = 4 \text{ m}$   $s = 30 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.5.7  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 5 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

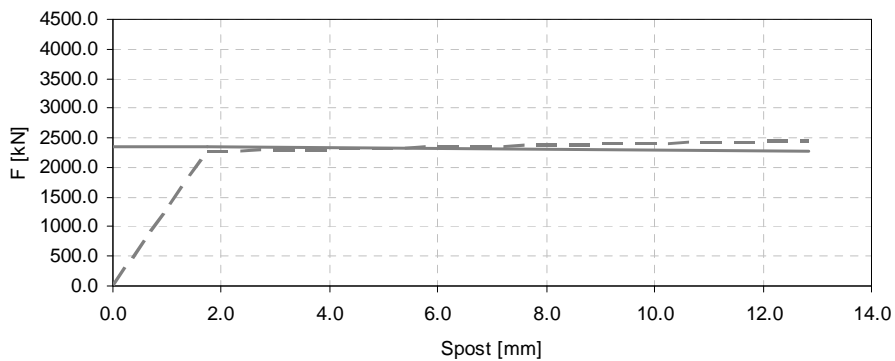


Fig. 5.28  $L = 2 \text{ m}$   $s = 5 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.5.8  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 10 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

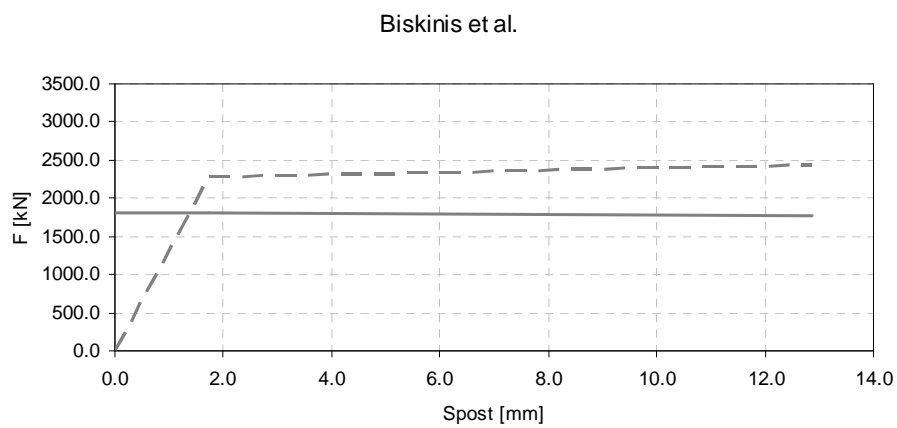
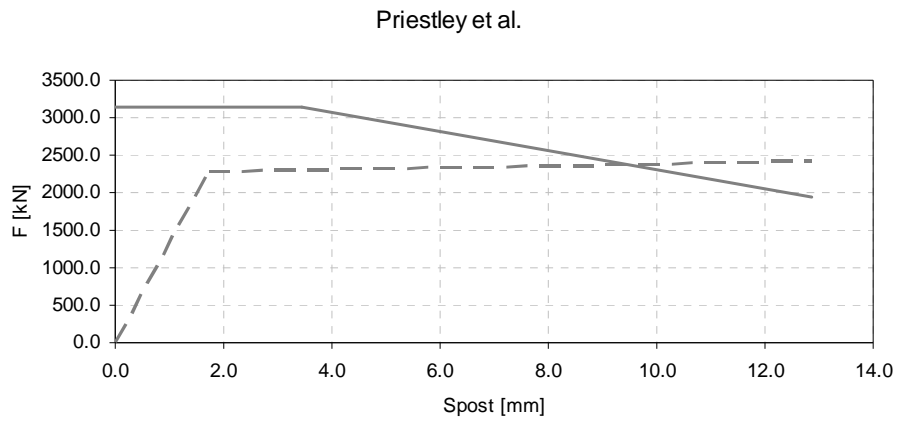
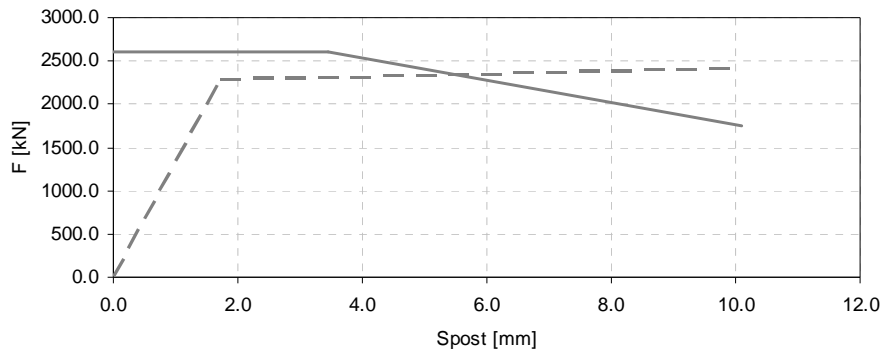


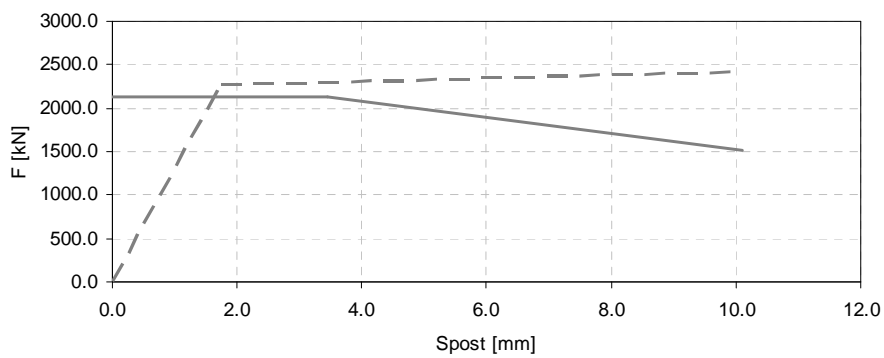
Fig. 5.29  $L = 2 \text{ m}$   $s = 10 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.5.9  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 30 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

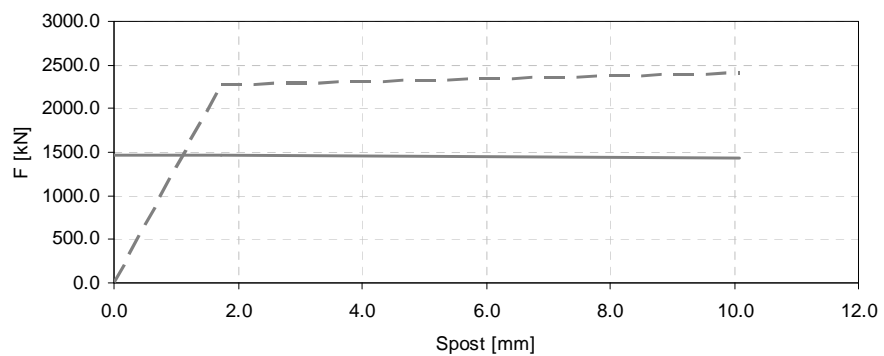


Fig. 5.30  $L = 2 \text{ m}$   $s = 30 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

### 5.2.6 Risposta al variare di $p$ (direzione trasversale)

5.2.6.1  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.0075$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

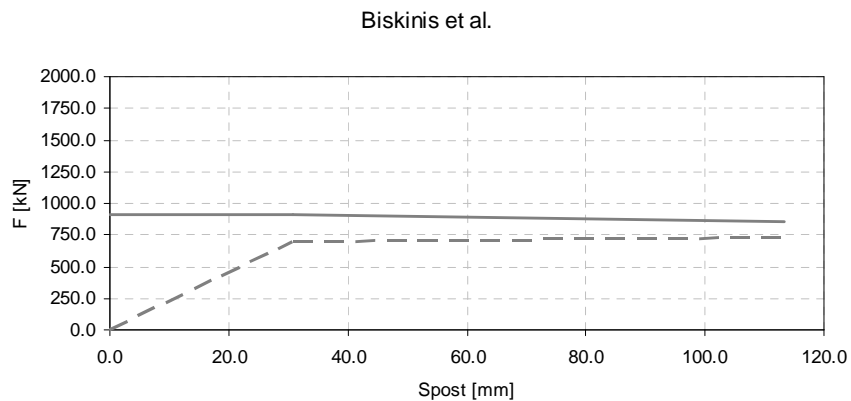
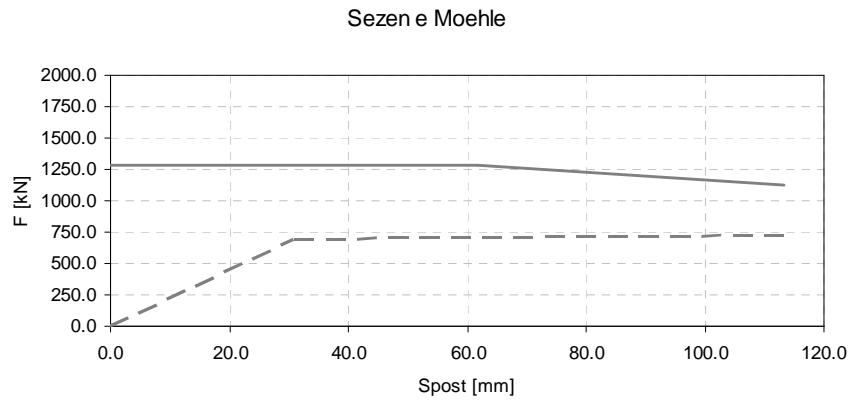
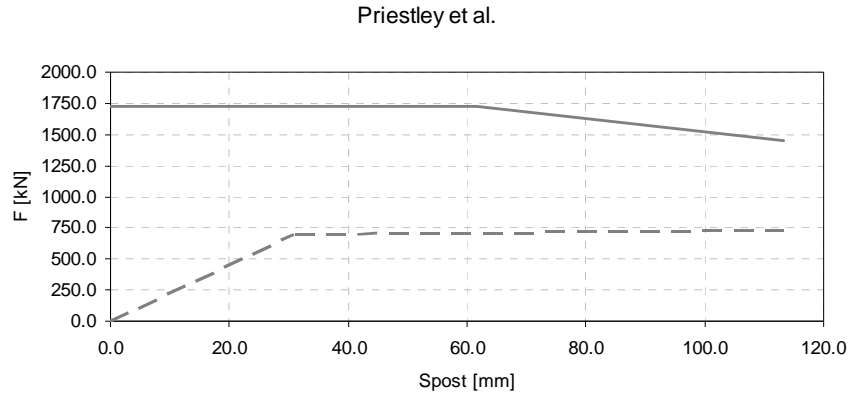


Fig. 5.31  $L = 9 \text{ m}$   $\rho = 0.0075$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua



5.2.6.2  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.01$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

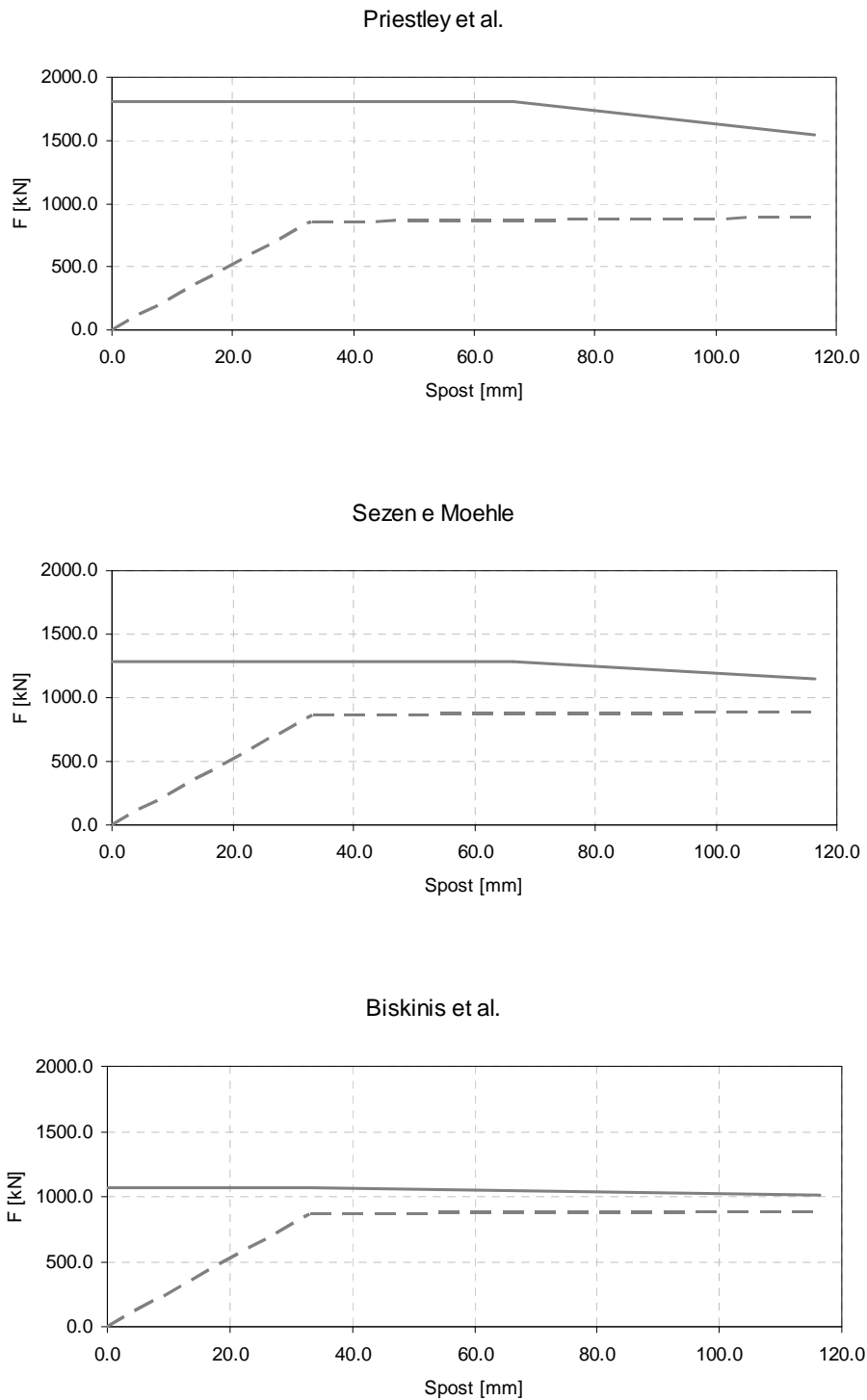
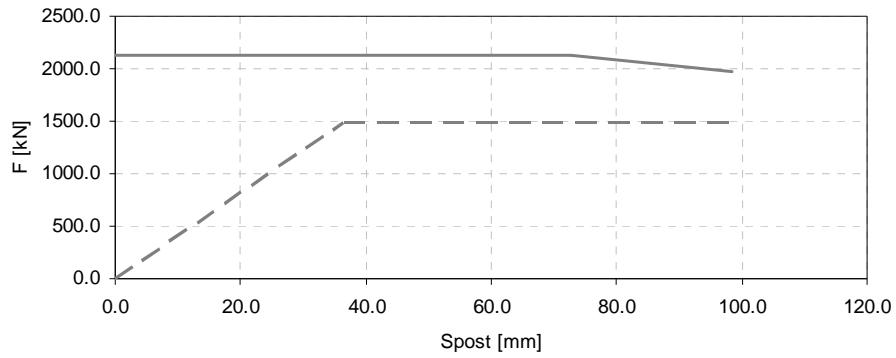


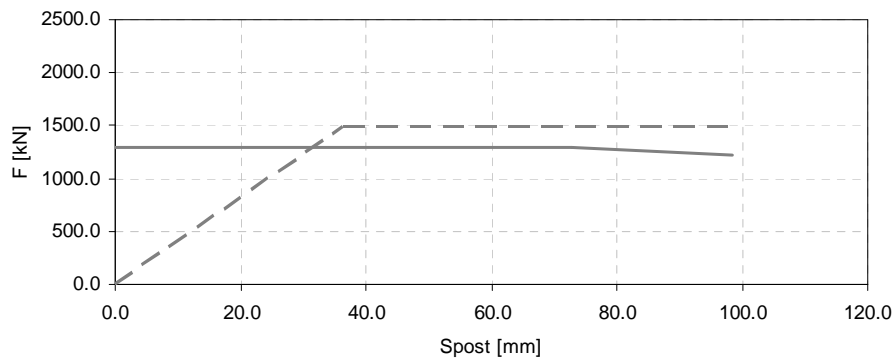
Fig. 5.32  $L = 9 \text{ m}$   $\rho = 0.01$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.6.3  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.02$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

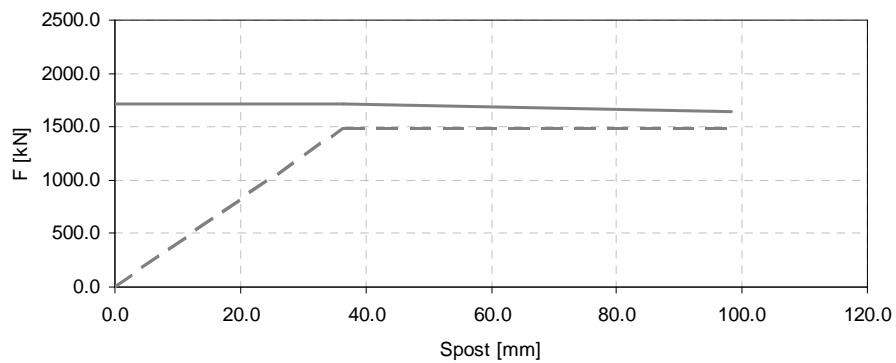
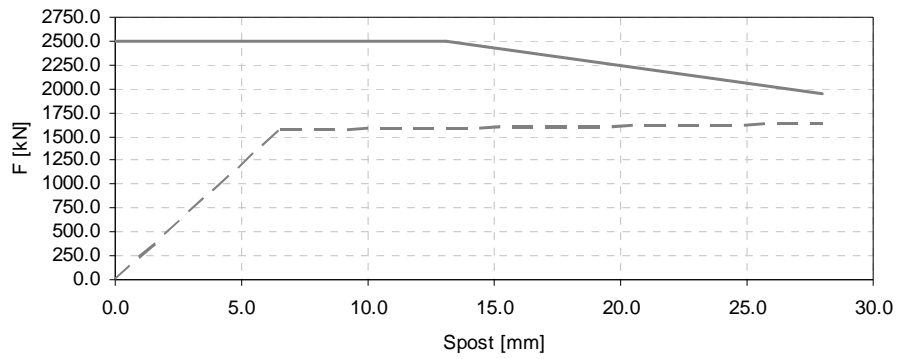


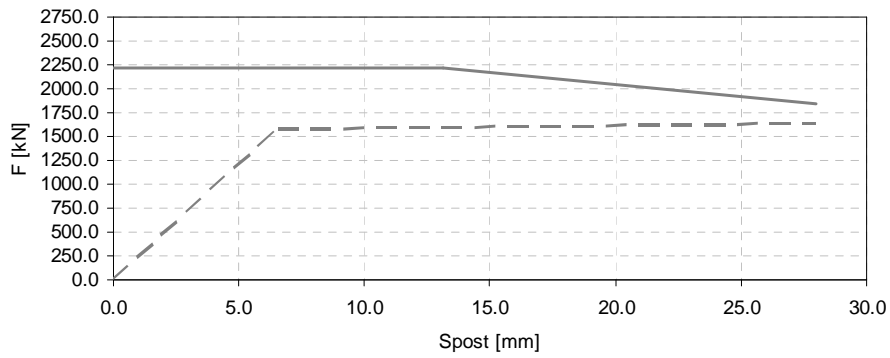
Fig. 5.33  $L = 9 \text{ m}$   $\rho = 0.02$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.6.4  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.0075$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

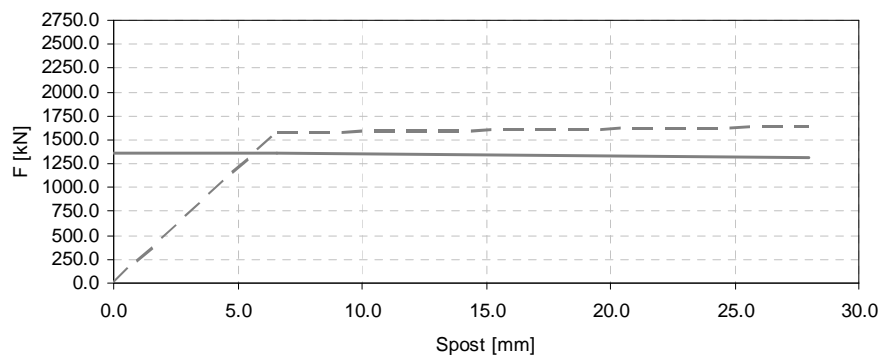
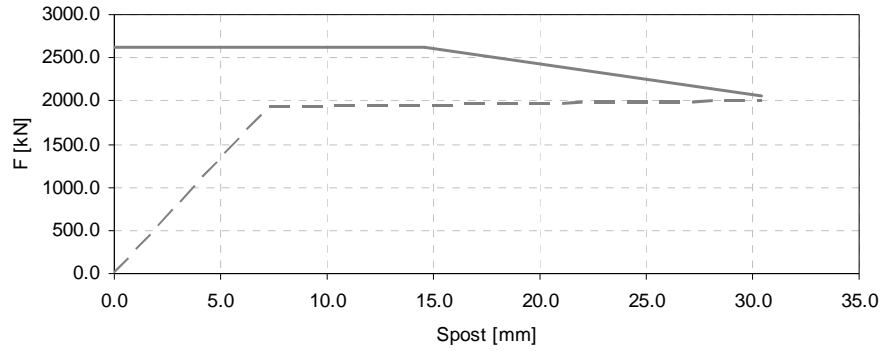


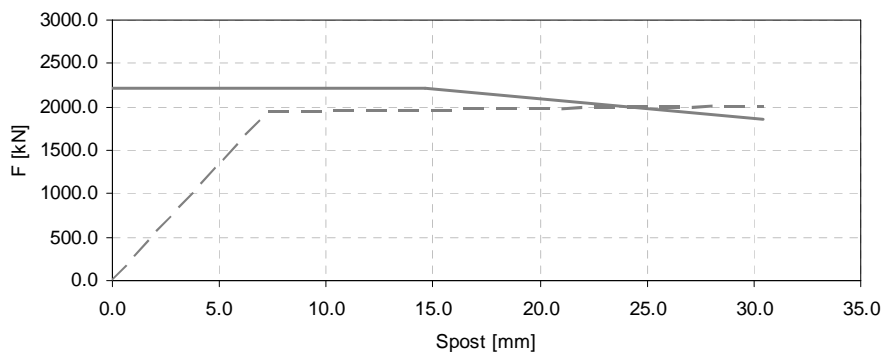
Fig. 5.34  $L = 4 \text{ m}$   $\rho = 0.0075$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.6.5  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.01$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

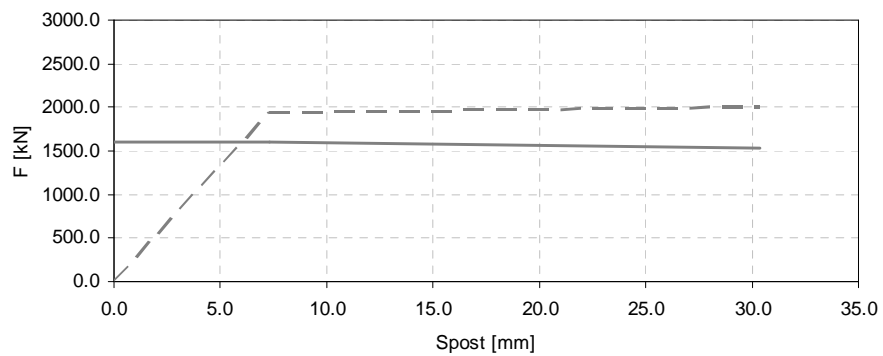
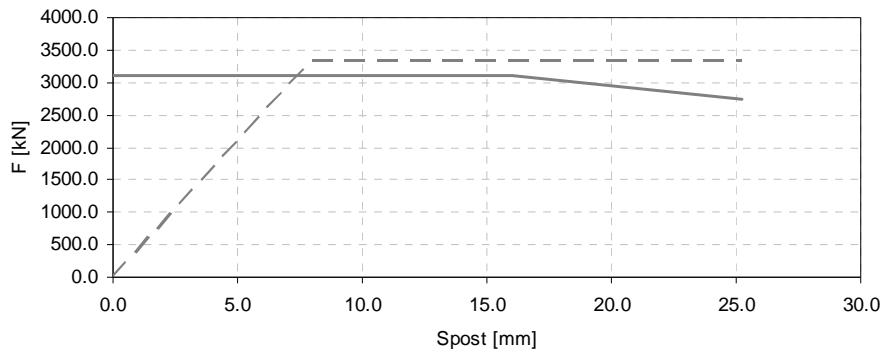


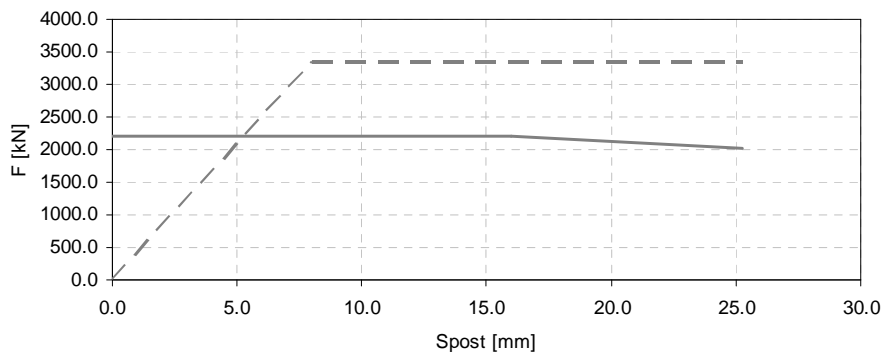
Fig. 5.35  $L = 4 \text{ m}$   $\rho = 0.01$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.6.6  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.02$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

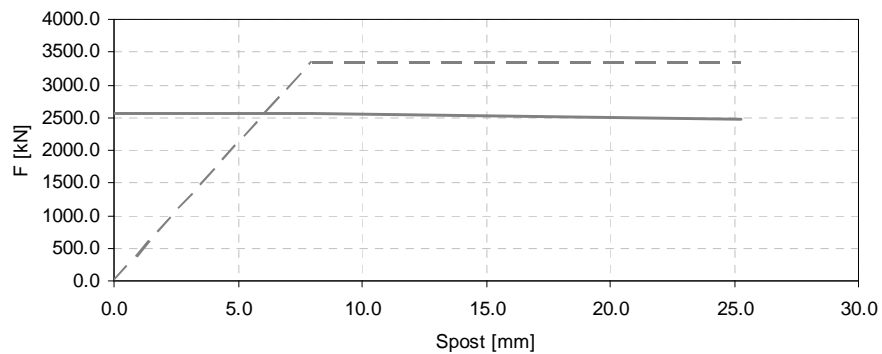
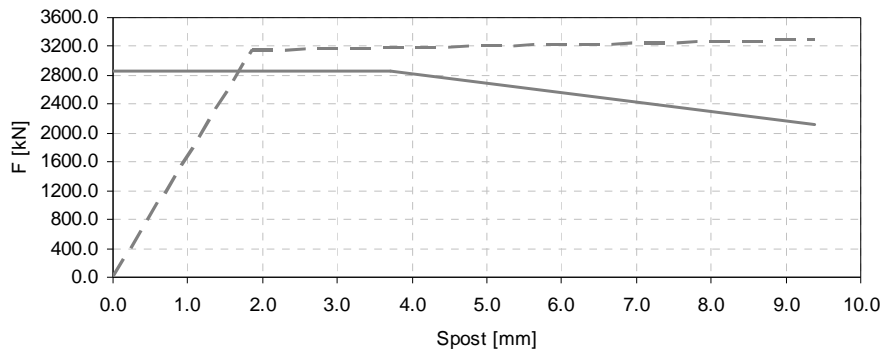


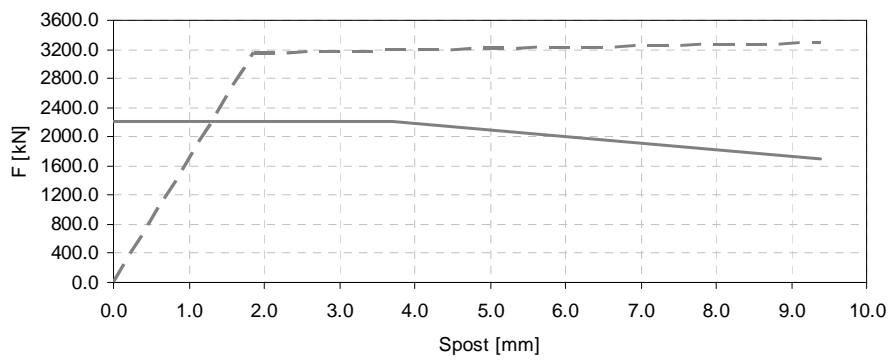
Fig. 5.36  $L = 4 \text{ m}$   $\rho = 0.02$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.6.7  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.0075$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

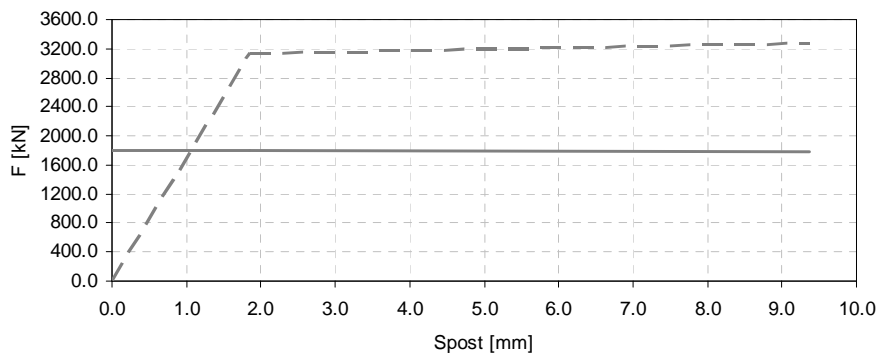
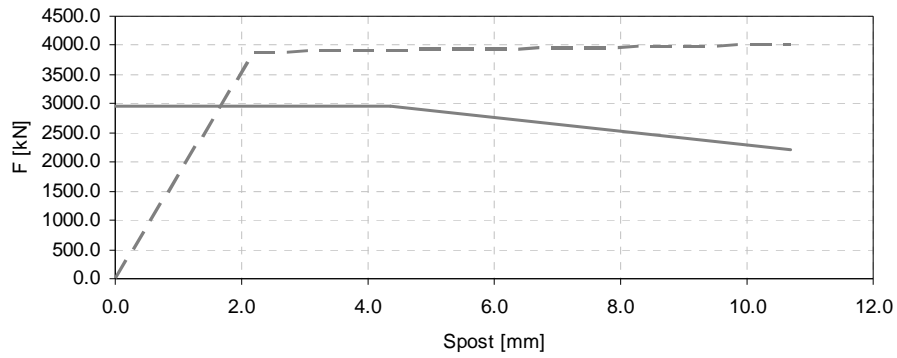


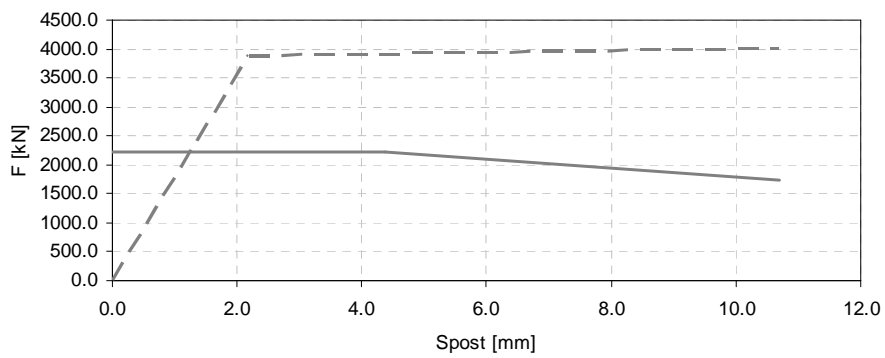
Fig. 5.37  $L = 2 \text{ m}$   $\rho = 0.0075$  risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.6.8  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.01$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

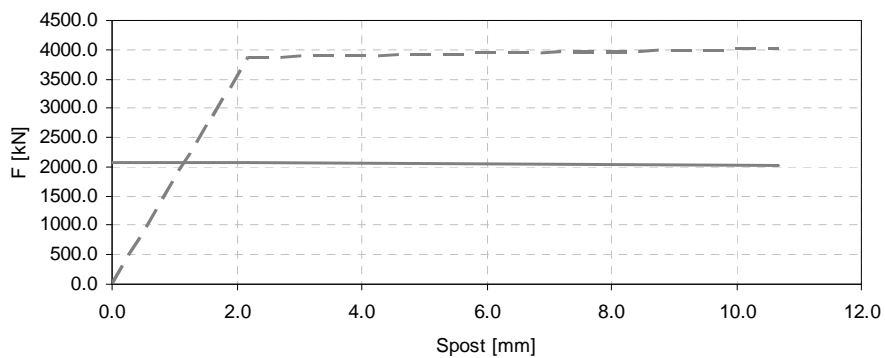
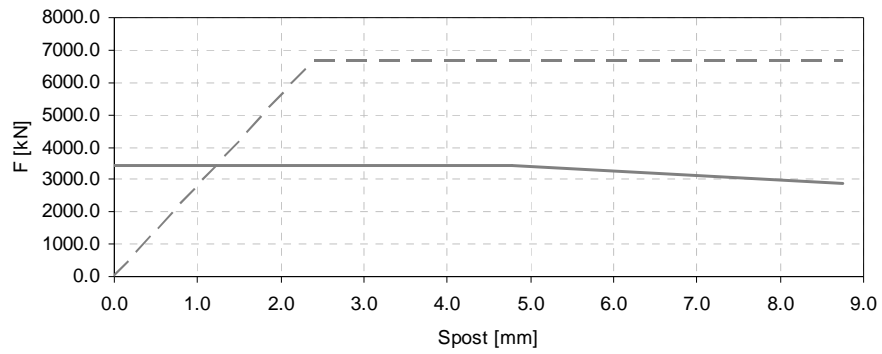


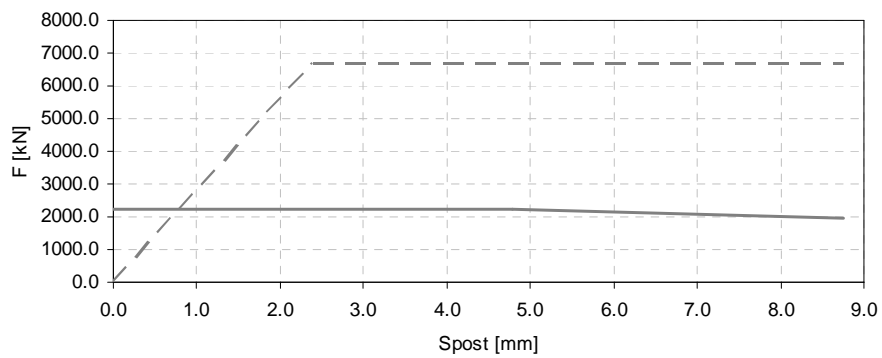
Fig. 5.38  $L = 2 \text{ m}$   $\rho = 0.01$  risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.6.9  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.02$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

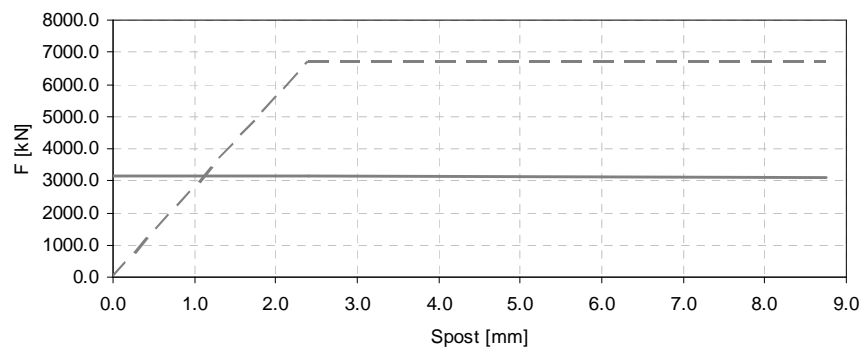


Fig. 5.39  $L = 2 \text{ m}$   $\rho = 0.02$  risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua



## 5.2.7 Risposta al variare dello sforzo assiale (direzione trasversale)

5.2.7.1  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 0\%$  di  $N_{max}$

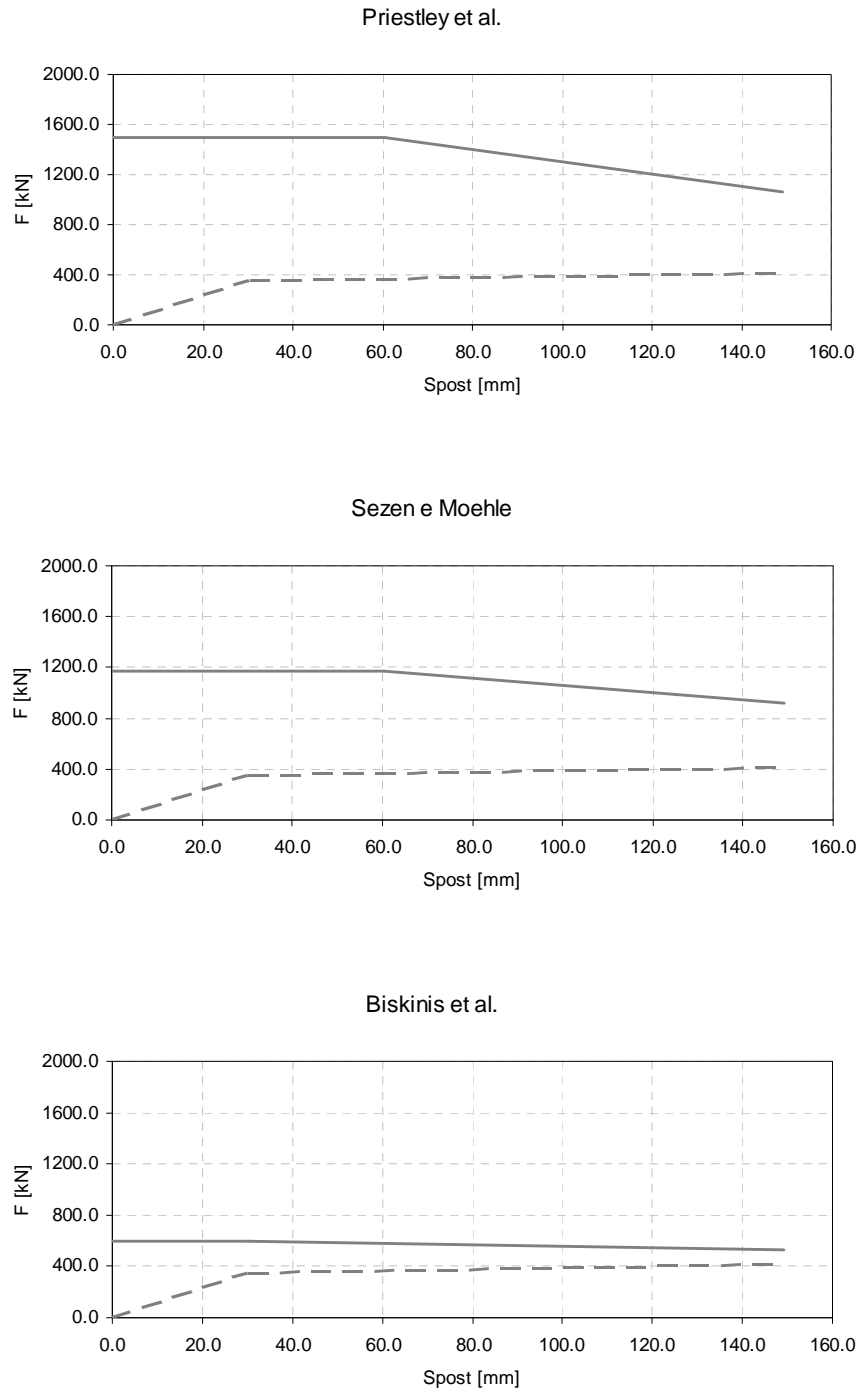
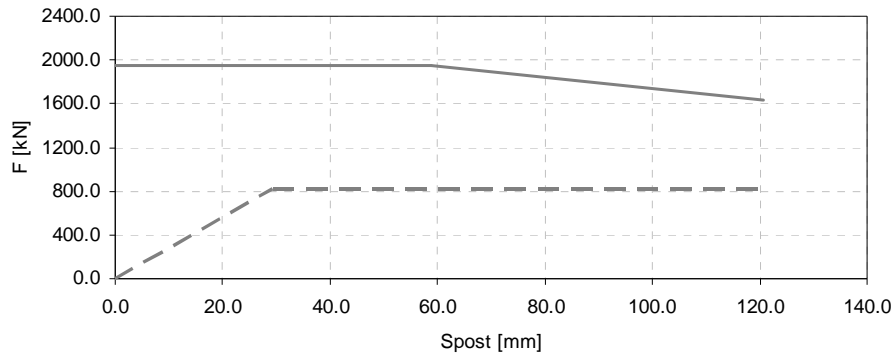


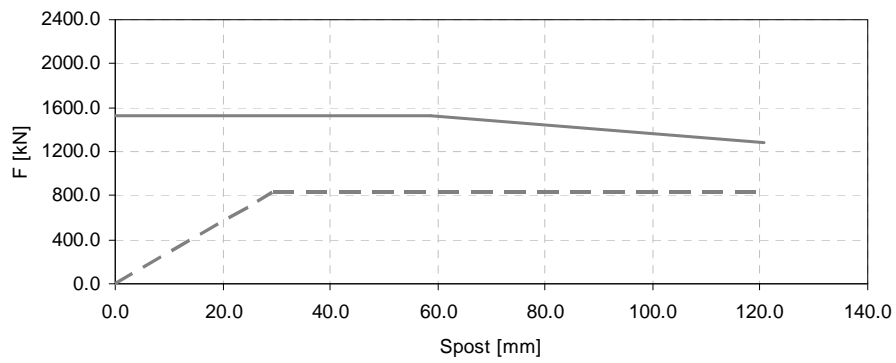
Fig. 5.40  $L = 9 \text{ m}$   $N = 0\%$  di  $N_{max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.7.2  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 10\%$  di  $N_{\max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

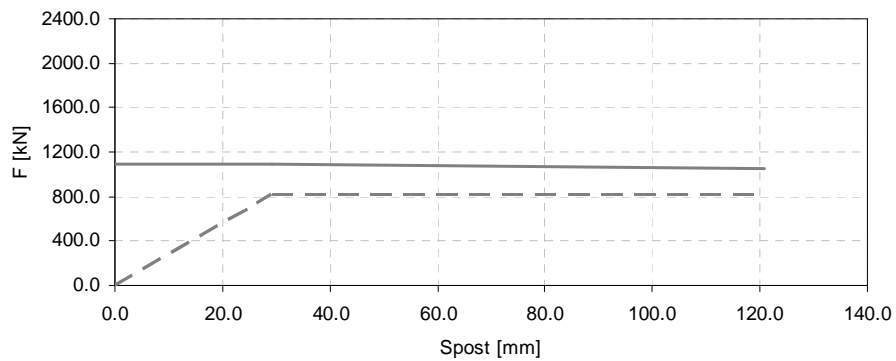
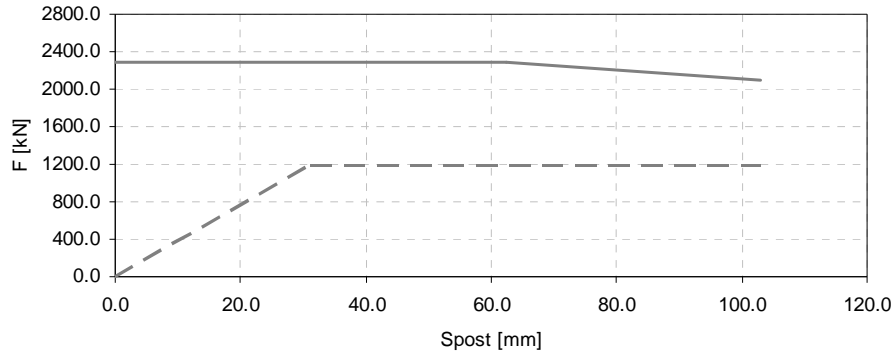


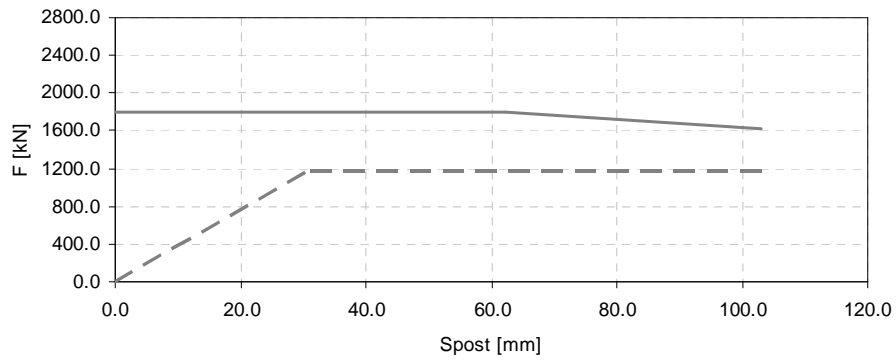
Fig. 5.41  $L = 9 \text{ m}$   $N = 10\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.7.3  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 20\%$  di  $N_{\max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

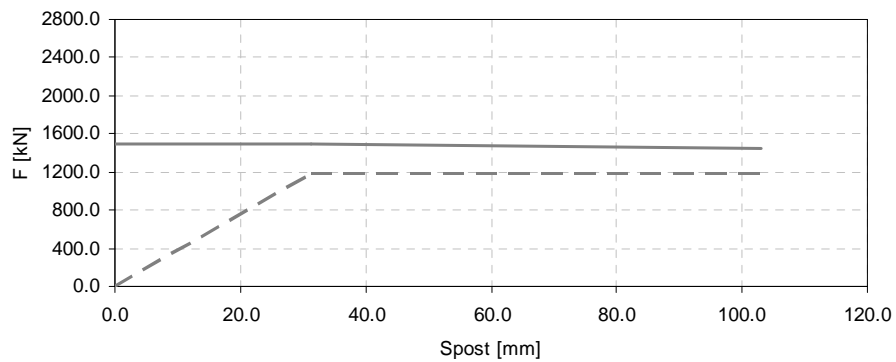
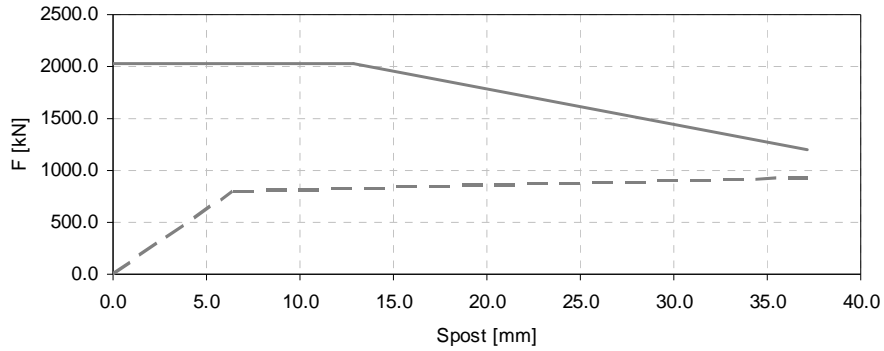


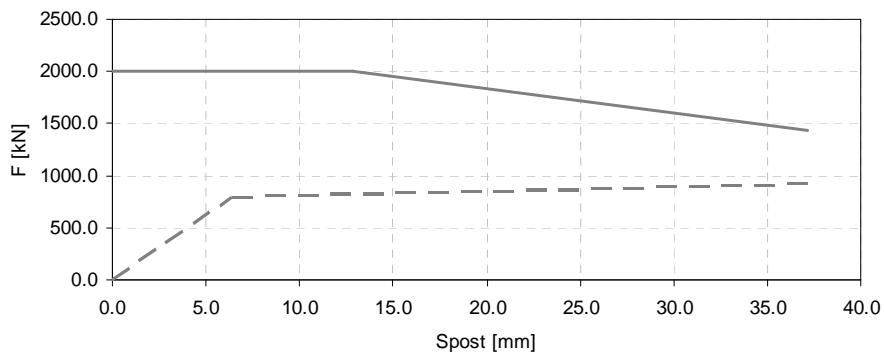
Fig. 5.42  $L = 9 \text{ m}$   $N = 20\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.7.4  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 0\%$  di  $N_{max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

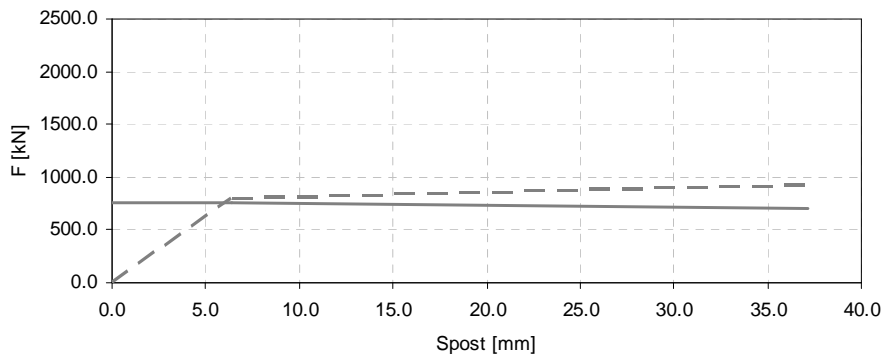
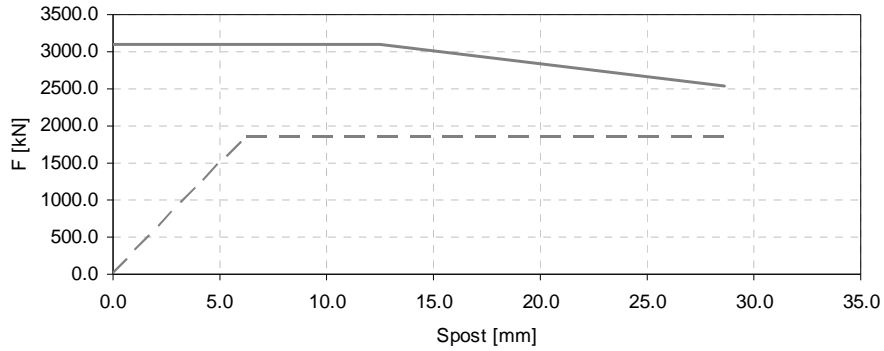


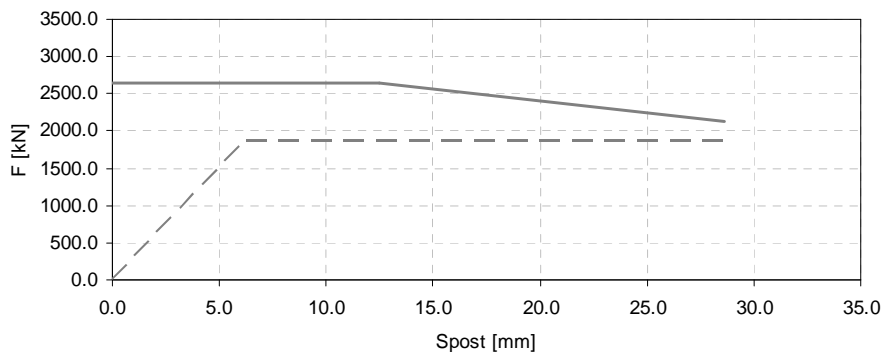
Fig. 5.43  $L = 4 \text{ m}$   $N = 0\%$  di  $N_{max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.7.5  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 10\%$  di  $N_{max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

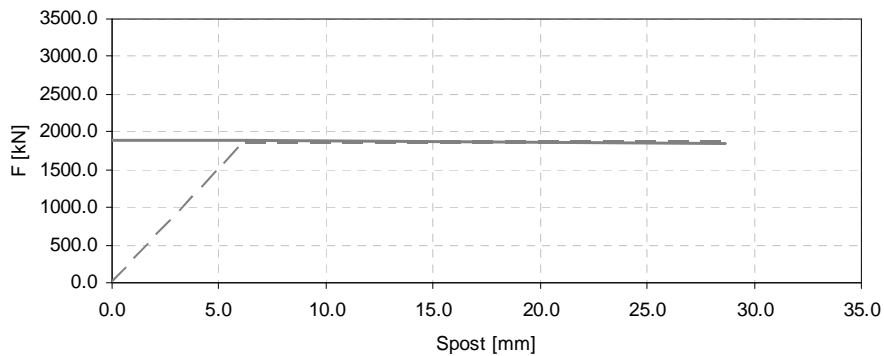


Fig. 5.44  $L = 4 \text{ m}$   $N = 10\%$  di  $N_{max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.7.6  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 20\%$  di  $N_{max}$

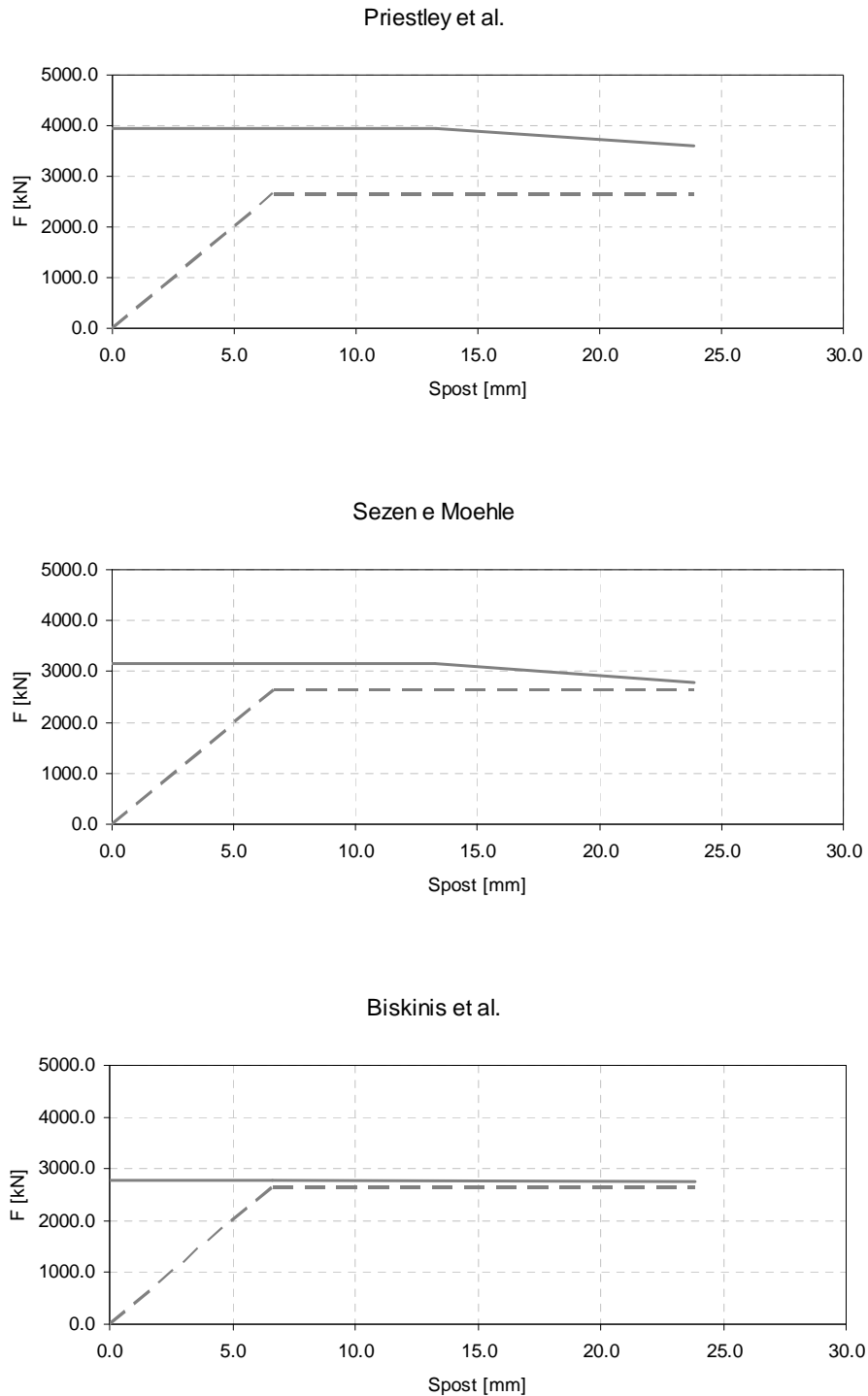


Fig. 5.45  $L = 4 \text{ m}$   $N = 20\%$  di  $N_{max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.7.7  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 0\%$  di  $N_{\max}$

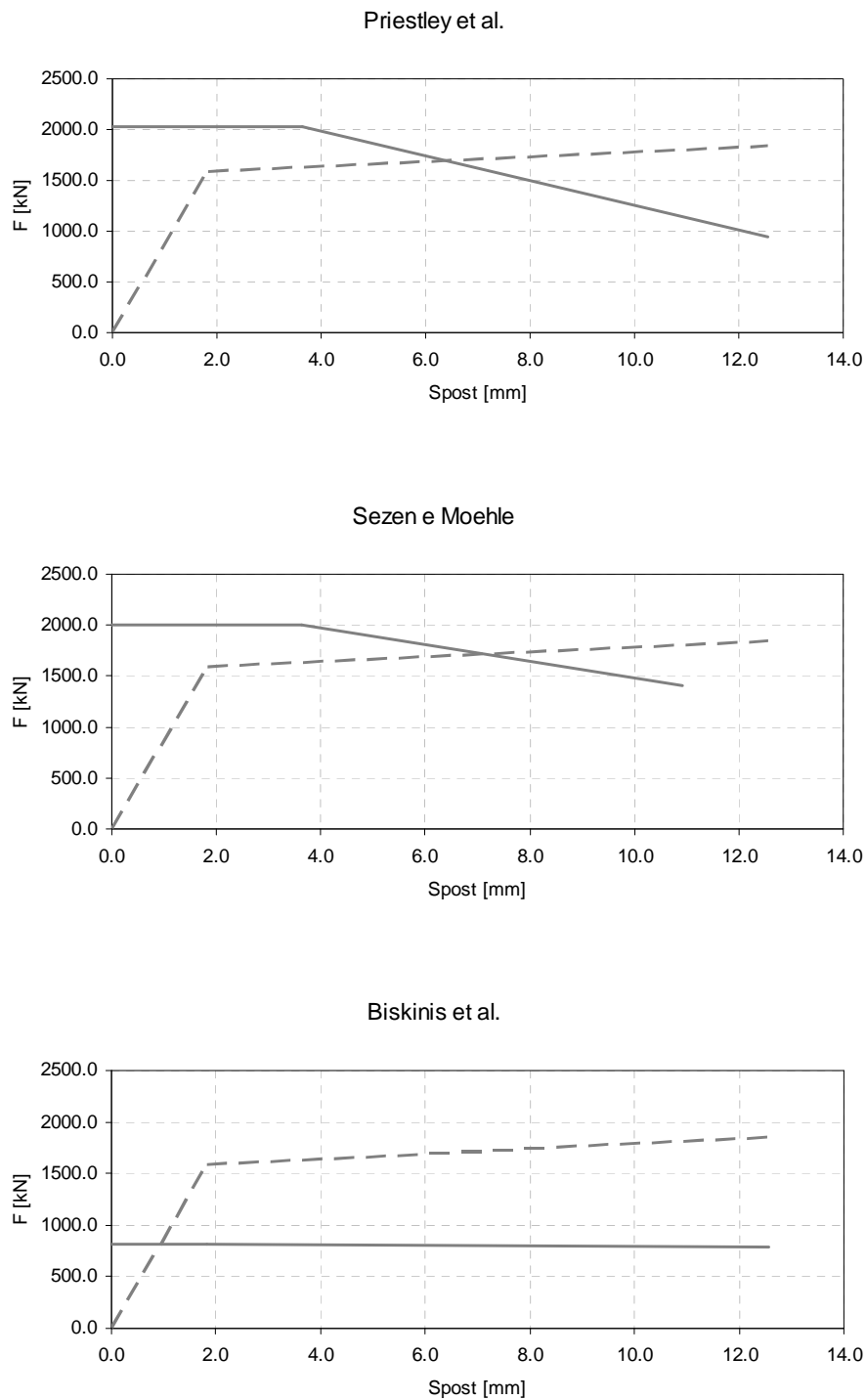
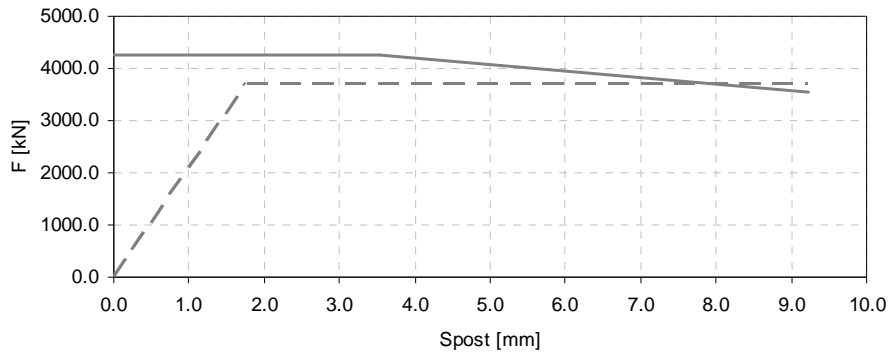


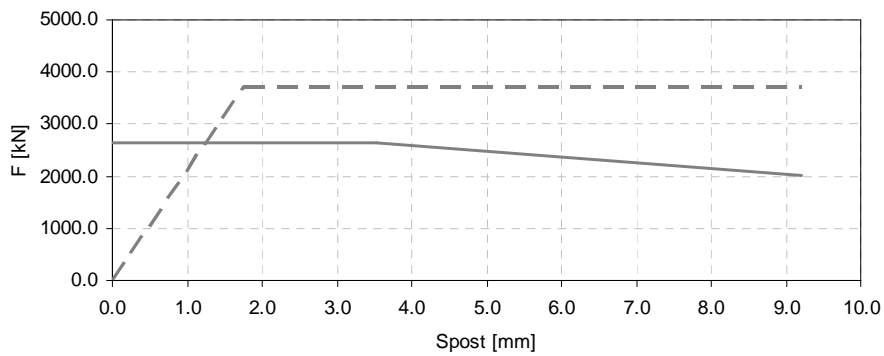
Fig. 5.46  $L = 2 \text{ m}$   $N = 0\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.7.8  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 10\%$  di  $N_{\max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

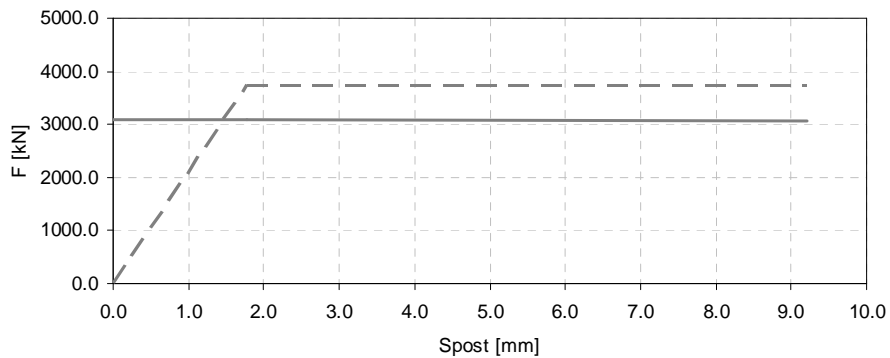


Fig. 5.47  $L = 2 \text{ m}$   $N = 10\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua



5.2.7.9  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 20\%$  di  $N_{\max}$

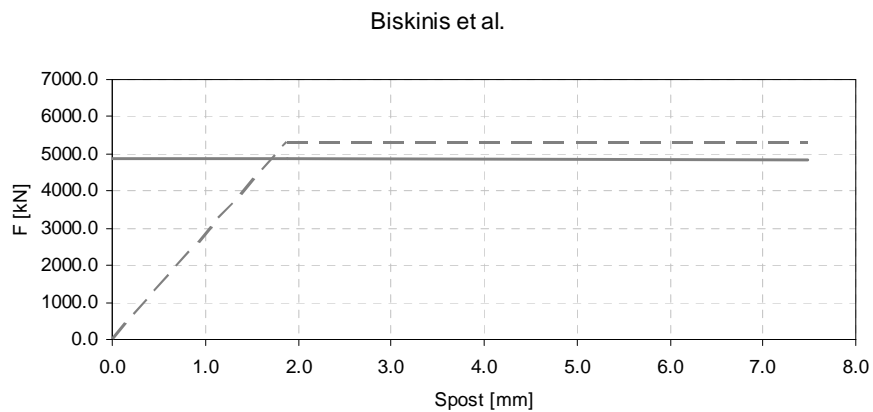
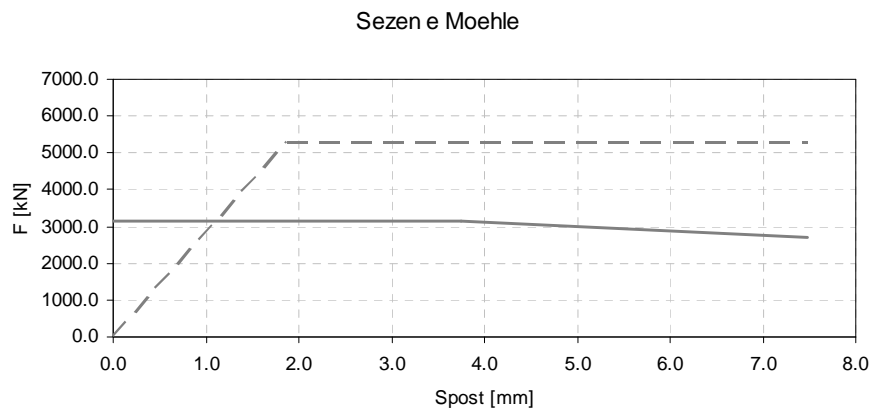
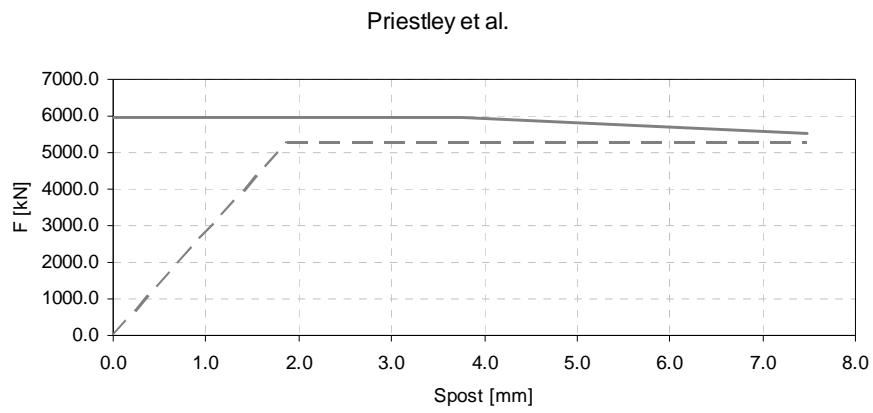


Fig. 5.48  $L = 2 \text{ m}$   $N = 20\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

## 5.2.8 Risposta al variare della lunghezza L (direzione longitudinale)

5.2.8.1  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

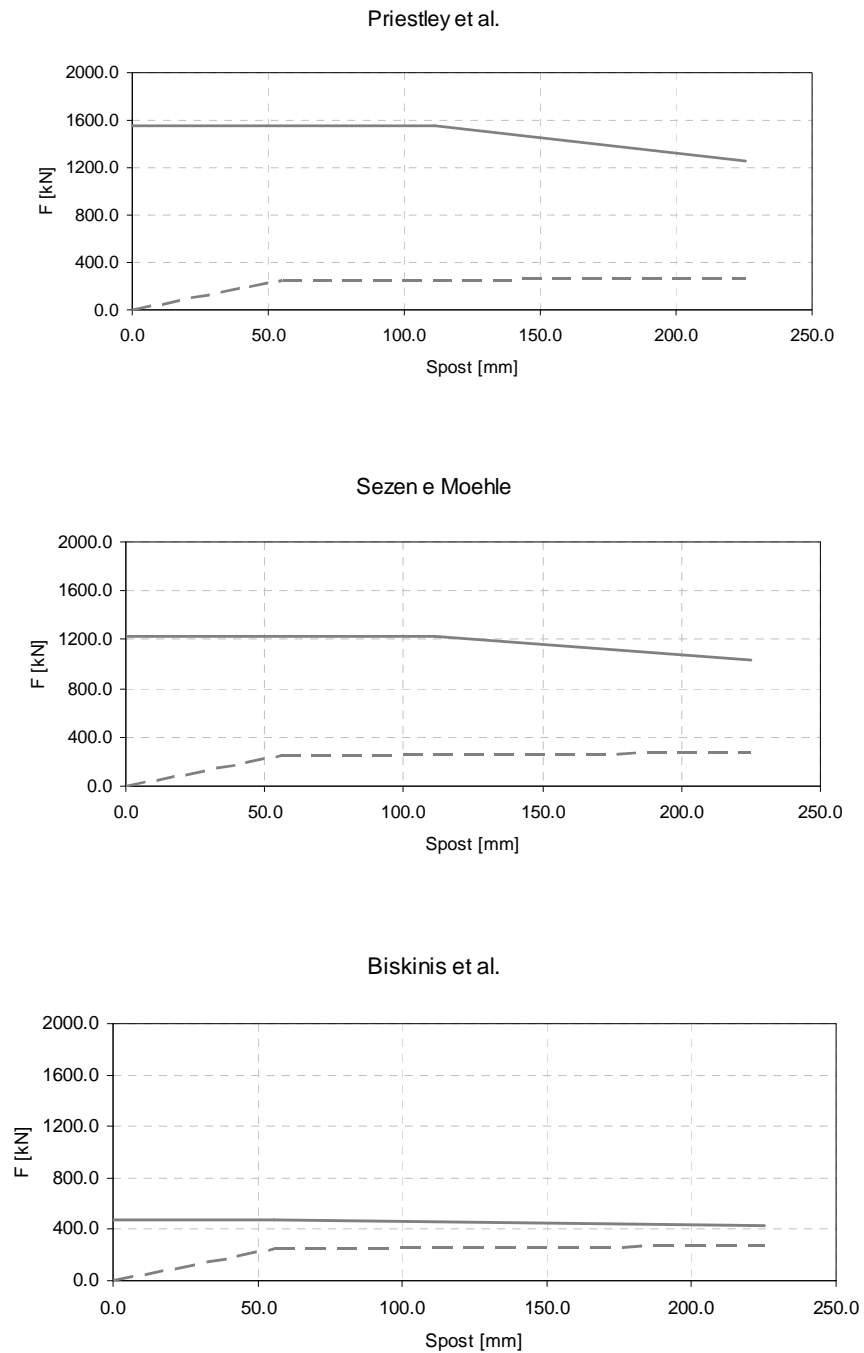


Fig. 5.49  $L = 9 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.8.2  $L = 7 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

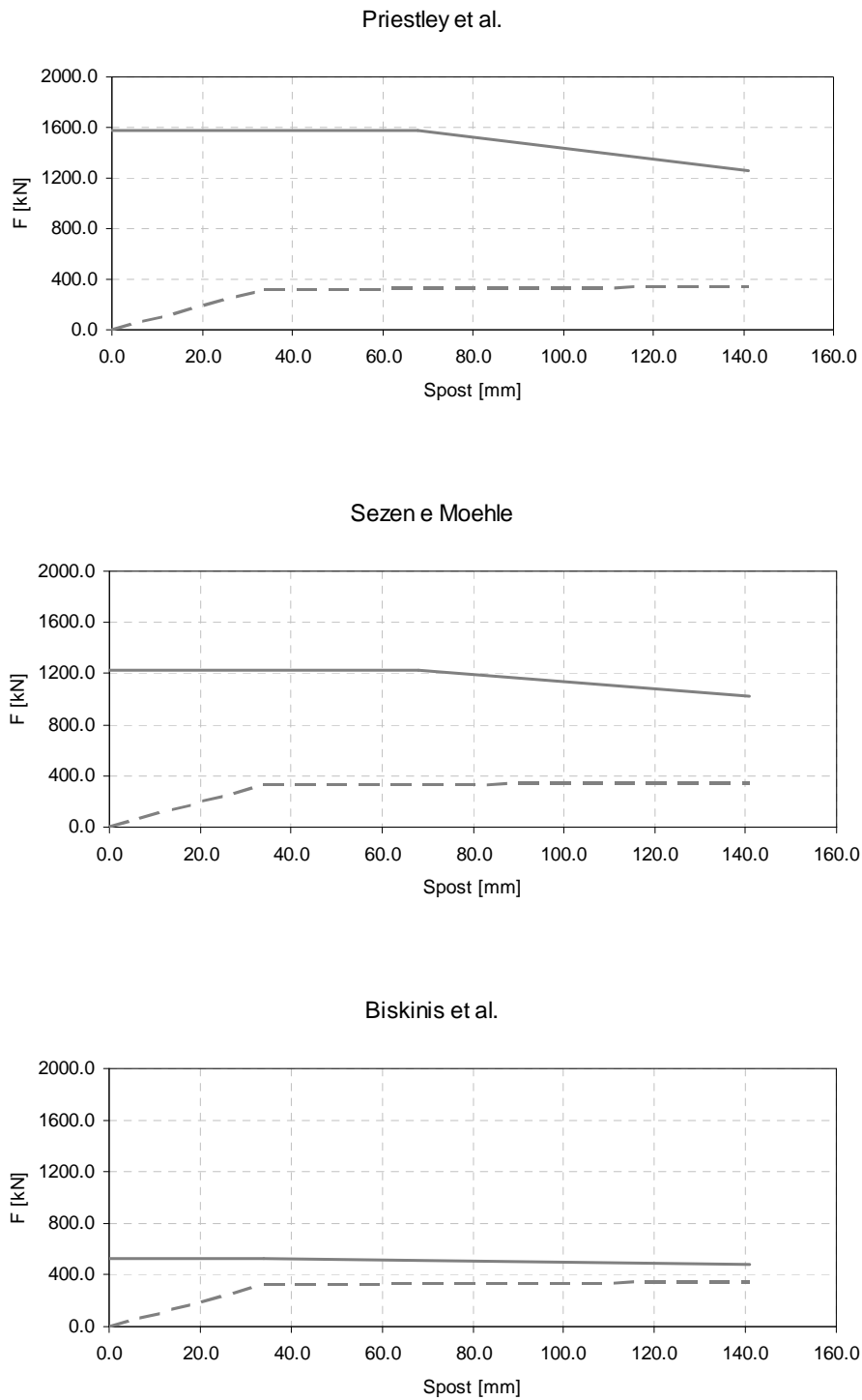
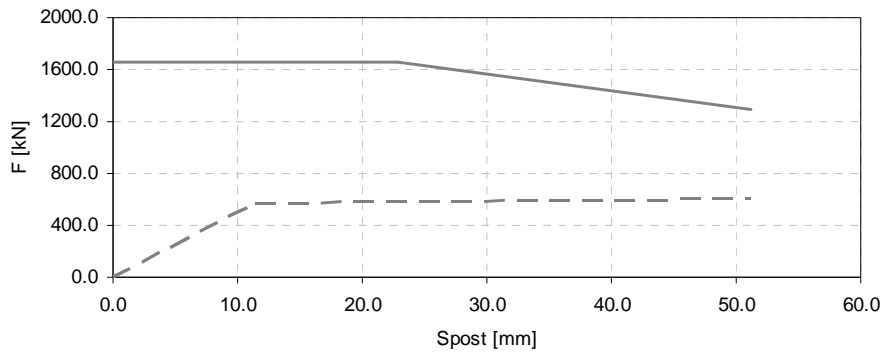


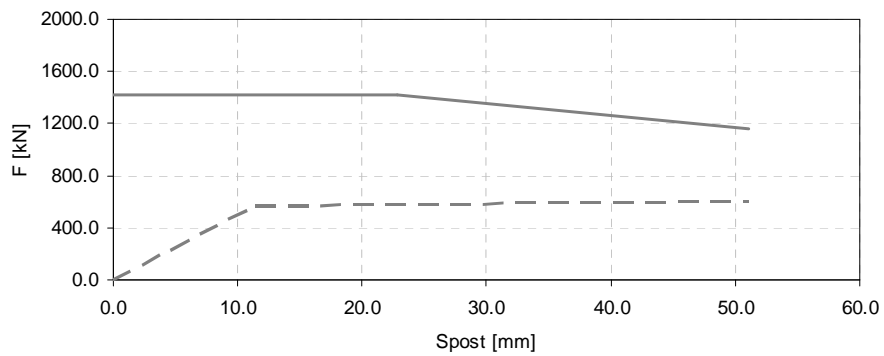
Fig. 5.50  $L = 7 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.8.3  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

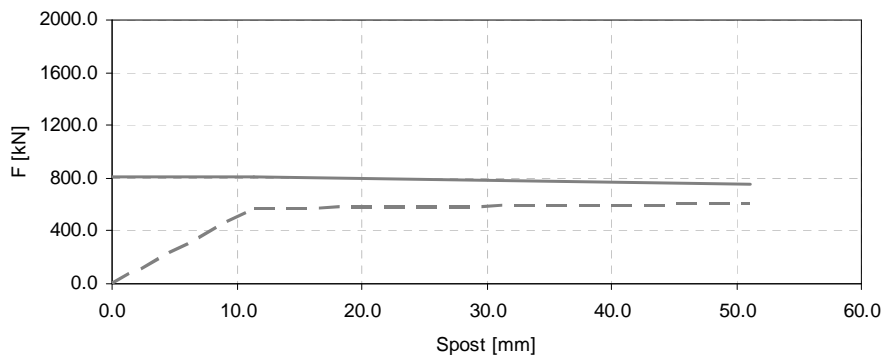


Fig. 5.51  $L = 4 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.8.4  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

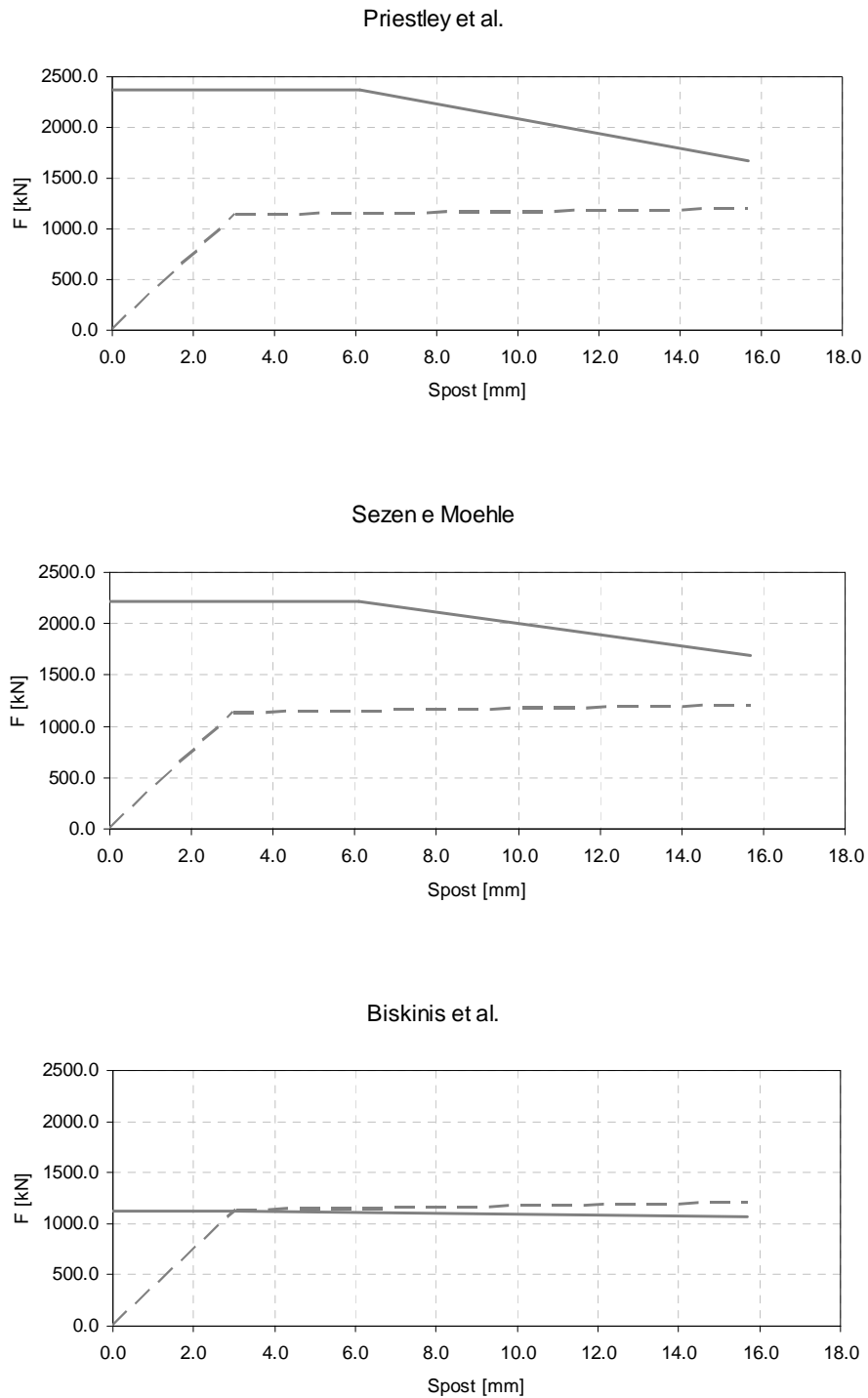


Fig. 5.52  $L = 2 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

### 5.2.9 Risposta al variare del diametro D (direzione longitudinale)

5.2.9.1  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

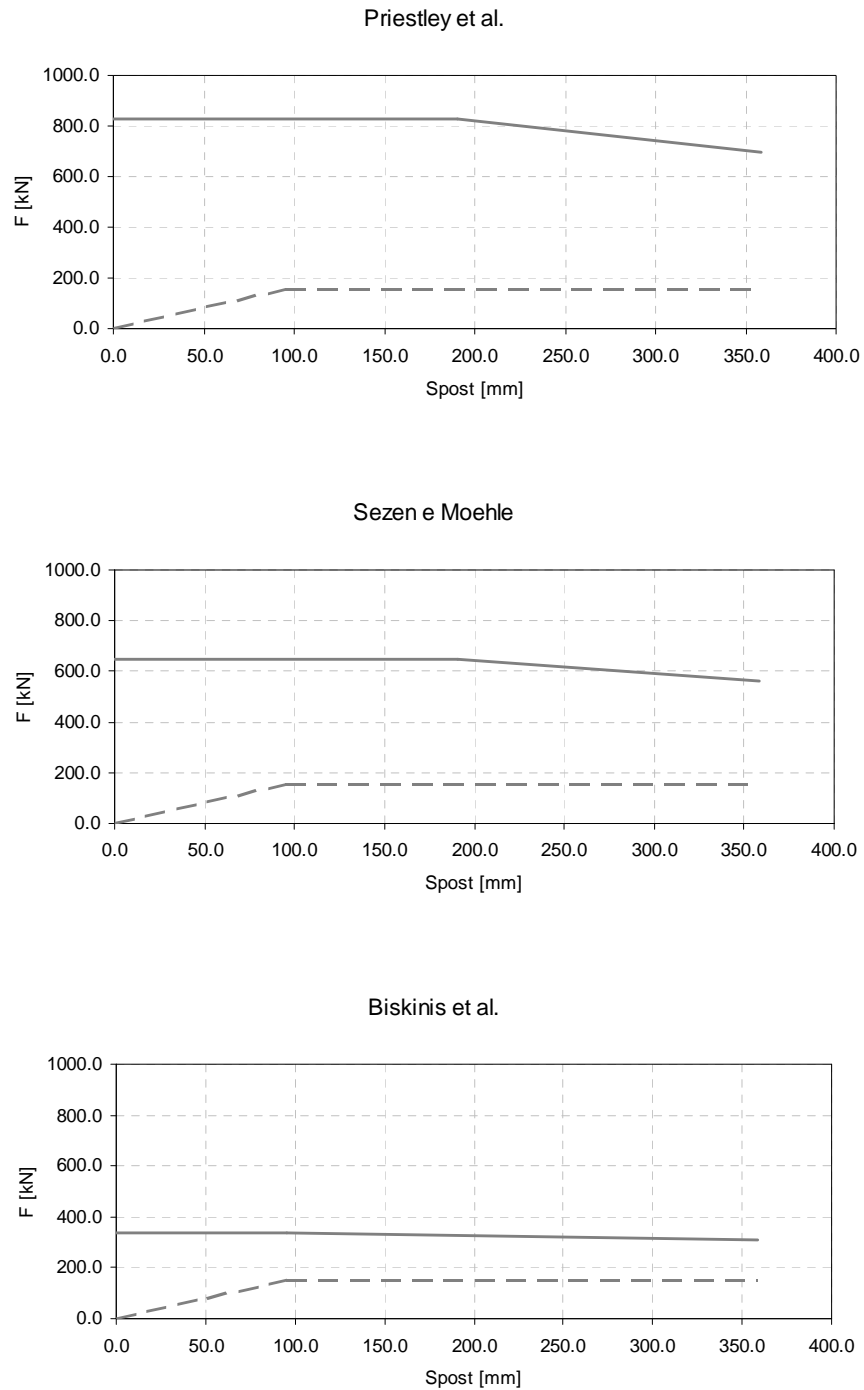
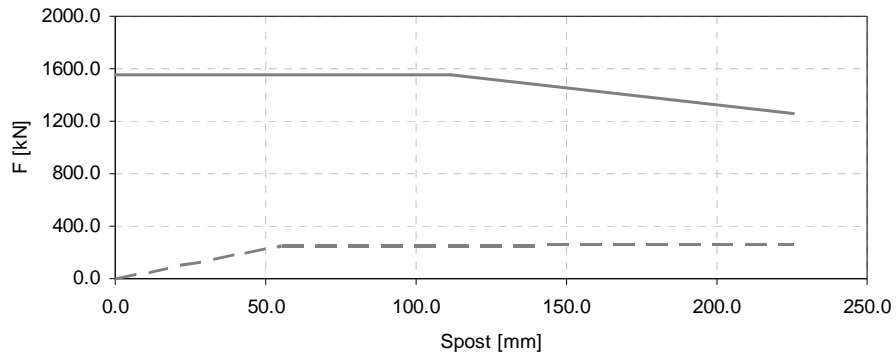


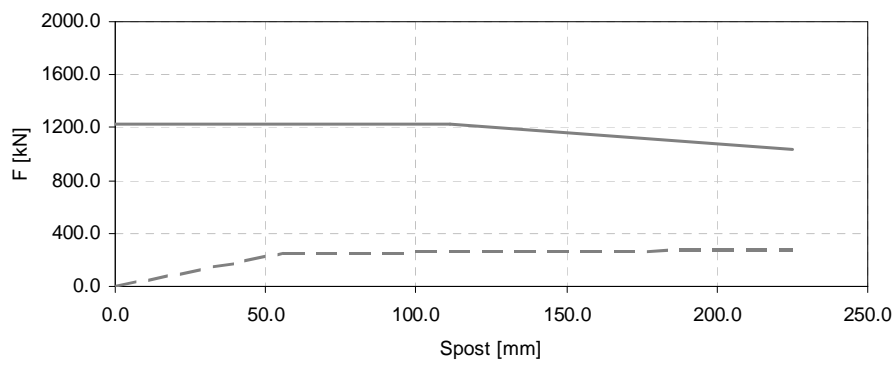
Fig. 5.53  $L = 9 \text{ m}$   $D = 1 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.9.2  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

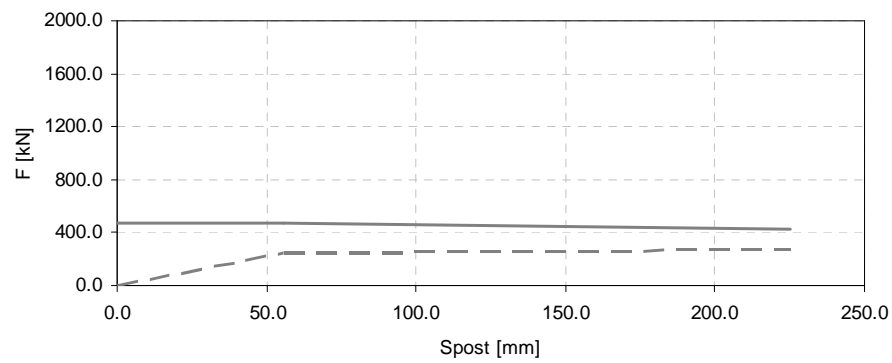


Fig. 5.54  $L = 9 \text{ m}$   $D = 1.5 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.9.3  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 2.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

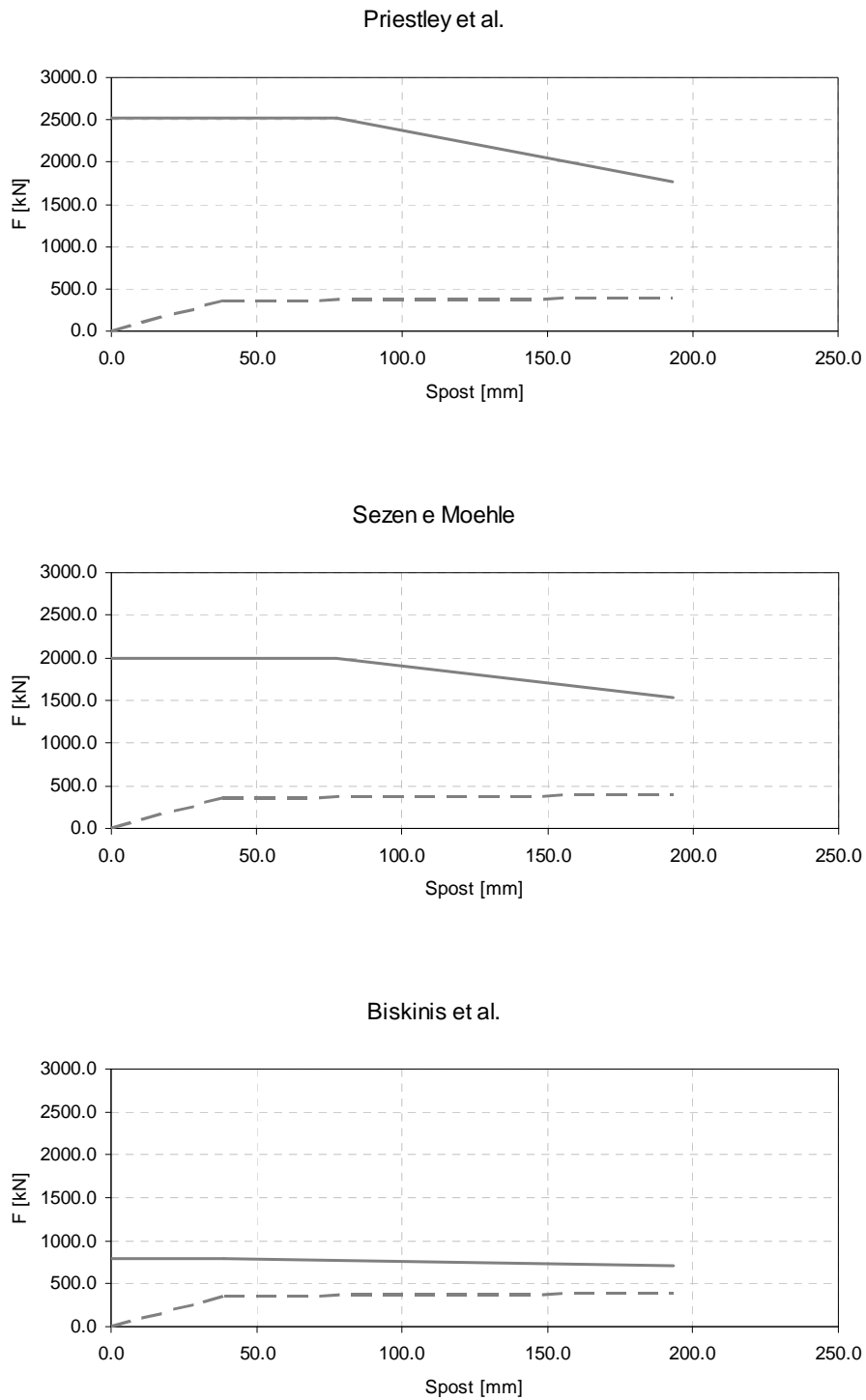
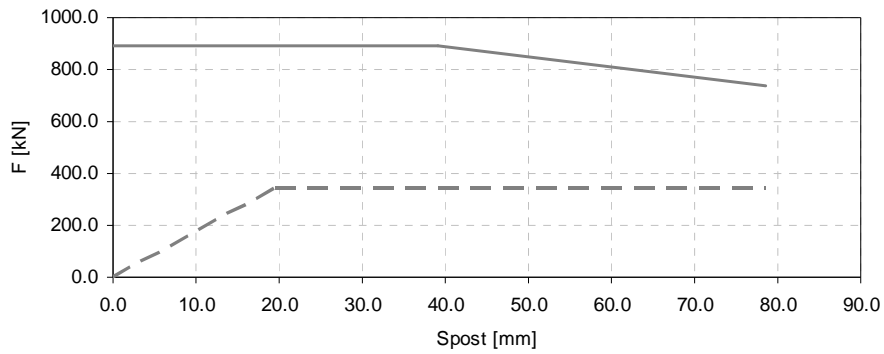


Fig. 5.55  $L = 9 \text{ m}$   $D = 2.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

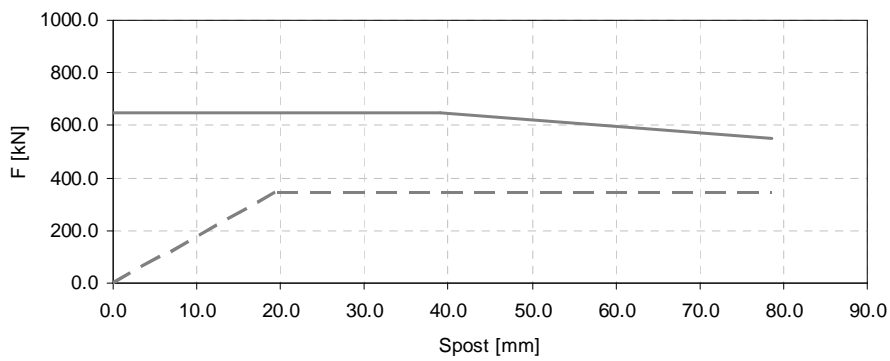


5.2.9.4  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

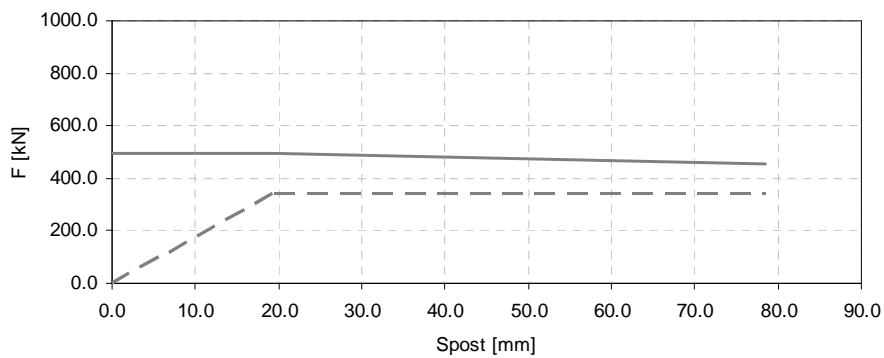
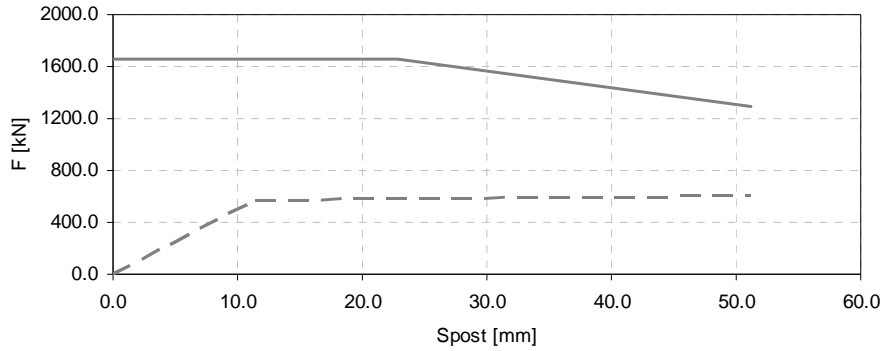


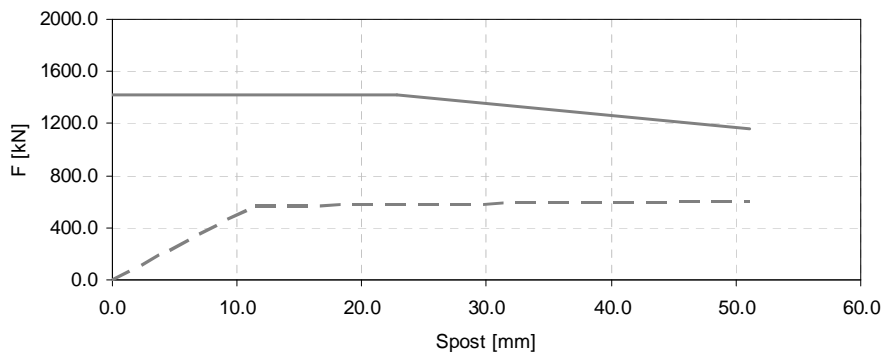
Fig. 5.56  $L = 4 \text{ m}$   $D = 1.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.9.5  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

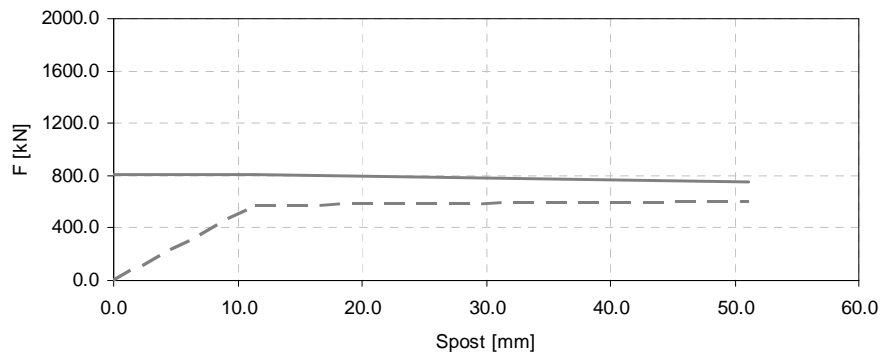
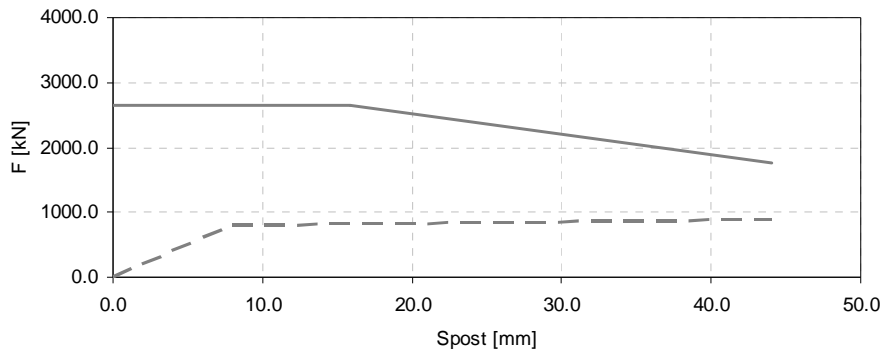


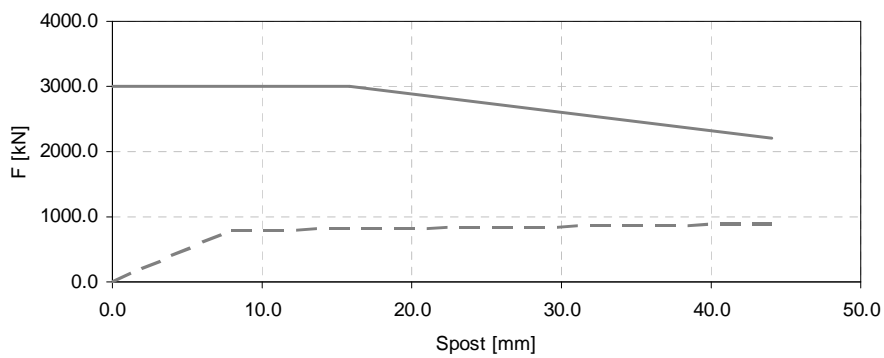
Fig. 5.57  $L = 4 \text{ m}$   $D = 1.5 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.9.6  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 2.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

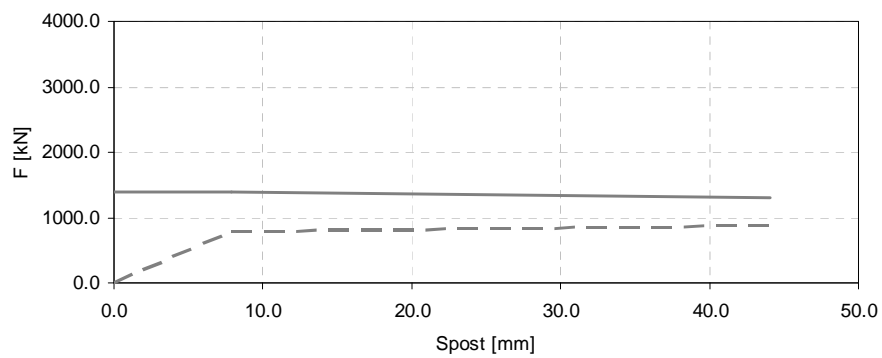


Fig. 5.58  $L = 4 \text{ m}$   $D = 2.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.9.7  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

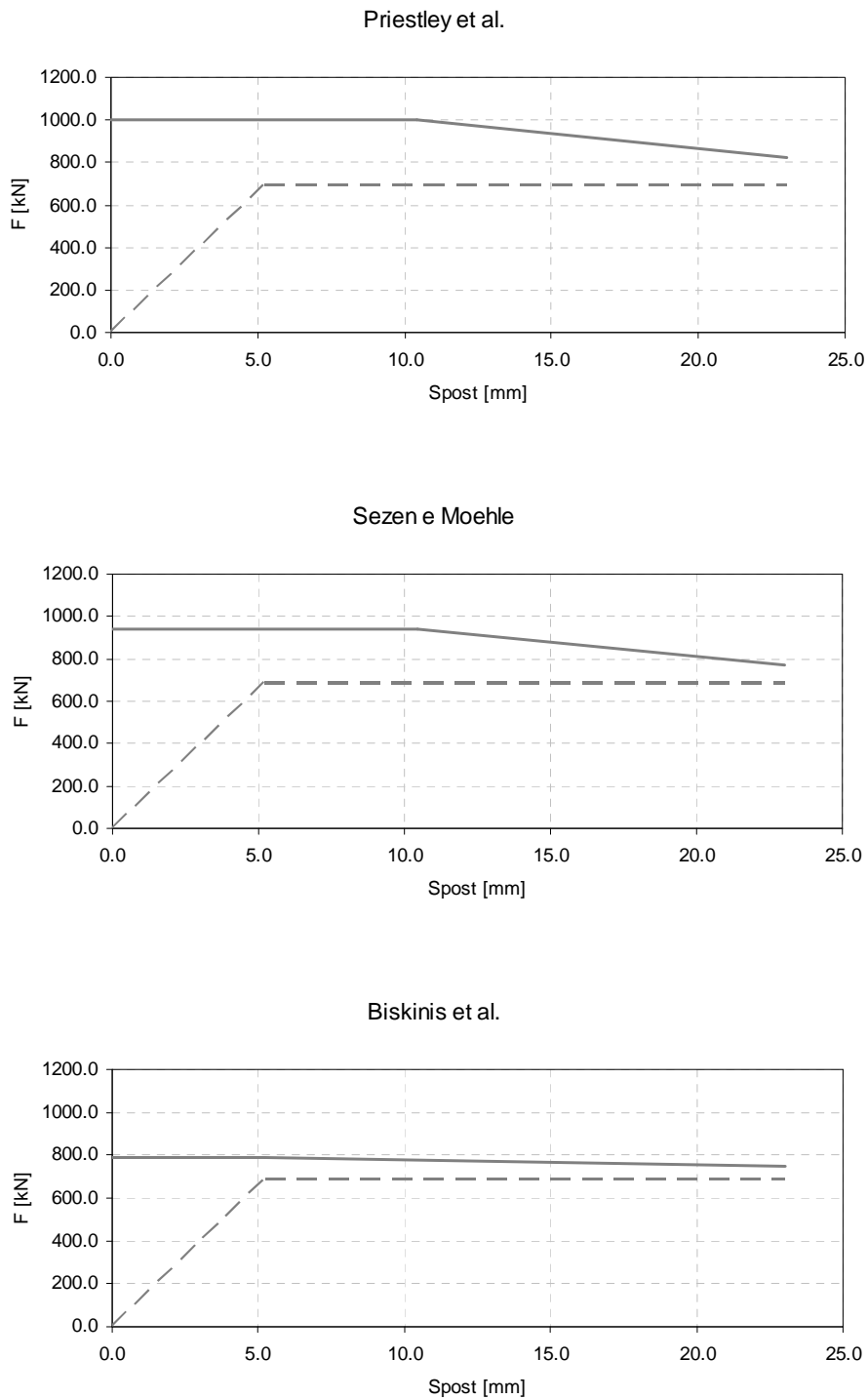


Fig. 5.59  $L = 2 \text{ m}$   $D = 1.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.9.8  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

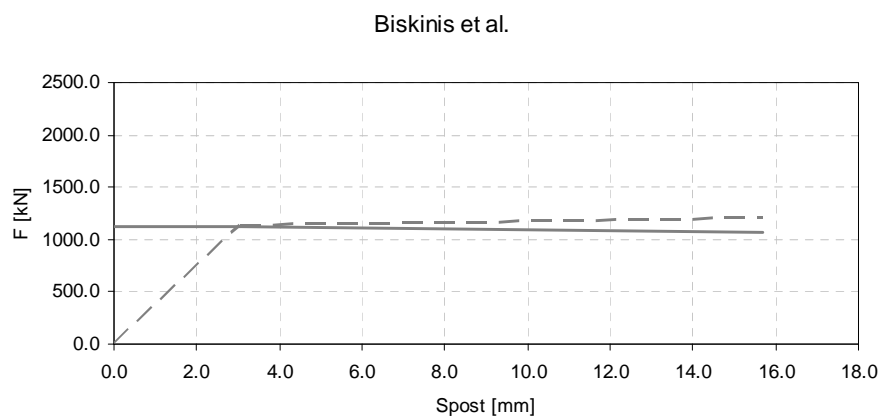
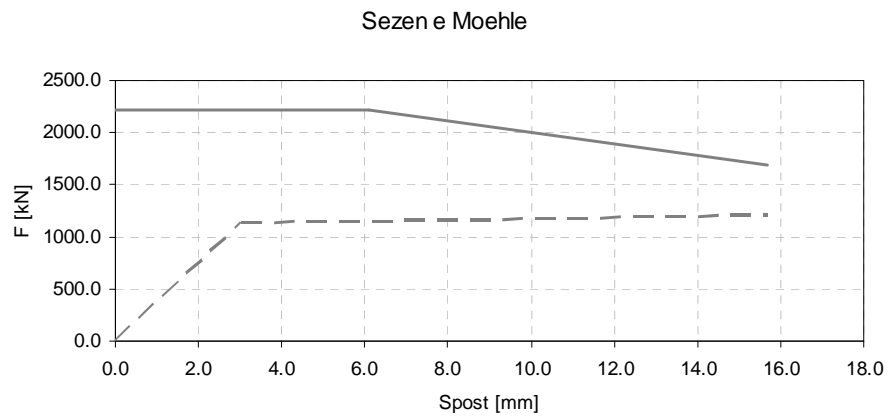
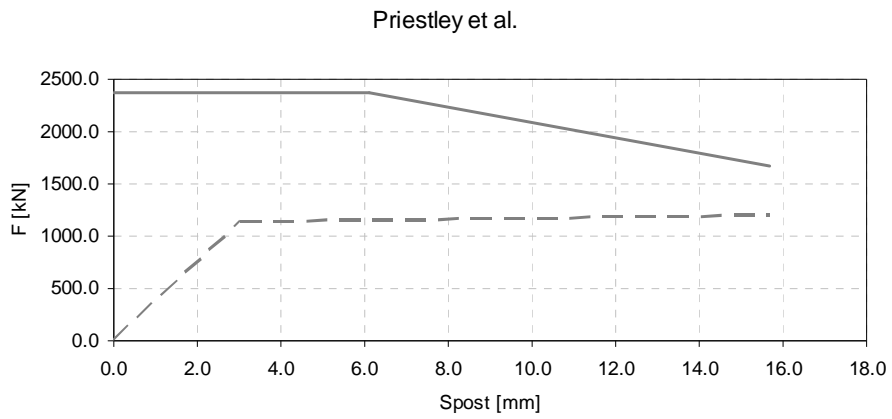
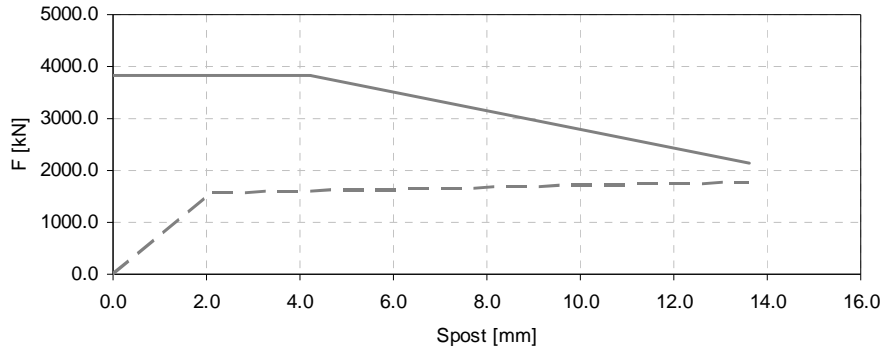


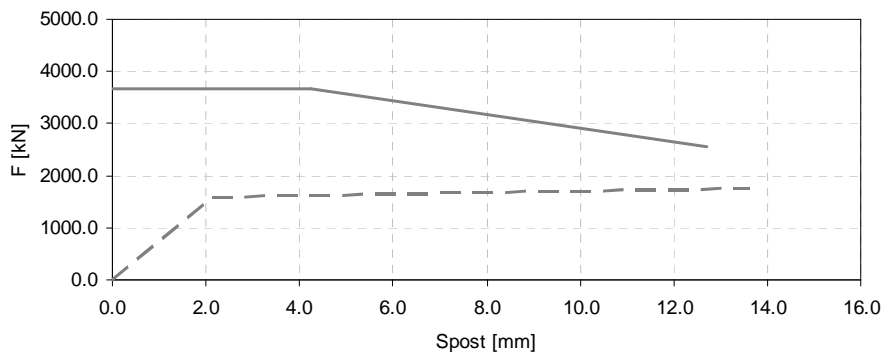
Fig. 5.60  $L = 2 \text{ m}$   $D = 1.5 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.9.9  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 2.0 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

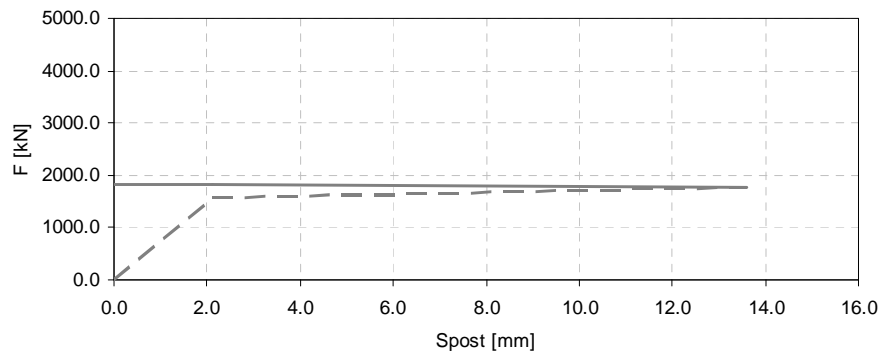


Fig. 5.61  $L = 2 \text{ m}$   $D = 2.0 \text{ m}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

### 5.2.10 Risposta al variare del passo delle staffe (direzione longitudinale)

5.2.10.1  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 5 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

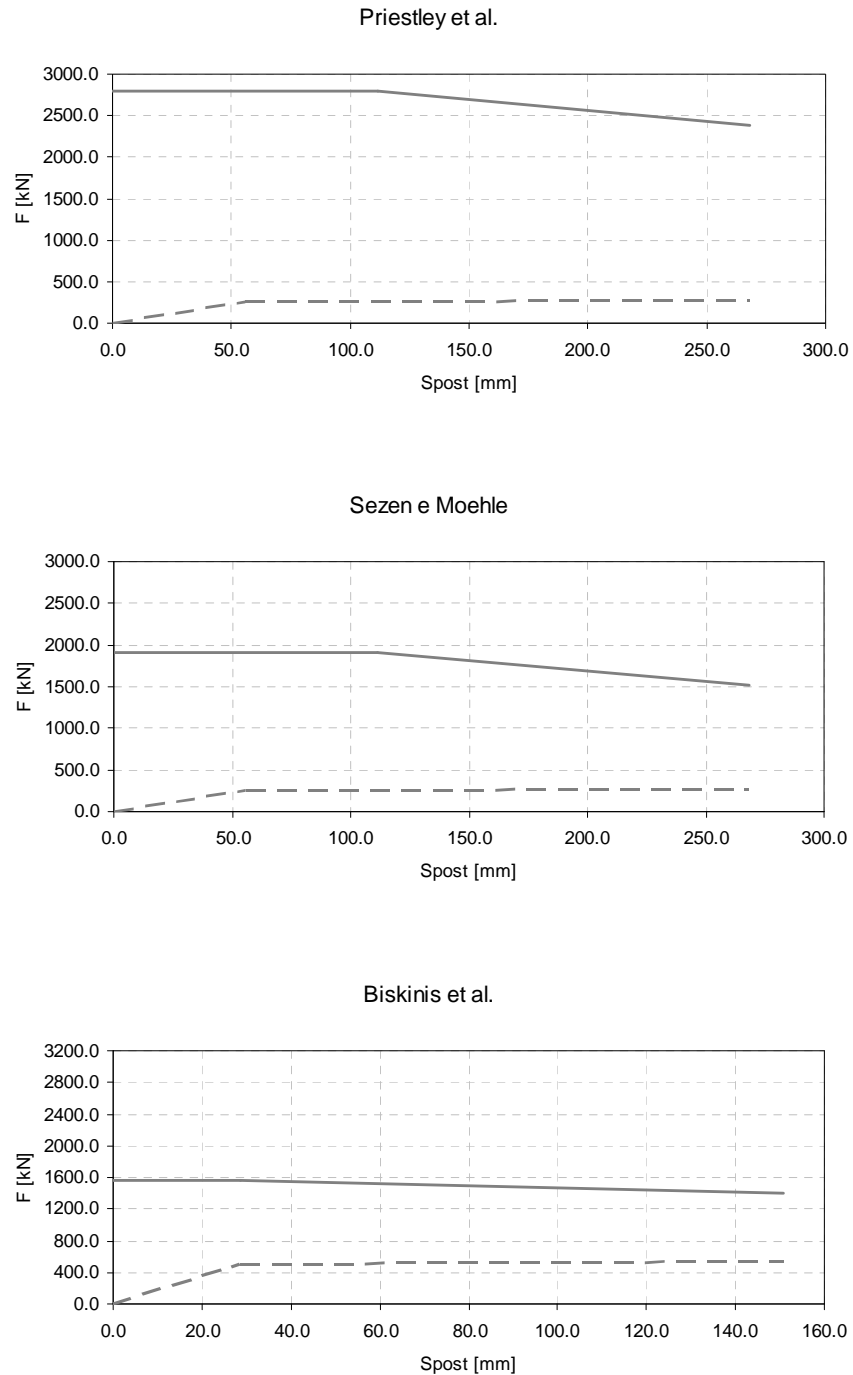
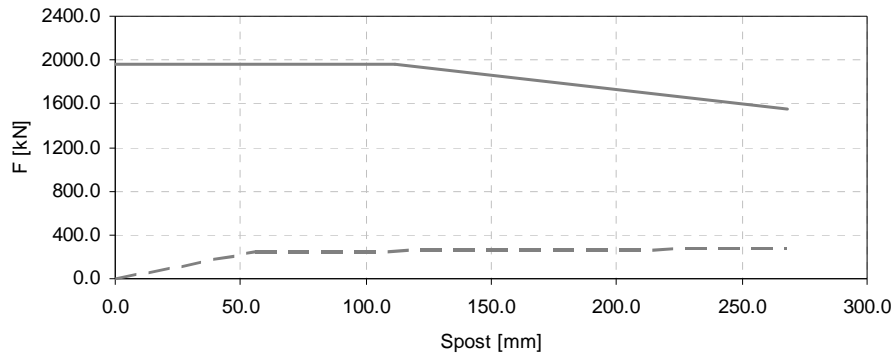


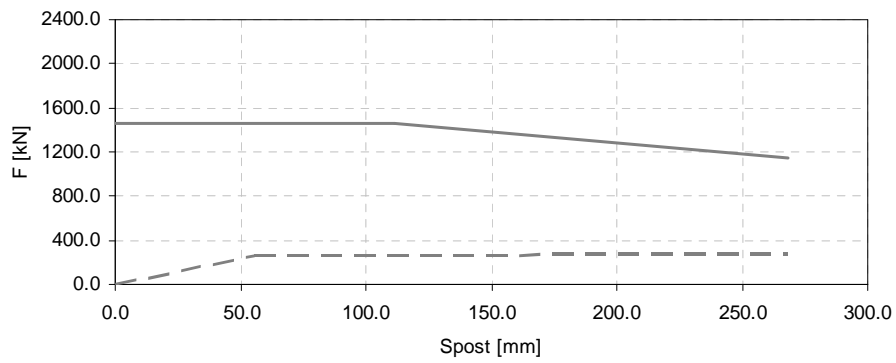
Fig. 5.62  $L = 9 \text{ m}$   $s = 5 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.10.2  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 10 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

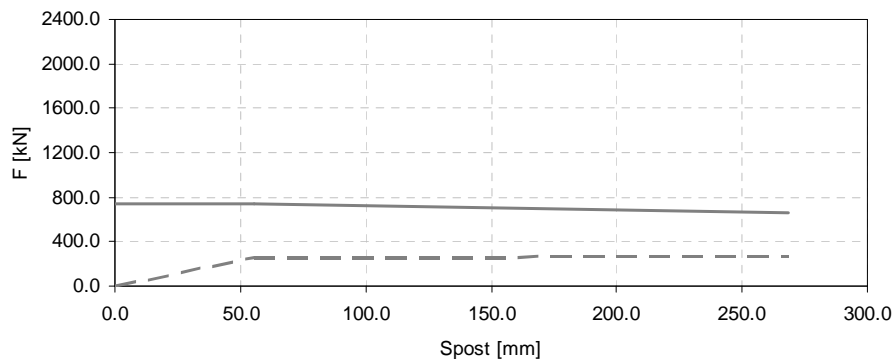
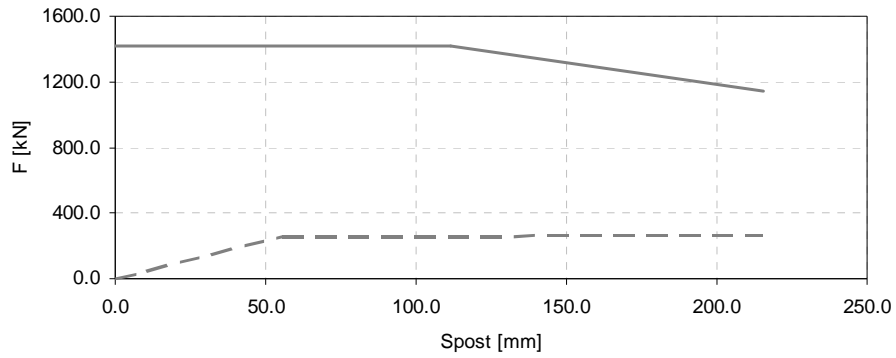


Fig. 5.63  $L = 9 \text{ m}$   $s = 10 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

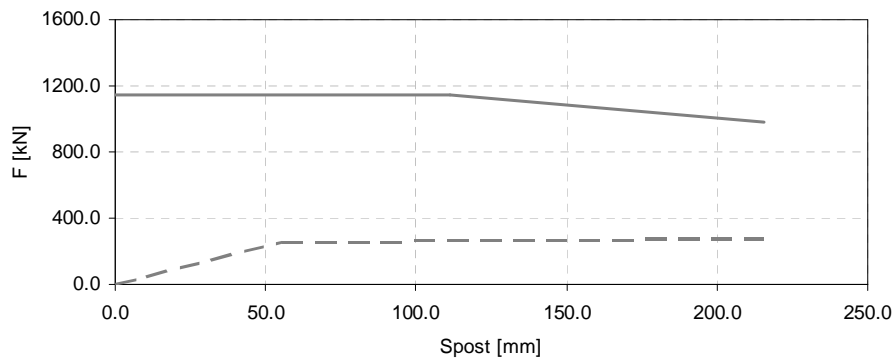


5.2.10.3  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 30 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

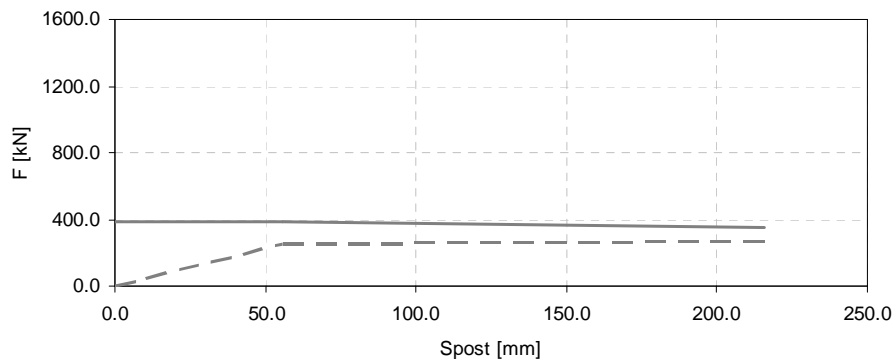
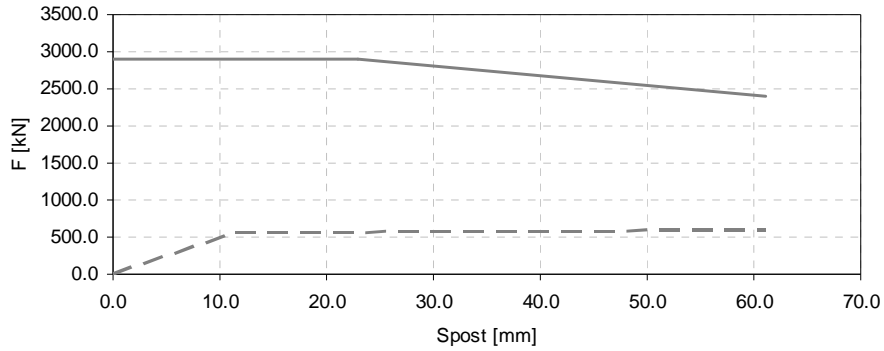


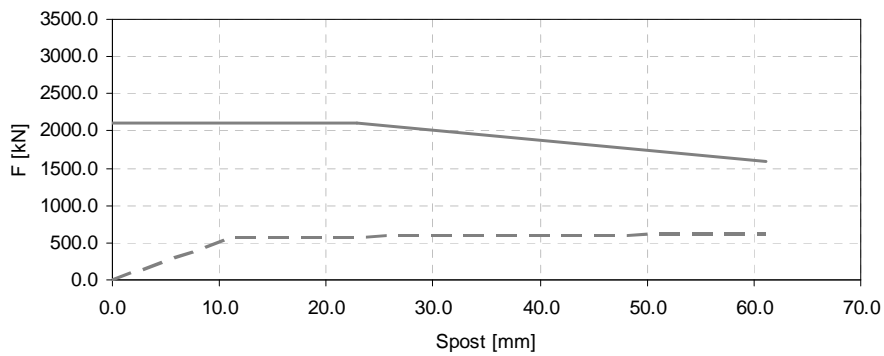
Fig. 5.64  $L = 9 \text{ m}$   $s = 30 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.10.4  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 5 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

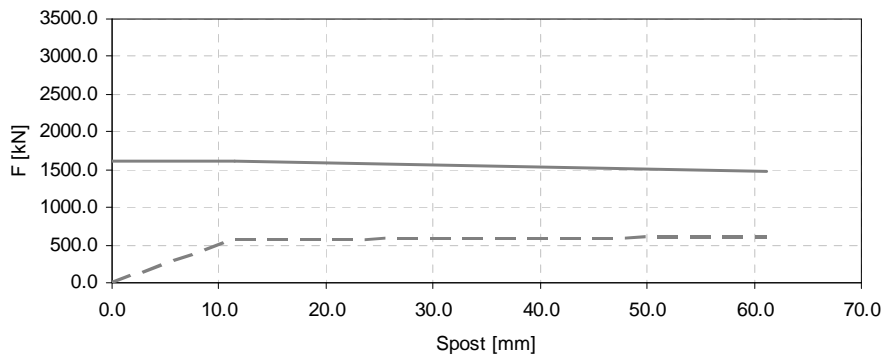


Fig. 5.65  $L = 4 \text{ m}$   $s = 5 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.10.5  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 10 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

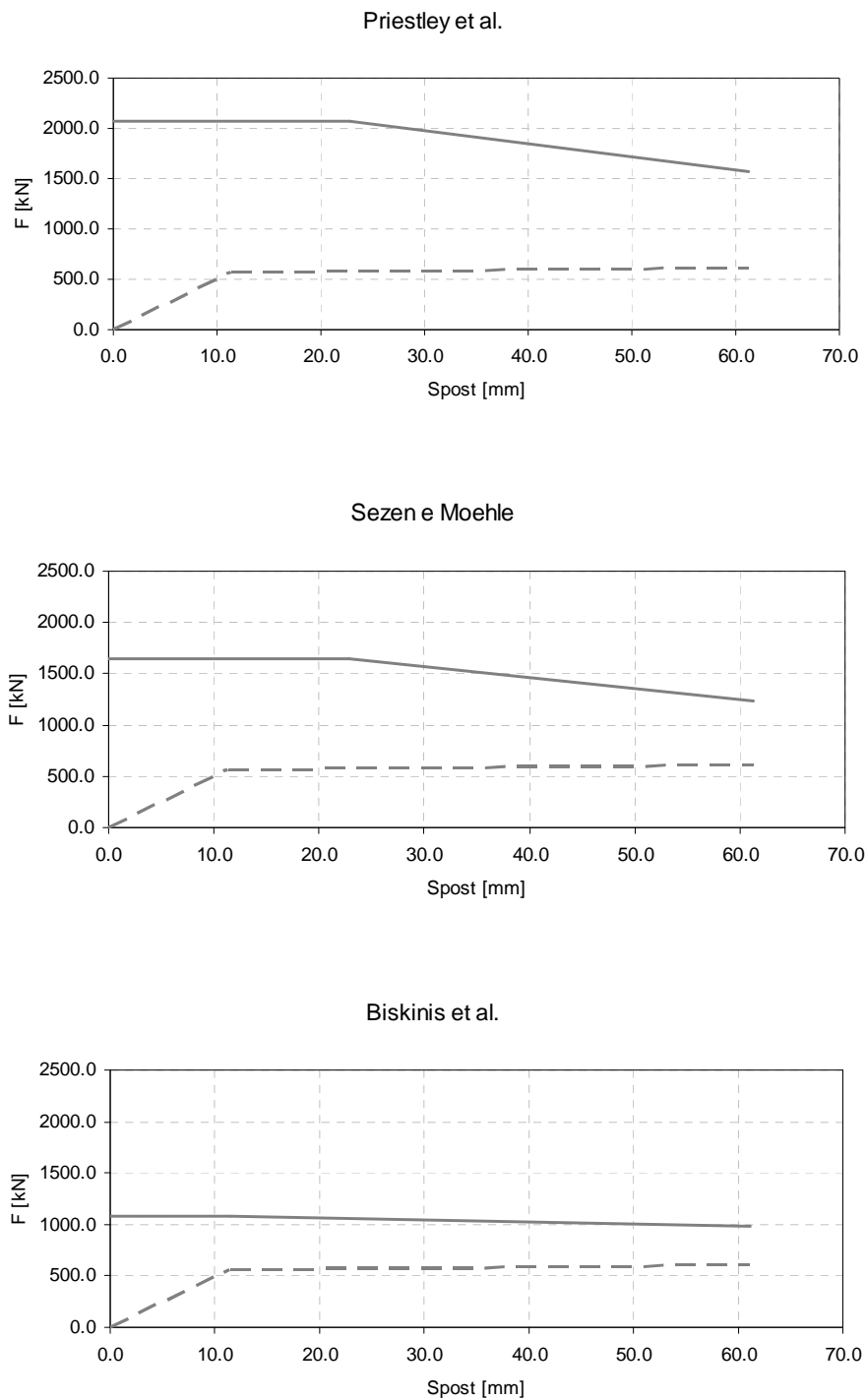
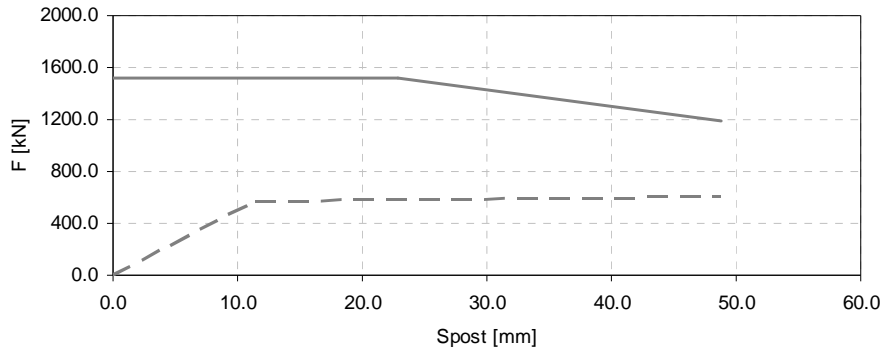


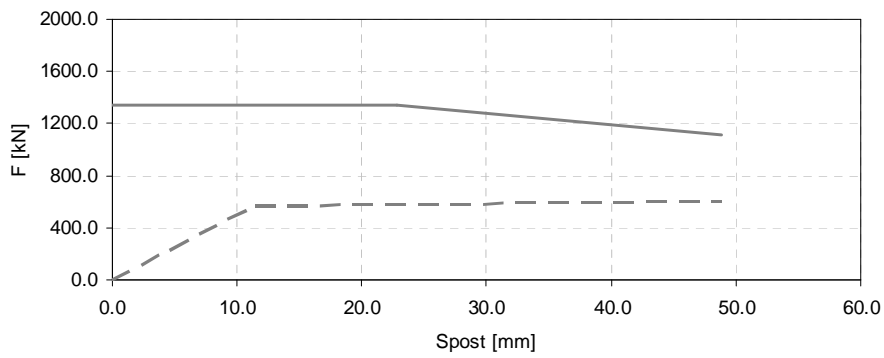
Fig. 5.66  $L = 4 \text{ m}$   $s = 10 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.10.6  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 30 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

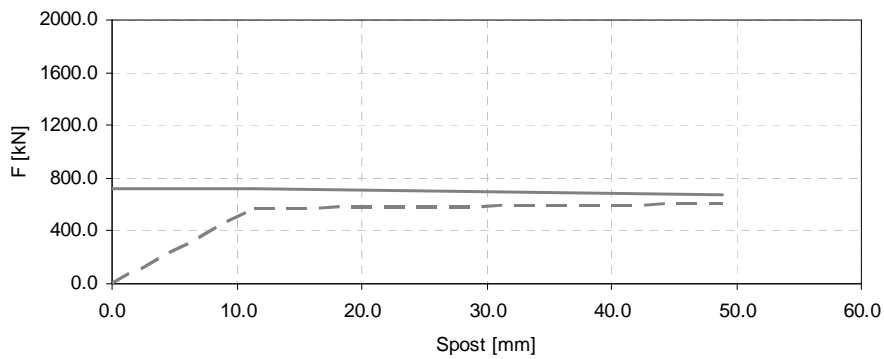
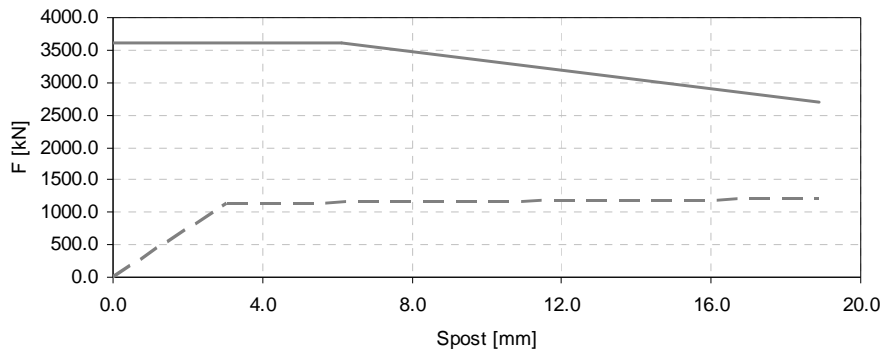


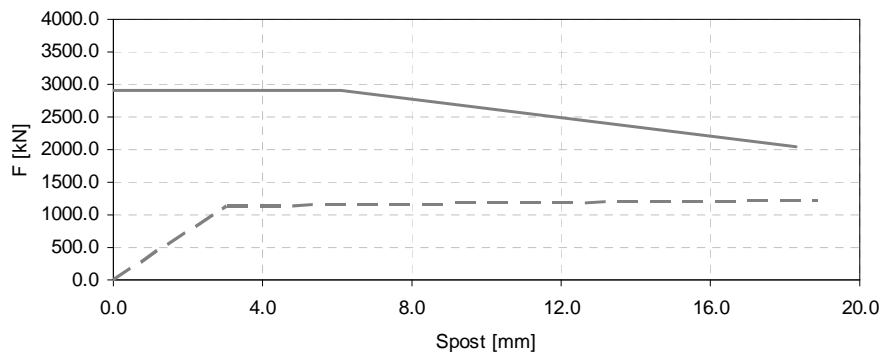
Fig. 5.67  $L = 4 \text{ m}$   $s = 30 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.10.7  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 5 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

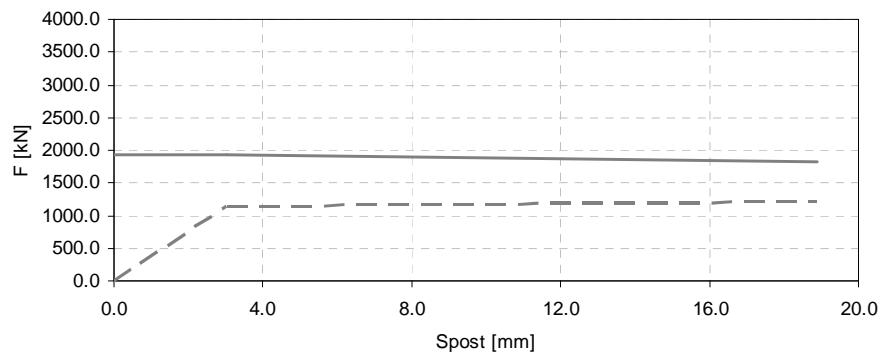
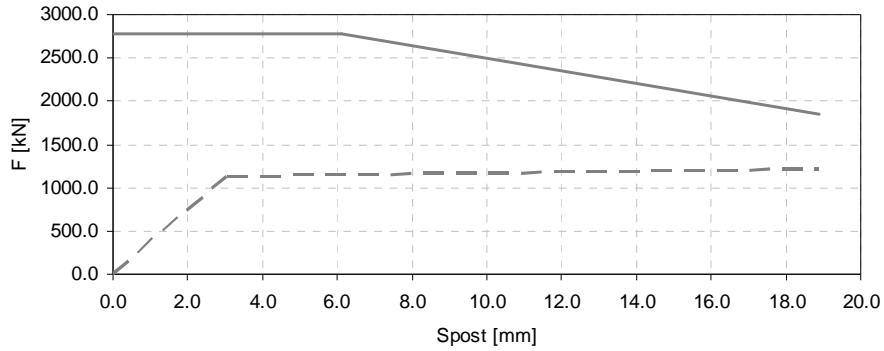


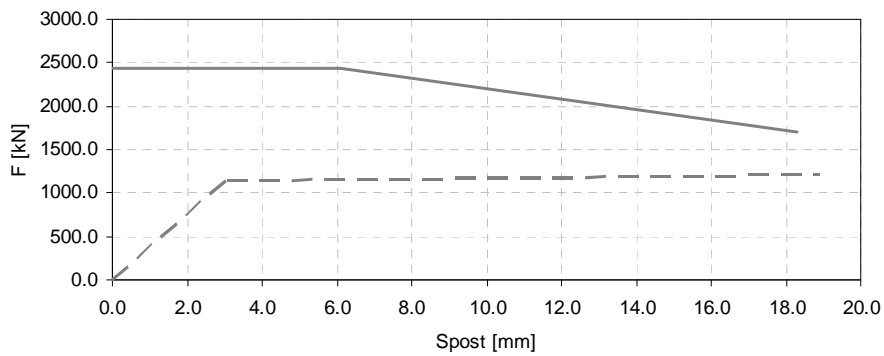
Fig. 5.68  $L = 2 \text{ m}$   $s = 5 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.10.8  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 10 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

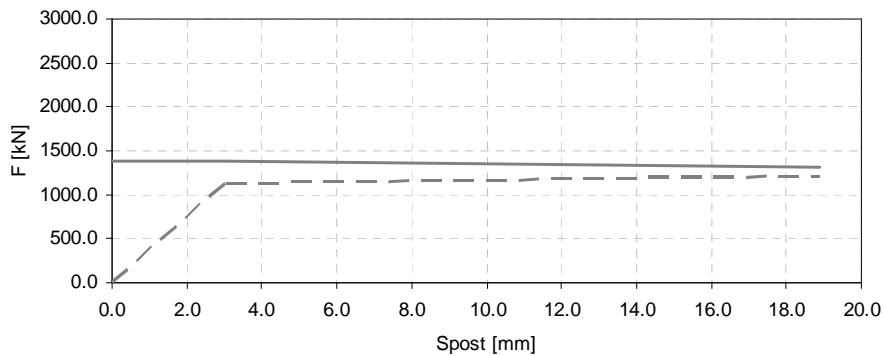
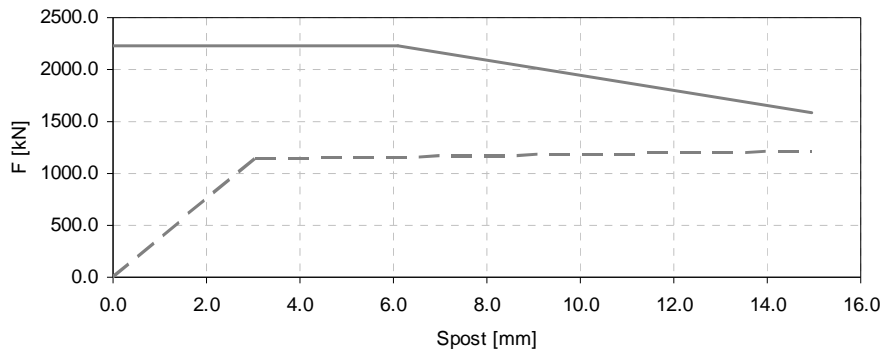


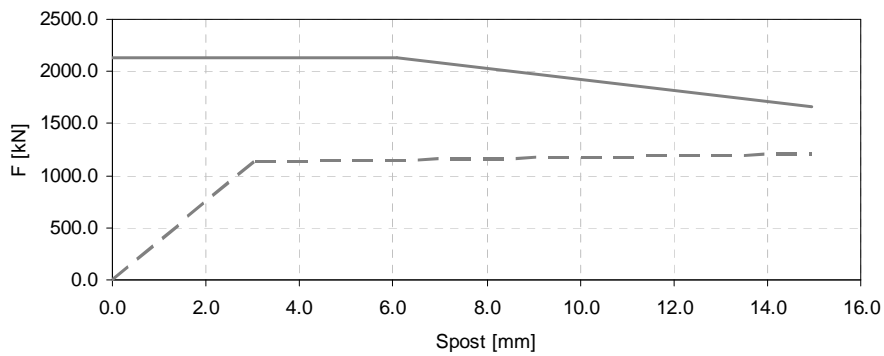
Fig. 5.69  $L = 2 \text{ m}$   $s = 10 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.10.9  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 30 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

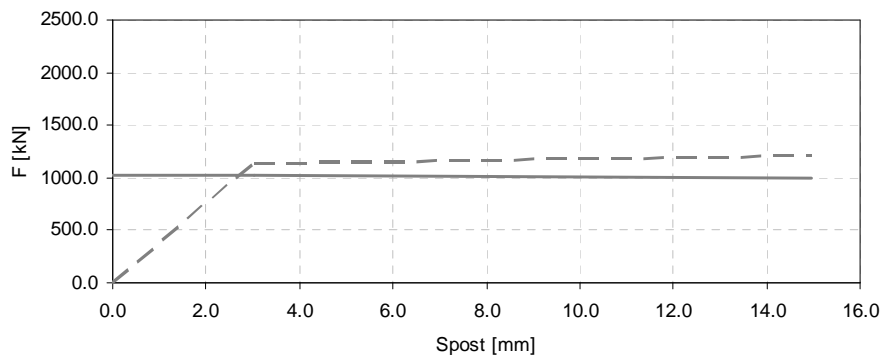


Fig. 5.70  $L = 2 \text{ m}$   $s = 30 \text{ cm}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

### 5.2.11 Risposta al variare di $p$ (direzione longitudinale)

5.2.11.1  $L = 9$  m,  $D = 1.5$  m,  $s = 20$  cm,  $\rho = 0.0075$ ,  $N = 1133$  KN

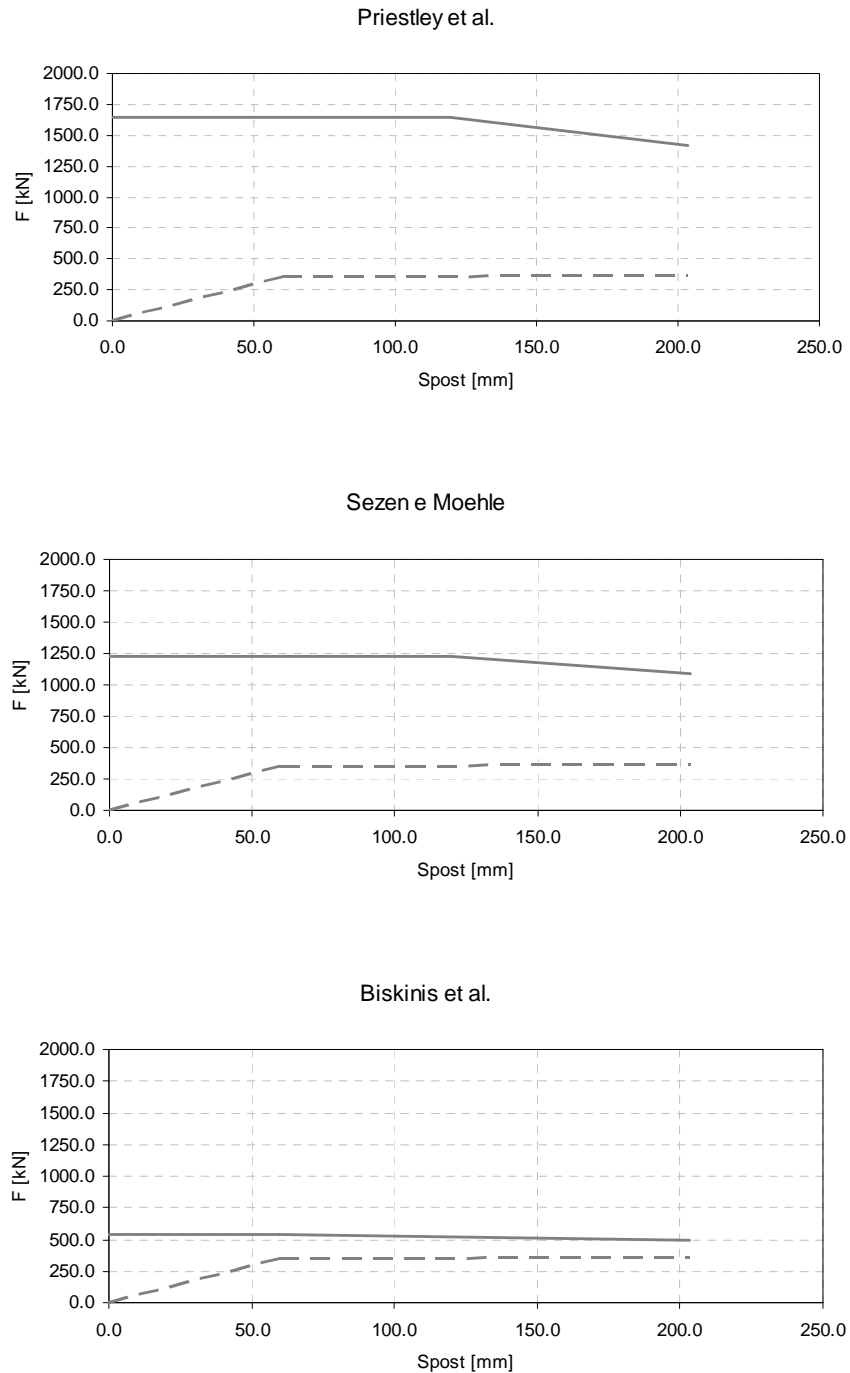
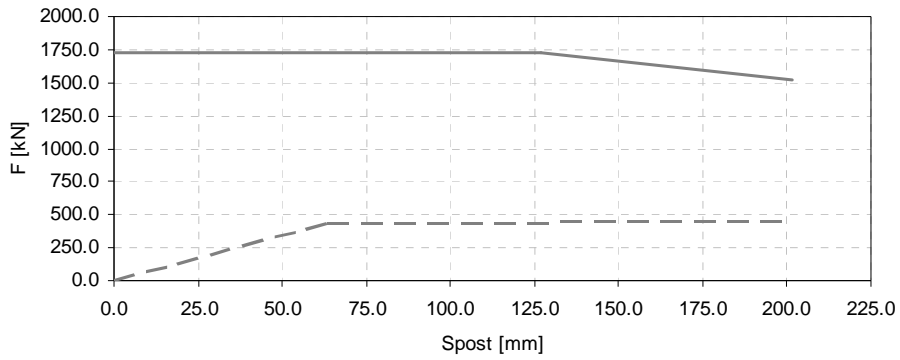


Fig. 5.71  $L = 9$  m  $\rho = 0.0075$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

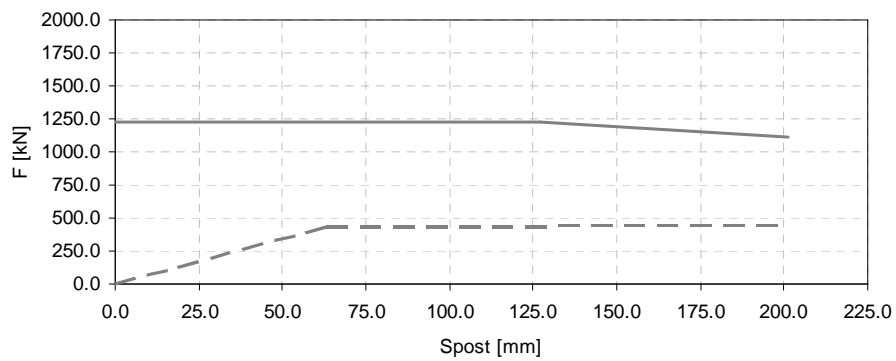


5.2.11.2  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.01$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

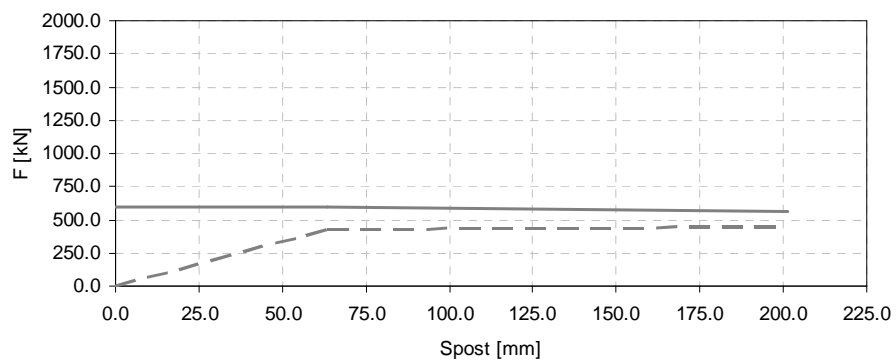
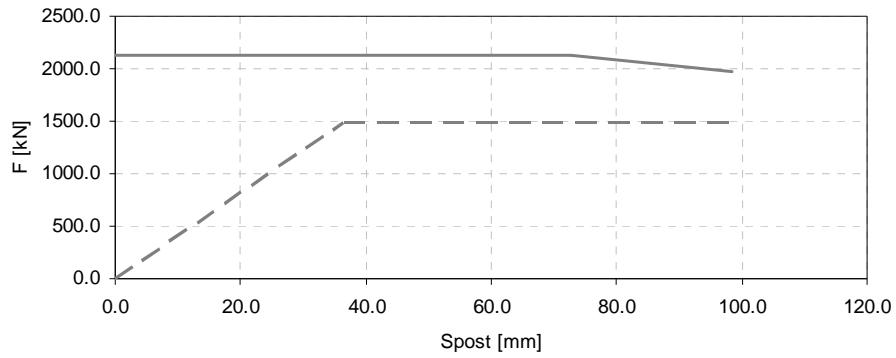


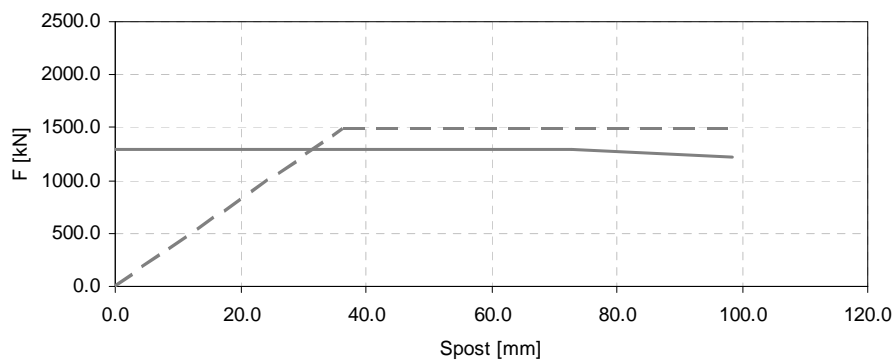
Fig. 5.72  $L = 9 \text{ m}$   $\rho = 0.01$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.11.3  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.02$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

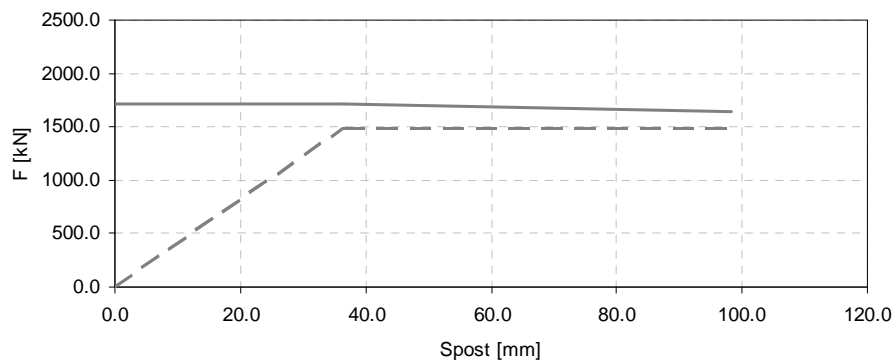
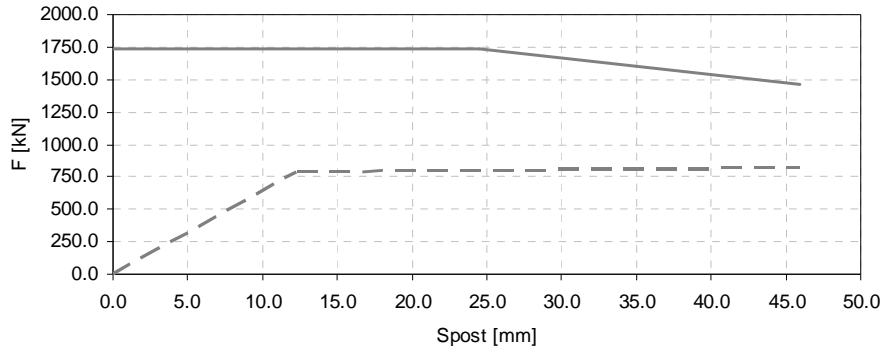


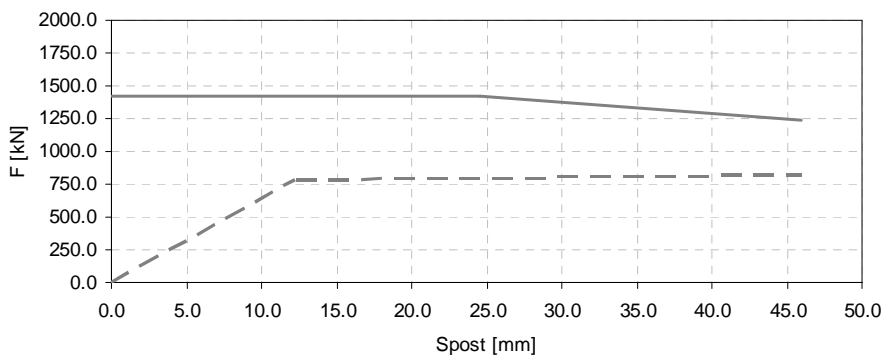
Fig. 5.73  $L = 9 \text{ m}$   $\rho = 0.02$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.11.4  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.0075$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

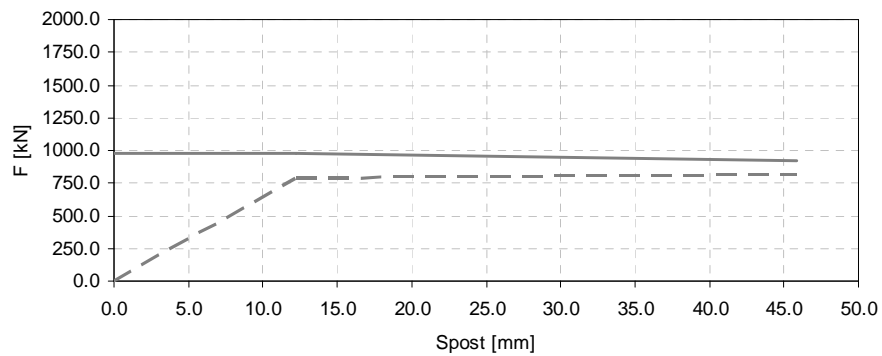
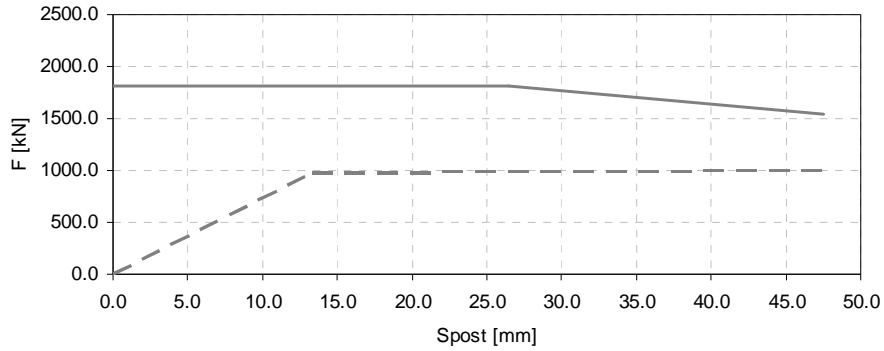


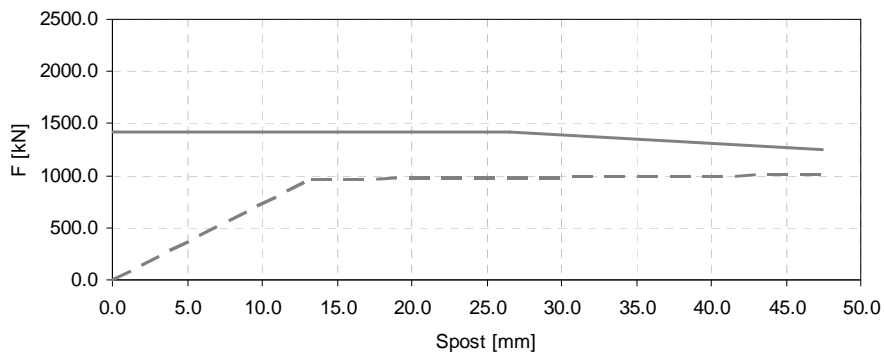
Fig. 5.74  $L = 4 \text{ m}$   $\rho = 0.0075$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.11.5  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.01$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

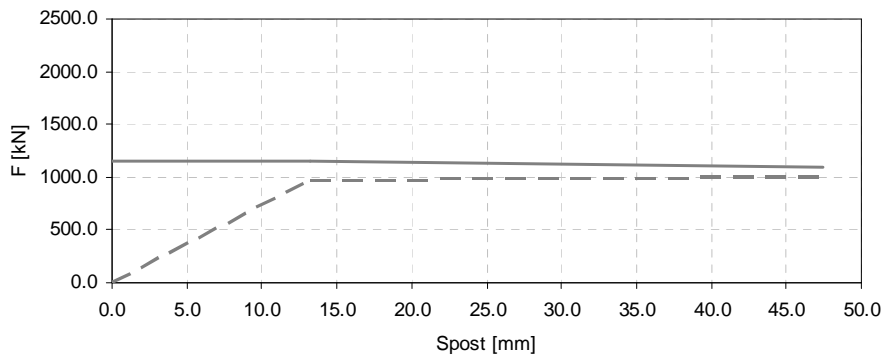
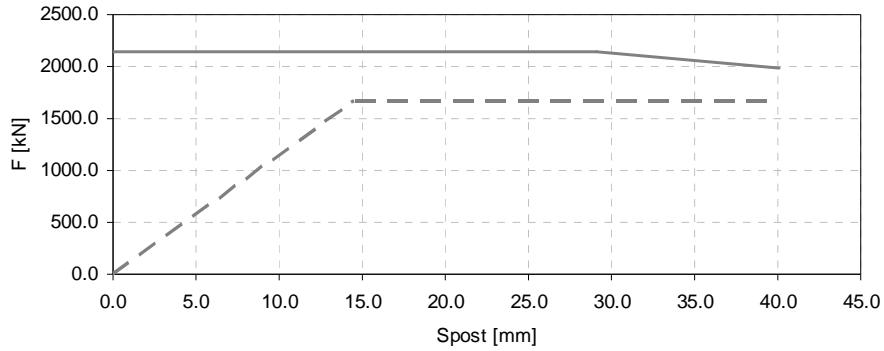


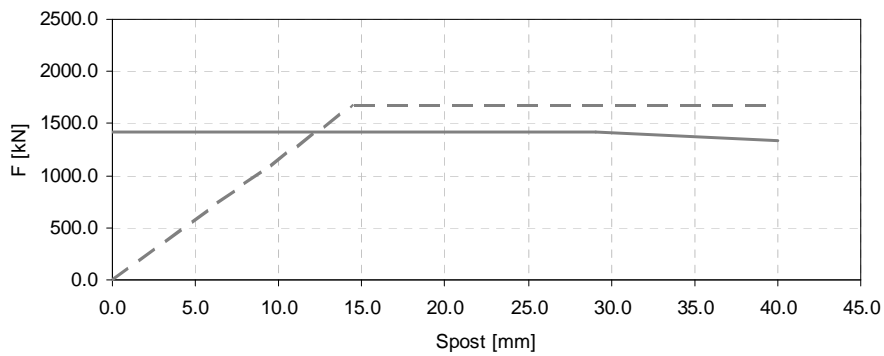
Fig. 5.75  $L = 4 \text{ m}$   $\rho = 0.01$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.11.6  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.02$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

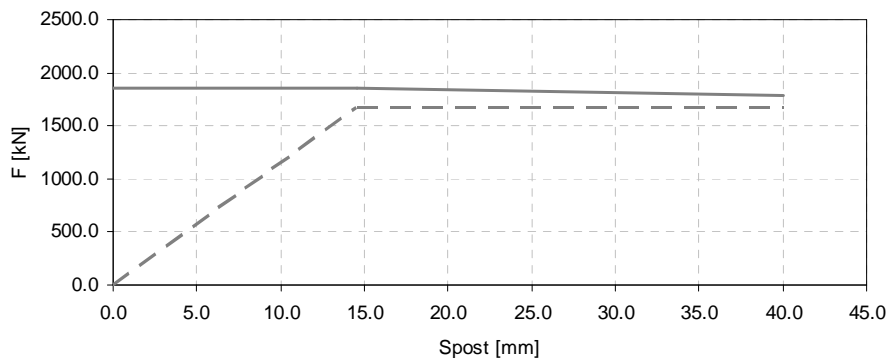
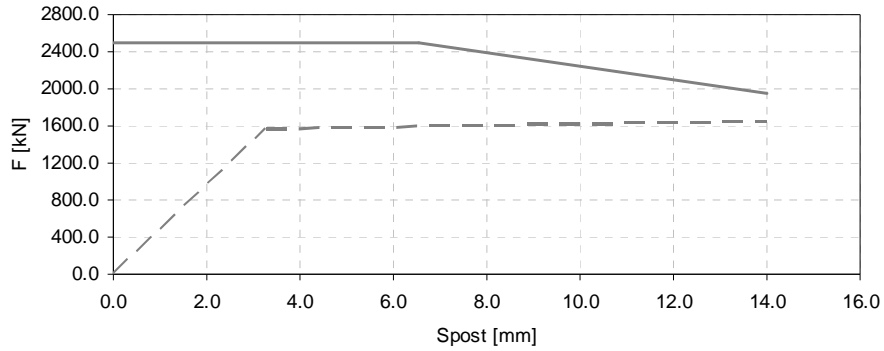


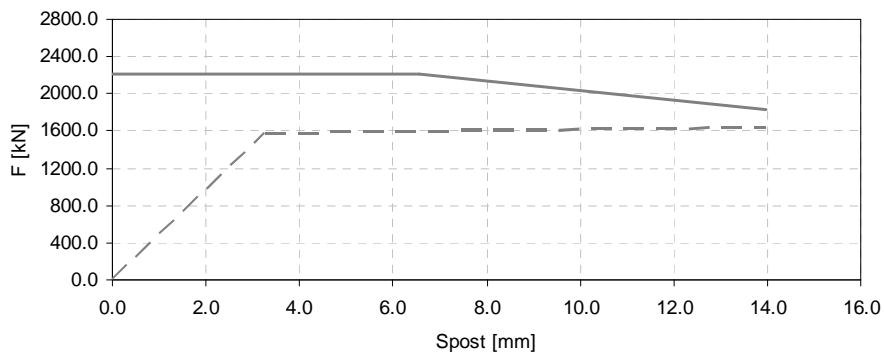
Fig. 5.76  $L = 4 \text{ m}$   $\rho = 0.02$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.11.7  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.0075$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

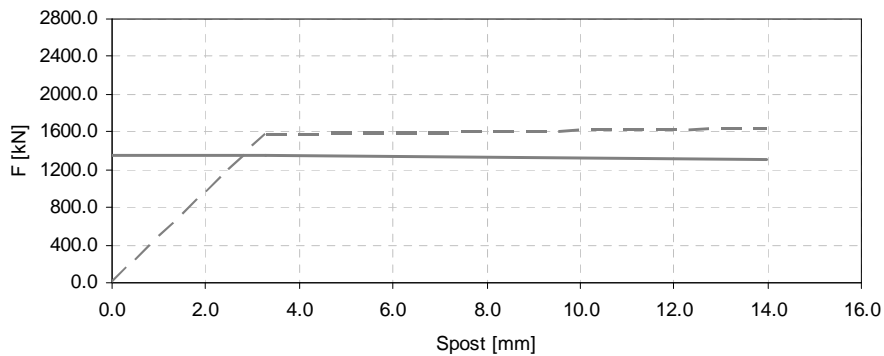
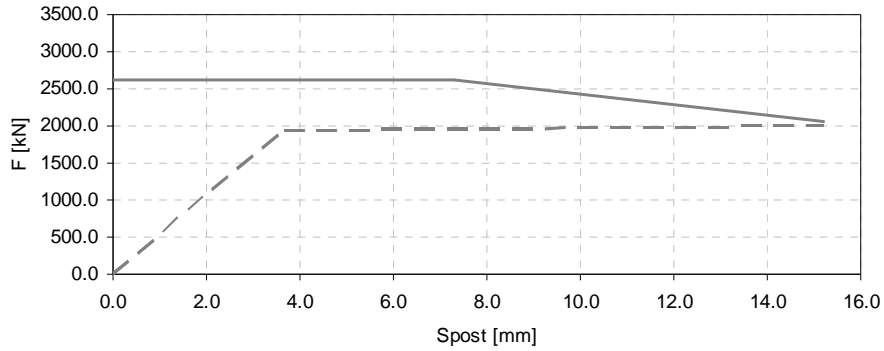


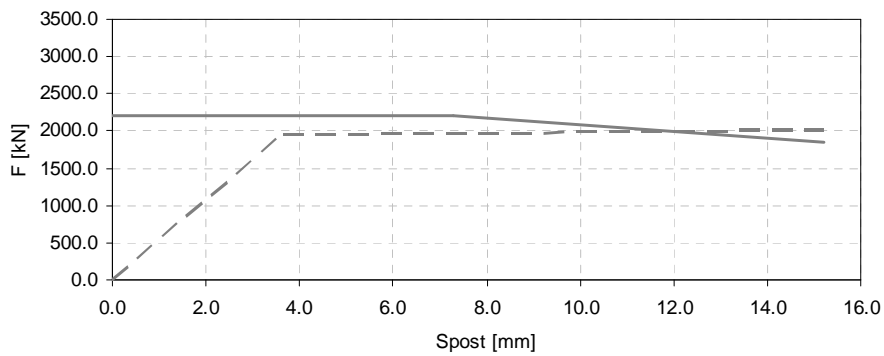
Fig. 5.77  $L = 2 \text{ m}$   $\rho = 0.0075$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.11.8  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.01$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

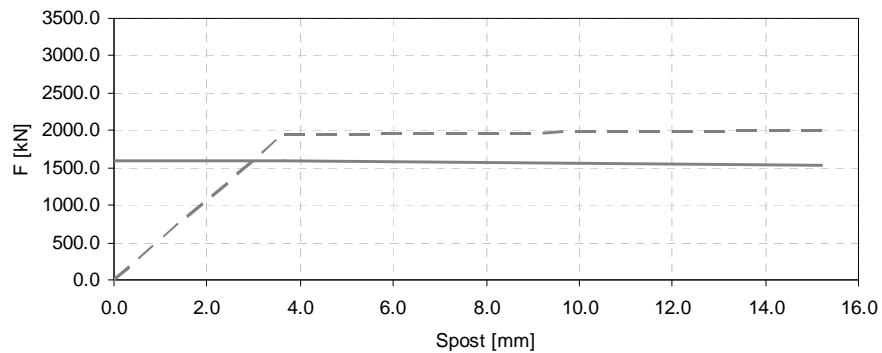
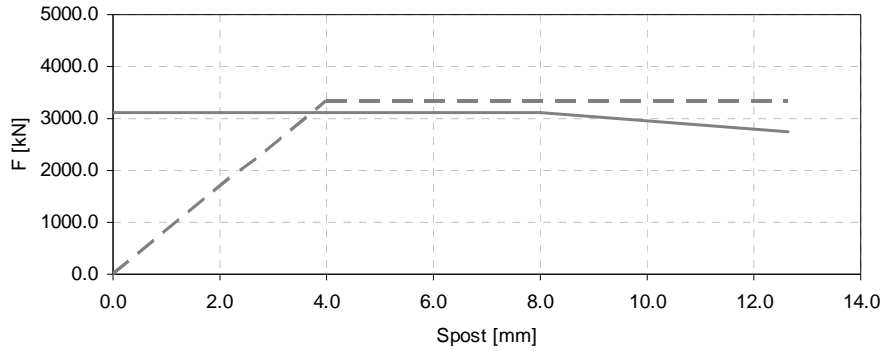


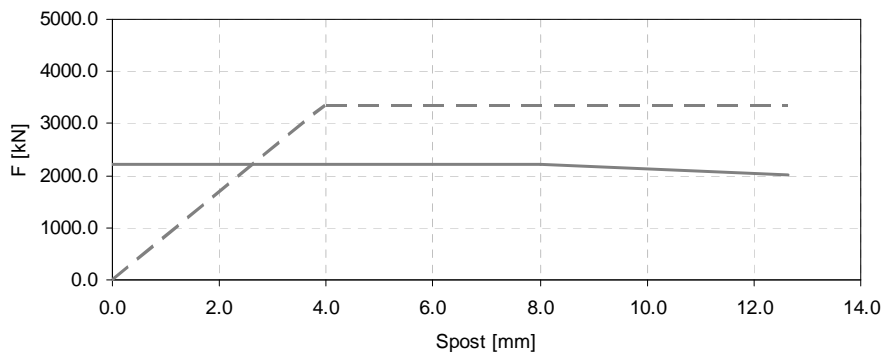
Fig. 5.78  $L = 2 \text{ m}$   $\rho = 0.01$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.11.9  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho = 0.02$ ,  $N = 1133 \text{ KN}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

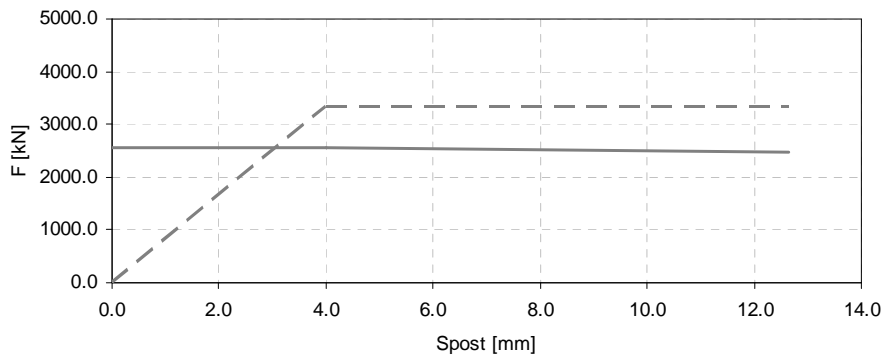


Fig. 5.79  $L = 2 \text{ m}$   $\rho = 0.02$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua



### 5.2.12 Risposta al variare dello sforzo assiale (direzione longitudinale)

5.2.12.1  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 0\%$  di  $N_{\max}$

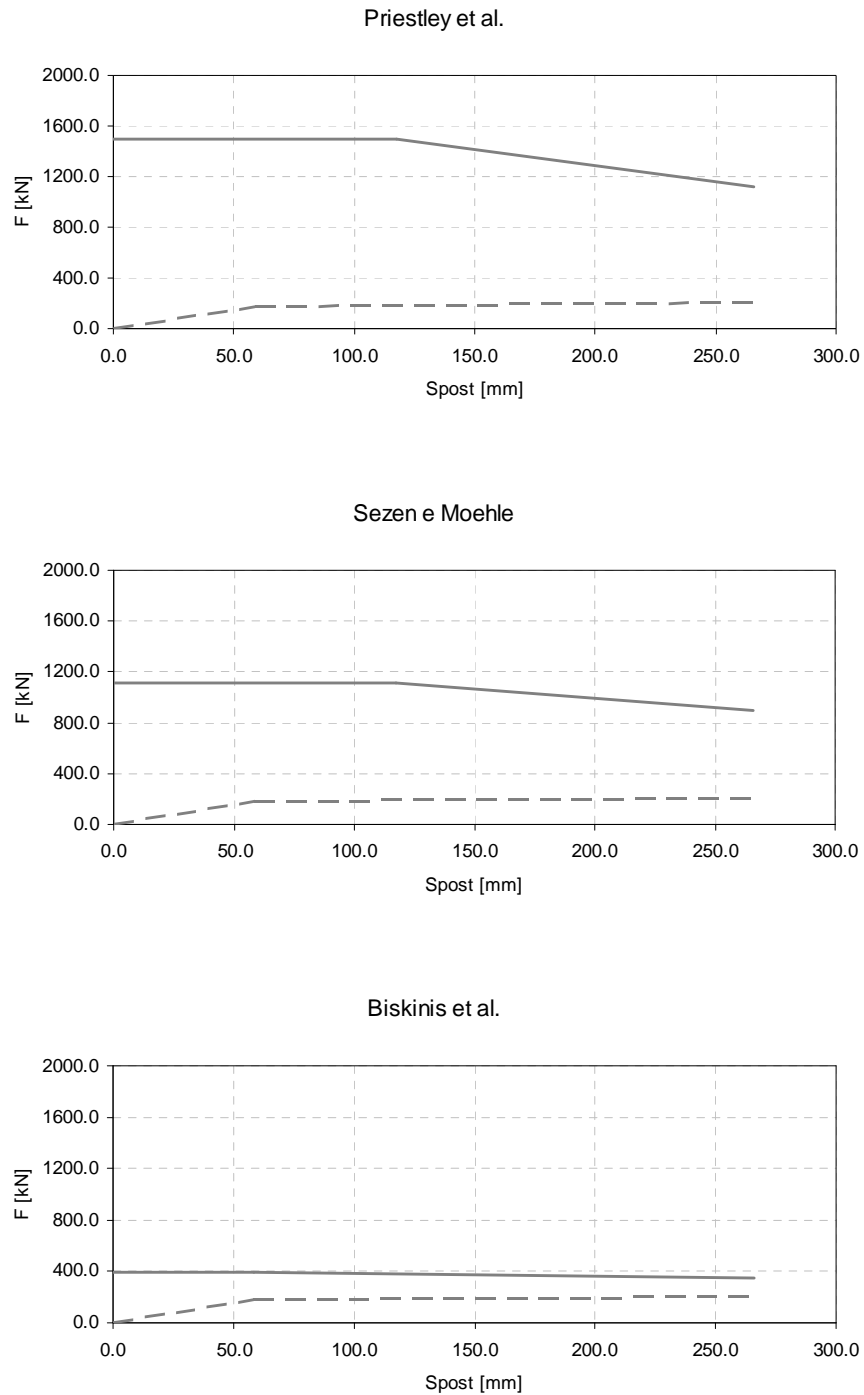
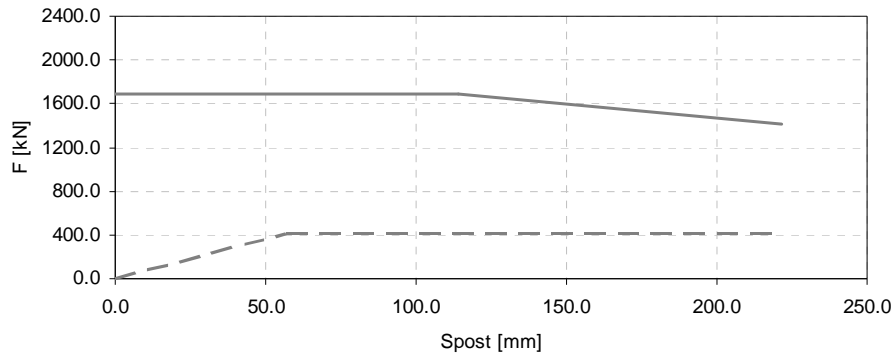


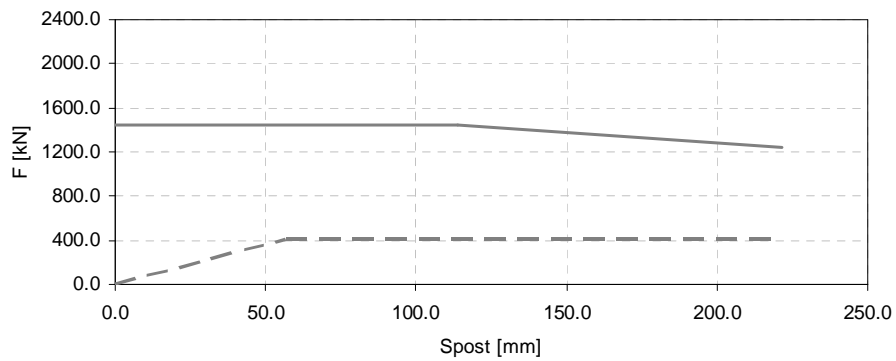
Fig. 5.80  $L = 9 \text{ m}$   $N = 0\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.12.2  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 10\%$  di  $N_{\max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

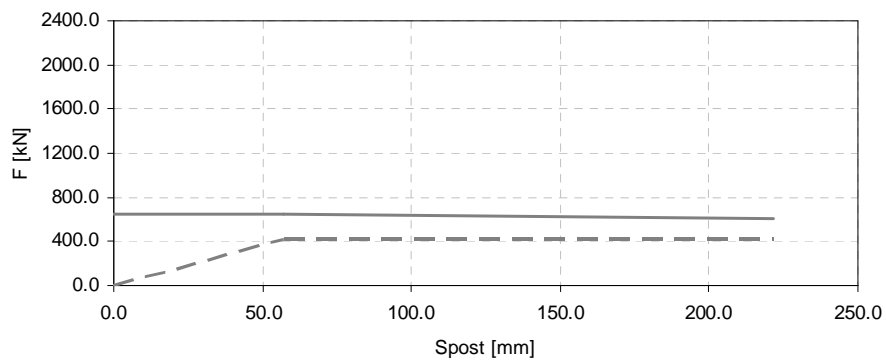
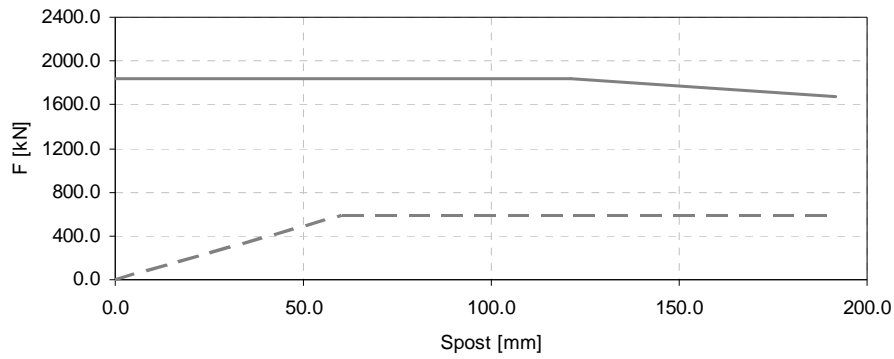


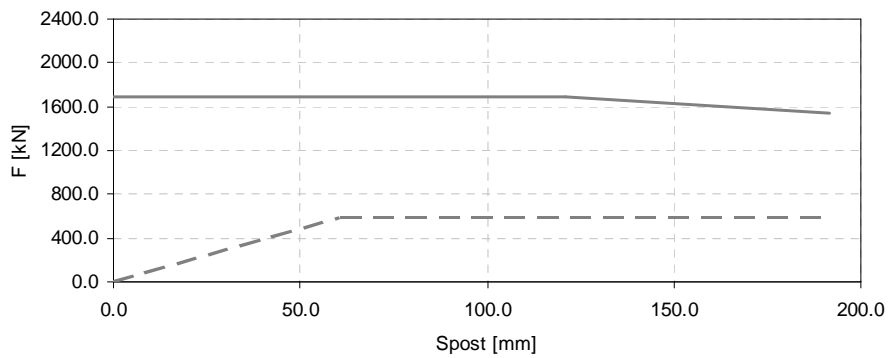
Fig. 5.81  $L = 9 \text{ m}$   $N = 10\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.12.3  $L = 9 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 20\%$  di  $N_{max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

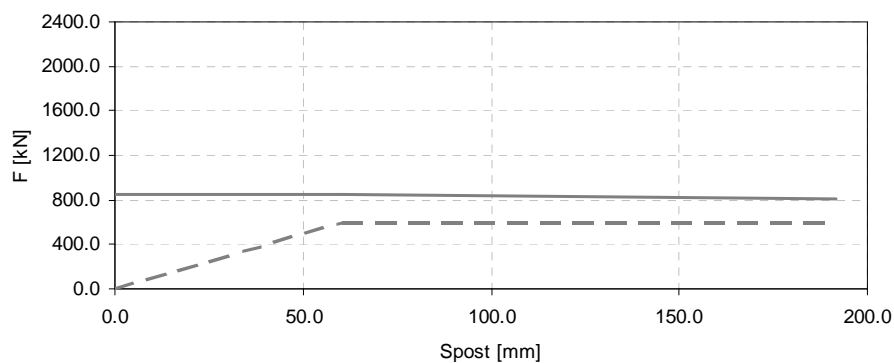
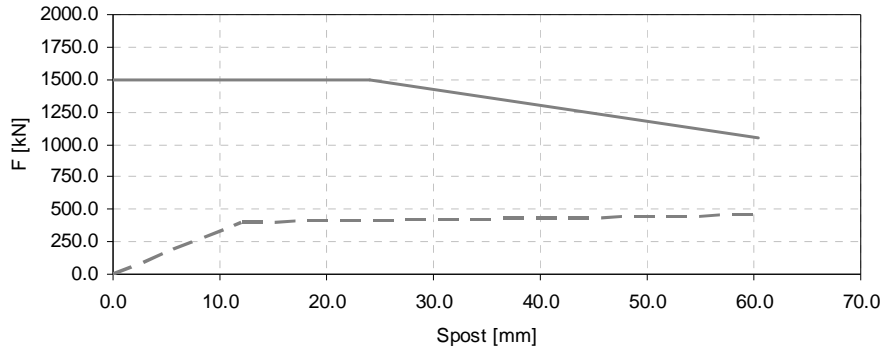


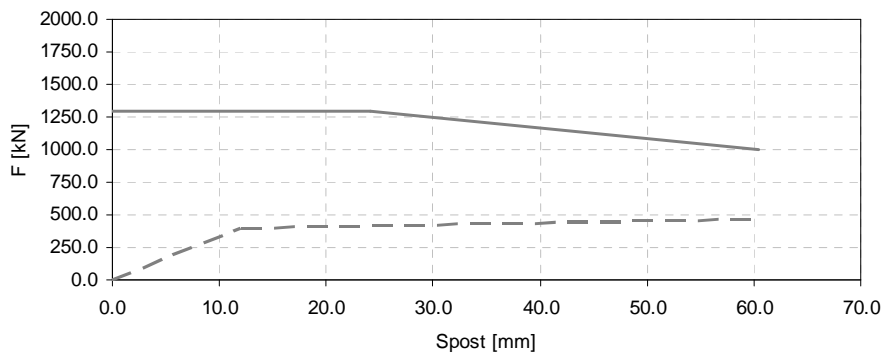
Fig. 5.82  $L = 9 \text{ m}$   $N = 20\%$  di  $N_{max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.12.4  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 0\%$  di  $N_{max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

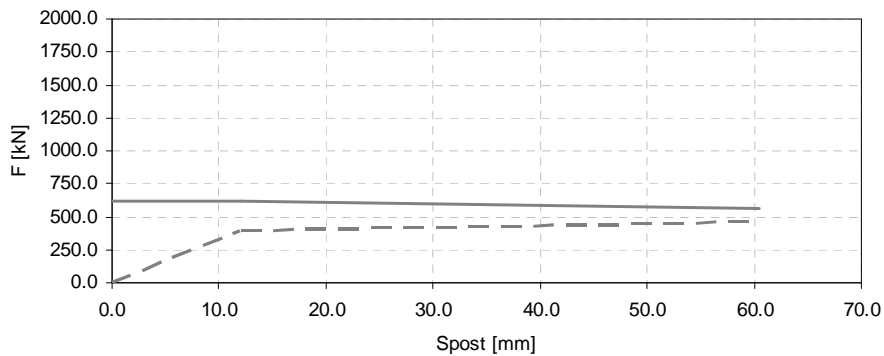
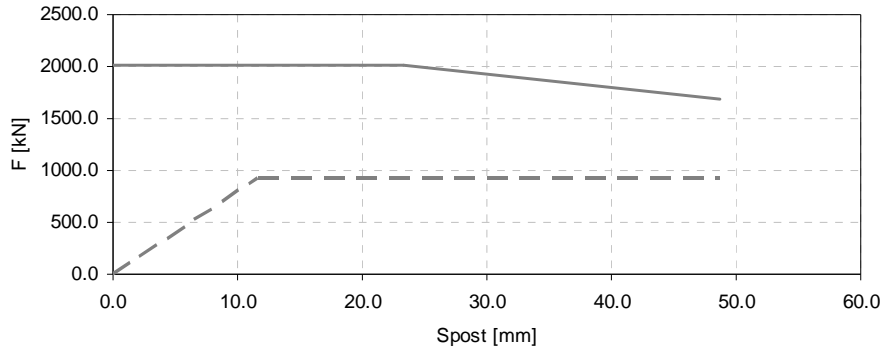


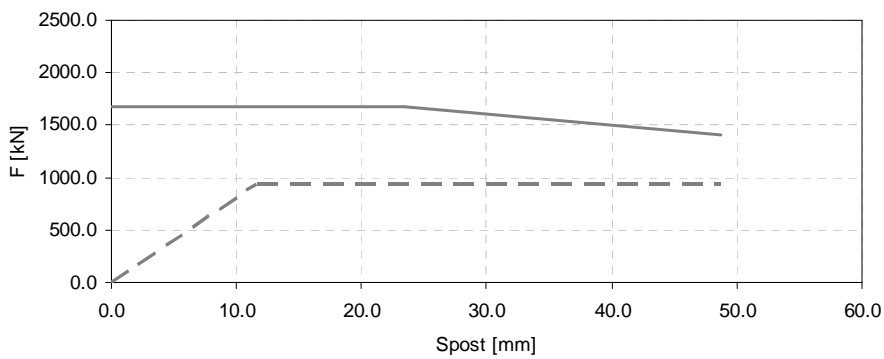
Fig. 5.83  $L = 4 \text{ m}$   $N = 0\%$  di  $N_{max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.12.5  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 10\%$  di  $N_{max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

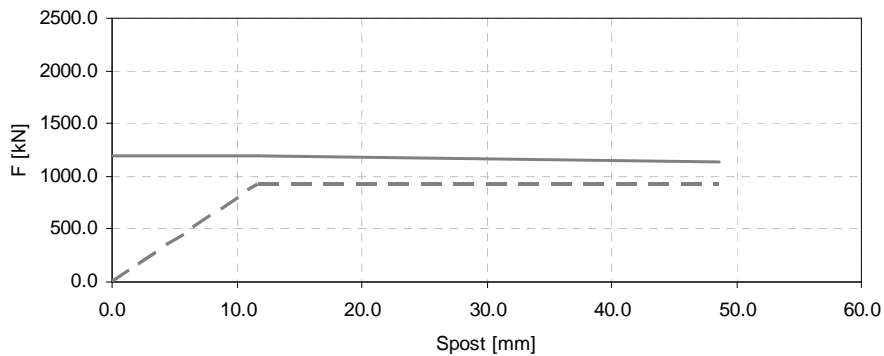
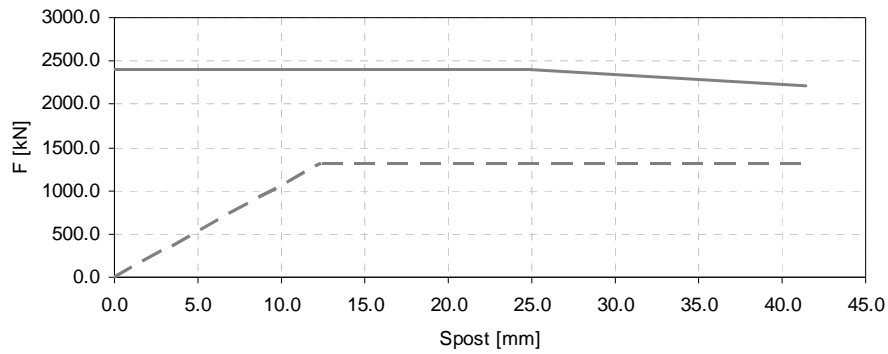


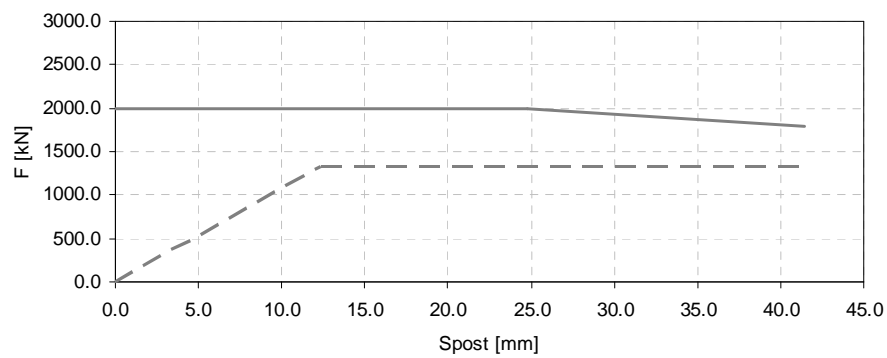
Fig. 5.84  $L = 4 \text{ m}$   $N = 10\%$  di  $N_{max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.12.6  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 20\%$  di  $N_{\max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

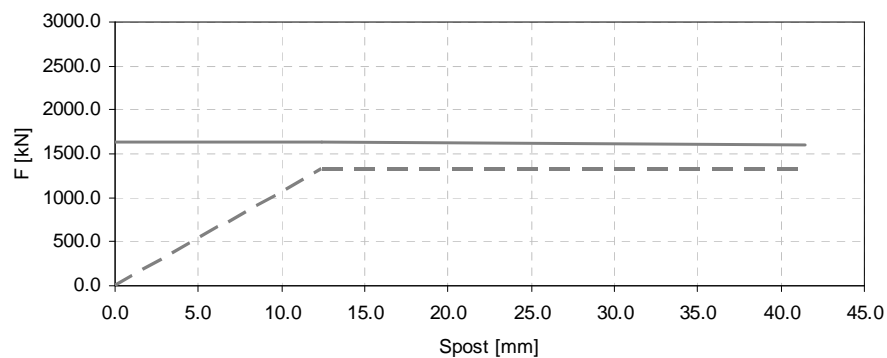
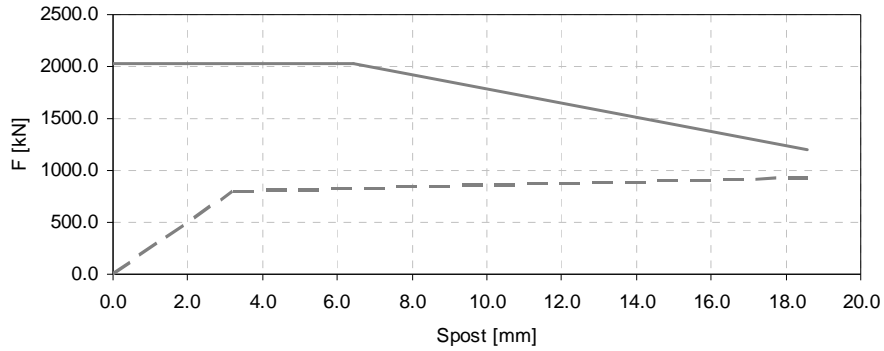


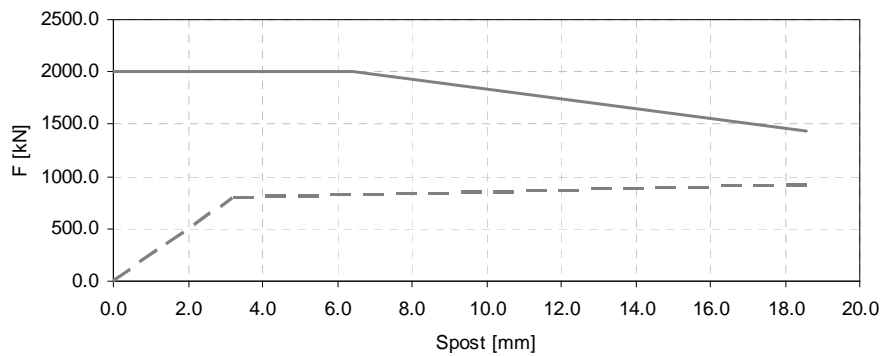
Fig. 5.85  $L = 4 \text{ m}$   $N = 20\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.12.7  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 0\%$  di  $N_{max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

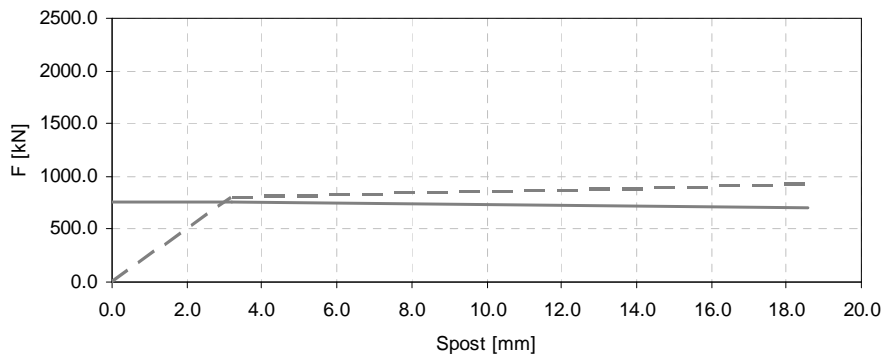
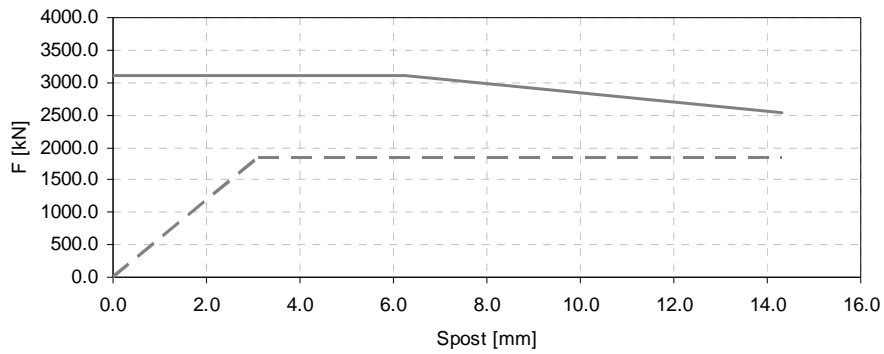


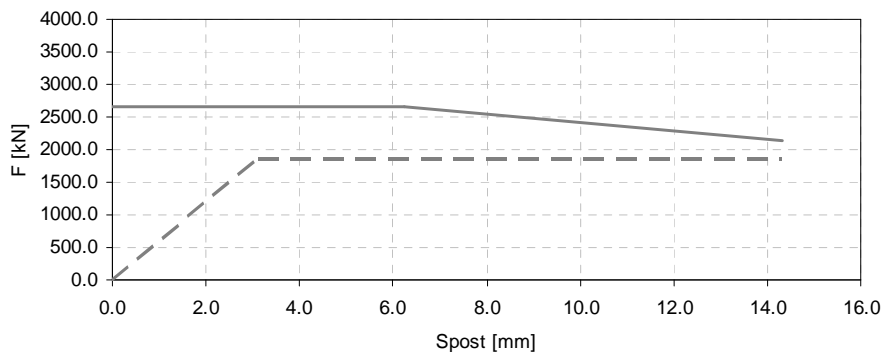
Fig. 5.86  $L = 2 \text{ m}$   $N = 0\%$  di  $N_{max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

5.2.12.8  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 10\%$  di  $N_{\max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

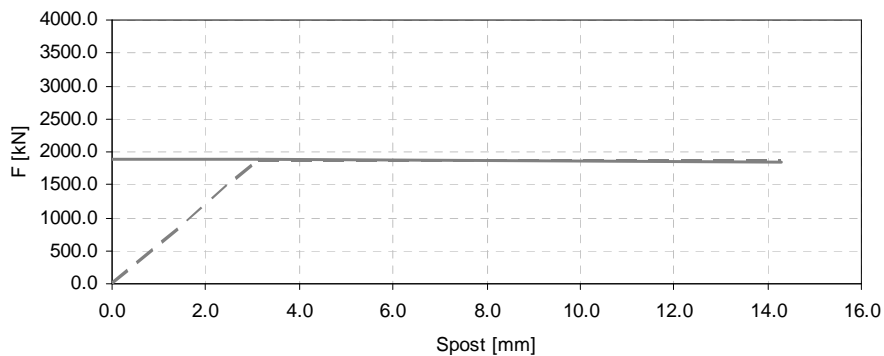
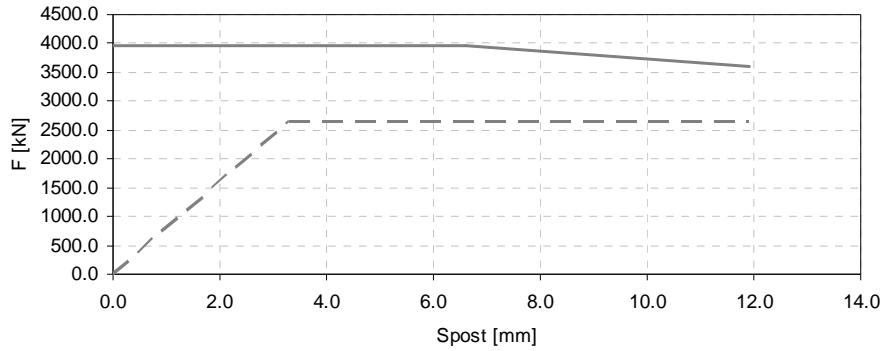


Fig. 5.87  $L = 2 \text{ m}$   $N = 10\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

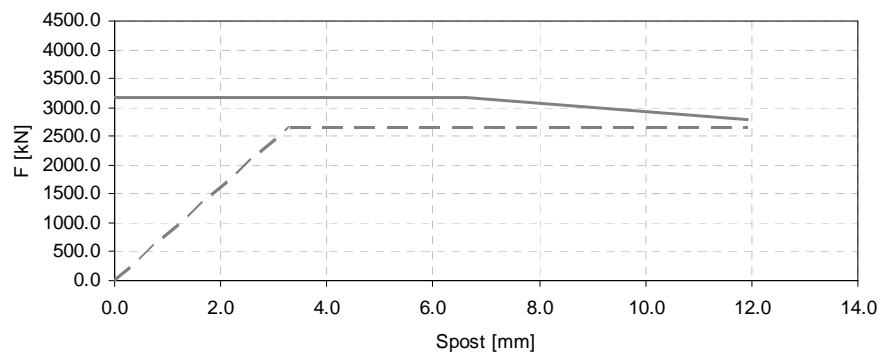


5.2.12.9  $L = 2 \text{ m}$ ,  $D = 1.5 \text{ m}$ ,  $s = 20 \text{ cm}$ ,  $\rho \cong 0.005$ ,  $N = 20\%$  di  $N_{\max}$

Priestley et al.



Sezen e Moehle



Biskinis et al.

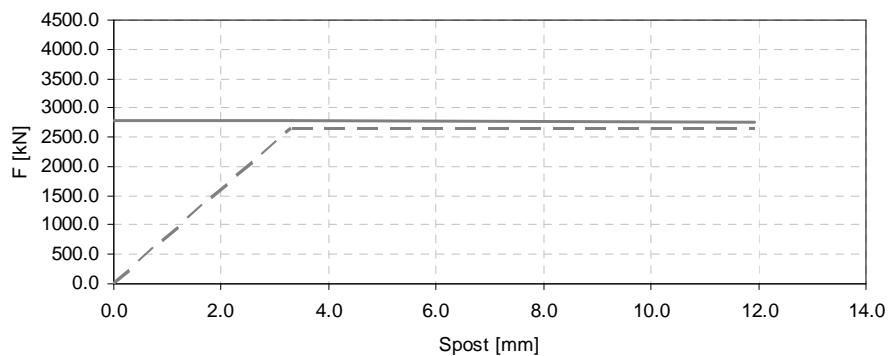


Fig. 5.88  $L = 2 \text{ m}$   $N = 20\%$  di  $N_{\max}$ , risposta flessionale in linea tratteggiata, resistenza tagliante in linea continua

### 5.3 Commento dei risultati

Gli andamenti ottenuti mostrano una evidente differenza per quel che riguarda l'involuppo della resistenza di taglio. In molti casi i modelli considerati non individuano nemmeno la stessa modalità di rottura per la colonna. Spesso, infatti, l'involuppo ottenuto tramite il modello di *Biskinis et al.* è l'unico ad intersecare la curva di capacità flessionale. Per le colonne che presentano in modo chiaro un comportamento di tipo duttile, ossia quando gli involuppi della resistenza di taglio sono ampiamente maggiore della resistenza a flessione della colonna, si riscontrano differenze anche significative per quel che riguarda il valore di resistenza a taglio ottenuto con i diversi modelli. Questi risultati si possono spiegare con la natura empirica di ciascun metodo, i quali sono stati ottenuti sulla base di una serie di test di laboratorio effettuati su un set di colonne campione. L'andamento di ciascun modello risente quindi delle caratteristiche di base dei campioni utilizzati, selezionati in particolare per il loro comportamento fragile. Nello studio di *Biskinis et al.* i campioni selezionati per definire il modello di resistenza sono stati utilizzati anche per verificare i precedenti modelli di *Priestley et al.* e di *Sezen e Moehle*. In entrambi i casi, per le colonne che presentavano le stesse caratteristiche di quelle selezionate per la costruzione di ciascuno dei due modelli, le prove hanno fornito una buona corrispondenza fra i dati sperimentali e quelli analitici, pur con risultati peggiori di quelli forniti dal modello di *Biskinis et al.* (da osservare che il set di colonne campione utilizzato da *Biskinis et al.* include anche quello definito per i modelli precedenti). Nel caso invece di colonne con caratteristiche diverse da quelle dei rispettivi set di campioni selezionati, i risultati sono stati peggiori. Di interesse è notare che in questo caso il rapporto fra lo sforzo di taglio ultimo registrato in laboratorio e quello ottenuto analiticamente ha evidenziato una tendenza da parte dei due modelli a sovrastimare la resistenza tagliante della colonna, mostrando valori anche compresi fra 0.3 – 0.4. Si sottolinea infine che tutti e tre i modelli analizzati sono stati definiti per la verifica di elementi con un comportamento di tipo fragile, per i quali si attende quindi una rottura a taglio. Di conseguenza i risultati che si ottengono per elementi duttili sono da valutarsi solo dal punto di vista qualitativo, adatti a caratterizzare il comportamento dell'elemento considerato, ma da ritenersi poco significativi per i valori di resistenza tagliante mostrati.

Il comportamento della pila per i casi esaminati ha mostrato, come era ampiamente previsto, che una possibile rottura fragile per taglio è da attendersi per spostamenti in direzione trasversale. In tale direzione, infatti, per la presenza del traverso, il comportamento della pila è stato assunto a telaio, con momenti flettenti

opposti applicati alle estremità della colonna. Si consideri ad esempio il caso della pila di lunghezza di 4 m, con l'involuppo di resistenza tagliante ottenuto con il modello di Biskinis et al., in direzione di verifica trasversale la rottura che si ottiene è di tipo fragile per il 58% dei casi considerati (7 su 12), mentre in direzione longitudinale per nessun caso (0 su 12).

Al variare del diametro  $D$  corrisponde un aumento della resistenza flessionale, il braccio delle forze interne della sezione, infatti, cresce di conseguenza. Tuttavia, tale variazione di sezione, comporta un aumento anche dei contributi che definiscono la resistenza di taglio. Questa tendenza può essere osservata in *Figura 5.89* dove sono rappresentati gli andamenti della resistenza flessionale e della resistenza di taglio che si ottengono per il valore di duttilità maggiore di ogni caso analizzato. Quando la resistenza di taglio minima per la sezione ( $\min V_{\text{shear}}$ ) è inferiore al massimo valore della curva di capacità a flessione ( $\max V_{\text{flex}}$ ) il comportamento dell'elemento è da considerarsi fragile. Dagli andamenti ottenuti non si riscontra una differenza significativa per quel che riguarda il comportamento dell'elemento e pertanto il diametro della pila di Fener non è stato modificato al fine di ottenere l'elemento per le successive verifiche sismiche.

Per quanto riguarda la distribuzione delle staffe lungo la colonna, come dagli andamenti di seguito riportati (*Fig. 5.90*), si osserva che con l'aumentare del passo  $s$  la resistenza di taglio minima subisce una diminuzione a differenza della capacità flessionale massima che rimane pressoché invariata. La curva di capacità a flessione è stata infatti ottenuta per integrazione del diagramma momento-curvatura, il quale poco risente della distribuzione delle staffe lungo la colonna. Per il calcolo della risposta flessionale, infatti, il passo delle staffe  $s$  entra in gioco solamente nella definizione della deformazione ultima del calcestruzzo confinato  $\epsilon_{cu}$  (eq. 5.7). La distribuzione delle staffe risulta dunque importante per la caratterizzazione del comportamento della pila, soprattutto considerando che i ponti risalenti ad un periodo precedente all'introduzione dei moderni codici antisismici, presentano in genere una carenza di armatura trasversale sia in quantità che in distribuzione.

La quantità di armatura longitudinale, valutata attraverso il rapporto geometrico  $\rho$ , determina con un suo aumento una maggiore resistenza flessionale della colonna che quindi, più facilmente, potrà essere caratterizzata da un comportamento fragile. L'aumento della resistenza di taglio, infatti, non è della stessa entità di quello che si può osservare per la resistenza flessionale. Dei tre modelli considerati quello che mostra la sensibilità minore rispetto alla quantità di armatura longitudinale è il modello di *Sezen e Moehle* (*Fig. 5.91*).

Ad un aumento dello sforzo normale applicato  $N$  corrisponde una maggiore resistenza della sezione sia per quanto riguarda quella flessionale che per quella di taglio. A livelli crescenti di compressione, infatti, l'area compressa della sezione aumenta, con una conseguente crescita della sua capacità flessionale. La profondità dell'asse neutro, tuttavia, è determinante anche per la resistenza di taglio in quanto aumentano sia il contributo del calcestruzzo  $V_C$  che quello dovuto alla forza assiale  $V_P$ . Maggiore è il valore del carico di compressione, infatti, maggiore sarà la componente trasversale del puntone compresso di calcestruzzo che si oppone allo sforzo di taglio. Il modello di *Sezen e Moehle* non risente in modo significativo del variare dello sforzo assiale in quanto non conteggia il contributo legato all'effetto ad arco.

Per quanto si è osservato dagli andamenti ottenuti le grandezze geometriche che influenzano maggiormente il tipo di rottura della pila sono la lunghezza  $L$ , la distribuzione delle staffe e la quantità di armatura longitudinale. Per le successive analisi di vulnerabilità sismica attraverso il metodo delle curve di fragilità, con riferimento alle caratteristiche della pila di base del ponte di Fener, si è scelto di modificare solamente la lunghezza  $L$ . Questa decisione è stata assunta in quanto un aumento della quantità di armatura longitudinale non è in linea con le caratteristiche della maggior parte dei ponti esistenti, generalmente debolmente armati. Non si è intervenuto inoltre nella distribuzione delle staffe per poter eseguire le verifiche per una sezione esistente e già verificata con i lavori di tesi precedenti.

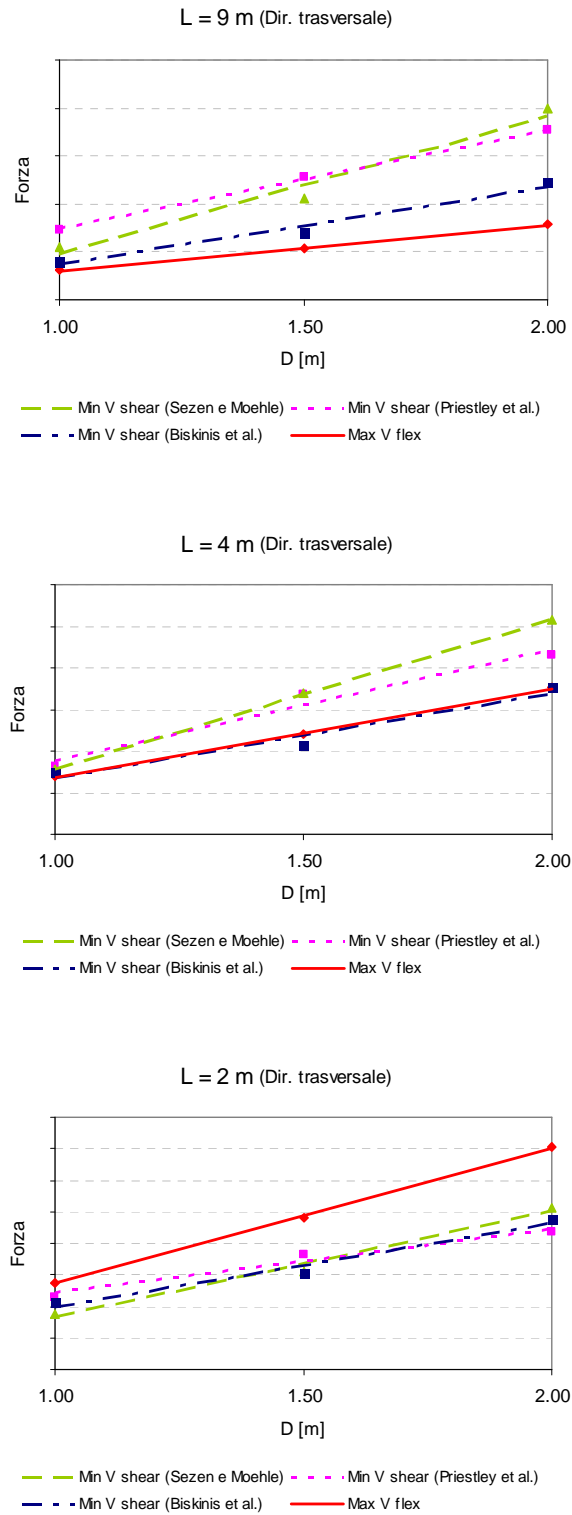


Fig. 5.89 Andamento della capacità a flessione e della resistenza di taglio in corrispondenza del massimo valore di duttilità considerato, al variare del diametro della pila  $D$  per le diverse altezze considerate

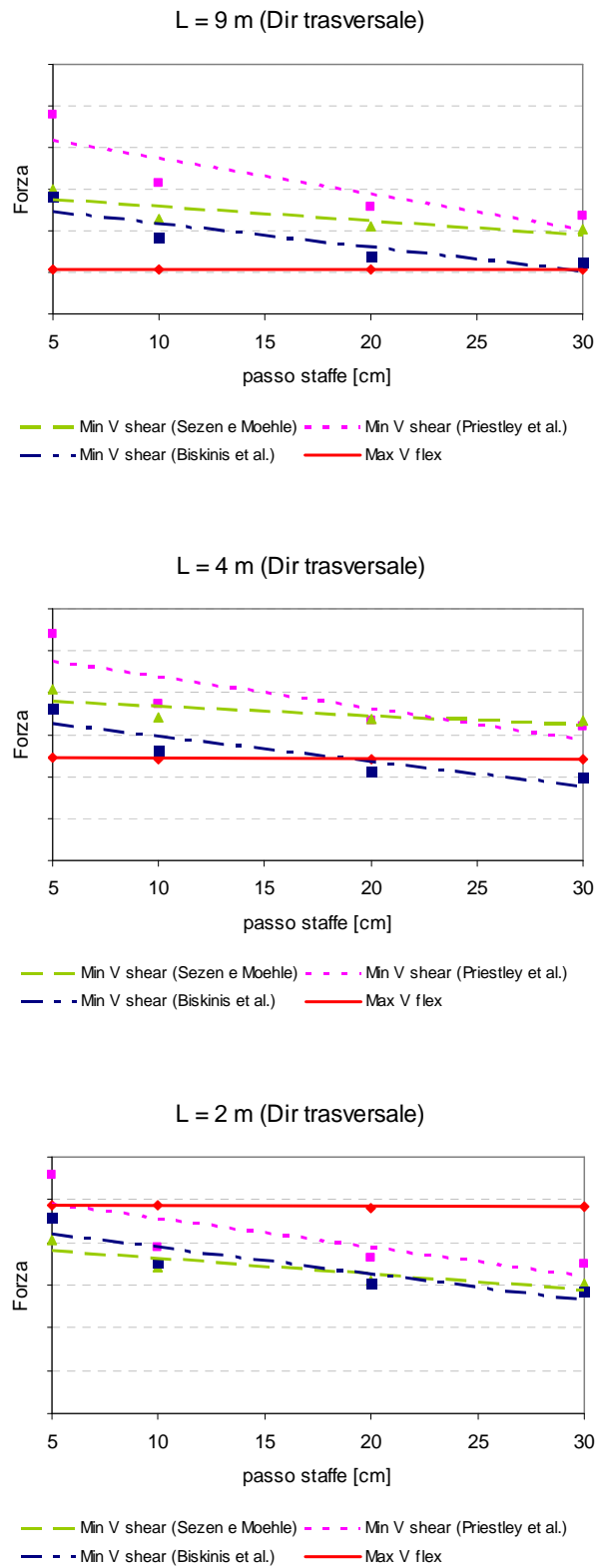


Fig. 5.90 Andamento della capacità a flessione e della resistenza di taglio in corrispondenza del massimo valore di duttilità considerato, al variare del passo delle staffe  $s$  per le diverse altezze considerate

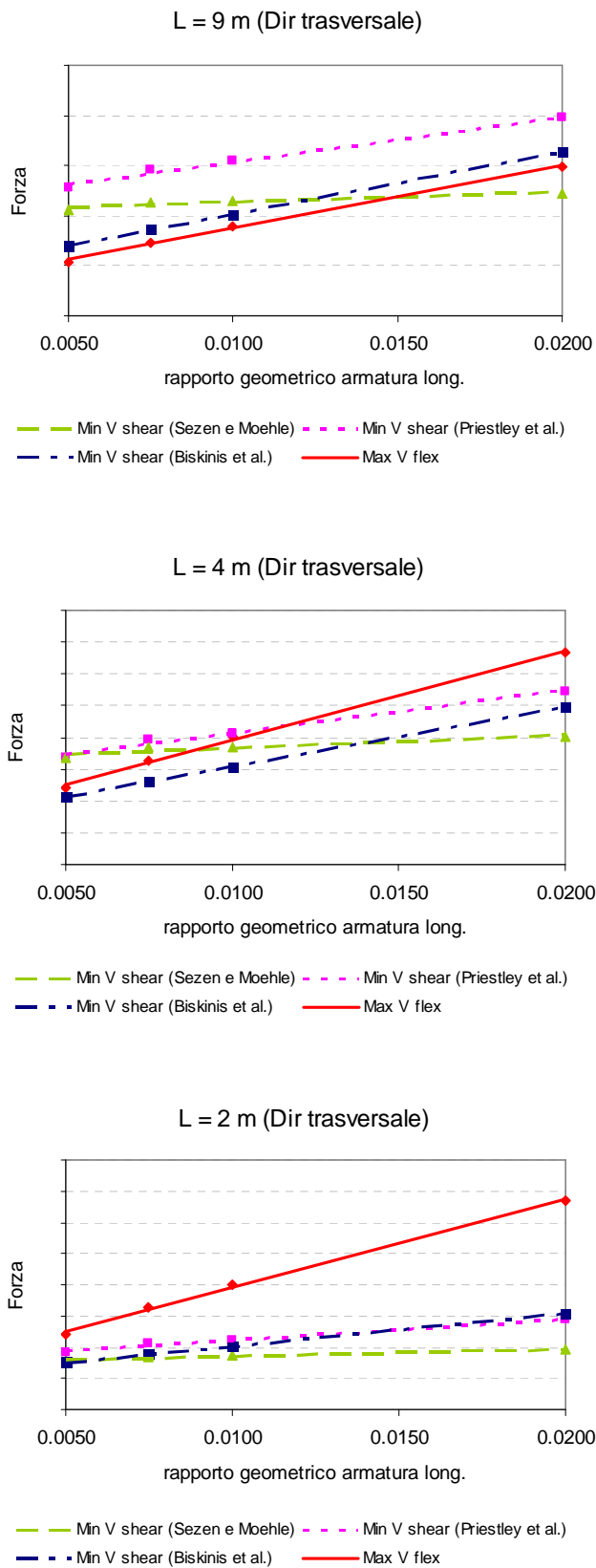


Fig. 5.91 Andamento della capacità a flessione e della resistenza di taglio in corrispondenza del massimo valore di duttilità considerato, al variare del rapporto geometrico  $p$  per le diverse altezze considerate

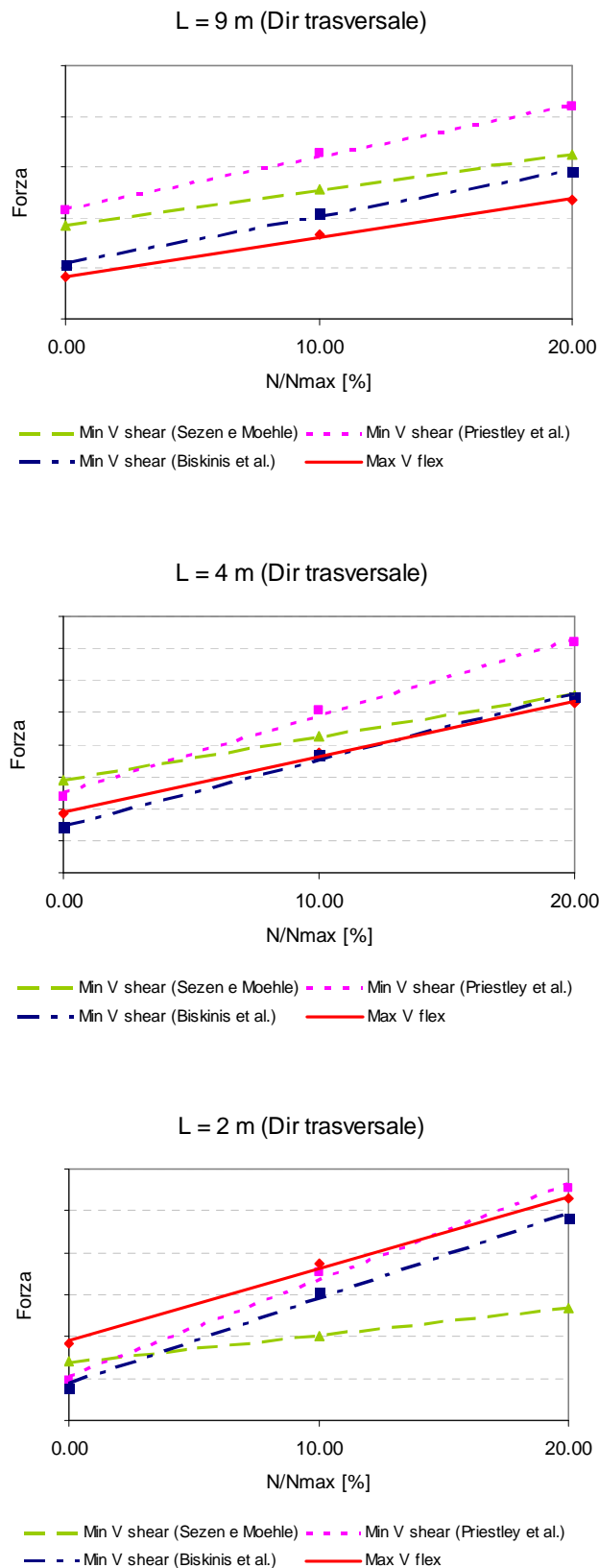


Fig. 5.92 Andamento della capacità a flessione e della resistenza di taglio in corrispondenza del massimo valore di duttilità considerato, al variare dello sforzo normale applicato per le diverse altezze considerate



## 6 Valutazione della vulnerabilità sismica di un ponte esistente

### 6.1 Caso di studio

Nel precedente capitolo è stata considerata l'influenza che hanno alcuni parametri geometrici e meccanici di una pila nel caratterizzarne il tipo di rottura. Le analisi svolte sono state eseguite sulla base delle caratteristiche di una pila di un ponte esistente situato in provincia di Treviso in comune di Alano di Piave, località Fener. A partire da tali caratteristiche è stato creato un set di pile campione facendo variare di volta in volta uno fra i seguenti parametri: diametro, altezza, rapporto geometrico di armatura longitudinale, distribuzione delle armature trasversali e sforzo di compressione applicato. Per ogni combinazione così creata sono state tracciate la curva di capacità a flessione e l'involuppo della resistenza di taglio così da poter definire il comportamento della pila in base agli andamenti ottenuti, in accordo con il metodo introdotto dalle linee guida ATC-6. I risultati delle analisi svolte hanno permesso di individuare una pila dal comportamento fragile e quindi di procedere con la valutazione della vulnerabilità sismica. Nella scelta del caso di studio si è cercato scegliere i valori delle caratteristiche geometriche esaminate in modo da poter ottenere una pila dominata a taglio con caratteristiche tuttavia non troppo lontane da quelle della pila di partenza. In particolare non è stata modificata né le quantità di armatura longitudinale né la distribuzione delle armature trasversali, si è intervenuto solamente sul valore dell'altezza. Lo spostamento ultimo corrispondente alla rottura per taglio è stato calcolato mediante il modello di *Biskinis et al.*, in quanto, dei tre considerati è quello di maggiore affidabilità, come confermato dagli stessi autori che ne hanno confrontato i valori predetti con quelli ottenuti da prove di laboratorio, ottenendo risultati migliori rispetto a quelli degli altri due modelli.

Il caso di studio di questa tesi è rappresentato da un ponte esistente con le stesse caratteristiche del *ponte di Fener*, rispetto al quale è stata modificata solamente la lunghezza delle pile in modo che le stesse presentino un comportamento di tipo fragile. Le caratteristiche della generica pila considerata sono:

- struttura a telaio costituita da due colonne circolari di diametro  $D = 1.5$  m e da traverso in sommità alto 2 m a T rovescia;

- armatura longitudinale costituita da 23Ø20 con copriferro pari a 5 cm;
- staffe circolari Ø10 ogni 20 cm;
- impalcato a travata in semplice appoggio con campata di 24.75 m di lunghezza;
- peso distribuito della sovrastruttura di 84.9 KN/m, equivalente ad un carico concentrato sulla struttura della pila di 2.10 MN;
- peso proprio del traverso pari a 164.1 KN;
- larghezza di impalcato 9 m.

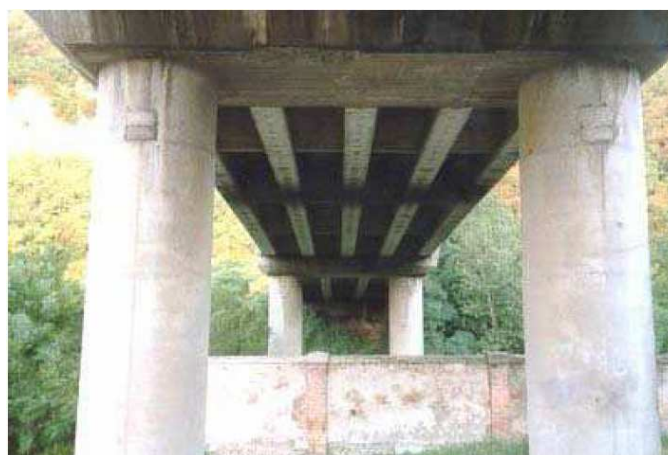


Fig. 6.1 Viste della struttura a telaio delle pile del ponte di Fener, Alano di Piave (TV)

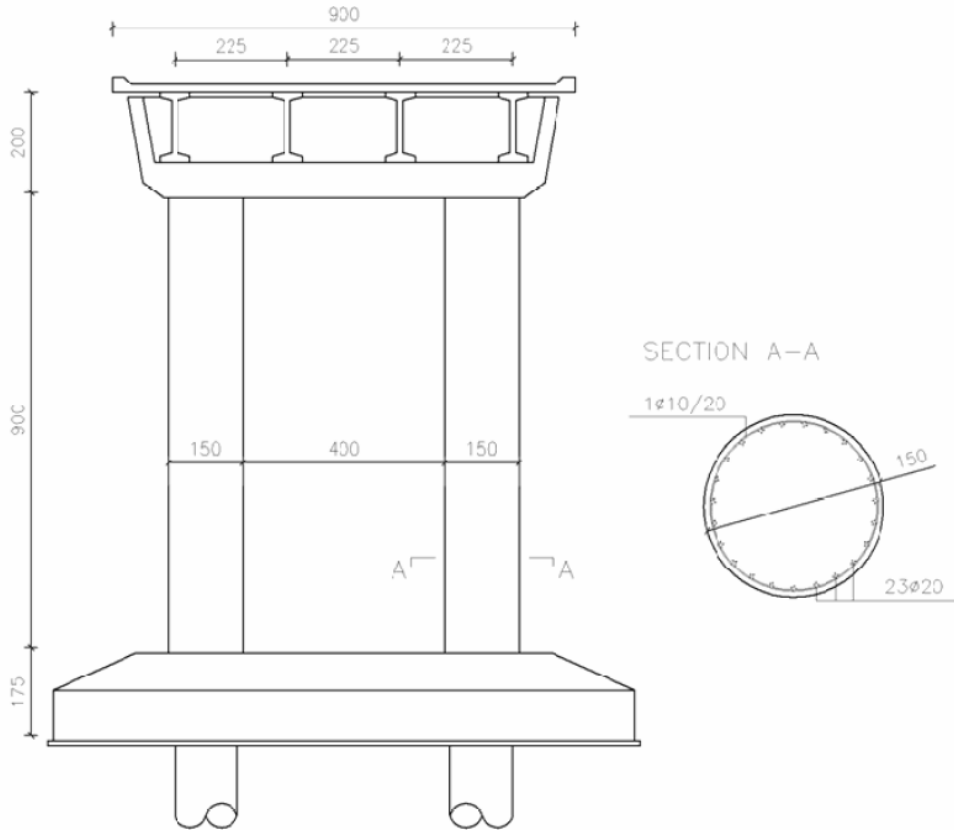


Fig. 6.2 Pila del ponte di Fener di altezza massima,  $L = 9\text{ m}$

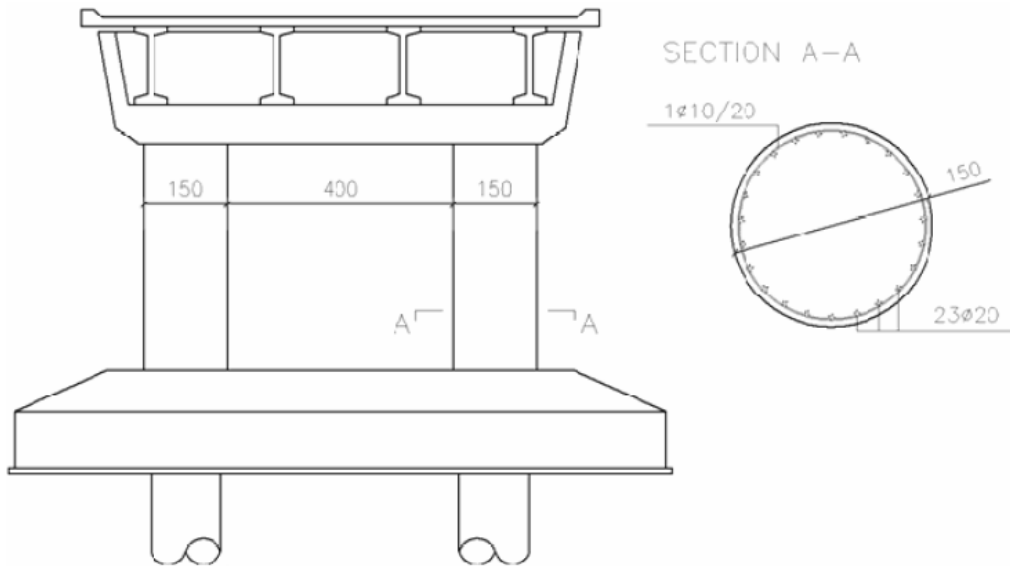


Fig. 6.3 Pila del ponte di Fener di altezza ridotta, oggetto delle successive analisi sismiche

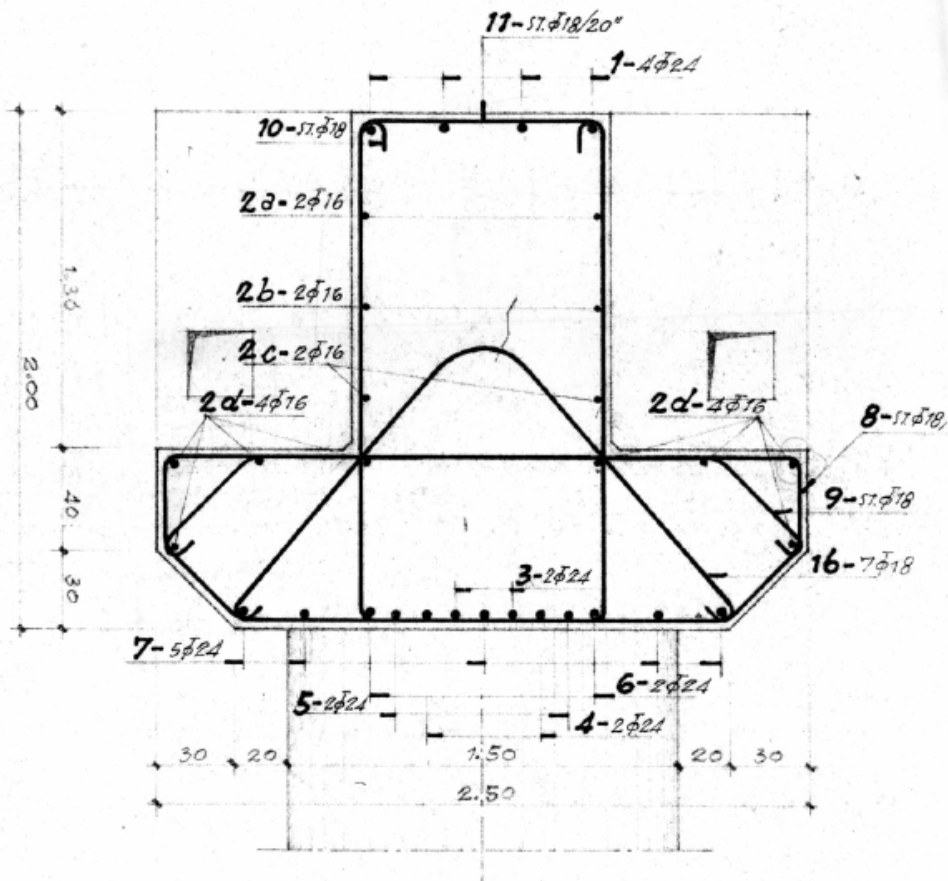
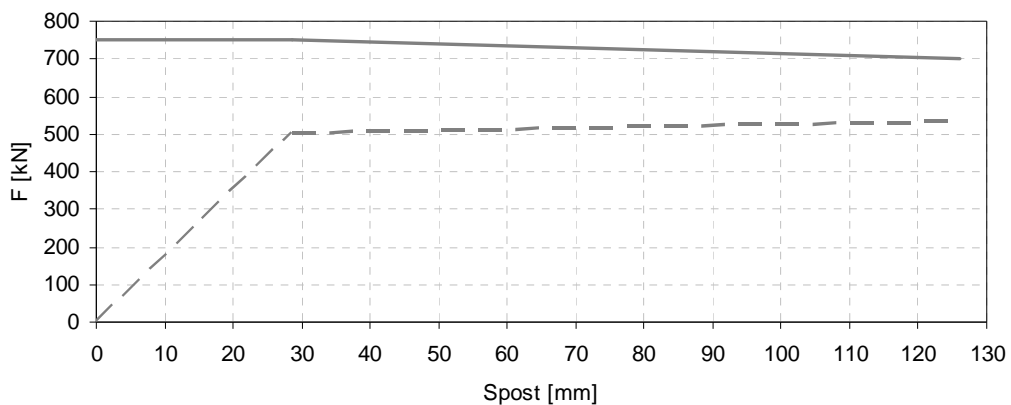


Fig. 6.4 Armatura del traverso a T rovescia del portale

Si riportano di seguito gli andamenti delle curve di capacità flessionale e di involuppo della resistenza di taglio (ottenuta secondo il modello di Biskinis et al.) che permettono di caratterizzare il comportamento della generica pila prima e dopo la variazione di lunghezza, passando da  $L = 9$  m ad  $L = 2$  m.

$L = 9$  m



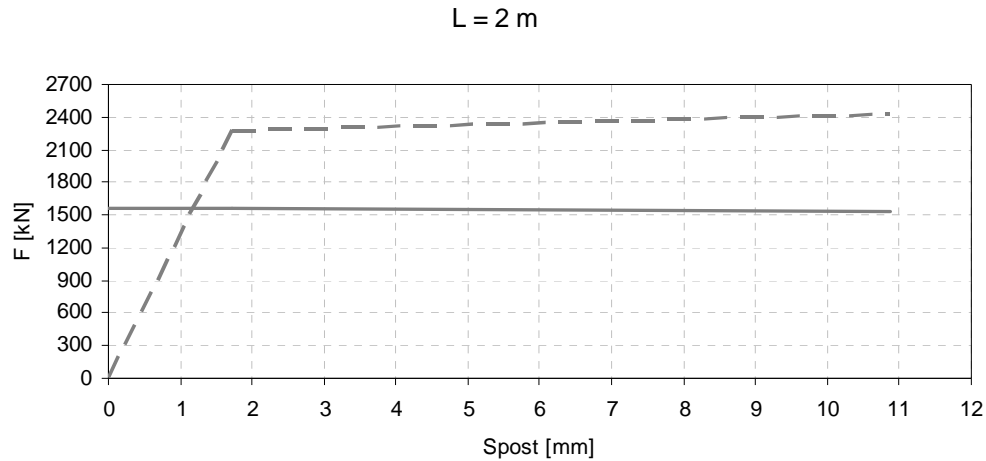


Fig. 6.5 Andamento della curva di capacità a flessione (linea continua) e involucro della resistenza di taglio (linea tratteggiata) ottenuti per la pila del ponte di Fener in direzione trasversale con un'altezza rispettivamente di 9 e di 2 m

In seguito, per comodità, ci si riferirà alla pila di altezza  $L = 9 \text{ m}$  con tipo di rottura duttile indicandola come *pila originale*, mentre quella di 3 m di altezza caratterizzata da un comportamento fragile come *pila modificata*.

### 6.1.1 Azione sismica

La funzione di danno per la costruzione delle curve di fragilità è stata definita con i valori della risposta sismica della pila ottenuta con un'analisi dinamica non lineare in time History. Come la normativa italiana impone (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2008) questo tipo di analisi richiede l'utilizzo di almeno tre terne di accelerogrammi o artificiali, o simulati o naturali. Ciascuna terna deve rappresentare le due componenti orizzontali e la componente verticale dell'azione sismica. Per le analisi svolte gli accelerogrammi sono stati ottenuti a partire dagli spettri di risposta in accelerazione, sia verticale che orizzontale, del sito della struttura. Lo stato limite ultimo considerato per la generazione dello spettro di risposta è quello di *Salvaguardia della Vita* ( $SLV, T_r = 475 \text{ anni}$ ). Per la costruzione degli accelerogrammi sintetici è stato utilizzato il codice *SIMQKE* (Gasparini et al., 1976) che utilizza l'approccio delle vibrazioni stocastiche (Vanmarcke, 1976). Il software usato calcola la funzione di densità di potenza spettrale a partire da uno spettro di risposta liscio scelto come spettro bersaglio, quindi genera serie temporali accelerometriche indipendenti compatibili con lo spettro scelto. Gli accelerogrammi così ottenuti (9 in totale) sono stati modificati in modo tale che la PGA dell'accelerogramma considerato risultasse, di volta in volta, pari ad uno dei sei valori definiti per la costruzione delle curve di fragilità in

questa tesi. In particolare i valori di PGA per i quali sono state eseguite le analisi dinamiche sono: 0.1g; 0.2g; 0.3g; 0.4g; 0.5g; 0.6g .

### 6.1.2 Modello numerico della pila

L'elemento del ponte maggiormente vulnerabile dal punto di vista sismico sono senz'altro le pile, che con una loro eventuale crisi comportano quella dell'intera struttura. Per tale ragione in questo lavoro è stata controllata solamente la risposta della generica pila, senza proseguire con l'analisi globale della struttura. Tale semplificazione è resa possibile dal fatto che l'impalcato del ponte di Fener è semplicemente appoggiato e quindi rappresentabile attraverso una serie di sistemi indipendenti quali le sono le pile. Il carico gravante su ciascuna pila è stato calcolato attraverso la corrispondente area di pertinenza, equivalente ad una campata del ponte. Per le analisi svolte è stato considerato il carico derivante da una campata di 24.75 m di lunghezza. La struttura di ogni pila è costituita da un portale definito da due colonne circolari ed traverso in sommità a T rovescia. La rigidezza flessionale del traverso, maggiore di quella delle colonne, permette di considerare nulla la rotazione attorno alla direzione longitudinale dell'estremo superiore di ciascuna colonna, ossia di considerare in tale punto la presenza di un incastro. In direzione longitudinale invece la presenza del traverso non influisce sul comportamento delle colonne che pertanto possono valutarsi come mensole incastrate alla base. Il sistema di fondazione delle pile del ponte di Fener è costituito da una zattera di fondazione alta 4.75 m che poggia su 4 pali di diametro 1.25 m lunghi mediamente 16 m. Tale sistema consente di considerare le colonne perfettamente incastrate alla base.

Le analisi sono state eseguite con il software sviluppato in California da ricercatori dell'università di Berkeley: *OpenSees* [McKenna et al., 2007]. Tale programma, il cui nome è l'acronimo di *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, è oggi un ambiente aperto che consente di modellare e simulare la risposta di sistemi strutturali e geotecnici soggetti ad azioni di vario tipo, fra cui quello sismico. Le pile sono state modellate attraverso un sistema a fibre. Il carico della sovrastruttura è stato rappresentato con un sistema di 4 forze puntali applicate al traverso, mentre il suo peso proprio e quello delle pile è stato considerato come un carico distribuito. Le masse sismiche sono state applicate in corrispondenza dei nodi delle estremità superiori delle colonne e del traverso. Di seguito si riporta la rappresentazione grafica del modello definito per ottenere la risposta sismica delle pile:

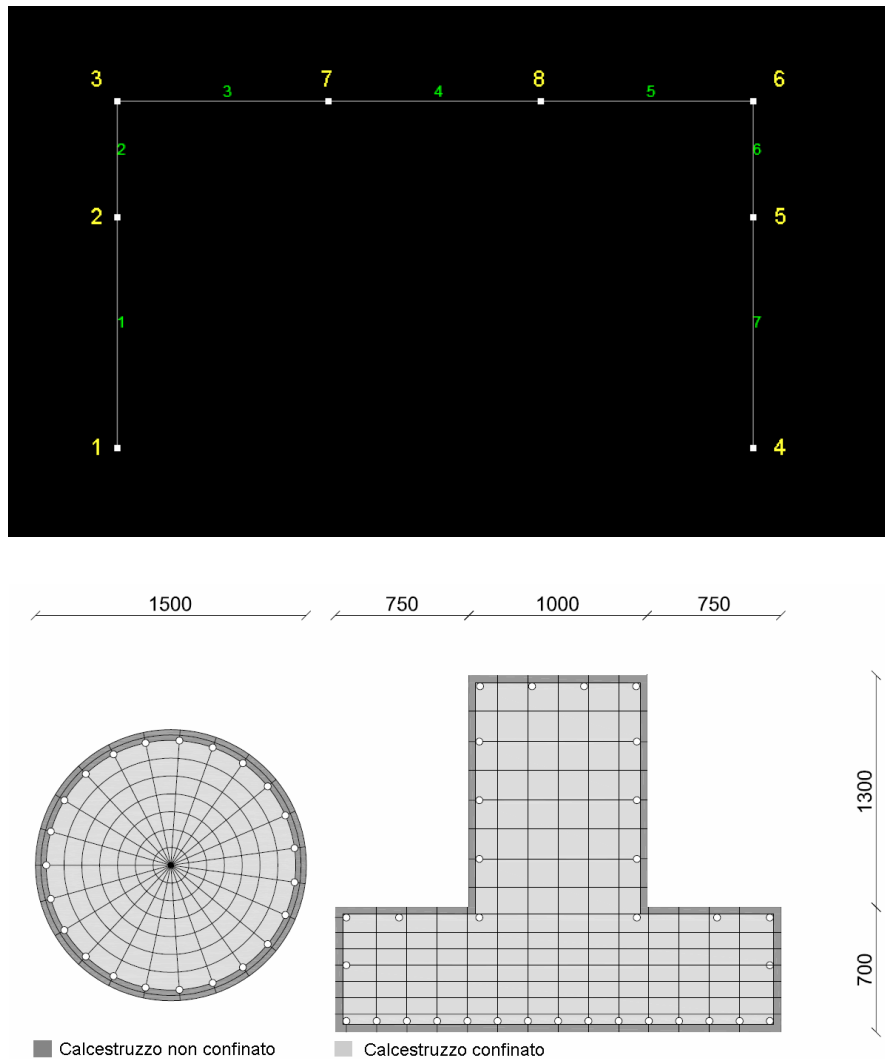


Fig. 6.6 *Modello a fibre definito in OpenSees per rappresentare il sistema delle pile costituito da due colonne circolari collegate in sommità da un traverso a T rovescia; di seguito al modello sono riportate le sezioni trasversali delle colonne e del traverso*

### 6.1.3 Distribuzione probabilistica dei materiali

Per la costruzione delle curve di fragilità sono state utilizzate due variabili aleatorie di base: la resistenza a compressione del calcestruzzo  $f_c$  e la resistenza a snervamento dell'acciaio  $f_y$ . Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali sono stati adottati valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca del ponte. Le armature per il calcestruzzo armato sono state ipotizzate essere delle barre tonde lisce di acciaio FeB 32K, mentre il calcestruzzo è stato supposto essere di tipo C20/25.

Come già menzionato nel capitolo 3, la resistenza non confinata del calcestruzzo viene descritta da una distribuzione probabilistica di tipo normale, mentre la resistenza a snervamento dell'acciaio da una distribuzione probabilistica lognormale. Per il

calcestruzzo, come da studi precedenti, è stata assunta una resistenza cilindrica media pari a 41 MPa ed una deviazione standard di 10 MPa. Per l'acciaio, invece, la distribuzione probabilistica log-normale della resistenza di snervamento è stata definita per una media di 385 MPa e deviazione standard di 42 MPa. Di seguito si riportano le distribuzioni di probabilità ottenute per i due materiali (le stesse distribuzioni sono state già mostrate in precedenza nel capitolo 3 a titolo di esempio).

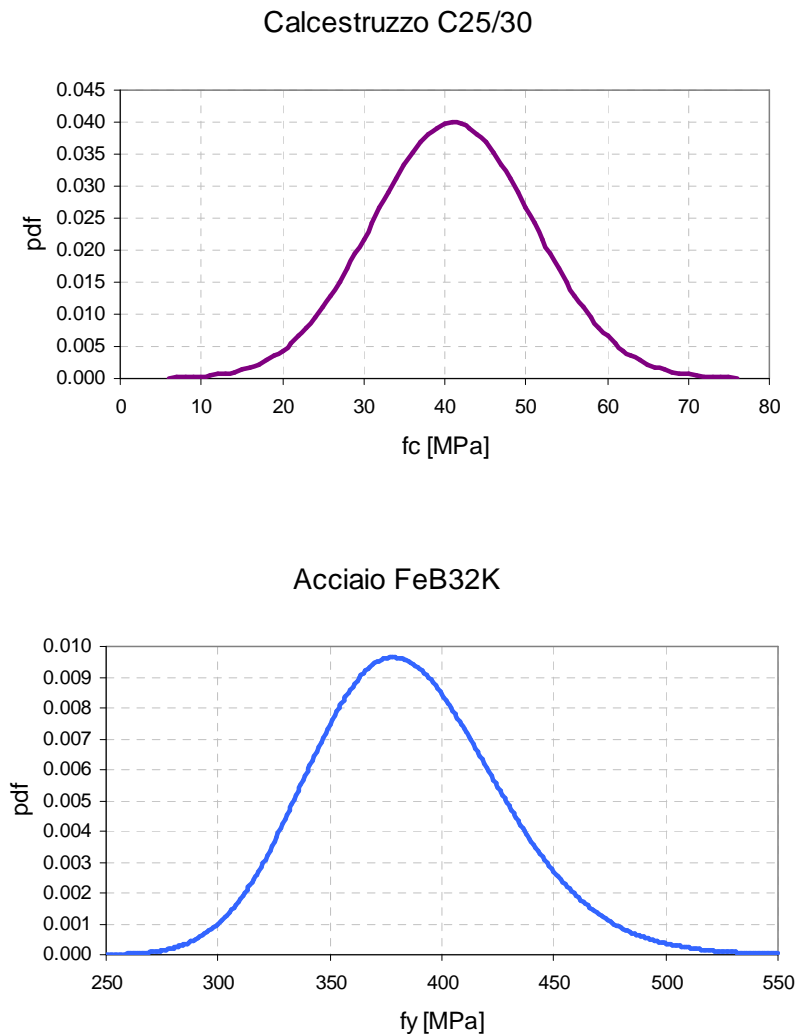


Fig. 6.7 *Rappresentazione grafica delle distribuzioni di probabilità di tipo normale per la resistenza a compressione del calcestruzzo e di tipo lognormale per la resistenza a snervamento dell'acciaio*

Per la costruzione delle curve di fragilità è necessario suddividere in intervalli di uguale ampiezza ciascuna *pdf*, associando ad ogni intervallo così ottenuto la corrispondente probabilità di occorrenza, data dal prodotto fra la probabilità di occorrenza del suo valore centrale ( $p_i^k$ ) e l'ampiezza dell'intervallo stesso ( $f_{pi}(p_i^k) \Delta p_i^k$ ). Per questo lavoro di tesi, come per i precedenti considerati, la distribuzione di



probabilità della tensione di resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo non confinato ( $f_c$ ) è stata suddivisa in 5 intervalli con ampiezza pari a 14 MPa, i valori centrali corrispondono a 13, 27, 41, 55, 69 MPa. La distribuzione della resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura FeB32K ( $f_y$ ) è stata suddivisa invece in 3 intervalli con ampiezza di 82 MPa, i valori centrali corrispondono in questo caso a 303, 385 e 467 MPa.

Le analisi dinamiche devono essere eseguite per tutte le possibili combinazioni che si ottengono dalle suddivisioni di ciascuna distribuzione di probabilità, in questo caso sono 15, indicate di seguito come *pile campione* (PCi).

i	$f_c$ [MPa]	$E_c$ [MPa]	coef. Poisson	$\rho_k(f_c)$	$f_y$ [MPa]	E [MPa]	$\epsilon_y$ [%]	$\epsilon_u$ [%]	$\rho_k(f_y)$	$\rho_k(f_c) \cdot \rho_k(f_y)$
PC1	13	27484.5	0.2	0.0110816	303	200000	0.1515	0.0405	0.0989052	0.0011
PC2	27	32036.4	0.2	0.2096185	303	200000	0.1515	0.0405	0.0989052	0.0207
PC3	41	35439.0	0.2	0.5585192	303	200000	0.1515	0.0405	0.0989052	0.0552
PC4	55	38214.2	0.2	0.2096185	303	200000	0.1515	0.0405	0.0989052	0.0207
PC5	69	40585.4	0.2	0.0110816	303	200000	0.1515	0.0405	0.0989052	0.0011
PC6	13	27484.5	0.2	0.0110816	385	200000	0.1925	0.0405	0.7800423	0.0086
PC7	27	32036.4	0.2	0.2096185	385	200000	0.1925	0.0405	0.7800423	0.1835
PC8	41	35439.0	0.2	0.5585192	385	200000	0.1925	0.0405	0.7800423	0.4357
PC9	55	38214.2	0.2	0.2096185	385	200000	0.1925	0.0405	0.7800423	0.1835
PC10	69	40585.4	0.2	0.0110816	385	200000	0.1925	0.0405	0.7800423	0.0086
PC11	13	27484.5	0.2	0.0110816	467	200000	0.2335	0.0405	0.1207893	0.0013
PC12	27	32036.4	0.2	0.2096185	467	200000	0.2335	0.0405	0.1207893	0.0253
PC13	41	35439.0	0.2	0.5585192	467	200000	0.2335	0.0405	0.1207893	0.0675
PC14	55	38214.2	0.2	0.2096185	467	200000	0.2335	0.0405	0.1207893	0.0253
PC15	69	40585.4	0.2	0.0110816	467	200000	0.2335	0.0405	0.1207893	0.0013
									somma	1.000

Tab. 6.1 Caratteristiche delle Pile campione con associata probabilità di occorrenza

### 6.1.4 Curve di fragilità della pila originale del ponte di Fener

Definite le possibili combinazioni di valori per le variabili aleatorie considerate, le curve di fragilità si ottengono analizzando la risposta alla sollecitazione sismica per ognuna di queste, ripetendo l'analisi per ogni valore di PGA scelto e per ciascuna delle tre terne di accelerogrammi selezionati. Avendo definito 15 pile campione, le analisi eseguite per questo lavoro di verifica sono 270 ( $15 \cdot 6 \cdot 3$ ). Le curve di fragilità sono state realizzate secondo il *metodo 2* esposto nel capitolo 3 in quanto, rispetto al *metodo 1*, permette estrapolare la probabilità di superamento della soglia di danno per un qualsiasi valore di accelerazione pur avendo eseguito le analisi per un numero ridotto di valori di PGA.

Le pile di altezza 9 m presenta un comportamento duttile in entrambe le direzioni di verifica, pertanto non è da considerarsi lo stato limite di collasso per taglio ( $PL_{\text{shear}}$ ).

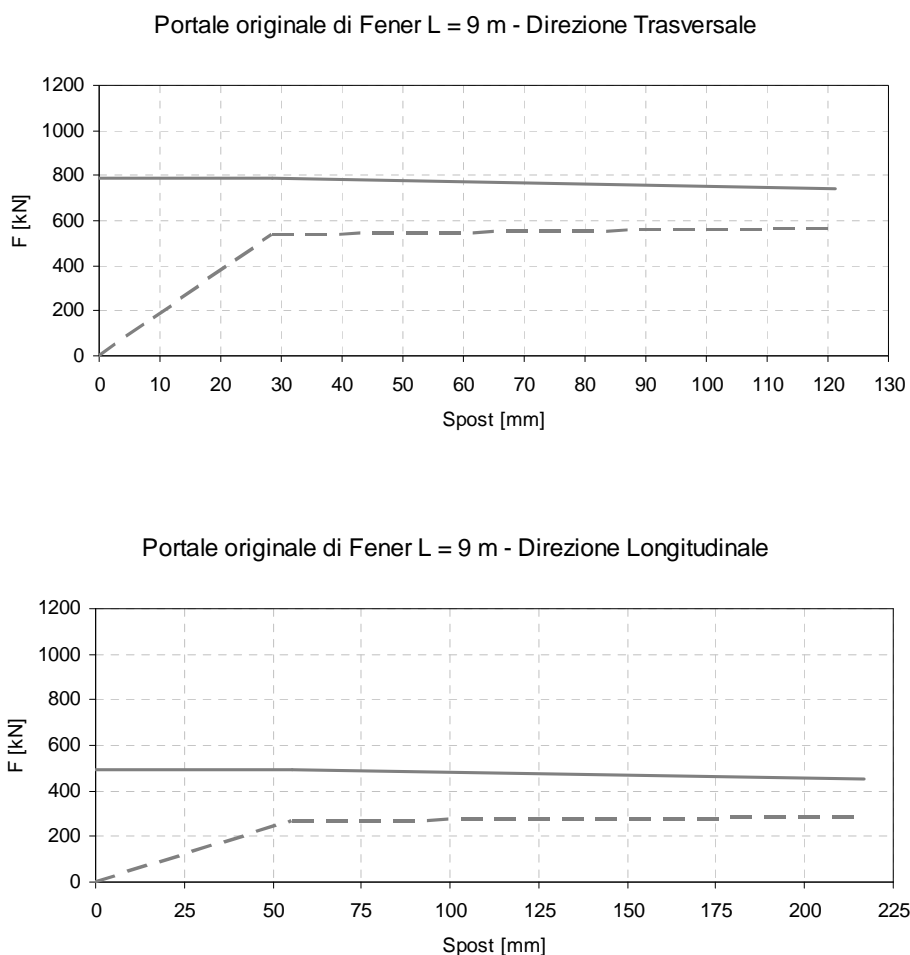


Fig. 6.8 Andamento della curva di capacità a flessione (linea continua) e involucro della resistenza di taglio (linea tratteggiata) ottenuti per la pila originale del ponte di Fener

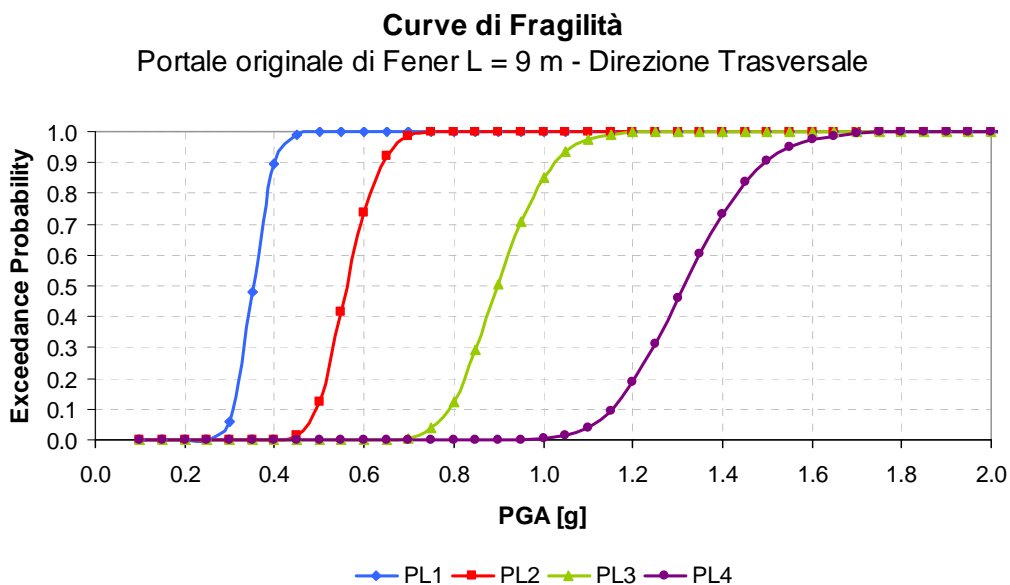


Fig. 6.9 Curve di fragilità ottenute per il portale originale del ponte di Fener con direzione di verifica trasversale (metodo 2)

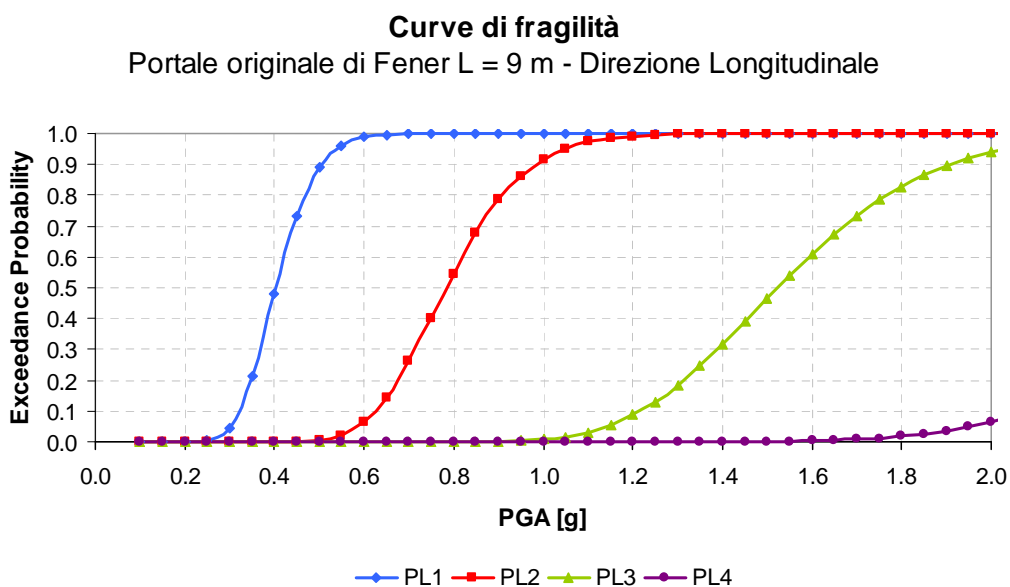


Fig. 6.10 Curve di fragilità ottenute per il portale originale del ponte di Fener con direzione di verifica longitudinale (metodo 2)

Dal confronto fra le curve di fragilità ottenute per le due direzioni di verifica appare come in direzione trasversale la pila abbia una probabilità di superamento dei livelli di danno maggiore rispetto a quella ottenuta per la direzione longitudinale a parità di PGA. Significativo a tal proposito è l'andamento della curva di fragilità relativa al livello di danno di collasso, in direzione trasversale, infatti, la probabilità di superamento

raggiunge l'unità per un valore di  $PGA \cong 1.7g$ , in direzione longitudinale per  $PGA = 2.0g$  la probabilità di superamento del livello di danno è di circa 10 %.

### 6.1.5 Curve di fragilità della pila modificata del ponte di Fener ( L = 2 m )

Il caso di studio di questo lavoro, rappresentato da una pila di una tipologia ricorrente di ponti stradali caratterizzata per avere un comportamento fragile dovuto alla crisi per taglio, è stato ottenuto a partire dalla pila originale del ponte di Fener, intervenendo sulla lunghezza della pila lasciando inalterate le altre caratteristiche geometriche e meccaniche.

Si riportano di seguito le curve di fragilità ottenute nelle due direzioni di verifica per un portale con altezza delle pile di 2 m.

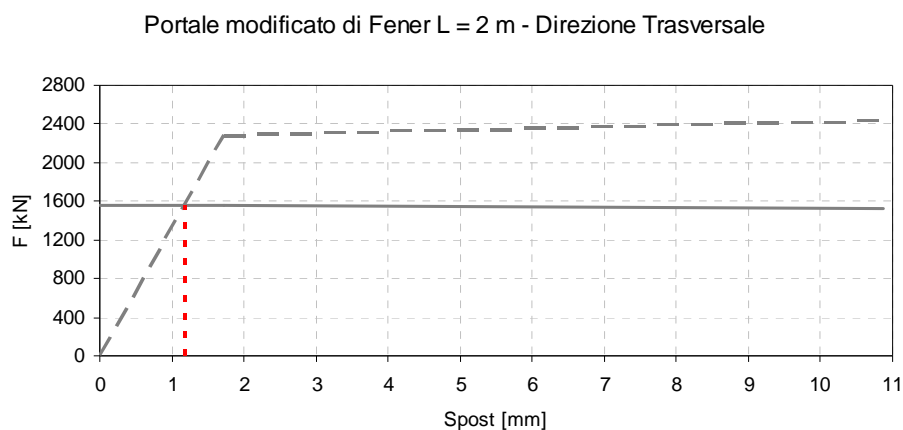


Fig. 6.11 *Andamento della curva di capacità a flessione (linea continua) e involucro della resistenza di taglio (linea tratteggiata) ottenuti per la pila modificata del ponte di Fener in direzione trasversale; in linea tratteggiata di colore rosso si proietta sull'asse delle ascisse il punto di rottura per taglio*

In questo caso la rottura fragile avviene prima del raggiungimento da parte della pila dei livelli di danno definiti per il comportamento flessionale, di conseguenza la verifica della sua vulnerabilità sismica si realizza mediante una sola curva di fragilità.

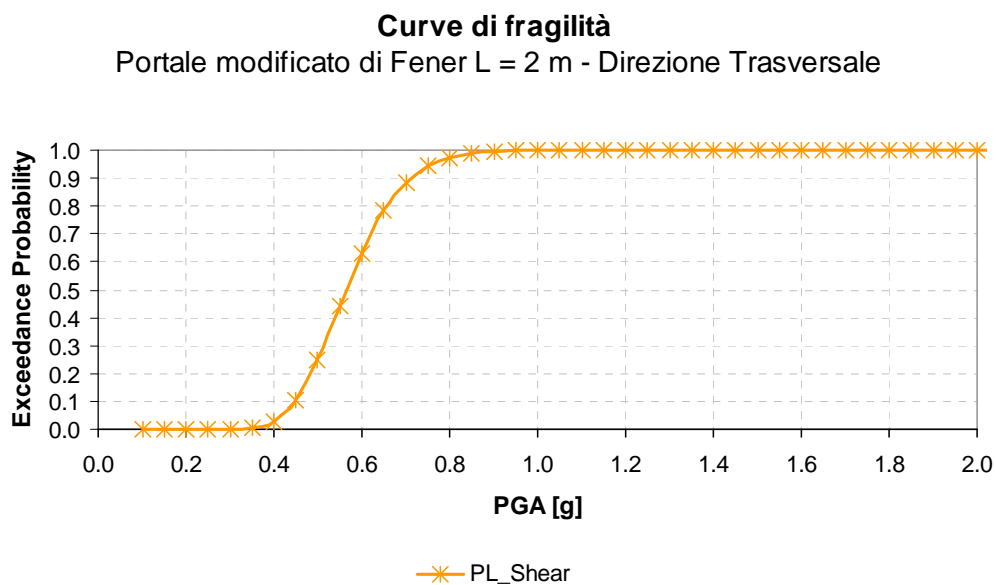


Fig. 6.12 Curva di fragilità per lo stato limite di collasso per taglio ottenuta per il portale modificato (L=2 m) del ponte di Fener con direzione di verifica trasversale (metodo 2)

Per un confronto si riportano in un unico grafico le curve di fragilità ottenute considerando anche i livelli di danno a flessione. Le curve di fragilità relative al danneggiamento a flessione sono riportate tutte in grigio per sottolineare il fatto che si riferiscono a condizioni non realizzabili per la pila e distinguerle pertanto da quelle dei casi precedenti.

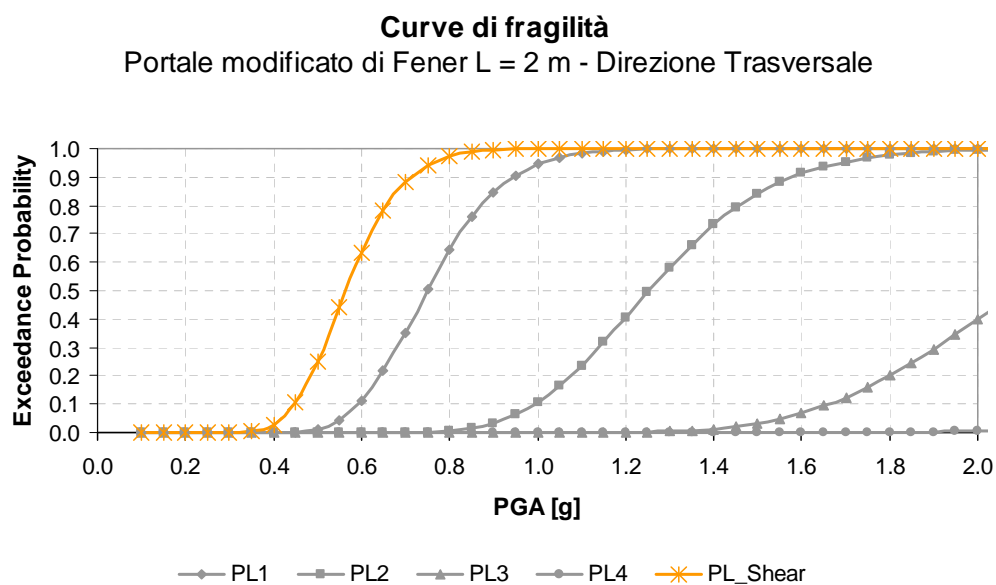


Fig. 6.12 Curve di fragilità ottenute per il portale modificato (L=2 m) del ponte di Fener con direzione di verifica trasversale (metodo 2)

La pila considerata presenta un comportamento fragile anche in direzione longitudinale:

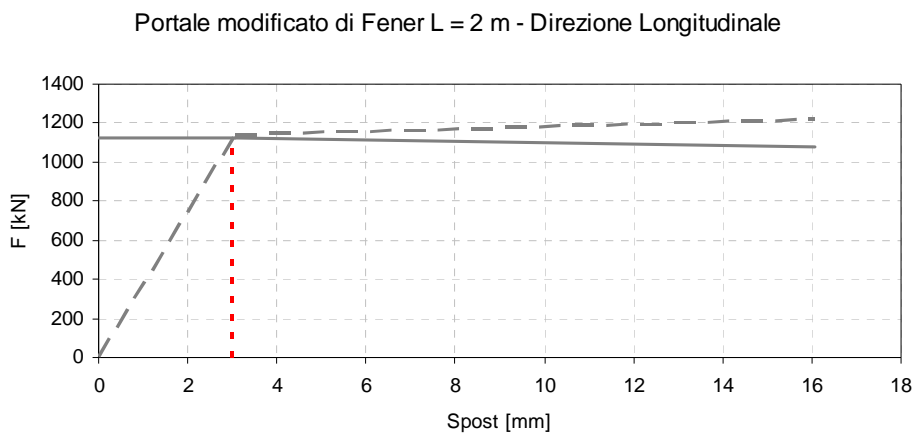


Fig. 6.13 Andamento della curva di capacità a flessione (linea continua) e involucro della resistenza di taglio (linea tratteggiata) ottenuti per la pila modificata del ponte di Fener in direzione longitudinale; in linea tratteggiata di colore rosso si proietta sull'asse delle ascisse il punto di rottura per taglio

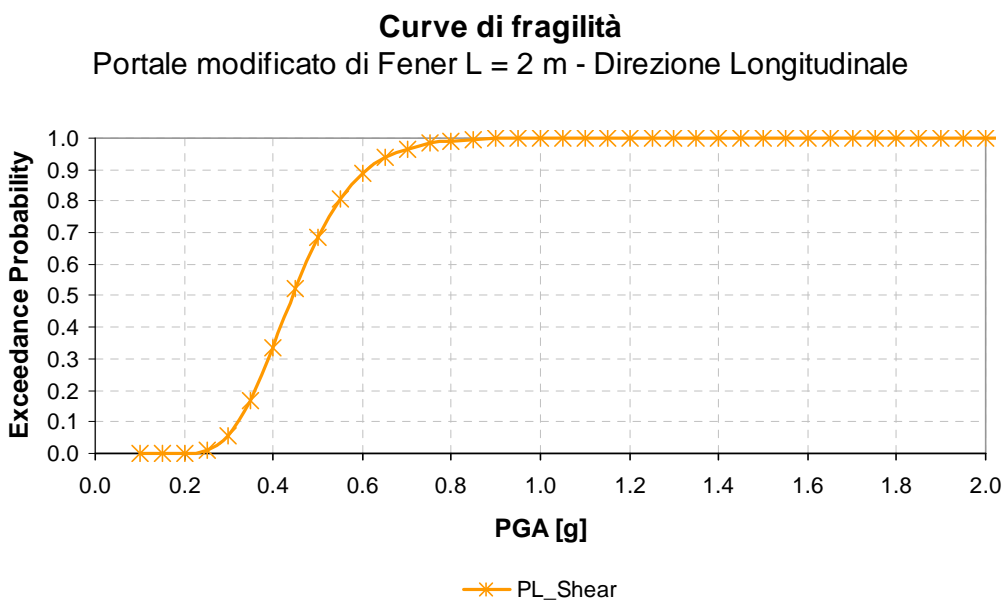


Fig. 6.14 Curva di fragilità per lo stato limite di collasso per taglio ottenuta per il portale modificato (L=2 m) del ponte di Fener con direzione di verifica longitudinale (metodo 2)

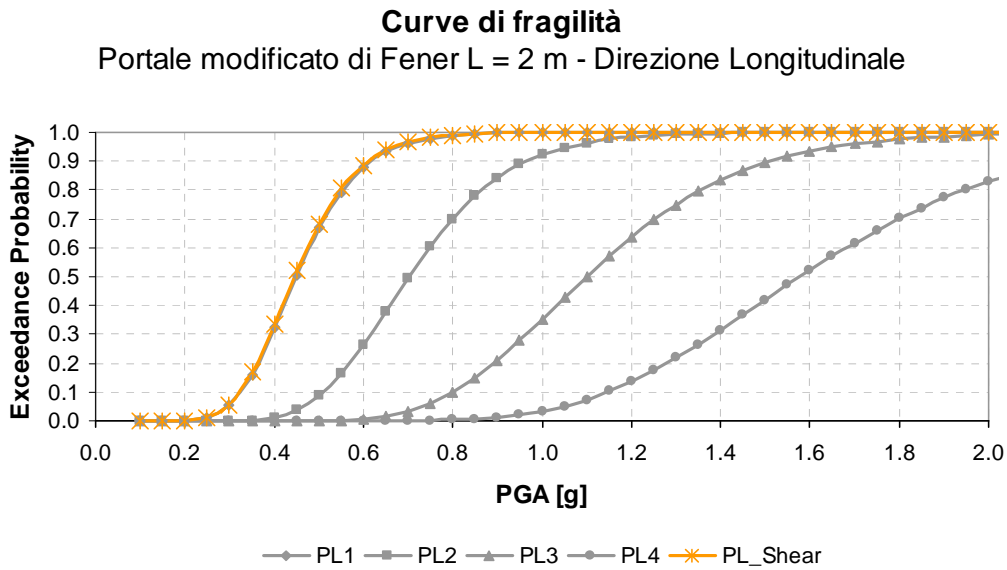


Fig. 6.15 Curve di fragilità ottenute per il portale modificato (L=2 m) del ponte di Fener con direzione di verifica longitudinale (metodo 2)

In questo caso la direzione di verifica più gravosa è la direzione longitudinale, infatti, pur essendo lo stato limite di collasso per taglio di fatto coincidente con la condizione di snervamento a flessione, a parità di PGA la probabilità di superamento di danno è maggiore in tale direzione.

### 6.1.6 Curve di fragilità della pila modificata del ponte di Fener ( L = 3 m )

Si riportano di seguito i risultati ottenuti con una pila di altezza pari a 3 m.

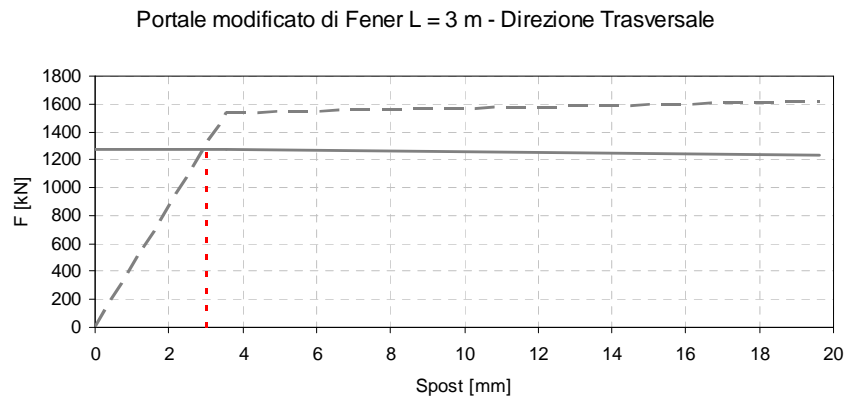


Fig. 6.16 Andamento della curva di capacità a flessione (linea continua) e involucro della resistenza di taglio (linea tratteggiata) ottenuti per la pila modificata del ponte di Fener in direzione trasversale; in linea tratteggiata di colore rosso si proietta sull'asse delle ascisse il punto di rottura per taglio

Come per il caso precedente, la pila di altezza pari a 3 m mostra un comportamento fragile con direzione di verifica trasversale. Il collasso per taglio giunge prima della condizione di snervamento a flessione.

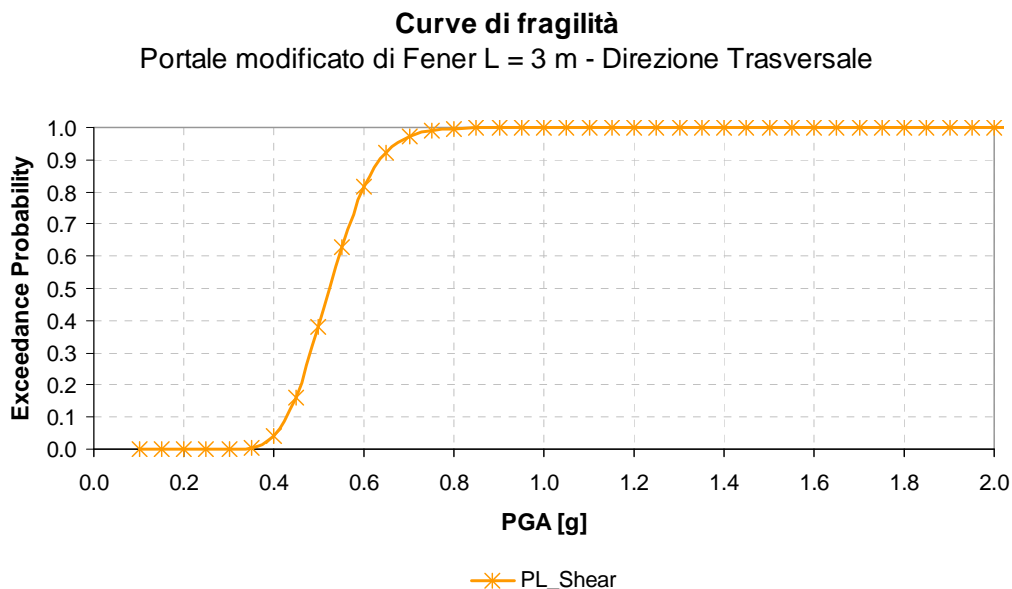


Fig. 6.17 Curva di fragilità per lo stato limite di collasso per taglio ottenuta per il portale modificato (L=3 m) del ponte di Fener con direzione di verifica trasversale (metodo 2)

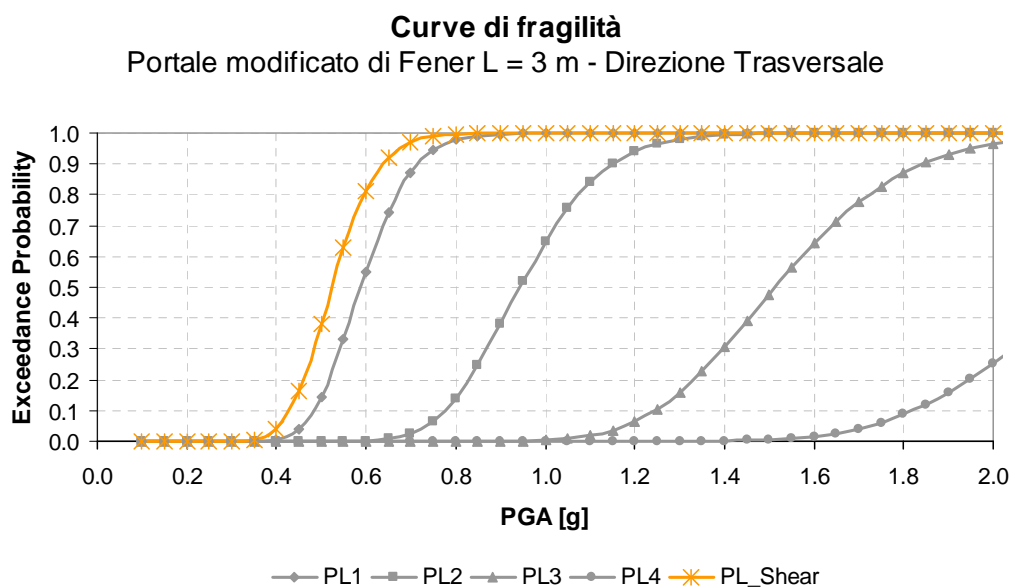


Fig. 6.18 Curve di fragilità ottenute per il portale modificato (L=3 m) del ponte di Fener con direzione di verifica trasversale (metodo 2)



In direzione longitudinale la resistenza di taglio non viene raggiunta ed il collasso è da attendersi pertanto per il raggiungimento della capacità ultima a flessione.

Portale modificato di Fener L = 3 m - Direzione Longitudinale

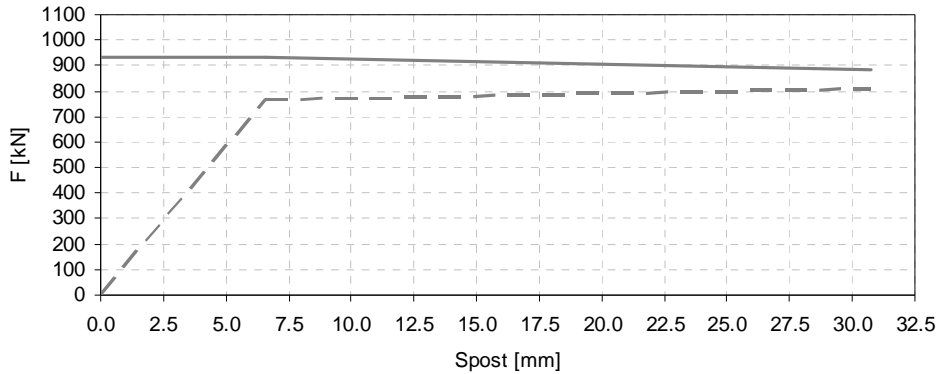


Fig. 6.19 Andamento della curva di capacità a flessione (linea continua) e involucro della resistenza di taglio (linea tratteggiata) ottenuti per la pila modificata del ponte di Fener (L=3 m)

### Curve di fragilità

Portale modificato di Fener L = 3 m - Direzione Longitudinale

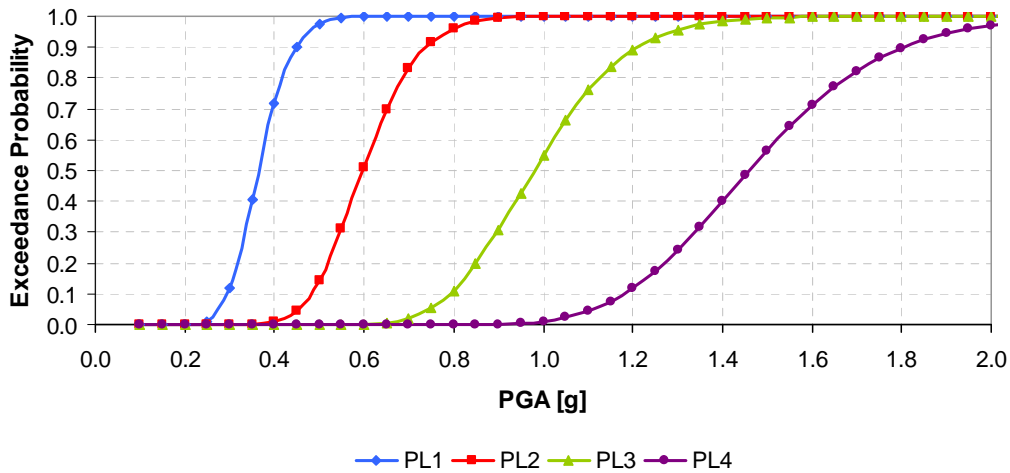


Fig. 6.20 Curve di fragilità ottenute per il portale modificato del ponte di Fener (L=3 m) con direzione di verifica longitudinale (metodo 2)

Per il caso esaminato si osserva dunque un comportamento differente per le due direzioni di verifica, di tipo fragile in direzione trasversale e di tipo duttile in direzione longitudinale. Il metodo qui descritto definisce lo stato di danno in funzione degli spostamenti occorsi lungo una direzione senza considerare la possibilità di un danneggiamento maggiore a causa degli spostamenti raggiunti nella direzione

ortogonale. Uno sviluppo futuro del metodo potrebbe essere rivolto quindi alla definizione di nuovi stati limite di danno che considerino il danneggiamento come funzione dei livelli di duttilità cinematica raggiunti in entrambe le direzioni di verifica.

### 6.1.7 Curve di fragilità della pila modificata del ponte di Fener ( L = 4 m )

Si riportano di seguito i risultati ottenuti con una pila di altezza pari a 4 m.

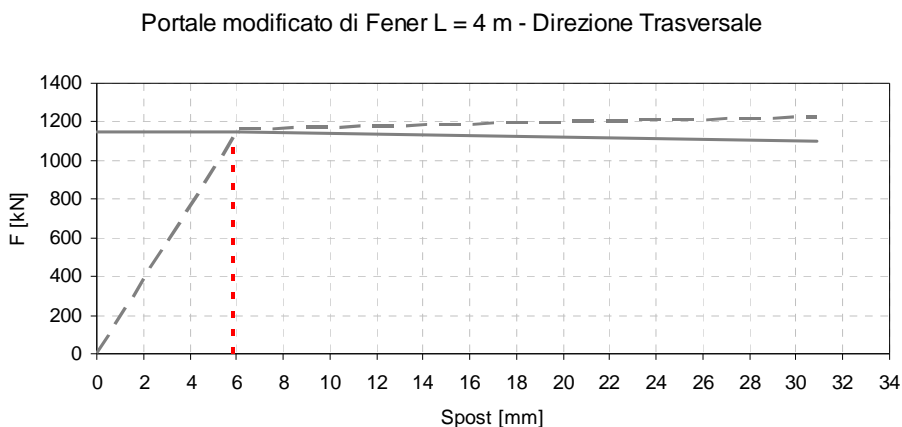


Fig. 6.21 Andamento della curva di capacità a flessione (linea continua) e involucro della resistenza di taglio (linea tratteggiata) ottenuti per la pila modificata del ponte di Fener in direzione trasversale; in linea tratteggiata di colore rosso si proietta sull'asse delle ascisse il punto di rottura per taglio

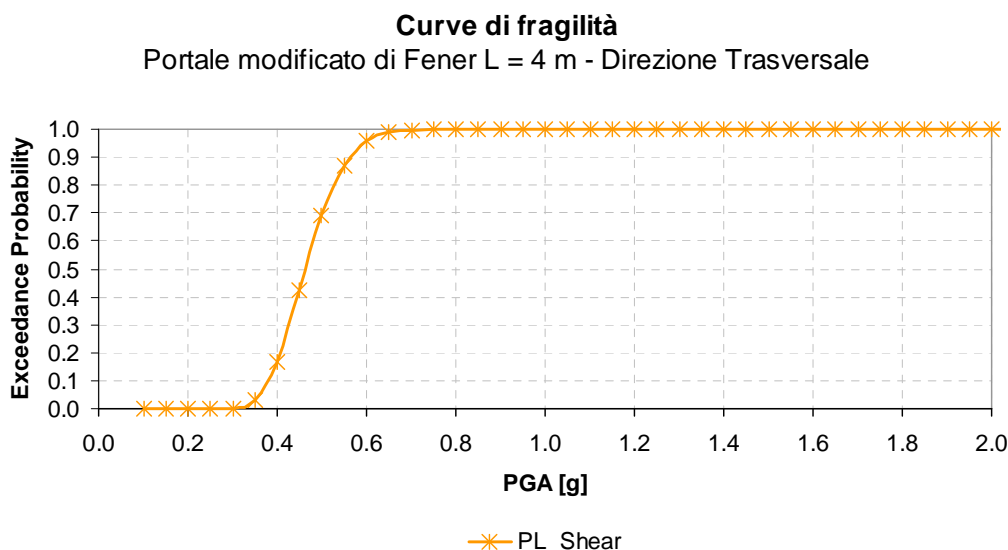


Fig. 6.22 Curva di fragilità per lo stato limite di collasso per taglio ottenuta per il portale modificato (L=4 m) del ponte di Fener con direzione di verifica trasversale (metodo 2)

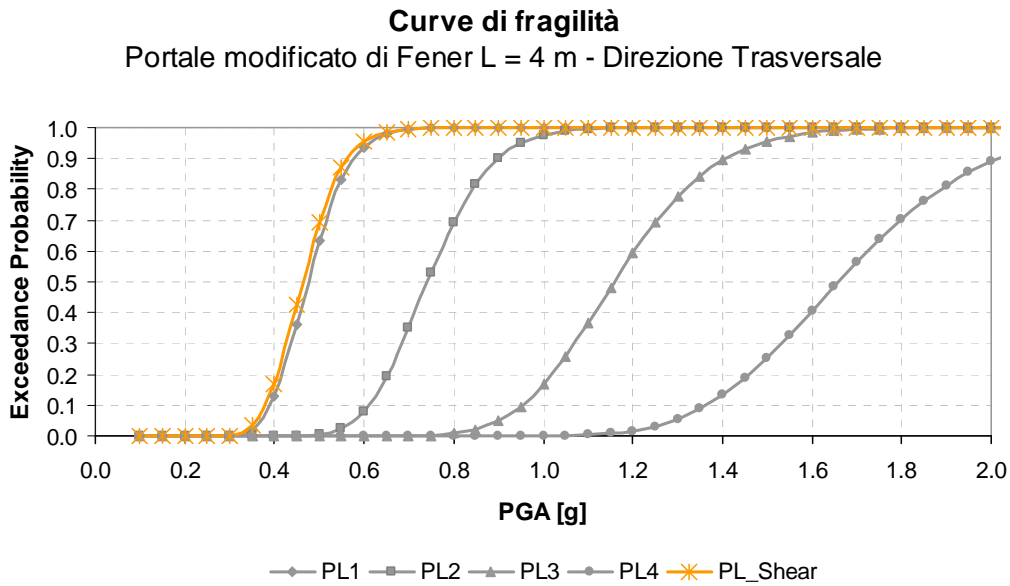


Fig. 6.23 Curve di fragilità ottenute per il portale modificato (L=3 m) del ponte di Fener con direzione di verifica trasversale (metodo 2)

In direzione trasversale il comportamento è anche in questo caso di tipo fragile, si osserva tuttavia, dal confronto con i casi precedenti, che al crescere dell'altezza della pila il livello di danno corrispondente al collasso per taglio tende ad avvicinarsi al quello corrispondente allo snervamento.

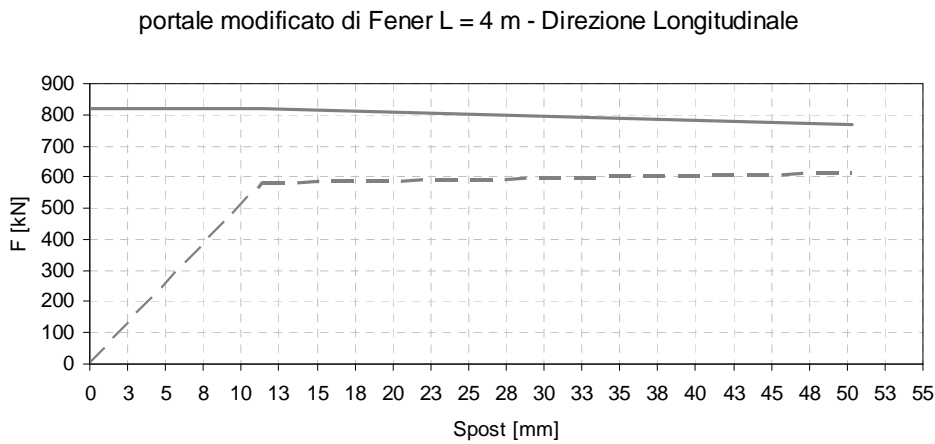


Fig. 6.24 Andamento della curva di capacità a flessione (linea continua) e involucro della resistenza di taglio (linea tratteggiata) ottenuti per la pila modificata del ponte di Fener (L=4 m)

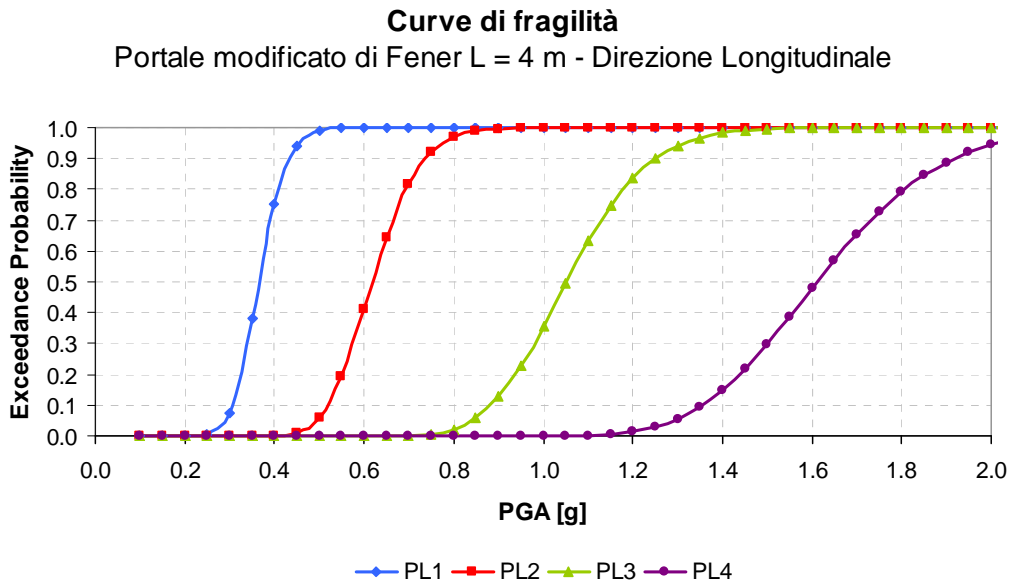


Fig. 6.25 Curve di fragilità ottenute per il portale modificato del ponte di Fener (L=4 m) con direzione di verifica longitudinale (metodo 2)

Come per il caso di L = 3 m, anche in questo il comportamento è da considerarsi duttile in direzione longitudinale mentre è di tipo fragile in direzione trasversale.

## 7 Conclusioni

Con questo lavoro di tesi si è cercato di indagare l'influenza dei meccanismi di rottura fragili per taglio nella vulnerabilità sismica di pile di tipologie ricorrenti di ponti stradali. La valutazione della risposta sismica è stata considerata attraverso un approccio di tipo probabilistico con il metodo delle curve di fragilità. Nei lavori di tesi precedenti dai quali il presente ha tratto spunto, infatti, le curve di fragilità sono state sviluppate senza considerare la possibilità di un collasso fragile per il raggiungimento della capacità di taglio.

Per prima cosa è stato definito un nuovo stato limite rappresentate il collasso per la rottura di taglio della pila, definito in linea con le analisi precedenti sulla base degli spostamenti indotti dall'azione sismica. In questo modo diventa possibile, infatti, affiancare alle curve di fragilità che rappresentano la probabilità di superamento dei livelli di danno a flessione, una curva per la probabilità di superamento della crisi per taglio. La costruzione di questa ulteriore curva di fragilità ha richiesto la definizione dello spostamento corrispondente alla rottura per taglio. Per fare ciò è stato considerato il metodo proposto dalle linee guida *ATC-6* che identificano il punto di rottura a taglio in corrispondenza dell'intersezione fra la curva di capacità flessionale e l'involuppo della resistenza tagliante. Per fare questo sono stati considerati diversi modelli di capacità di taglio presenti in letteratura ed è stata applicata una procedura analitica per ottenere la risposta flessionale a partire da una linearizzazione del diagramma momento curvatura della sezione critica della pila, diagramma ottenuto con il software freeware *USC\_RC*. Sviluppato quindi un metodo facilmente ripetibile per diversi casi di studio con l'ausilio di un semplice foglio di calcolo, è stata analizzato il comportamento di una pila al variare di alcune caratteristiche meccaniche e geometriche. In particolare la risposta è stata valutata funzione del variare del diametro della sezione trasversale della pila  $D$ , della sua altezza  $L$ , del rapporto geometrico di armatura longitudinale  $\rho$ , del passo delle armature trasversali  $s$  e del livello di sforzo normale applicato. I valori di partenza per eseguire le analisi sono stati scelti pari a quelli di una pila di un ponte analizzato con precedenti lavori di tesi. Facendo variare di volta in volta una sola fra le caratteristiche elencate, si è potuto valutare come cambia la risposta della pila al variare della singola caratteristica controllata. Le analisi sono state eseguite sia lungo la direzione longitudinale del ponte, direzione rispetto alla quale il comportamento della pila poteva essere rappresentato con uno schema statico

a mensola, sia in direzione trasversale adottando uno schema statico di tipo a telaio. Le analisi eseguite hanno permesso di disporre di una serie di elementi suscettibili di rottura fragile per taglio tra i quali ne sono stati scelti alcuni per eseguire le analisi di vulnerabilità sismica con il metodo delle curve di fragilità.

Di seguito si riportano le conclusioni tratte dal lavoro eseguito.

1 - Il comportamento della generica pila caratterizzato tramite gli andamenti della curva di capacità flessionale e di involuppo della resistenza di taglio varia notevolmente a seconda dei modelli utilizzati, è frequente infatti il caso in cui solamente uno dei tre (modello di *Biskinis et al.*) identifichi una rottura di tipo fragile. Tale variabilità dei risultati dipende essenzialmente dalla natura sperimentale dei modelli. Come riportato da studi in letteratura, i modelli di taglio utilizzati per questo lavoro di tesi rappresentano in modo accettabile il comportamento di un generico elemento nel caso in cui questo possieda delle caratteristiche che rientrano fra quelle degli elementi per i quali il modello stesso è stato definito. Per tale ragione la resistenza di taglio degli elementi sottoposti a verifica sismica è stata calcolata con il modello di resistenza di *Biskinis et al.* che, come chiarito nel capitolo 5, dei tre considerati è quello che è stato definito per un set di colonne campione più ampio. Nella valutazione della resistenza di taglio è tuttavia accettabile vi sia una maggiore incertezza rispetto alla previsione della capacità flessionale, questo per la complessità del meccanismo resistente e per i numerosi parametri coinvolti, anche in seguito a questa considerazione si giustifica la scelta del modello di *Biskinis et al.* che dei modelli visti è il più cautelativo.

2 – Il modello di *Biskinis et al.* considera la degradazione della resistenza di taglio in funzione del fattore di duttilità di spostamento  $\mu_{\Delta}^{pl}$  che varia con la componente plastica della rotazione di corda della colonna. L'andamento complessivo dell'involuppo della resistenza di taglio mostra, rispetto a quello degli altri modelli considerati, una minore diminuzione con l'aumentare della duttilità. Questo aspetto ha contribuito a fare in modo che le rotture di tipo fragile individuate con il modello di *Biskinis et al.* fossero, per la maggior parte dei casi precedenti allo snervamento per flessione. Non mostrando la resistenza di taglio una grande escursione di valori, infatti, il modello di *Biskinis et al.* ha permesso di individuare o rotture di tipo fragili (precedenti allo snervamento) o invece ha permesso di catalogare il comportamento degli elementi come duttile non intersecando mai l'involuppo della resistenza di taglio la curva di capacità flessionale.

3 – Le caratteristiche geometriche e meccaniche che dalle analisi svolte hanno mostrato una maggiore influenza per definire il comportamento della pila sono la

lunghezza della pila stessa, la quantità di armatura longitudinale e la distribuzione delle armature trasversali. La variazione del diametro  $D$  e dello sforzo normale applicato hanno comportato invece delle variazioni simili per quanto riguarda i valori di capacità flessionale e di resistenza di taglio e, quindi, non tali da considerare tali parametri significativi per la facile identificazione di un elemento fragile. La risposta della pila cambia invece in modo evidente con il diminuire della sua lunghezza, per la pila del ponte di Fener si ottiene un comportamento fragile per altezze inferiori ai 4 m (direzione di verifica trasversale). La quantità di armatura longitudinale e la distribuzione delle staffe presentano anch'esse una notevole influenza nel caratterizzare il comportamento del pila in senso fragile, tuttavia, i valori per cui si ottengono rotture per taglio non sono in linea con quelli dei ponti esistenti che generalmente sono debolmente armati.

4 – Il metodo delle curve di fragilità è sicuramente un importante strumento per la valutazione della vulnerabilità sismica di strutture esistenti, tuttavia, come per ogni altro metodo di verifica, vi sono molte fonti di incertezza. Il numero di dati disponibili, ad esempio, influenza notevolmente l'andamento delle curve di fragilità, in particolare all'aumentare degli accelerogrammi utilizzati la stima delle analisi diventa più precisa (in questo caso le analisi sono state eseguite per tre terne di accelerogrammi come richiesto dalla normativa italiana).

Un altro aspetto che influenza la costruzione delle curve di fragilità è la scelta delle variabili aleatorie con relative distribuzioni di probabilità. L'intero modello si basa sulla distribuzione di probabilità delle variabili aleatorie legate alle caratteristiche dei materiali, quindi, per una corretta analisi è necessario disporre di dati che rappresentino in modo quanto più reale le caratteristiche dei materiali. Inoltre, importante ai fini del risultato, sono le suddivisioni delle distribuzioni considerate, minore è l'ampiezza degli intervalli e maggiore sarà attendibilità della stima in quanto maggiori saranno le combinazioni per le quali eseguire le analisi.

5 – L'individuazione del punto corrispondente alla rottura per taglio si basa su una procedura molto semplificata e, in quanto tale, affetta da numerose semplificazioni. Come lo studio di *Calvi et al.* (2005) ha evidenziato con una serie di test di laboratorio eseguiti su elementi dominati a taglio, la curva di capacità flessionale poco si presta ad essere rappresentata da una bilineare. Per i diversi meccanismi resistenti che entrano in gioco la rigidità flessionale della pila varia con l'aumentare degli spostamenti e pertanto sarebbe richiesto di rappresentare la curva di capacità flessionale con una spezzata composta di segmenti di diversa pendenza. In ogni caso, anche l'individuazione dei punti caratteristici in corrispondenza dei quali far variare la pendenza della curva, si basa su relazioni sperimentali e quindi non prive di incertezze.

Per tale ragione il punto corrispondente alla rottura per taglio non è di semplice individuazione e di conseguenza la definizione dello stato limite di danno corrispondente alla rottura per taglio, così come presentata in questo lavoro, non è troppo rigorosa. La procedura esposta ha il pregio evidente di essere di semplice applicazione e di permettere con poche operazioni di definire qualitativamente il comportamento dell'elemento considerato, esplicitando attraverso le curve di fragilità la probabilità di superamento del livello di danno corrispondente al collasso per taglio. Per ottenere una stima più accurata della vulnerabilità a taglio della pila è necessario tuttavia effettuare una più dettagliata analisi dell'elemento in modo da ottenere una rappresentazione più accurata della risposta flessionale.

6 – In alcuni dei casi considerati il comportamento della pila differisce notevolmente a seconda della direzione di verifica mostrando un comportamento duttile per una direzione e un comportamento di tipo fragile nell'altra. Questo aspetto mette in luce una carenza del metodo in quanto il livello di danno dell'elemento viene definito valutando gli spostamenti solamente lungo una direzione, mentre una stima più accurata dell'elemento richiederebbe una valutazione del livello di danno considerando gli spostamenti in due direzioni.



## 8 Bibliografia

### 8.1 Testi Consultati

Ceresa P., Petrini L., Pinho R., *A Fibre Flexure-Shear Model for Cyclic Nonlinear Behaviour of RC Structural Elements*, IUSS Press, 2008;

Esmaeily A., Xiao Y., *Seismic Behavior of Bridge Columns Subjected to Various Loading Patterns*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2002;

Majorana C., Modena C., Franchetti P., Grendene M., Secchi S.; *Fondamenti di dinamica e di ingegneria sismica*; McGraw-Hill, 2007;

Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., Gregory F.L. et al., *OpenSees Command Language Manual*, The Regents of the University of California, 2007;

Melchers R.E., *Structural Reliability Analysis and Prediction*, ed. Wiley, 1999;

Miranda P. A., Calvi G. M., Pinho R., Priestley M. J., *Displacement-Based Assessment of RC Columns with Limited Shear Resistance*, IUSS Press, 2005;

Montgomery D.C., Rungen D.C., Hubele N.F., *Statistica per ingegneria*, ed. Egea, 2004;

Morbin R., *Strategie di valutazione della vulnerabilità sismica di tipologie ricorrenti di ponti stradali*, tesi di laurea, Università degli Studi di laurea, a.a. 2008-09;

Pavese A. (a cura di), *Valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti di Catania*, CNR-GNDT, 2000;

Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, ed. John Wiley & Sons, 1996;

Rüsch H., *Conglomerato armato e precompresso* Vol. I, Edizioni Tecniche – Milano, 1978;

Schodek D.L.; *Strutture*; ed. Patron;

Svensen H., *Storia dei disastri naturali*; Odoja, Bologna 2010;

Priestley M. J. N., Calvi G. M., Kowalsky M. J., *Displacement based seismic design of structures*, IUSS Press, 2007;

Vitaliani R., Scotta R., Saetta A., *Il calcolo agli Stati Limite delle strutture in calcestruzzo armato*, ed. Libreria Progetto Padova, 2002;

Eurocodice 2, *Progettazione delle strutture di calcestruzzo*;

Eurocodice 8, *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*;

ACI 318-05, *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05)*, ACI committee 318 structural building code, American Concrete Institute, 2005;

D.M. del 14 gennaio del 2008 , *Nuove Norme tecniche per le costruzioni*;

Circolare del 2 Febbraio 2009, n°617, *Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*;

<http://www.ingv.it>;

<http://www.protezionecivile.gov.it>;

## 8.2 Articoli consultati

Ang B. G., Priestley M. J. N., Paulay T., *Seismic shear strength of circular reinforced concrete columns*, ACI Structural Journal, 1989;

Biskinis D. E., Roupakias G. K., Fardis M. N., *Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements*, ACI Structural Journal, 2004;

Choi E., DesRoches R., Nielson B., *Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones*, Engineering Structures, 2003;

Cornell C. A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D. A., *Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines*, ASCE J. Struct Eng 2002;

De Luca F., Verderame G. M., *A practice oriented approach for the assessment of brittle failures in existing reinforced concrete elements*, Engineering Structures, 2012;

DesRoches R., Nielson B., *Influence of modeling assumptions on the seismic response of multi-span simply supported steel girder bridges in moderate seismic zones*, Engineering Structures, 2006;

Elwood K. J., Zhu L., Haukaas T., *Classification and seismic safety evaluation of existing reinforced concrete columns*, ASCE J. Struct Eng 2007;

Franchini P., Pinto P. E., *Allowing traffic over mainshock – damaged bridges*, Journal of Earthquake Engineering, 2009;

Karim K. R., Yamazaki F., *Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridges piers based on numerical simulation*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2001;

Kent D.C., Park R., *Flexural members with confined concrete*, J. of Struct. Eng. 1971;

- Kowalsky M. J., Priestley M. J. N., Seible F., *Shear behaviour of lightweight concrete columns under seismic conditions*, Structural Division, Univ. of San Diego, 1995;
- Mander J.B., *Fragility Curves Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges*, sponsors: MCEER Highway Project/FHWA National Institute of Buildings Science (NIBS), 1999;
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., *Observed Stress-Strain behaviour of Confined Concrete*, Journal of the Structural Division, ASCE, 1988;
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, Journal of the Structural Division, ASCE, 1988;
- Mirza S.A., MacGregor J.G., *Variability of mechanical properties of reinforcing bars*, Journal of the Structural Division, 1979;
- Monti G., Nisticò N., *Simple Probability-Based Assessment of Bridges under Scenario Earthquakes*, Journal of Bridge Engineering, 2002;
- Priestley M. J. N., Kowalsky M. J., *Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions*, ACI Structural Journal, 2000;
- Priestley M. J. N., Verma R., Xiao Y., *Seismic shear strength of reinforced concrete columns*, ASCE Journal of the Structural division, 1994;
- Sezen H., Chowdhury T., *Hysteretic Model for Reinforced Concrete Columns Including the Effect of Shear and Axial Load Failure*, ASCE J. Struct Eng 2007;
- Sezen H., Moehle J., *Shear strength for lightly reinforced concrete columns*, ASCE J. Struct Eng 2004;
- Sezen H., *Seismic behaviour and modelling of reinforced concrete columns to simulated seismic loading*, PhD thesis Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of California at Berkeley, 2002;

Shinozuka M., Feng M., Lee J., Naganuma T., *Statistical Analysis of Fragility Curves*, Journal of Engineering Mechanics, 2000.

