



Università Politecnica delle Marche  
Scuola di Dottorato di Ricerca in Scienze dell'Ingegneria  
Curriculum in Ingegneria Civile, Ambientale, Edile ed Architettura

---

# ISOLAMENTO SISMICO DI PONTI CON IRREGOLARITA'

Ph.D. Dissertation of:  
**Giuseppe Stefania**

Advisor:

**Prof. Laura Ragni**

Curriculum supervisor:

**Prof. Stefano Lenci**

---

Università Politecnica delle Marche  
*DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Edile ed Architettura*  
Via Breccie Bianche — 60131 - Ancona, Italy



## INDICE

1	Introduzione .....	6
2	Stato dell'arte .....	10
2.1	Comportamento sismico dei ponti.....	10
2.1.1	Introduzione .....	10
2.1.2	Aspetti generali dei ponti in zona sismica.....	11
2.1.3	Tipologia di danneggiamento ricorrente .....	12
2.1.4	Danni riportati dagli impalcati .....	12
2.1.5	Danni alle pile .....	12
2.2	L'isolamento sismico dei ponti .....	15
2.2.1	Aspetti generali .....	15
2.2.2	Protezione passiva: l'isolamento sismico.....	16
2.2.3	Sviluppo storico dell'isolamento sismico .....	19
2.2.4	Dispositivi di isolamento.....	27
2.2.5	Isolatori elastomerici .....	28
2.2.5.1	Proprietà degli elastomeri.....	30
2.2.5.2	Capacità di carico verticale .....	31
2.2.5.3	Rigidezza orizzontale $K_b$ e periodo $T_b$ .....	33
2.2.5.4	Spostamento sismico ammissibile.....	33
2.2.5.5	Isolatori HDRB .....	34
2.2.5.6	Isolatori LRB.....	36
2.2.6	Isolatori a scorrimento.....	37
2.2.6.1	Isolatori a pendolo: Friction Pendulum System .....	38
2.2.6.2	Comportamento isteretico .....	41
2.2.7	Dispositivi ausiliari .....	44
2.2.8	Variabilità delle proprietà di progetto .....	47
2.3	Aspetti specifici dell'isolamento dei ponti.....	48
2.3.1	Isolamento sismico edifici.....	49
2.3.2	Isolamento sismico dei ponti.....	53
3	Modellazione, Analisi e Verifiche dei ponti isolati (EC8-parte2) .....	59
3.1	Metodi di analisi.....	59
3.1.1	Metodo del modo fondamentale con spettro di risposta .....	60
3.1.1.1	Modellazione della struttura e procedura di calcolo .....	60
3.1.2	Analisi multi modale con spettro di risposta (analisi dinamica modale) .....	63



3.1.2.1 Modellazione della struttura.....	64
3.1.3 Analisi dinamica non lineare (Non linear time history analysis).....	76
3.1.3.1 Modellazione della struttura.....	78
3.1.4 Definizione di spostamenti e sollecitazioni di progetto.....	79
3.1.5 Considerazione sull'impiego dei diversi metodi di analisi.....	81
3.2 Metodi di Verifica.....	82
3.2.1 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio SLE.....	82
3.2.1.1 Sottostrutture.....	82
3.2.1.2 Dispositivi di Isolamento.....	82
3.2.1.3 Giunti.....	83
3.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Ultimi non Sismici SLU.....	83
3.2.2.1 Sottostrutture.....	83
3.2.2.2 Dispositivi di Isolamento.....	83
3.2.2.3 Giunti.....	84
3.2.3 Verifiche agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita SLV.....	84
3.2.3.1 Sottostrutture e Sovrastruttura.....	84
3.2.3.2 Dispositivi di Isolamento.....	84
3.2.3.3 Giunti.....	84
3.2.4 Verifiche agli Stati Limite di Collasso SLC.....	85
3.2.4.1 Dispositivi di isolamento.....	85
3.2.5 Giunti.....	88
4 Ponti Parzialmente Isolati (PRSI).....	89
4.1 Descrizione generale.....	89
4.2 Metodo di progetto.....	90
4.2.1 Filosofia di progetto.....	91
4.2.2 Modello pila isolatore.....	92
4.2.3 Comportamento strutturale del SDOF equivalente.....	94
4.2.4 Rappresentazione del ponte come SDOF equivalente.....	97
4.2.5 Algoritmo di progetto.....	100
4.3 Descrizione casi studio.....	105
4.3.1 Geometria.....	105
4.3.2 Materiali.....	110
4.3.2.1 Conglomerati cementizi.....	110
4.3.2.2 Acciaio da carpenteria.....	111



4.3.2.3 Acciaio per armature lenta .....	111
4.3.2.4 Pioli tipo Nelson.....	111
4.3.3 Analisi dei carichi e Azione sismica .....	112
4.3.4 Combinazioni delle azioni.....	130
4.3.5 Progetto sistema di isolamento sismico .....	132
4.3.6 Modellazione per analisi lineari e non lineari .....	141
4.3.6.1 Impalcato .....	142
4.3.6.2 Isolatori.....	143
4.3.6.3 Dampers .....	147
4.3.6.4 Pile.....	147
4.3.7 Risultati delle analisi lineari .....	149
4.3.7.1 Verifica dei risultati del metodo di progetto .....	149
4.3.7.2 Variabilità proprietà sistema di isolamento (Caso A) .....	159
4.3.7.3 Verifiche a presso-flessione allo SLV .....	160
4.3.7.4 Verifiche a taglio allo SLV .....	161
4.3.7.5 Verifiche spostamento isolatori SLC .....	163
4.3.8 Risultati analisi non lineari (Caso A) .....	164
4.3.8.1 Verifiche a pressoflessione allo SLV .....	164
4.3.8.2 Verifiche spostamenti allo SLC .....	170
4.4 Approfondimento sugli effetti della variabilità di input sismico e parametri isolatori .	176
5 Ponti Totalmente Isolati (BRSI).....	181
5.1 Descrizione generale .....	181
5.2 Descrizione caso studio .....	181
5.2.1 Geometria .....	183
5.2.2 Materiali .....	184
5.2.2.1 Conglomerati cementizi .....	184
5.2.2.2 Acciaio da carpenteria.....	184
5.2.2.3 Acciaio per armature lenta .....	185
5.2.2.4 Pioli tipo Nelson.....	185
5.2.3 Analisi dei carichi e Azione sismica .....	186
5.2.4 Combinazioni delle azioni.....	205
5.2.5 Descrizione sistema di isolamento sismico .....	206
5.2.6 Modellazione per analisi non lineari .....	212
5.2.6.1 Impalcato .....	213



5.2.6.2 Isolatori.....	215
5.2.6.3 Pile.....	221
5.2.7 Risultati analisi non lineari.....	225
5.2.7.1 Verifiche a pressoflessione allo SLV .....	226
5.2.7.2 Verifiche degli isolatori allo SLC .....	232
5.2.8 Approfondimento sugli effetti della variabilità di input sismico e parametri isolatori	236
5.2.9 Analisi con rigidezza equivalente .....	242
6 Conclusioni.....	248
Bibliografia.....	251



## 1 Introduzione

L'ingegneria sismica rappresenta un ramo di grande interesse nel campo dell'ingegneria civile, soprattutto in un paese come l'Italia caratterizzata da un elevato rischio sismico. La nostra penisola è da sempre interessata da fenomeni sismici di medio-alta intensità e che si verificano con una certa frequenza temporale (L'Aquila 2009, Emilia 2012 fino ai recenti eventi del centro Italia dell'Agosto e Ottobre 2016). In questo contesto la pianificazione e la progettazione antisismica di opere come i ponti risultano di primaria importanza dato il ruolo strategico che questo tipo di strutture rivestono per la società.

Negli ultimi decenni nel campo dell'ingegneria sismica si sono avuti notevoli progressi grazie alle molteplici ricerche sull'argomento effettuate in tutte quelle regioni del mondo ad elevato rischio sismico. La sempre maggiore attenzione agli effetti prodotti dal sisma sulle strutture ha portato alla nascita di nuovi concetti con cui affrontare gli eventi tellurici. Da un approccio basato sulle resistenze degli elementi costruttivi si è passati ad un concetto di duttilità, che sebbene rappresenta una proprietà intrinseca legata alla natura di certi materiali da costruzione, è stato esteso agli elementi costruttivi fino a comprendere l'intero manufatto. Infatti i moderni approcci progettuali si basano sulle capacità delle strutture di poter esibire determinati campi di spostamenti, anche oltre il limite elastico, per prestabiliti livelli di sollecitazioni e quindi in sintesi di fronteggiare l'evento sismico con la propria duttilità. Al progettista spetta il compito di conferire una determinata capacità deformativa alla struttura o a parti di essa opportunamente predisposte a svolgere questa attività, ovvero ad elementi in grado di danneggiarsi secondo meccanismi che permettano la dissipazione dell'energia in ingresso. Da qui lo sviluppo del *capacity design* che permette di definire un ordine gerarchico e quindi di pilotare il danno in determinati elementi strutturali. Il vantaggio di questo approccio è quello di pilotare il collasso verso meccanismi globali duttili escludendo comportamenti fragili o meccanismi locali. Tuttavia il limite è rappresentato dal danneggiamento strutturale diffuso, in quanto compromette la fruibilità dell'opera in seguito al terremoto e comporta dei costi di riparazione.

Per limitare questo aspetto la ricerca ha portato alla nascita di approcci progettuali definiti di *protezione* delle strutture tra cui la dissipazione aggiuntiva e l'isolamento sismico.

Attraverso la dissipazione si persegue l'obiettivo di aumentare le capacità dissipative della struttura affiancando ad essa dispositivi ausiliari predisposti a tale funzione. La crescente espansione di questo concetto ha portato alla nascita di numerose tipologie, anche a livello commerciale, di dispositivi caratterizzati da differenti funzionamenti (dissipatori viscosi, isteretici, ecc.).



Con l'isolamento sismico si limita invece la domanda in ingresso al sistema strutturale grazie all'introduzione di una interfaccia in grado di disaccoppiare il moto della sottostruttura da quello della sovrastruttura. Questo permette un aumento dei periodi di vibrazione e quindi limita le forze d'inerzia trasmesse. Anche per l'isolamento, così come per la dissipazione, sono nati una serie di dispositivi detti comunemente *isolatori sismici* di diversa natura e concezione ma accomunati da alcune proprietà principali come il garantire la necessaria rigidità verticale e contemporaneamente offrire la deformabilità laterale garantendo comunque il vincolo in condizioni non sismiche. Accanto a queste proprietà ciascun dispositivo può presentare delle caratteristiche aggiuntive, atte a migliorare il comportamento sismico come la funzione ricentrante, e una dissipazione aggiuntiva.

Sebbene l'isolamento sismico risulti essere efficace sia per la protezione di ponti e viadotti che per la protezione di edifici permettendo in entrambi i casi la fruibilità dell'opera senza interruzioni, il comportamento sismico può risultare abbastanza differente.

Infatti mentre negli edifici l'approssimazione della struttura isolata ad un oscillatore semplice risulta abbastanza attendibile, lo stesso non si può affermare nel caso di ponti.

Questa differenza è legata al fatto che gli edifici sono caratterizzati, generalmente, da una conformazione planimetrica abbastanza compatta e da sottostrutture, quali fondazioni e piani interrati, abbastanza rigide.

Nei ponti invece, per via dello sviluppo prevalentemente longitudinale che spesso implica l'attraversamento di siti con una morfologia eterogenea, si ha una situazione diametralmente opposta a quanto descritto in precedenza per gli edifici. Innanzitutto le pile, ovvero le sottostrutture, sono caratterizzate da una deformabilità legata allo schema statico, solitamente, a mensola ed inoltre tale deformabilità potrebbe risultare variabile lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera.

Inoltre anche la sovrastruttura risulta deformabile a causa dell'elevato sviluppo longitudinale che comporta rapporti lunghezza/larghezza elevati dell'impalcato.

Da questa breve descrizione si intuisce come lo studio del comportamento sismico di un ponte isolato presenta aspetti più critici che meritano maggiore approfondimento rispetto al caso di strutture pressoché compatte per via appunto di caratteristiche geometriche intrinseche.

Tali aspetti sono tanto più complessi, e quindi non inquadrabile in schemi semplificati, quanto più il ponte è irregolare. L'irregolarità, nel caso di ponti isolati, può essere legata sia allo schema di vincolo e/o all'elevato sviluppo longitudinale soprattutto se in presenza di pile ad altezza variabile.



L'obiettivo della presente tesi è quello di studiare il comportamento sismico di ponti caratterizzati da notevole irregolarità. Attraverso due casi studio opportunamente selezionati, sono stati analizzati gli effetti sia delle irregolarità dovute allo schema di vincolo che quelle dovute solo all'elevato sviluppo longitudinale.

In particolare la prima parte della tesi è dedicata allo studio dei ponti con irregolarità legate allo schema di vincolo trasversale, più precisamente lo studio ha riguardato la tipologia di ponti definiti **PRSI** (*Partially Restrained Seismically Isolated*), caratterizzati da un vincolo fisso in direzione trasversale in corrispondenza delle spalle. Tale tipologia di ponti isolati, sebbene non risulta assai diffusa, probabilmente anche per via della maggiore complicazione a livello computazionale, permette di perseguire una serie di vantaggi in primis fra tutti di limitare i giunti bidirezionali sulle spalle a favore di giunti unidirezionali e chiamare in causa con un tasso di sfruttamento maggiore opere generalmente robuste quali appunto le spalle. Gli svantaggi che ne derivano risultano legati per lo più al maggior impegno flessionale dell'impalcato nel piano orizzontale e al ridotto periodo di isolamento che si riesce a raggiungere.

La seconda parte della tesi riguarda invece lo studio di un ponte totalmente isolato cioè del tipo **BDSI** (*Bi-Directional Seismically Isolated*) con elevato sviluppo longitudinale e sottostrutture molto irregolari.

Scendendo nel dettaglio del lavoro svolto per i ponti del tipo PRSI il caso studio è costituito da un viadotto con impalcato misto acciaio-calcestruzzo di lunghezza complessiva 200 m (40+60+60+40 m) e larghezza 12,00 m. Le pile sono costituite da un fusto unico a sezione circolare piena pari a 3,00 m di diametro ed aventi altezze variabile tra 5,50 m e 11,50 m mentre il sistema di isolamento prevede isolatori HDRB (High Damping Rubber Isolator). Per questa tipologia di ponte è stato messo a punto un metodo di progetto in grado di fornire un supporto per la progettazione del sistema di isolamento. Infatti a partire da una deformata obiettivo imposta all'impalcato e note le caratteristiche delle pile, il metodo di progetto proposto permette di dimensionare gli isolatori su ciascuna pila in grado di garantire la deformata obiettivo e quindi le associate sollecitazioni sulle sottostrutture.

Il metodo di progetto sviluppato, di tipo iterativo, è stato successivamente applicato al caso studio sopra descritto in 3 diverse configurazioni. Queste ultime, tutte con isolatori di tipo elastomerico, sono caratterizzate da altezze e distribuzioni diverse delle pile in modo da avere strutture con diversi gradi di regolarità. Infine su una particolare configurazione sono state condotte delle analisi agli elementi finiti sia in campo lineare che non lineare.





Le analisi lineari sono state condotte al fine di valutare l'efficacia del metodo di progetto mentre le analisi non lineari hanno permesso una valutazione più approfondita della risposta sismica. In quest'ultimo caso, oltre alla modellazione non lineare degli isolatori, si è tenuto in conto anche della variabilità delle proprietà dei dispositivi di isolamento, in funzione delle condizioni instabili (es. invecchiamento, temperatura) in accordo a quanto previsto dall'EC8-2 Appendice-J.

Per quanto concerne il caso studio dei ponti BDSI, si è individuato un caso studio, sempre con impalcato tipo misto acciaio-calcestruzzo, caratterizzato da sviluppo longitudinale complessivo di 800 m ( $42,5+65*11+42,5$  m) e pile ad altezza variabile compresa fra 9,50 m e 34,70 m. Le pile risultano avere tutte la medesima sezione trasversale assimilabile ad un rettangolo di 3,00 m x 4,00 m e vertici arrotondati. Gli isolatori utilizzati in questo secondo caso studio sono del tipo FP (Friction Pendulum) ed essendo il ponte totalmente isolato non è stato messo a punto un vero e proprio metodo di progetto. Tuttavia l'obiettivo prefissato per il progetto del sistema di isolamento è stato quello di garantire una certa uniformità nelle sollecitazioni delle pile anche se di altezze differenti lungo lo sviluppo del viadotto.

L'aspetto maggiormente approfondito in relazione a questo secondo caso studio ha invece riguardato l'influenza della fessurazione sulla risposta sismica, data l'importanza di tale fenomeno che condiziona in modo significativo la rigidezza delle pile in misura diversa tra le pile alte e basse. Pertanto il lavoro di tesi è stato incentrato nella definizione di un modello non lineare in grado di cogliere l'effettivo grado di fessurazione delle pile tramite modellazione non lineare a fibre di queste ultime. Per la valutazione della risposta in termini di sollecitazioni e spostamenti sono state eseguite analisi non lineari nel dominio del tempo utilizzando accelerogrammi artificiali.

A scopo di confronto sul modello sono state eseguite anche delle analisi, sempre nel dominio del tempo, con modellazione lineare delle pile al fine di individuare delle rigidezze equivalenti delle pile stesse.

Infine anche per il caso studio del ponte BDSI sono state eseguite sempre delle doppie analisi con proprietà *upper* e *lower* come definito dall'EC8-2 appendice.



## 2 Stato dell'arte

### 2.1 Comportamento sismico dei ponti

#### 2.1.1 Introduzione

L'approccio metodologico al problema della sicurezza sismica delle costruzioni civili si basa sui concetti e sulle definizioni della teoria dei fenomeni aleatori e analisi del rischio. In particolare il rischio sismico è definito come la probabilità che le perdite attese (sia in termini di vite umane che di danni alle costruzioni e alle attività economiche) a seguito di un fenomeno accidentale (hazard), in un determinato sito e per un fissato intervallo temporale di esposizione, superino una soglia prestabilita. In generale l'hazard rappresenta sostanzialmente la pericolosità del sito. A questo concetto va affiancato la definizione di vulnerabilità intesa come tutte quelle componenti che, esposte ad un prefissato livello di hazard, manifestano una propensione all'essere danneggiate.

Da quanto appena riportato si intuisce come la valutazione di un determinato rischio sismico passa necessariamente attraverso due ordini di considerazioni.

La prima riguarda, in termini probabilistici, la valutazione dell'hazard ossia determinare la probabilità che il fenomeno si verifichi in una certa area geografica, con una data intensità e in un prefissato intervallo temporale.

La seconda passa attraverso l'analisi delle vulnerabilità, ovvero la risposta degli elementi a rischio nei confronti dell'evento considerato con la valutazione dei danni che ne conseguono.

Il legame tra i due aspetti sopra riportati può essere espresso in termini probabilistici attraverso la seguente relazione:

$$\mathbf{Rischio} = Hazard \times Vulnerabilità \times Esposizione$$

Dalla semplice relazione di cui sopra si evince come le due variabili prima descritte non siano del tutto sufficienti per esplicitare a pieno la definizione di rischio ma occorre fare riferimento anche all'esposizione. Proprio quest'ultimo aspetto determina spesso la rilevanza del fenomeno sismico insita nel rilievo sociale ed economico della costruzione e della sua importanza strategica.

Dalle tre variabili sopra riportate è facile intuire come l'ingegneria sismica ricada negli aspetti legati alla vulnerabilità dell'opere essendo solo in questo passaggio necessario l'apporto tecnico-scientifico. Infatti l'hazard è per lo più legato al territorio e per questo impossibile da modificare, mentre l'esposizione riguarda un filone più generale inquadrabile nelle scelte politiche e sociali di una data comunità.



### 2.1.2 Aspetti generali dei ponti in zona sismica

I ponti e i viadotti in generale sono strutture di fondamentale importanza per la società oltre a costituire un importante ramo dell'ingegneria civile che da sempre ha affascinato i maggiori ingegneri strutturisti. Queste opere danno l'impressione di essere strutture molto semplici in quanto costituite dalla sola componente strutturale che deve in qualche modo rispondere anche a delle esigenze estetiche oltre che di natura statica senza ulteriori elementi accessori come accade nelle opere edili dove spesso la struttura viene nascosta.

A differenza delle strutture edili, i ponti generalmente sono sistemi poco ridondanti e perciò richiedono un trattamento speciale e accurato nella progettazione e nello studio di dettaglio di ognuno dei loro elementi. Se da una parte la semplicità strutturale può dare luogo a una maggiore precisione nella definizione della risposta sismica, dall'altra ha lo svantaggio che qualsiasi errore può condurre al danneggiamento fino al crollo del ponte. A questo va aggiunto che i ponti sono estremamente sensibili all'interazione suolo-struttura. Molti sono costruiti in zone caratterizzate da condizioni geotecniche e morfologiche complesse come la vicinanza dei fiumi, attraversamenti di terreni molto irregolari che comportano necessariamente pile di differente altezze, siti con pericolo di liquefazione. Inoltre un aspetto molto importante, da non sottovalutare per le opere con notevole sviluppo longitudinale, è rappresentato dalla variabilità dei terreni attraversati che comporta delle difficoltà anche nella valutazione dell'azione sismica.

Quanto appena esposto testimonia come nonostante l'apparente semplicità nello schema statico di una struttura da ponte i problemi che devono essere affrontati nella progettazione sismica, e non solo, vanno valutati molto in dettaglio e con una visione d'insieme di tutta l'opera. Alla luce dei più recenti eventi tellurici di tutto il mondo sembrerebbe che molti degli aspetti sopra riportati siano stati valutati male perché numerosi crolli e danneggiamenti hanno riguardato proprio i ponti. Naturalmente molti dei disastri che si sono verificati devono essere imputati anche alla ancora non perfetta conoscenza dell'evento sismico in generale. Negli ultimi decenni del secolo appena trascorso oltre ad una non profonda conoscenza dei livelli di sollecitazione prodotti dal sisma, gran parte delle opere venivano progettate per esibire un comportamento elastico in cui la possibilità di danneggiamento non era presa in considerazione. I problemi più comunemente riscontrati sono:

- Le deformazioni dovute all'effetto sismico erano sottostimate perché si considerava la sezione dell'elemento strutturale integra mentre con gli effetti della fessurazione si ha in generale una diminuzione di rigidità che porta a spostamenti di progetto maggiori;
- Essendo il livello delle forze sismiche generalmente basso quando queste si combinavano con le azioni prodotte dai carichi verticali si ritrovavano sollecitazioni sulla struttura che



risentivano poco degli effetti sismici portando ad andamenti di sollecitazioni assai lontani da quelli reali;

- La mancanza di una concezione strutturale che ignorasse il danneggiamento della struttura non guidava il progettista verso il dettaglio costruttivo di alcune regioni strutturali nei quali non appena si formavano le prime fessure si registrava un rapido degrado di rigidità che portava al collasso la struttura.

### 2.1.3 Tipologia di danneggiamento ricorrente

Questo paragrafo è dedicato ad una rapida illustrazione di quelli che sono le tipologie di danni più comuni che si verificano nelle strutture da ponte.

### 2.1.4 Danni riportati dagli impalcati

Una prima conseguenza dell'errata valutazione degli spostamenti connessi all'azione sismica riguarda il *martellamento* degli impalcati vicini separati da giunti inadeguati. Questo problema riguarda soprattutto gli impalcati formati da travi semplicemente appoggiate, solitamente realizzate in c.a.p. oltre che i ponti con asse obliquo in cui il problema è accentuato quando il sisma investe trasversalmente la struttura.

Un altro tipico collasso dell'impalcato riguarda l'effetto del punzonamento delle pile. Infatti le pile penetrano nell'impalcato provocando il cedimento di quest'ultimo.

### 2.1.5 Danni alle pile

Il collasso delle pile in cemento armato era spesso dovuto all'errata filosofia progettuale che prevedeva un comportamento elastico per le strutture che quindi si opponevano al sisma con la propria resistenza e non con la duttilità. Dal punto di vista della geometria la sezione migliore è quella circolare per via della simmetria radiale che garantisce in questo modo una risposta univoca indipendentemente dalla direzione dell'azione sismica. Per limitare le masse quando si devono realizzare pile di una certa altezza è meglio affidarsi a sezioni cave, che richiedono una maggiore attenzione e manodopera in fase realizzativa ma permettono il risparmio di materiale oltre che di massa che si traduce direttamente in minori forze d'inerzia. Le modalità di danneggiamento delle pile possono essere diverse a seconda del meccanismo di rottura.



Figura 2-1 – Danni strutturali alle pile con la formazione delle cerniere plastiche

Nella figura sopra sono riportati i classici effetti che si ritrovano in una pila che raggiunge il collasso per flessione non essendo dotata di una adeguata duttilità. Si nota come la mancanza di un adeguato confinamento delle barre longitudinali provochi l'instabilità di queste ultime che comunque sono ancora in grado di contenere il nucleo interno di calcestruzzo. In questa situazione comunque la pila potrebbe ancora essere in grado di sopportare i carichi verticali e quindi il ponte sarebbe ancora funzionale anche se con accessibilità limitata. Da quanto appena detto si capisce il perché bisogna localizzare le cerniere plastiche alla base delle pile in modo da non compromettere l'intera stabilità del ponte e contribuire a dissipare la maggior quantità di energia possibile. Per evitare rotture di questo tipo è fondamentale una armatura trasversale, in grado di esplicitare una adeguata azione di confinamento.

Un'altra tipologia di collasso assai frequente nelle pile riguarda la mancanza di un appropriato dettaglio costruttivo per le armature longitudinali nelle sezioni di attacco delle pile alla fondazione. Infatti se non si ha una sufficiente lunghezza di ancoraggio si rischia lo sfilamento delle barre stesse esattamente come illustrato nella figura sotto:



Figura 2-2 – Cerniere plastiche alla base delle pile durante il terremoto di Kobe, Giappone 1995

Tuttavia mentre tutti questi meccanismi di collasso permettono in qualche modo di esibire un comportamento duttile in grado quindi di dissipare anche una minima parte di energia lo stesso non si può dire per le rotture a taglio delle pile. Infatti un meccanismo che porta al collasso della pila per sollecitazioni di taglio è un meccanismo fragile completamente opposto al *optimum* strutturale basato sulla duttilità. Il taglio in generale coinvolge, in base al meccanismo puntone tirante del traliccio di Morsch, sia il calcestruzzo compresso che le armature trasversali. Se si arriva allo snervamento di queste armature la resistenza al taglio diminuisce rapidamente e quindi si arriva presto al collasso. L'unico modo per evitare questi problemi è quello di progettare la sezione non per un taglio che deriva dall'analisi strutturale ma per un valore di sollecitazione maggiore che si verifichi solo dopo aver raggiunto la resistenza ultima a flessione cioè applicare la gerarchia delle resistenze nell'elemento considerato.



Figura 2-3 – Danni su pile per taglio e presso-flessione



## 2.2 L'isolamento sismico dei ponti

### 2.2.1 Aspetti generali

La progettazione antisismica delle strutture prevede, come d'altronde tutte le condizioni di carico, il soddisfacimento della seguente relazione:

$$\text{CAPACITA}' \geq \text{DOMANDA}$$

dove la *domanda* è determinata dagli effetti dell'azione del moto del terreno sulla struttura mentre la *capacità* è data dalle caratteristiche di resistenza e deformabilità della struttura. È chiaro come all'aumentare della domanda sarebbe opportuno che aumentasse anche la capacità della struttura e cioè la sua resistenza, però questo modo di operare comporterebbe un impiego maggiore di risorse economiche a fronte di una comunque minore probabilità di accadimento di eventi sismici catastrofici caratterizzati da periodi di ritorno molto alti e da accelerazioni delle masse strutturali che possono superare anche la stessa accelerazione di gravità. Da qui nasce l'esigenza di dimensionare la struttura in modo che possa far fronte alla *domanda* non solo attraverso la resistenza ma anche, e soprattutto in quella che è la moderna filosofia di concezione delle strutture, attraverso la possibilità della struttura di assorbire importanti deformazioni senza arrivare al collasso. La struttura progettata secondo questa filosofia è in grado di sopravvivere ad un evento sismico pur riportando notevoli danni che richiederanno un ulteriore impegno economico per rendere l'opera direttamente fruibile oppure, nel peggiore delle situazioni, addirittura un demolizione della stessa. Quanto detto fin qui sta a sottolineare che la struttura debba essere dotata di una notevole duttilità, cioè la capacità dell'organismo strutturale di assorbire importanti deformazioni in campo plastico senza arrivare al collasso. Risulta altrettanto chiaro che per azioni sismiche di moderata intensità la struttura non debba subire elevati danni strutturali in modo da non compromettere, se non momentaneamente, la funzionalità dell'opera. Per aumentare la duttilità della struttura non occorre necessariamente un maggior onere economico ma basta porre l'attenzione su dettagli costruttivi che permettano di ottenere elevate capacità duttili globali, quindi bisogna costruire con maggiore attenzione e cura. Questi dettagli costruttivi sono finalizzati ad aumentare la duttilità globale della struttura in modo da sviluppare dei meccanismi di plasticizzazione che permettano di dissipare l'energia immessa nel sistema. Quanto appena esposto rappresenta il concetto alla base del *capacity design* cioè concentrare il danno in alcune parti più opportune della struttura in modo da guidare il danno della struttura. Tuttavia accanto al *capacity design* si sono diffuse altre concezioni strutturali per fronteggiare un evento tellurico come il sisma, in particolare negli ultimi decenni sono venute alla luce tecniche di *protezione passiva* delle strutture che utilizzano appositi dispositivi per ridurre e/o concentrare in essi, anziché in parti della struttura, l'assorbimento e la dissipazione di energia. Infatti



l'aggettivo *passivo* sta ad indicare come le strutture non si oppongono al sisma ma lo subiscono passivamente esibendo un determinato comportamento strutturale studiato in fase di progetto. Accanto alle tecniche di protezione passiva sono da menzionare anche la protezione *attiva* delle strutture. Nelle tecniche di protezione attiva la struttura si adatta interattivamente al sisma mediante opportune azioni o variazioni di rigidità controllate tramite dei software e attuatori che forniscono un supplemento di energia dall'esterno per ridurre la risposta dinamica. Infine le tecniche di controllo ibride rappresentano appunto una via di mezzo tra le tecniche attive e passive.

Tra le maggiori tecniche di protezione passiva rientrano la dissipazione aggiuntiva e l'isolamento sismico. Nel caso della dissipazione di energia si possono impiegare dispositivi di tipo viscoso, che non determinano particolari variazioni del comportamento dinamico della struttura ma hanno la funzione di aumentare lo smorzamento globale della struttura. Altra categoria sono i dispositivi isteretici che sono caratterizzati da un comportamento elasto-plastico. Ancora più efficace risulta essere l'isolamento sismico perché permette la riduzione della domanda anziché l'aumento della capacità. Infatti la riduzione della domanda in maniera globale si attua abbattendo drasticamente l'energia trasmessa dal suolo all'intera struttura.

### **2.2.2 Protezione passiva: l'isolamento sismico**

Sebbene l'isolamento sismico sia una tecnica di controllo passivo nota da quasi un secolo la sua applicazione nell'ambito delle strutture è decollata solo negli ultimi tre decenni quasi sempre dopo il verificarsi di eventi tellurici che hanno messo in ginocchio la società. Ed è grazie proprio alla sperimentazione sul campo dell'isolamento sismico che si sono apprezzate le potenzialità di questa tecnologia, sia nell'ambito della progettazione di strutture *ex-novo* ma anche nel caso di adeguamento sismico, in quanto tramite l'introduzione di opportuni dispositivi è possibile modificare la risposta strutturale *originaria*. Per capire meglio le potenzialità di uno strumento di protezione sismica passiva come l'isolamento occorre ricordare che la dinamica dei sistemi continui è molto selettiva e che il danno dovuto ad un terremoto è solitamente causato da effetti di risonanza tra il periodo proprio della struttura ed il contenuto armonico dell'eccitazione sismica. Nonostante questa eventualità, molte strutture sono in grado di superare l'evento in quanto il danneggiamento accumulato ne aumenta il periodo proprio, permettendo così di evitare l'intervallo di frequenze in cui il sisma si rivela maggiormente intenso. Inoltre maggiore risulta lo smorzamento, minori saranno le forze che investono la struttura. Il conseguimento di determinati livelli prestazionali nei confronti dei terremoti consiste nel soddisfacimento dell'uguaglianza tra capacità della struttura e domanda del sisma. L'isolamento sismico mira a



soddisfarla per mezzo della riduzione della domanda perché rende la struttura più flessibile e quindi aumentandone il periodo di vibrazione si abbattano le accelerazioni in ingresso. La tecnica dell'isolamento sismico per le strutture civili, nasce dall'intuizione di volerle sconnettere dal terreno in modo che esse non possano risentire degli effetti inerziali. Se poi attraverso l'introduzione di dispositivi di isolamento si riesce anche ad aumentare lo smorzamento globale allora si contribuisce a diminuire ulteriormente la domanda di prestazione del sistema. L'introduzione appunto di appositi dispositivi permette di cogliere un duplice effetto positivo: l'incremento del periodo e uno smorzamento aggiuntivo. L'incremento del periodo è noto con il nome di "period shift" ed ha l'effetto immediato di abbattere le accelerazioni in ingresso della struttura ma purtroppo a questo vantaggio si accompagnano i maggiori spostamenti ai quali è soggetta la struttura come si può notare dalla figura qui riportata.

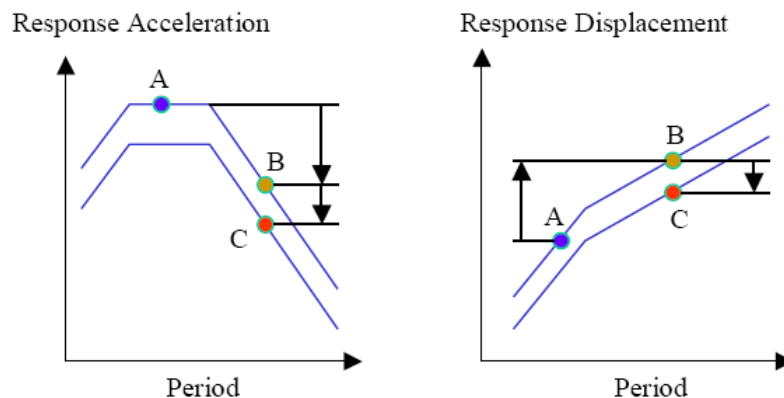


Figura 2-4 – Effetti dell'isolamento sismico grazie all'elongazione del periodo di vibrazione

Una ulteriore precisazione va fatta in merito all'aumento di periodo, strutture flessibili e quindi con elevati periodi di vibrazione non necessitano di questa tecnica dato che la struttura è auto-isolata. Questo aspetto riguarda soprattutto i ponti molto distanti da terra con pile alte che appunto ricadono nei casi prima esposti e pertanto l'incremento del periodo risulta meno decisivo nel migliorare la risposta del sistema. Se il periodo di una struttura flessibile viene ulteriormente accresciuto, i benefici in termini di riduzione delle forze sono contenuti mentre si ottiene un incremento all'incirca lineare degli spostamenti.

Per quanto riguarda invece lo smorzamento, questo è definito come la capacità di una struttura di dissipare energia. In particolare il termine smorzamento equivalente rappresenta il valore dello smorzamento equivalente al contributo delle diverse componenti (viscose, isteretiche ed attrittive). Quando sono presenti isolatori e/o dissipatori il loro contributo è dato da una combinazione di differenti sorgenti di dissipazione energetica, la cui stima non è immediata pertanto può risultare complesso stimare lo smorzamento equivalente. L'incremento dello smorzamento porta sempre dei benefici, tra cui, a parità di periodo, la riduzione delle ordinate

degli spettri di accelerazione e spostamento. Valori di smorzamento nell'ordine del 20 – 40% sono interessanti e perseguibili nella progettazione dei ponti con isolamento. Da quanto appena detto si intuisce come la tecnica di isolamento sismico, abbinata ad una adeguata dissipazione si dimostra di particolare utilità nelle strutture da ponte dal momento che spesso rappresentano strutture di importanza strategica e richiedono un più alto grado di protezione per assicurarne la funzionalità dopo un evento sismico. Quest'ultimo aspetto rappresenta in qualche modo forse il vantaggio maggiore a cui il progettista deve ambire perché avere strutture che subito dopo un evento tellurico siano in grado di assolvere perfettamente le proprie funzioni permette, oltre a salvare numerose vite umane durante il terremoto stesso, di diminuire i disagi post terremoto e favorisce tutte le attività di soccorso all'interno di un dato sito. Questi vantaggi risultano determinanti in situazioni di emergenza oltre che difficilmente stimabili economicamente. Un ulteriore aspetto di interesse è che solitamente la maggior parte della massa eccitabile è concentrata nell'impalcato, parte della struttura progettata per mantenere un comportamento elastico anche durante il sisma. Risulta pertanto una prassi piuttosto comune inserire opportuni dispositivi in cima alle pile come si può notare nella figura sottostante.

Così facendo si hanno due sistemi disposti in serie ognuno dei quali ha una propria rigidità e smorzamento.

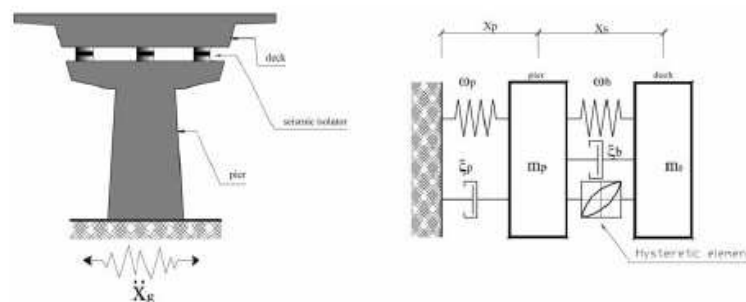


Figura 2-5 – Modellazione del sistema pila-isolatore-impalcato

Questa tipologia di isolamento viene definita “parziale” dal momento che non è tutta la struttura a risultare isolata ma solamente l'impalcato: le pile continuano ad essere solidali con il terreno.

Tuttavia, la condizione essenziale affinché il sistema di isolamento sia efficace tramite l'aumento del periodo di oscillazione della sovrastruttura è che questa abbia una massa significativa rispetto alla massa complessiva e che le sottostrutture abbiano un'elevata rigidità. Nel caso dei ponti a travata questo requisito non sempre è soddisfatto, per cui l'isolamento di ponti che hanno pile con altezze considerevoli ed una massa paragonabile a quella dell'impalcato risulta generalmente complicato.

### 2.2.3 Sviluppo storico dell'isolamento sismico

Il concetto di isolamento sismico, ovvero una traslazione del periodo della struttura disaccoppiando il moto del suolo da quello della struttura, che oggi sembra una rivoluzione nell'ambito delle strutture, in realtà ha visto concrete applicazioni presso le antiche civiltà in Cina, Grecia, Perù ed anche in Italia disponendo strati di materiali come carbone, velli di lana e sabbia in fondazione per favorire lo scorrimento della struttura rispetto al terreno stesso. Queste applicazioni sono testimoniate anche dalla sopravvivenza di alcuni monumenti a terremoti molto violenti. La primissima applicazione fu il tempio buddista di *Sanjusangendo* a Kyoto costruito nel 1266 per contenere mille statue.

Però il primo documento che testimonia il disaccoppiamento del moto risale al 1870 grazie al francese Jules Touaillon che prevedeva l'utilizzo di sfere portanti connesse tra la base della sovrastruttura e la fondazione, come testimoniato nell'immagine seguente.

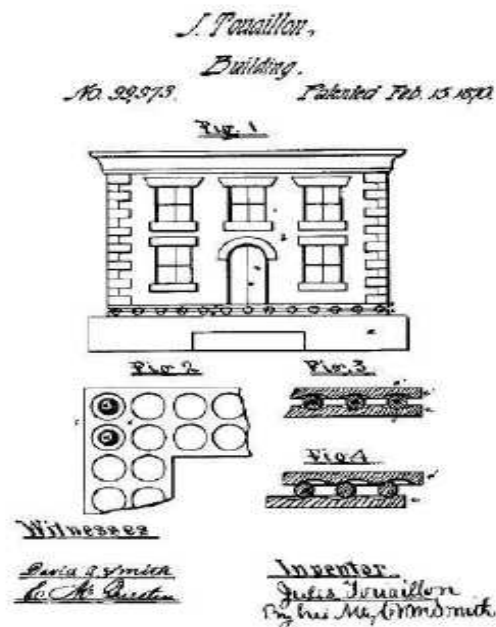


Figura 2-6 – Schematizzazione del prototipo di isolamento sismico ad opera di Touaillon - 1870

Ma fu solo nel 2001, ben 130 anni dopo, che l'idea di Touaillon divenne realtà grazie ad Hyakuda et Alii che sperimentarono il sistema denominato *Doppio Pendolo Concavo ad Attrito*.

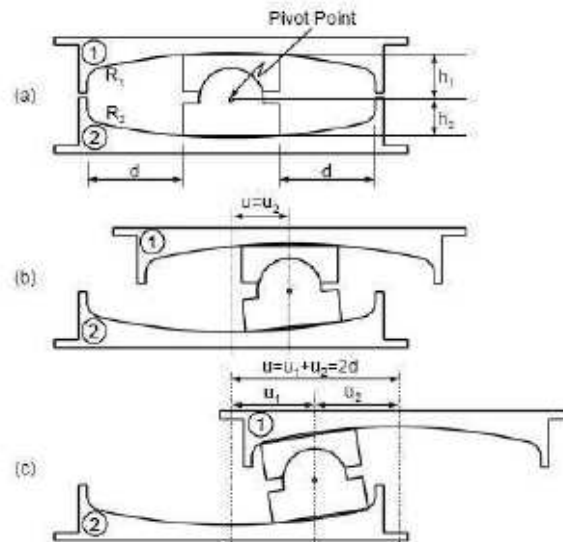


Figura 2-7 – Primo esempio di isolatore a pendolo

Nel 1891 K.Kawai propose l’inserimento di strati alternati di calcestruzzo e tronchi di legno alla base della struttura. Invece nel 1907 Jakob Bechtold suggeriva di realizzare uno strato isolante sotto la struttura fatta di un cuscino di sfere metalliche.

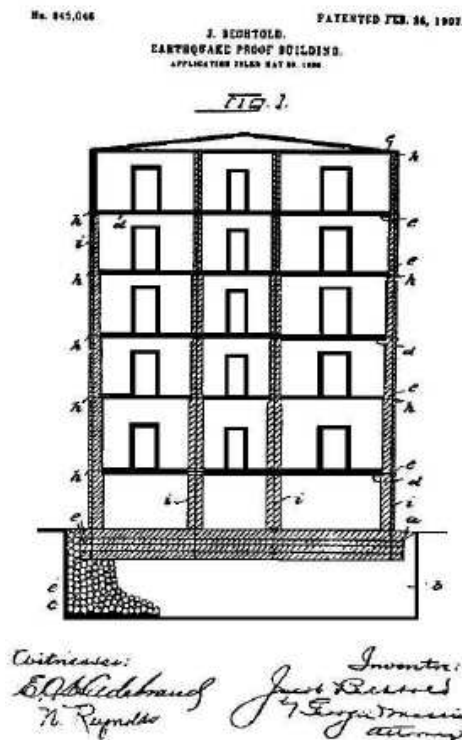


Figura 2-8 – Schematizzazione di isolamento sismico proposto da K. Kawai - 1891

Tuttavia il primo progetto vero e proprio arrivò nel 1909 ad opera del medico inglese J.A. Calantarients il quale propose la costruzione di un edificio su uno strato di sabbia fine e talco che permettesse all’edificio di scorrere in caso di sisma. Inoltre “il progettista” si spinse oltre ideando

ingegnose connessioni per le reti di gas e fognatura in modo da evitare danneggiamenti dovuti agli spostamenti.

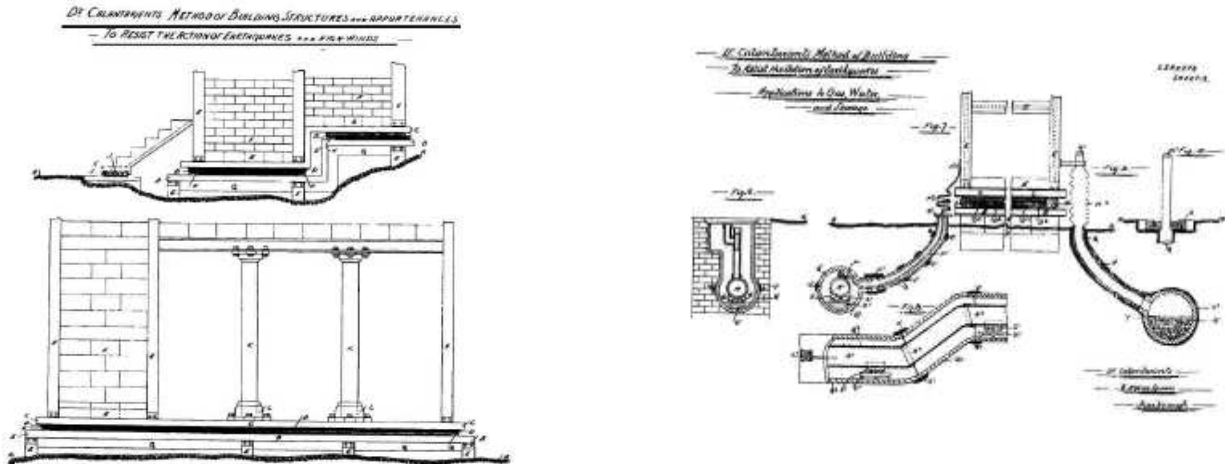


Figura 2-9 – Brevetto di sistema di isolamento sismico di J.A. Calantarients

Ma il progresso nel corso degli anni dell'isolamento delle strutture non fu sempre accompagnato da risultati positivi o se non altro deludenti ma anche catastrofici, infatti nel 1929 R.R.Martel propose un metodo definito “*Flexible first story concept*” che consisteva nell'introdurre delle colonne flessibili al primo piano in modo da allungare il periodo naturale della struttura. Ma questo altro non è che un meccanismo di piano soffice notoriamente deleterio ai fini della stabilità della struttura e questo fu da lì a poco chiaro anche a chi come Green e Jacobsen introdussero il concetto di assorbimento di energia plasticizzando le colonne al primo livello. Un esempio di collasso per piano soffice è rappresentato dall'ospedale Olive View di Los Angeles che collassò pochi mesi dopo il suo completamento a causa delle scosse del terremoto di San Ferdinando del 1971. Questo caso ha testimoniato chiaramente quanto sia inefficace isolare la struttura mediante il meccanismo di piano soffice.

Tuttavia la prima vera applicazione dell'era moderna risale al 1969 quando un gruppo di ingegneri svizzeri intervennero sulla scuola elementare *Johan Heinrich Pestalozzi* di Skopje, in Macedonia.



Figura 2-10 – Scuola isolata a Skopje

Il sistema di isolamento, chiaramente ancora rudimentale (illustrato nella figura sotto) fu denominato *Swiss Full Base Isolation 3D* ed era costituito da 5 semplici appoggi in gomma non armata ottenuti da fogli di gomma larghi 70 cm e spessi 7 cm, con rigidità verticale paragonabile a quella orizzontale. Questo aspetto si rivelò in seguito non del tutto soddisfacente perché l'elevata deformabilità verticale determina un accoppiamento fra il moto orizzontale della struttura e quello rotatorio con asse orizzontale cioè il rocking.

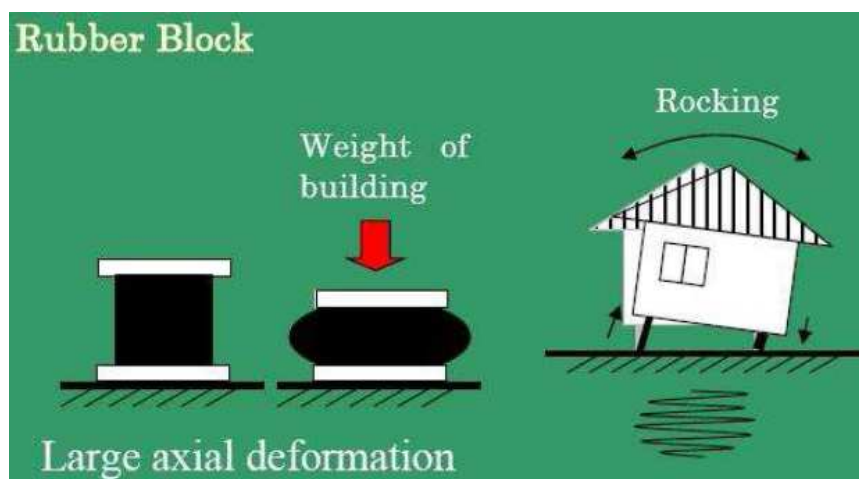


Figura 2-11 – Crisi dell'elastomero non confinato

Inoltre la bassa rigidità orizzontale costrinse i tecnici ad impiegare dei vincoli aggiuntivi realizzati con blocchi di vetro per far fronte agli spostamenti orizzontali di natura non sismica. Ma di lì a poco l'isolamento sismico divenne una realtà grazie alla produzione dei primi appoggi elastomerici armati prodotti in Inghilterra dalla MRPRA *Malaysian Rubber Producer's Research Association*, che per prima al mondo mise a punto un processo per la vulcanizzazione degli strati di gomma con i lamierini di acciaio.

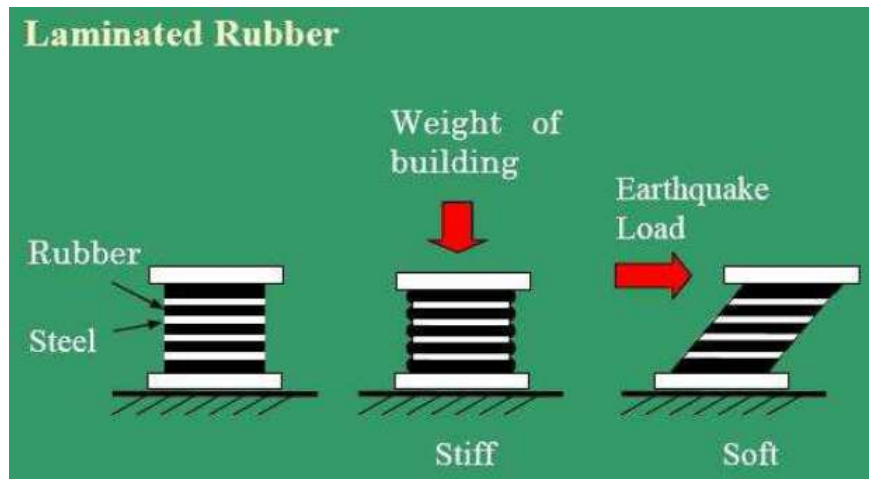


Figura 2-12 – Moderna concezione di isolatori elastomerici

In realtà già da tempo che alcuni studiosi si stavano interessando di isolatori in gomma ed acciaio, come **A. N. Gent** e **P. B. Lindley**, i quali si occuparono del problema facendo molte ricerche **dal 1958 al 1981**. Il loro interesse era rivolto alle principali caratteristiche della gomma mista a lamierini in acciaio e le sue proprietà in termini di tensioni, rottura, compressione pura, compressione e taglio.

Tuttavia la prima applicazione dell'era moderna può essere individuata in Francia sempre negli anni '70, quando si intervenne per proteggere una serie di centrali nucleari da terremoti di intensità pari a 0,2g. In questa occasione la scelta dell'isolamento sismico fu dettata dalla necessità di evitare modifiche consistenti alle strutture esistenti. Per l'occasione furono impiegati in primis isolatori in neoprene armata e successivamente per aree a maggiore intensità sismica, una combinazione di isolatori in gomma armata e dispositivi a scorrimento aventi un coefficiente d'attrito globale pari al 20%. Il sistema misto denominato *Electricite-de-France System* può essere schematizzato in questo modo:

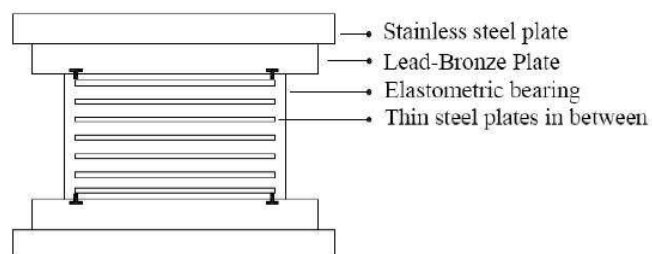


Figura 2-13 – Schematizzazione del sistema *Electricite de France System*

Come si può notare vi era un nucleo in neoprene con lamierini di acciaio, il tutto collegato a piatti di bronzo che a loro volta erano collegati a piatti di acciaio inossidabile. Il neoprene aveva

una capacità di spostamento limitata e quando si superava tale limite cominciava lo scorrimento dei piatti di acciaio su quelli di bronzo.

Per quanto riguarda l'applicazione ai ponti dell'isolamento sismico, la prima applicazione venne alla luce, sempre negli anni '70, in Nuova Zelanda quando al ponte sul fiume Rangitikei fu applicato un sistema di isolamento che si basava sull'accoppiamento di elementi flessibili con elementi dissipativi realizzati con barre sottoposte a torsione.



Figura 2-14 – Ponte Rangitikei in Nuova Zelanda, primo ponte isolato sismicamente

Alla fine degli '70 il concetto di isolamento sismico venne introdotto anche in Italia dove fu applicato a ponti e viadotti proprio nel periodo che vide fiorire lo sviluppo della rete autostradale. In pochi anni l'Italia acquisì la leadership mondiale nell'isolamento sismico. Comunque a partire dagli anni '80 la tecnica dell'isolamento sismico si diffuse in tutto il mondo, infatti negli USA e in Nuova Zelanda trovarono una vasta applicazione gli isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (HDRB) e gli isolatori con inserti in piombo (LRB) mentre in Giappone la soluzione inizialmente proposta puntava su isolatori a basso smorzamento (LDRB) con l'aggiunta di dissipatori di tipo viscoso o isteretici. Un forte impulso alla strategia dell'isolamento sismico venne dato a partire dalla metà degli anni '90 quando si verificarono due eventi sismici catastrofici: Northridge in California nel 1994 e Kobe in Giappone nel 1995. Dopo questi eventi tellurici si apprezzò direttamente sul campo la validità delle strutture isolate rispetto a quelle progettate in maniera convenzionale. Emblematico fu l'esempio di due ospedali realizzati nelle immediate vicinanze, nei pressi di Los Angeles: l'*Olive View Hospital* e l'*University Teaching Hospital*.





Figura 2-15 – Olive View Hospital

Il primo, un ospedale severamente danneggiato nel 1971 che poi fu ricostruito con una struttura di tipo convenzionale, fu severamente danneggiato nelle finiture e nelle attrezzature tanto che fu completamente evacuato perché non era più possibile nessuna attività assistenziale, mentre il secondo mantenne la sua piena funzionalità al punto da dover ospitare anche i degenti dell'altra struttura sanitaria. Altro caso di notevole interesse è rappresentato dal grande complesso del ministero delle telecomunicazioni della prefettura di *Sanda City*, il più grande edificio isolato dell'epoca che pur essendo situati a 30 km dall'epicentro del terremoto del Kobe non subì il minimo danno.

Tutto ciò ha portato ad uno sviluppo di moderni apparecchi ed importantissime applicazioni, basti pensare che solo in Giappone negli ultimi 20 anni sono stati realizzati più di 2000 ponti e viadotti isolati con l'adozione di dispositivi elastomerici ad elevato smorzamento invertendo così la tendenza precedente che vedeva la diffusione di dispositivi di isolamento basati sulla dissipazione di energia di tipo elasto-plastico attraverso la plasticizzazione dell'acciaio. In Europa a partire dal 2000 sono oltre 200 le nuove applicazioni di ponti e viadotti isolati. A titolo di curiosità si riporta l'esempio di un avveniristico edificio in corso di realizzazione a Tokyo, dove si sta realizzando una costruzione di un enorme piastrone d'acciaio di 12349 mq di superficie poggiato su isolatori antisismici, sul quale poggeranno 21 edifici residenziali alti dai 6 ai 14 piani. Il piastrone è sorretto da 242 isolatori che determinano un periodo di 6,7 sec ed uno spostamento di progetto di ben 800 mm. Il sistema di isolamento è formato da una combinazione di isolatori scorrevoli e in gomma ad elevato smorzamento (LRB). Una ulteriore opera avveniristica sta sorgendo nella Repubblica Popolare Cinese dove si stanno realizzando 50 edifici isolati alla base alti 7-9 piani tutti costruiti su una unica sottostruttura a 2 piani di 3 kmq che contiene tutti i servizi e le infrastrutture. Notevole è anche l'impiego dell'isolamento per

l'adeguamento sismico di strutture esistenti, nelle quali l'isolamento sismico permette di raggiungere livelli di sicurezza elevati.



Figura 2-16 – *City Hall di Oakland*

In questo caso possiamo ricordare l'intervento che riguardò la *City Hall di Oakland*, un edificio costruito nel 1914 e di grande interesse storico perché fu il primo edificio governativo degli Stati Uniti per cui occorreva preservare sia l'architettura interna che l'impostazione storica della struttura. L'edificio che subì pesanti danni dopo il sisma di Loma Prieta del 1989, venne adeguato attraverso l'impiego di 111 isolatori in gomma armata di cui 36 con nucleo in piombo del tipo LRB. L'inserimento dei dispositivi avvenne con taglio delle colonne al primo piano e temporaneo impiego di martinetti idraulici.



Figura 2-17 – *San Francisco City Hall*

Degno di nota è anche l'intervento di adeguamento della *San Francisco City Hall*. L'edificio, costruito nel 1915 presentava problemi di discontinuità strutturale ai quali si univa la presenza di un piano soffice andando così a complicare il comportamento dinamico della struttura. Tuttavia



dopo una serie di proposte al vaglio degli ingegneri quella della base isolata presentava i migliori vantaggi.

Infine si ricordano gli interventi alla *Los Angeles City Hall*, costruito nel 1926 ed isolato dopo il terremoto di Northridge del 1994 e l'isolamento della *Salt Lake City Hall* che venne edificato addirittura nel 1891 ed adeguato sismicamente dopo l'evento tellurico di Idhao del 1981.

In Italia l'isolamento sismico ha vissuto fasi alterne. L'inizio è da far risalire all'indomani del terremoto del Friuli (1976) durante il quale si notò come il viadotto del Somplago protetto attraverso un sistema di isolamento relativamente semplice fu l'unica opera, tra quelle in costruzione nel tronco autostradale Udine-Carnia a non aver subito anni.



Figura 2-18 – Viadotto Somplago

Dopo questa esperienza la Società Autostrade si convinse a prescrivere l'adozione dell'isolamento sismico ma con tecnologie più efficaci. La testimonianza di questa filosofia del costruire è data dalla emanazione delle *“Istruzioni per la progettazione antisismica dei ponti con l'impiego di dispositivi isolatori/dissipatori”* tra le prime al mondo. Così nel decennio successivo, comprese gli adeguamenti ad opere esistenti, furono in totale oltre 150 le applicazioni per un totale di 150.000 metri lineari di impalcato. Infine va sottolineato come un ulteriore impulso all'isolamento sia stata fornita dall'entrata in vigore del OPCM 3274 del'8 Maggio 2003 che ha liberalizzato e semplificato l'uso dell'isolamento sismico.

#### 2.2.4 Dispositivi di isolamento

I dispositivi di isolamento, oltre alla capacità di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti, devono essere caratterizzati da elevata deformabilità sul piano orizzontale, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali non sismiche ed in particolare del vento, capacità



dissipativa e di ricentraggio a seguito di un'azione orizzontale e facilità di installazione e ispezione.

Gli isolatori di interesse per ponti e viadotti possono essere sostanzialmente inquadrati in due categorie: gli isolatori elastomerici e gli isolatori a scorrimento.

Gli isolatori elastomerici possono essere suddivisi in due tipi:

- isolatori realizzati in elastomero (a basso o ad alto smorzamento) armato con lamierini metallici, che sono i più semplici e i più collaudati;
- isolatori elastomerici con nucleo interno di piombo che aumenta la capacità dissipativa.

Gli isolatori a scorrimento possono essere:

- a scorrimento su superfici piane ad attrito radente con o senza lubrificazione; questi isolatori necessitano di un sistema elastico di ricentramento dopo il sisma e possono essere associati ad isolatori elastomerici che assolvono tale funzione;
- a pendolo scorrevole, semplice, doppio o triplo, sempre a scorrimento come i precedenti, ma lo scorrimento avviene su superfici sferiche il che favorisce il ricentramento della struttura dopo il sisma.

Le normative di riferimento per gli isolatori sono le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, la relativa Circolare e le normative europee EN 1337-3 (Appoggi strutturali) e EN 15129 (Dispositivi antisismici).

### **2.2.5 Isolatori elastomerici**

Gli appoggi elastomerici sono impiegati ormai da circa 40 anni per isolare le strutture da ponte dalle forze laterali dovute al ritiro e dalla viscosità della sovrastruttura ma solo a partire dagli ultimi 15-20 anni essi vengono utilizzati per disaccoppiare l'impalcato dal moto sismico del suolo.

I maggiori componenti di questo sistema di isolamento sono gli isolatori in gomma armata. Questi sono realizzati alternando strati di gomma ovvero di elastomero e strati di acciaio tenuti insieme grazie ad un processo di vulcanizzazione che garantisce la perfetta aderenza tra i due materiali anche sotto forti deformazioni. È chiaro che l'installazione di un certo numero di isolatori elastomerici all'interno della struttura ne aumenta sensibilmente la flessibilità e garantisce uno smorzamento isteretico a viscoso a seconda delle proprietà meccaniche della gomma, soprattutto se si impiegano elastomeri ad alto smorzamento, o dalla possibilità di



inserire degli inserti in piombo capaci di provvedere ad un ampio smorzamento e fornire una grande rigidità iniziale importantissima per i carichi non sismici.

Gli strati di elastomero, che in generale presentano spessori variabili dai 5 ai 20 mm permettono al dispositivo di avere una moderata rigidità laterale così da essere deformabili mentre i lamierini di acciaio, che generalmente sono realizzati in acciaio S235 per uno spessore minimo stabilito da normativa non inferiore ai 2 mm, hanno spessori che vanno dai 2 ai 6 mm e hanno la funzione fondamentale di confinare lo strato di elastomero in modo da limitare la deformabilità verticale. Oggi esistono numerose varianti di questi isolatori ottenuti attraverso l'uso di speciali mescole additivate con particelle di carbonio (HDRB, High Damper Rubber Bearings) o attraverso l'inserimento di elementi metallici o leghe particolari in maniera da aumentare le capacità dissipative e la rigidità verticale nonché assicurare una buona rigidità sotto azioni orizzontali non sismiche come il vento. Alcune problematiche sono comunque comuni a tutti i dispositivi di isolamento in gomma, in particolare:

- La stabilità del dispositivo sotto compressione e taglio;
- L'aumento di deformazione della gomma sotto carico costante;
- L'efficacia dell'aderenza acciaio-elastomero ad elevati spostamenti;
- Le variazioni del comportamento meccanico dell'elastomero con la temperatura, la frequenza di oscillazione e l'effetto delle condizioni ambientali che comporta un invecchiamento della mescola.

Proprio per l'effetto che l'invecchiamento ha sui parametri meccanici del dispositivo potrebbe compromettere la prestazione dell'isolatore quando questo venga chiamato in causa, molte normative e anche quella italiana prescrivono di eseguire due analisi differenti: una con i valori massimi e l'altra con i valori minimi cioè "*Upper and Lower Design Properties*" per mettere in conto i valori massimi e minimi dei parametri che influenzano il comportamento meccanico del dispositivo in diverse condizioni di lavoro con particolare riferimento agli effetti della temperatura e dell'invecchiamento. Inoltre molte raccomandazioni fissano il limite di vita utile degli isolatori in non più di 60 anni prevedendo anche la stesura di un apposito piano di manutenzione del dispositivo stesso.

Gli isolatori elastomerici sono caratterizzati dalla riduzione della capacità di carico verticale all'aumentare dello spostamento orizzontale a cui sono soggetti questo perché lo spostamento da un lato induce una deformazione a taglio e dall'altra riduce la superficie di impronta effettiva. In particolare da diverse esperienze condotte in vari laboratori è risultato come la capacità di carico verticale di isolatori elastomerici si riduca rapidamente all'aumentare dello spostamento orizzontale applicato.

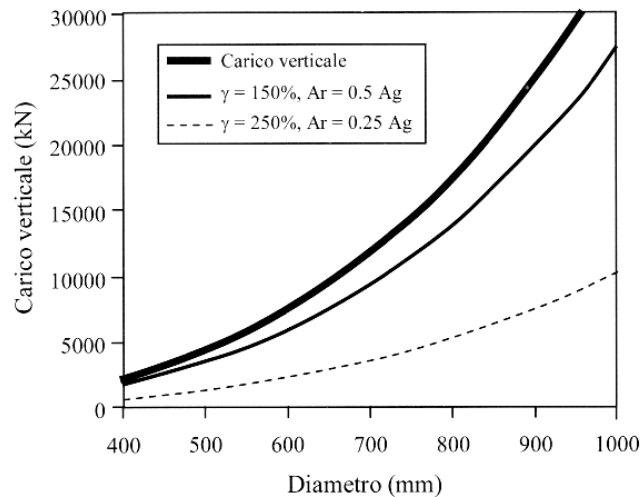


Figura 2-19 – Capacità di carico verticale in funzione della deformazione

Chiaramente ciò rende difficile la progettazione di questi dispositivi soprattutto nelle zone ad elevata sismicità e laddove ci sono notevoli variazioni di carico assiale proprio come nel caso di ponti e viadotti.

Esistono sostanzialmente 3 tipi di isolatori elastomerici attualmente in commercio:

- Isolatori in gomma armata a basso smorzamento(RB);
- Isolatori in gomma armata ad elevato smorzamento(HDRB);
- Isolatori i gomma armata con nucleo in piombo o altri materiali dissipativi(LRB).

### 2.2.5.1 Proprietà degli elastomeri

Gli elastomeri sono materiali composti da polimeri, fillers, oli, antiozonanti e altri elementi ancora miscelati e vulcanizzati in modo da creare una rete tridimensionale indipendente dalla macromolecola primaria. Gli elastomeri possono essere allungati o schiacciati notevolmente per poter poi tornare rapidamente alla lunghezza iniziale (elasticità). Questo perché le molecole in una porzione di “gomma”, qualsiasi tipo di gomma, non sono ordinate ma si aggrovigliano una con l'altra in una massa disordinata. Durante l'allungamento di un elastomero le molecole vengono rimescolate: le molecole sono obbligate ad allinearsi nella direzione in cui avviene la trazione e così facendo diventano più ordinate. Se le si allunga a sufficienza le catene si allineeranno per cristallizzarsi.

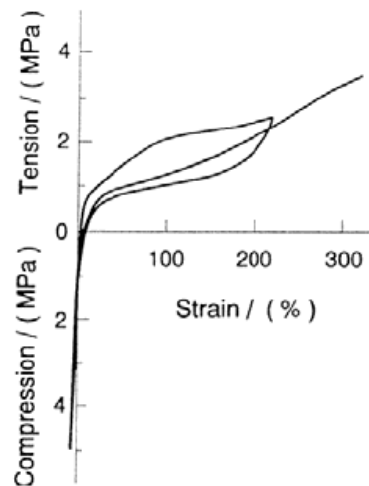


Figura 2-20 – Diagramma sforzo-deformazione elastomero

Nelle applicazioni ingegneristiche i più comuni elastomeri utilizzati sono le gomme naturali, il neoprene e il nitrile, spesso identificate dalla loro durezza che può direttamente essere relazionata alle proprietà primarie così come il modulo di taglio e di compressione. Altre proprietà sono lo sforzo di trazione e l'energia dissipata. Queste caratteristiche sono controllate aggiungendo alla miscela una certa quantità di agente fillerizzante come le particelle di carbone nero.

Nella valutazione, invece, della risposta verticale dell'appoggio elastomerico occorre considerare la differente rigidezza della gomma quando è in compressione o in trazione, come si nota dalla figura sopra. Inoltre a questo bisogna aggiungere che l'elastomero subisce dei mutamenti delle caratteristiche meccaniche dovute agli effetti ambientali come l'ozono, la corrosione e la temperatura a cui è soggetto.

I principali parametri che vengono utilizzati nella progettazione degli isolatori laminati sono:

- Capacità di carico verticale;
- Rigidezza verticale ed orizzontale;
- Il periodo laterale;
- La capacità di smorzamento;
- Lo spostamento ammissibile.

Di seguito si descrivono nel dettaglio tutti questi parametri.

### 2.2.5.2 Capacità di carico verticale

Fino a quando il comportamento orizzontale associato al carico verticale governa lo sforzo nell'isolatore, la capacità di carico verticale dipende direttamente dal modulo di taglio e dal livello di deformazione. Indicando con  $W$  il carico verticale sul dispositivo si ha:

$$W < A' \cdot G \cdot S \cdot \gamma_c \quad [2.1]$$

Dove  $G$  è il modulo di taglio dell'elastomero, variabile a seconda della mescola da 0,4 MPa a 1,4 MPa,  $S$  rappresenta il fattore di forma dell'isolatore ed è dato dal rapporto fra il diametro  $D$  e 4 volte lo spessore del singolo strato di elastomero  $t_i$ .  $A'$  indica l'area ridotta del dispositivo quando questo è soggetto allo spostamento, generalmente è compreso nell'intervallo 0,4 $A$  e 0,7 $A$  mentre  $\gamma_c$  è la deformazione a taglio del dispositivo che vale  $6S\varepsilon_c$ , dove  $\varepsilon_c$  indica la deformazione a compressione della gomma oppure, se si assume che l'elastomero sia incompressibile,  $\gamma_c=0,2\varepsilon_z$  dove  $\varepsilon_z$  rappresenta la deformazione a rottura della gomma tipicamente racchiusa nell'intervallo da 4,5 a 7.

Lo sforzo normale valutato rispetto all'area lorda del dispositivo dovrebbe essere compresa fra 5-10 MPa a seconda della mescola.

Per quanto riguarda la stabilità dell'isolatore sotto i carichi verticali si distinguono in genere due forme di instabilità, a seconda della tipologia di connessione alla struttura:

- *Instabilità di Eulero*, per appoggi confinati e capaci di sostenere anche una lieve trazione;
- *Instabilità di Rollout*, per appoggi con doweled.

Anche se recenti prove di laboratorio hanno dimostrato come l'elastomero sia capace di resistere a piccole trazioni nella pratica progettuale si adotta, in modo conservativo, il valore di *Rollout* come spostamento limite anche nel caso di appoggi confinati.

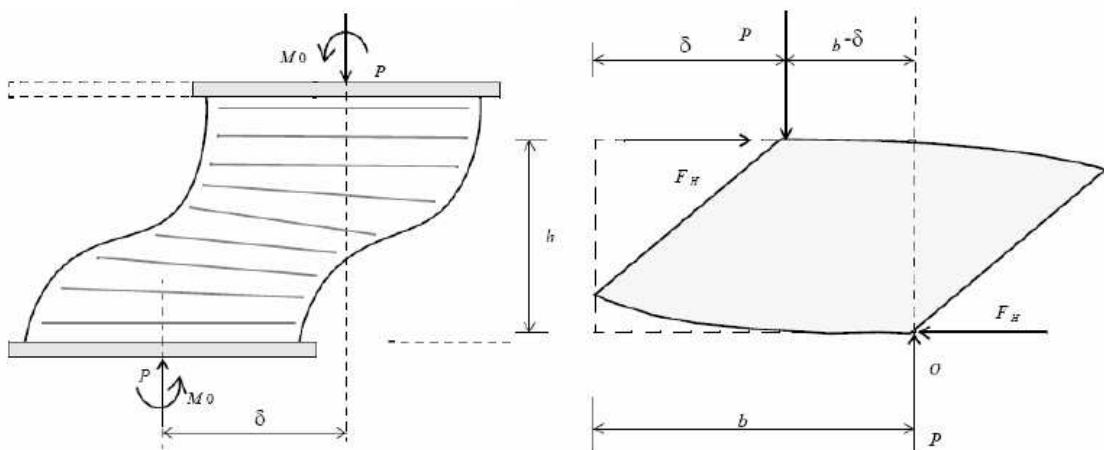


Figura 2-21 – Fenomeni di instabilità isolatori





### 2.2.5.3 Rigidezza orizzontale $K_b$ e periodo $T_b$

La rigidezza orizzontale dell'isolatore può essere facilmente calcolata dalla seguente equazione:

$$K_b = \frac{G \cdot A}{h} \quad [2.2]$$

in cui  $G$  ed  $A$  hanno lo stesso significato visto sopra mentre  $h$  rappresenta l'altezza totale dell'elastomero.

Volendo calcolare il periodo dato dall'isolatore avremo:

$$T_b = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_b}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_b}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gGA}} h \quad [2.3]$$

sostituendo a  $W$  il valore massimo ammissibile si ha:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{S \cdot h \cdot A' \cdot \gamma_c}{A \cdot g}} \quad [2.4]$$

Di solito nelle applicazioni correnti i valori di  $K_b$  si aggirano tra 1-2 kN/mm con periodi di vibrazione compresi fra 2-3 sec. Per poter controllare la rigidezza orizzontale e il periodo bisogna agire sull'altezza dell'isolatore e sul fattore di forma, considerando che quest'ultimo ha un notevole peso.

Tuttavia ci sono alcune riduzioni per quel che riguarda l'altezza degli isolatori, in parte dovuti all'azione flessionale ed in parte dovute all'aumento della tensione di compressione per effetto della riduzione dell'area caricata.

### 2.2.5.4 Spostamento sismico ammissibile

Il massimo spostamento sismico ammissibile  $\Delta_b$  è dato dalla seguente relazione:  $\Delta_b = h \cdot \lambda_s$ , dove  $h$  è l'altezza totale dell'elastomero e  $\lambda_s$  la deformazione a taglio dello stesso. Il limite per  $\lambda_s$  dipende da quanto concorre alla deformazione a taglio il carico verticale dato che il dispositivo deve resistere alla deformazione impressa dal peso strutturale  $\gamma_w$  e dallo spostamento sismico  $\gamma_s$ . Di solito un valore raccomandato per la deformazione dovuta al carico verticale è data da:

$$\gamma_w = 0,2 \cdot \varepsilon_z \quad [2.5]$$

in cui  $\varepsilon_z$  è la deformazione a rottura per trazione variabile tra 4,5 e 7.

Sotto la combinazione di momenti alle estremità e forze di trazione l'elastomero subisce elevate tensioni di trazione il cui principale effetto è quello di ridurre la rigidezza assiale mentre per quella orizzontale non ci sono grossi problemi. Per questo motivo durante la progettazione si cerca di evitare che il dispositivo sia soggetto a sforzi di trazione o almeno che lo sia solo occasionalmente e per scongiurare questa situazione si raccomanda di adottare un valore del

coefficiente  $A'/A$  compreso tra 0,5 e 0,7. Alla luce di quest'ultima annotazione il massimo spostamento ammissibile per un isolatore circolare è dato dalla seguente espressione:

$$\Delta_b = 0,8 \cdot D \cdot \left(1 - \frac{A'}{A}\right) \quad [2.6]$$

### 2.2.5.5 Isolatori HDRB

Gli isolatori in gomma armata ad elevato smorzamento, detti anche HDRB cioè *High Damper Rubber Bearings*, sono ottenuti aggiungendo alla mescola della gomma opportuni additivi come resine, oli e carbon black che hanno lo scopo di aumentare lo smorzamento del dispositivo fino a valori compresi tra il 10% e il 20%. In questo modo il dispositivo è in grado di dissipare buona parte dell'energia immessa nel sistema e quindi può costituire da solo un sistema di isolamento completo senza ulteriori



Figura 2-22 Spaccato Isolatore HDRB

apparecchi predisposti per lo smorzamento. L'energia dissipata è in parte viscosa, cioè lineare con lo spostamento e questo implica una certa dipendenza dei parametri che descrivono il comportamento meccanico dalla frequenza di oscillazione dell'edificio. A questo va aggiunta anche una certa influenza della temperatura sulla prestazione del dispositivo. I parametri più significativi nella progettazione di un isolatore di questo tipo sono il modulo dinamico a taglio  $G_{din}$  e lo smorzamento  $\xi$ . Purtroppo entrambe queste caratteristiche sono dipendenti dalla deformazione a taglio  $\gamma$  data dal rapporto tra lo spostamento del dispositivo e la sua altezza. Infatti a bassi livelli di deformazione, vale a dire  $\gamma < 10\%$  il modulo di taglio risulta piuttosto elevato anche 5-10 volte maggiore di quello relativo ai livelli di deformazione raggiunti in fase sismica tipicamente tra il 100-150%. Se poi si va ad indagare sul comportamento dopo diversi cicli forza-spostamento si nota come oltre certi livelli di deformazione il modulo di taglio cresce nuovamente manifestando un certo incrudimento.

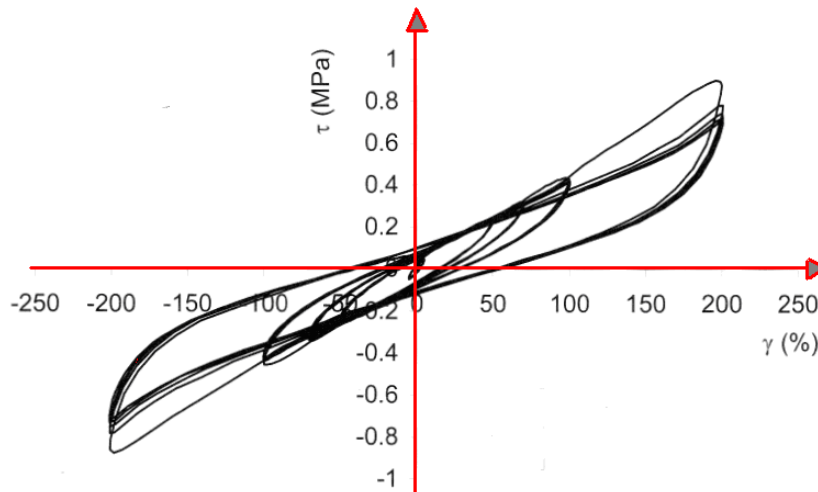


Figura 2-23 – Tipico ciclo di isteresi di un isolatore HDRB

Questo aspetto sembrerebbe positivo in quanto andrebbe a limitare gli spostamenti oltre un certo livello di deformazione però nello stesso tempo potrebbe generare nella pila da ponte un incremento di taglio oltre quanto previsto in sede di progettazione con un risultato tutt'altro che positivo. Sempre dall'analisi della figura sopra si noti come la rigidità iniziale sia molto elevata garantendo in questo modo un buon comportamento nei confronti dei carichi orizzontale non sismici senza dover impiegare ulteriori dispositivi. Anche per quelle che possono essere considerati proprietà opzionali come il ricentraggio può essere soddisfatto dagli HDRB grazie al loro comportamento quasi elastico. Un ulteriore problema di questo genere di dispositivo è rappresentato dalla instabilità del comportamento meccanico dopo vari cicli di deformazione. Infatti all'interno dell'elastomero si ha un cambiamento della struttura molecolare che genera un fenomeno definito *scragging* per cui dopo i primi 2-3 cicli, durante i quali si registra un calo delle proprietà meccaniche, si stabilizza il comportamento del dispositivo per deformazioni minori o uguali a quelle dello *scragging*. Questo calo di prestazione è tanto maggiore quanto più risulta elevata la deformazione a taglio e inoltre tale fenomeno fa capire il motivo per il quale la normativa suggerisce di determinare i parametri di progetto più importanti al 3° ciclo di deformazione.

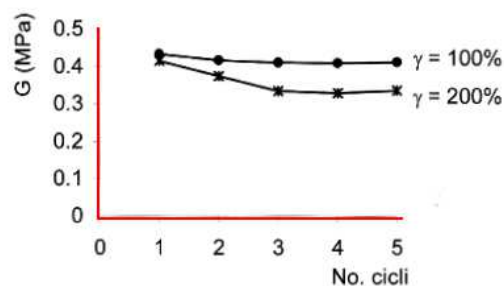


Figura 2-24 – Variabilità del parametro G in base al livello di deformazione e numero di cicli

### 2.2.5.6 Isolatori LRB

Gli isolatori in gomma armata con nucleo in piombo utilizzano un inserto cilindrico in materiale metallico per ottenere la necessaria rigidità ai carichi orizzontali di servizio, come il vento e l'azione di frenamento nei ponti, insieme ad una elevata capacità dissipativa. Il comportamento meccanico globale di questi dispositivi risulta dalla combinazione di quello elastico lineare degli strati di elastomero a basso smorzamento e di quello elastico-plastico del nucleo in piombo sottoposto a regime di sforzi taglienti, che sono responsabili di una deformazione a taglio garantita dall'azione di confinamento delle piastre di acciaio. Naturalmente rispetto agli HDRB lo smorzamento viscoso equivalente associato ai cicli di isteresi è molto maggiore, nell'ordine del 10%-35% a seconda dello spostamento imposto e dalla dimensione dell'inserto in piombo. Anche per questo isolatore la rigidità secante e lo smorzamento viscoso equivalente risultano funzione del numero di cicli applicati. Infatti sia la rigidità che l'energia dissipata diminuiscono sensibilmente tendendo a stabilizzarsi solo dopo 10-15 cicli di deformazione manifestando quindi un fenomeno simile a quello dello *scragging* ma con effetti più marcati e dipendenti anche dalle dimensioni del dispositivo e del nucleo in piombo. Tuttavia se si ripetono tutta la serie di cicli dopo un po' di tempo, che può variare da pochi minuti ad alcuni giorni, si nota un recupero delle caratteristiche iniziali grazie al surriscaldamento del nucleo in piombo avvenuto durante i cicli di oscillazione della struttura. Oggi per limitare i fenomeni di instabilità del comportamento meccanico ed ottenere sempre una elevata capacità dissipativa si possono utilizzare in sostituzione del nucleo in piombo materiali polimerici ad elevata viscosità che mostrano valori della rigidità secante e di smorzamento equivalenti molto più stabili con l'aumentare dei cicli di carico.



Figura 2-25 Spaccato Isolatore LRB

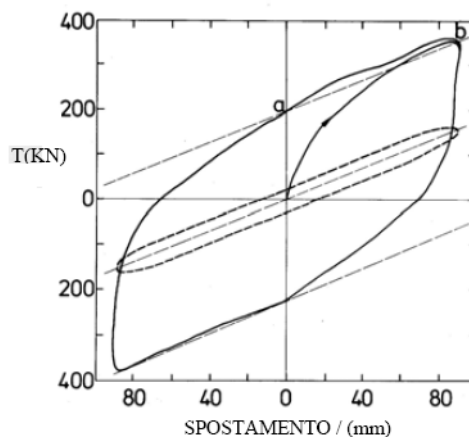


Figura 2-26 – Tipico ciclo di isteresi di un isolatore LRB

### 2.2.6 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento consistono in supporti scorrevoli che forniscono una forza di natura attrittiva. I moderni appoggi a scorrimento sono definiti attraverso una superficie sulla quale avviene lo scorrimento vero e proprio ed un elemento rotazionale, necessario per mantenere pienamente il contatto con l'interfaccia di scorrimento. Di fondamentale importanza risulta il materiale con il quale viene realizzata l'interfaccia di scorrimento e dalla quale derivano gran parte delle caratteristiche performanti del dispositivo. I materiali maggiormente utilizzati sono:

- *Politetrafluoroetilene (PTFE) non lubrificato*: l'interfaccia non lubrificata è realizzata in acciaio austenitico lucido a contatto con PTFE o materiale simile;
- *PTFE lubrificato*: anche in questo caso l'interfaccia è costituita da acciaio austenitico lucidato a contatto con PTFE mentre il lubrificante è fornito da grasso immagazzinato in appositi alloggiamenti;
- *Interfaccia bimetallica*: l'interfaccia, sempre realizzata in acciaio inox, è a contatto con bronzo o materiale simile impregnato con materiale come il piombo, PTFE o grafite.

In generale gli appoggi in PTFE-acciaio inox sono ampiamente utilizzati nella progettazione di ponti in quanto permettono piccoli spostamenti dovuti alle deformazioni termiche. Il coefficiente di attrito del PTFE sull'acciaio è di circa 0,02 per superficie lubrificate e di 0,03 per superficie non lubrificate considerando però piccole percentuali di scorrimento ma se si tiene conto delle tipiche velocità sismiche e della pressione negli appoggi da ponte si arriva fino a valori di 0,10-0,15.

Osservando il diagramma forza-spostamenti di dispositivi di questo genere si nota che, avendo una forma sostanzialmente rettangolare essi riescono a dissipare una grande quantità di

energia attraverso uno smorzamento isteretico ma purtroppo non sono in grado di fornire una adeguata capacità ricentrante al sistema. Questa mancanza porta spesso ad accoppiare i dispositivi a scorrimento con altri apparecchi come appoggi in gomma o ammortizzatori in acciaio, comunque elementi che abbiano una capacità ricentrante. Nel caso dell'utilizzo congiunto di dispositivi a scorrimento e smorzatori visco-elastici, il carico verticale è portato dai dispositivi PTFE cercando di mantenere il più basso possibile il coefficiente di attrito mentre la forza ricentrante e ogni ulteriore smorzamento è esibita dall'elemento visco-elastico. Nel caso dell'accoppiamento con appoggi in gomma le alternative di installazione sono due: montati in parallelo di modo che gli appoggi elastomerici concorrono a portare il carico verticale oppure possono essere montati in serie per fornire una certa flessibilità al sistema per livelli di forza più bassi rispetto alle forze degli appoggi a scorrimento. Inoltre gli appoggi a scorrimento possono essere impiegati, attraverso una attenta definizione della forza di attrito, per sconnettere dal sistema quegli elementi con una minore capacità resistente che nel caso dei ponti potrebbero essere alcune pile e permettere loro di restare sostanzialmente in campo elastico anche sotto azioni sismiche di una certa intensità.

### 2.2.6.1 Isolatori a pendolo: Friction Pendulum System

Il sistema FPS è un dispositivo a scorrimento ricentrante che si basa sul principio del moto del pendolo. Esso è formato da due superfici di scorrimento di cui una a forma di calotta sferica in acciaio sulla quale scorre un elemento articolato coperto da teflon e realizzato in materiale composito ad alta capacità portante.

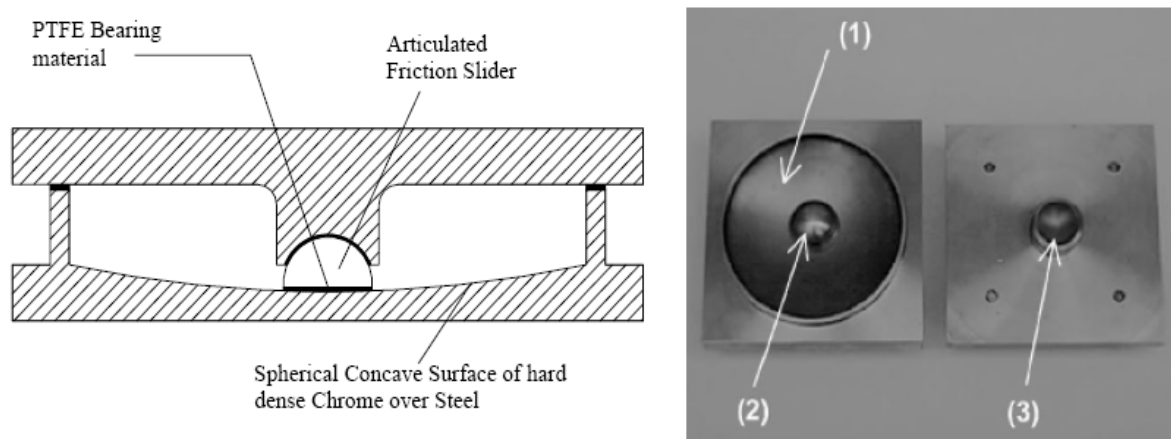


Figura 2-27 – Elementi costitutivi isolatori a Friction Pendulum

Naturalmente questo elemento di contatto deve in ogni occasione garantire una perfetta aderenza alla calotta sferica ed essere libero di ruotare. Durante il movimento sismico oltre alla traslazione orizzontale la struttura viene anche sollevata perché l'isolatore si muove su una

superficie curva inoltre durante questo movimento viene dissipata una grossa quantità di energia dovuta all'attrito fra le superfici a contatto. Una caratteristica peculiare del sistema FPS è legata al periodo di vibrazione della struttura  $T$ , il quale dipende solamente dal raggio della calotta sferica  $R_0$  e si ottiene dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R_0}{g}} \quad [2.7]$$

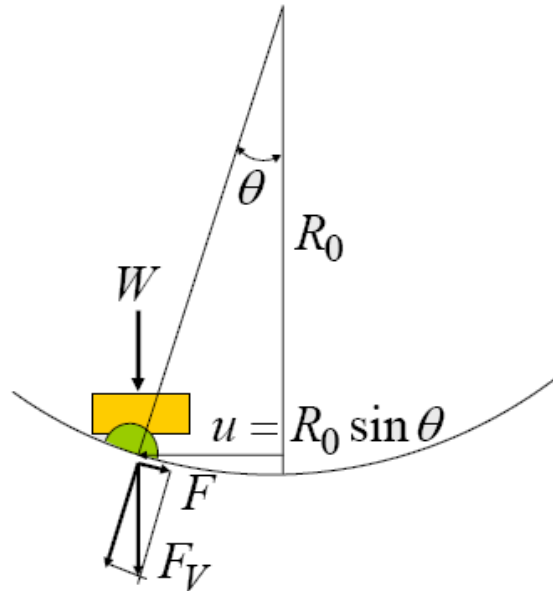


Figura 2-28 – Elementi costitutivi isolatori a Friction Pendulum

Con riferimento alla figura 2-28 si può dimostrare facilmente la formulazione riportata sopra.

Infatti dall'analisi di un sistema SDOF si ricava che  $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$  ma essendo il carico totale che

grava sull'isolatore pari a  $W$  avremo:  $M = \frac{W}{g} = \frac{F_v}{g}$  mentre la forza esercitata dall'isolatore

stesso sarà  $F = K \cdot u$  (2) dove:

$$F = F_v \cdot \text{sen } \vartheta \quad [2.8]$$

$$u = R_0 \cdot \text{sen } \vartheta \quad [2.9]$$

ma nell'ipotesi di piccoli spostamenti si può porre  $\text{sen } \vartheta \cong \vartheta$  da cui si ricava:

$$F \approx F_v \cdot \vartheta \quad [2.10]$$

$$u \approx R_0 \cdot \vartheta \quad [2.11]$$

Sostituendo nella (2) ricaviamo  $F_v \cdot \vartheta = K \cdot R_0 \cdot \vartheta \Rightarrow K = \frac{F_v}{R_0}$  da cui di ottiene

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R_0}{g}} \quad [2.7]$$

Considerando anche l'attrito sulle superfici del dispositivo si ha:

$$T_e = 2\pi \frac{1}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{N_{sd}}{g \cdot N_{sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{d}\right)}} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{d}\right)}} \quad [2.8]$$

Come si può notare, sia la rigidezza che lo smorzamento equivalente dipendono dallo spostamento, pertanto per arrivare a convergenza con l'equilibrio occorre iterare sullo spostamento.

Il comportamento e il progetto di questo dispositivo sono governati soltanto da due parametri:

- Il coefficiente di attrito  $\mu$ ;
- Il raggio della superficie sferica  $R_0$ .

Il coefficiente d'attrito, compreso grosso modo tra 5-7%, varia fortemente con la velocità del movimento e la pressione applicata all'isolatore ed inoltre risulta difficilmente controllabile. Tuttavia molte applicazioni hanno permesso di stabilire come questa variabilità influenzi in maniera lieve la risposta di picco dell'isolatore.

Il parametro fondamentale per il progettista è il raggio della calotta sferica  $R_0$  che definisce in maniera univoca il periodo di vibrazione e governa la rigidezza post movimento dell'isolatore. Valori di periodo  $T$  che generalmente si ottengono sono compresi tra 2-5 sec mentre la capacità di spostamento è dell'ordine di 1 m con l'unica limitazione che ne deriva riguarda lo spostamento verticale della struttura perché gli spostamenti sono in parte contenuti dall'azione di ricentraggio. Purtroppo anche le notevoli dimensioni di tali dispositivi rendono a volte difficile la fattibilità esecutiva dell'intervento

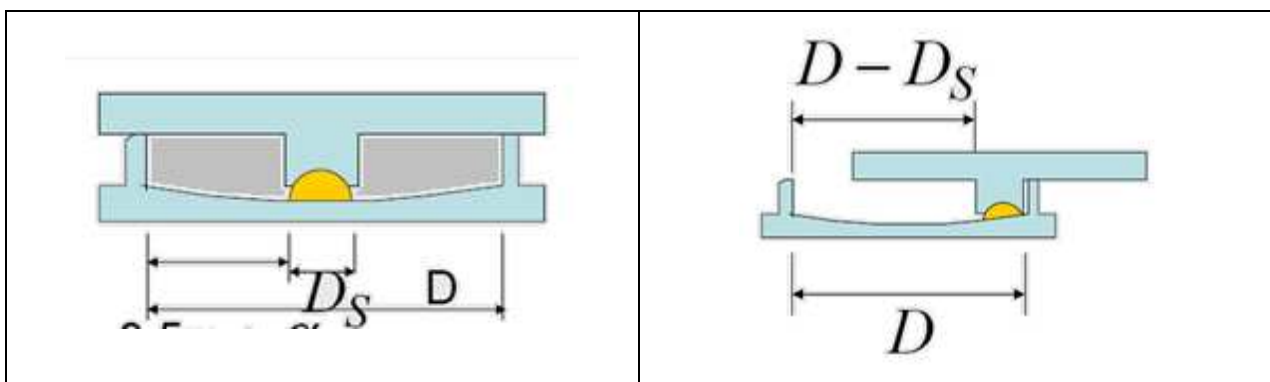


Figura 2-29 – Spostamento Friction Pendulum a doppia superficie di scorrimento

La forza risultante dall'isolatore si compone di 2 elementi, cioè la forza di ricentraggio data dalla componente tangenziale del peso proprio e la forza di attrito che si oppone sempre allo



scorrimento, in questo modo il contributo dato dalla forza di ricentraggio dipende anche dalla direzione del moto. Tuttavia il moto lungo una superficie concava produce un accoppiamento tra il moto orizzontale e quello verticale. Il più semplice legame costitutivo di questo tipo, ma anche quello più conosciuto, si basa su una analisi di un sistema bidimensionale ipotizzando piccoli spostamenti che porta alla seguente formulazione:

$$F = \frac{F_v}{R_0} \cdot x + \text{sign}(\dot{x}) \cdot \mu \cdot F_v \quad [2.9]$$

L'installazione di un dispositivo a scorrimento, di tipo tradizionale, concede due varianti, equivalenti dal punto di vista dell'isolamento ma diversi per gli effetti sulle componenti strutturali circostanti. Le opzioni di installazione sono:

- *Downward*, con la concavità verso l'alto;
- *Upward*, con la concavità verso il basso.

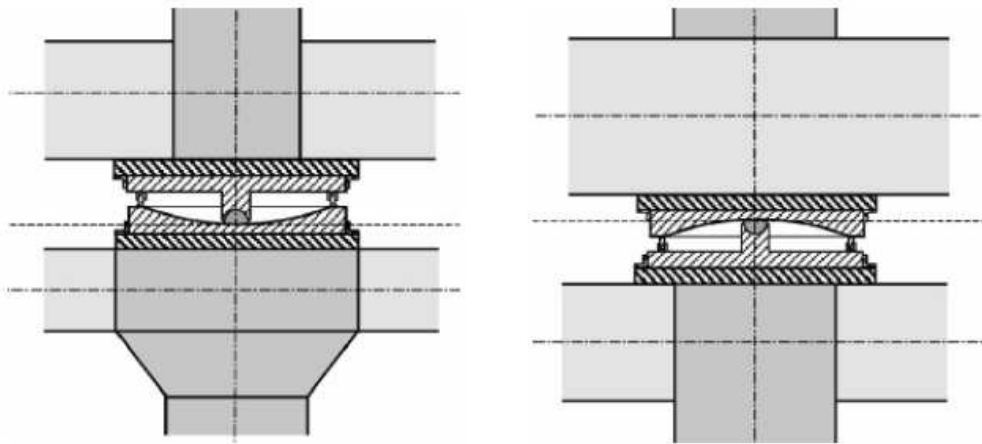


Figura 2.30 – Tipologia di installazione *downward* e *upward*

L'installazione *downward* trasmette alle pile l'effetto P-Δ mentre posizionando il dispositivo in modalità *upward* l'eccentricità di carico può indurre uno spostamento risultante sull'impalcato.

### 2.2.6.2 Comportamento isteretico

Il ciclo di isteresi di un isolatore FPS è generalmente approssimato usando un modello rigido plastico con un incrudimento post snervamento. Tuttavia descrivere in maniera dettagliata il ciclo di isteresi è molto complesso perché questo dipende da tutta una serie di parametri. In particolar modo la risposta del dispositivo risente fortemente della variazione di carico assiale inoltre sia la forza di snervamento che la rigidità post elastica sono influenzate dalla temperatura, anch'essa variabile nel corso dello spostamento dell'isolatore a causa dell'attrito che si sviluppa. Anche la rigidità dell'isolatore stesso sembra affetta dalla velocità di

scorrimento con valori che risultano incrementati anche del 10% rispetto al valore teorico. Un classico legame costitutivo per un sistema FPS è mostrato di seguito:

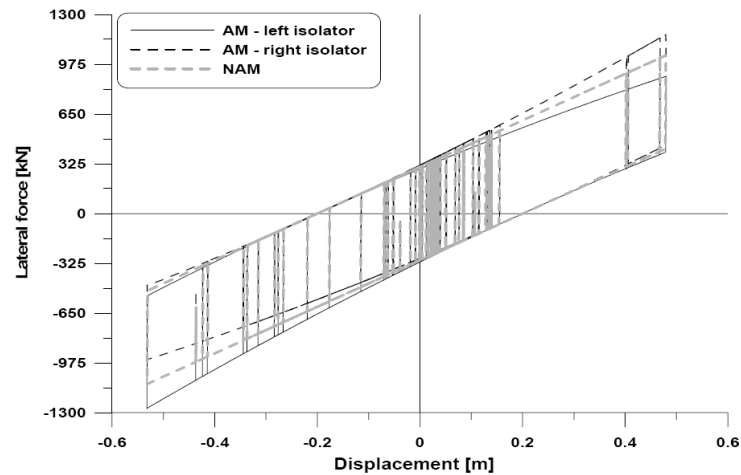


Figura 2.31 – Ciclo isteretico isolatore Friction Pendulum

Questo andamento molto regolare e di forma rettangolare in genere lo si ottiene omettendo l'attrito fra l'elemento che scorre sulla calotta sferica e il disco superiore del dispositivo inoltre si trascura il meccanismo di trasferimento della forza sulla superficie sferica che avviene in maniera non puntuale ma soprattutto non si tiene conto della variabilità del carico verticale che probabilmente devia questo comportamento sopra rappresentato più di ogni altro fattore.

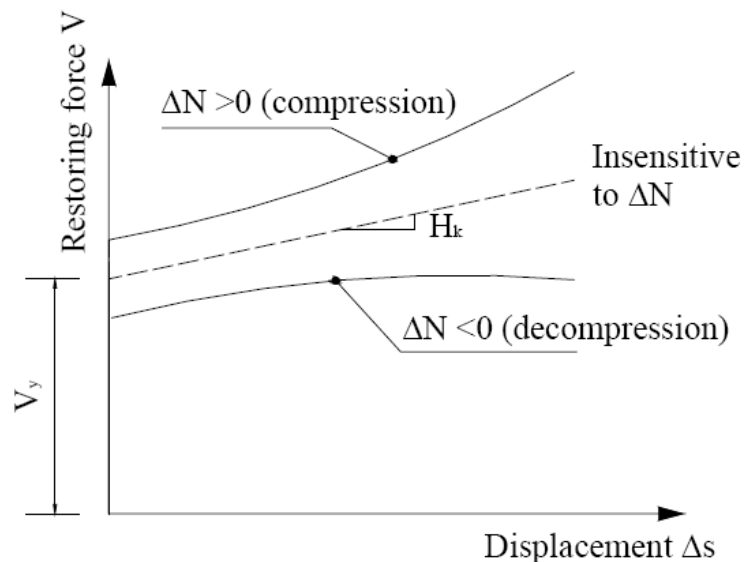


Figura 2.32 – Influenza del carico verticale sulla rigidità degli isolatori FPS

Molti studi sviluppati e formulazioni teoriche adottano modelli analitici semplificati capaci di cogliere il comportamento bilineare predominante del FPS e che ipotizzano piccoli spostamenti dell'isolatore anche se gli effetti P- $\Delta$  e i grandi spostamenti non sono affatto trascurabili. Per queste ragioni devono essere usati modelli basati su grandi spostamenti per i quali siano rilevanti



le considerazioni sui carichi verticali perché possono indurre effetti torsionali accidentali che non vengono presi in considerazione nella pratica progettuale. Infatti come si nota dalla figura sopra sia la forza di snervamento che la rigidità post-elastica sono funzioni del carico assiale e generano nel ciclo di isteresi un ramo non lineare. La figura mostra tre isolatori a confronto caratterizzati da sforzo normale crescente, decrescente e invariante. Innanzitutto si vede come la capacità di spostamento dell'isolatore non subisca cambiamenti al variare del carico assiale mentre il taglio richiesto in sommità della pila aumenta fino a valori del 60-70%.

La variazione del carico assiale è fortemente condizionata dalla configurazione geometrica del ponte e dall'entità del moto verticale del suolo. In particolare ampi valori della variazione del carico verticale si hanno quando il ponte presenta un raggio di curvatura piccolo e quando il rapporto tra la massa della pila e la massa dell'impalcato decresce rapidamente. Generalmente per ponti rettilinei le variazioni di carico sugli isolatori sono nell'ordine del 25-30%.

Un ulteriore fattore che influenza il valore di attrito nominale è dato dalla velocità con cui si muovono le superfici di scorrimento.

### Velocity-Dependence of Coefficient of Friction

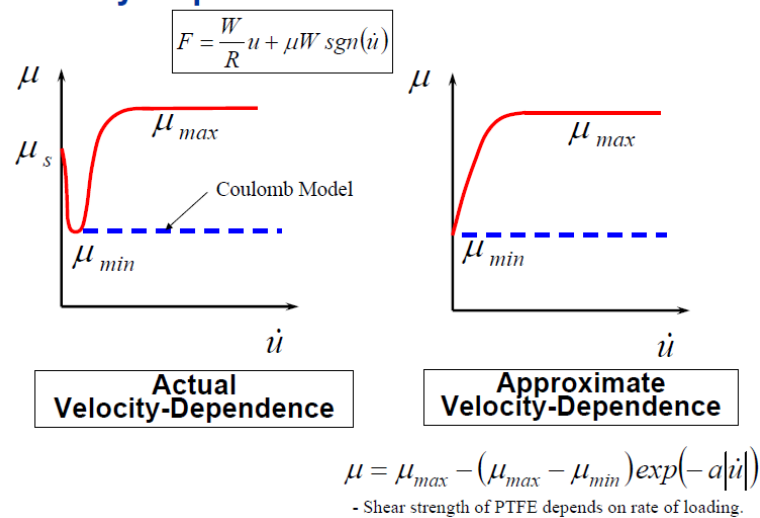


Figura 2.33 – Influenza della velocità di spostamento sull'attrito degli isolatori FPS

Una recente variazione del pendolo ad attrito è costituita dal doppio pendolo ad attrito (*Double Concave Friction Pendulum*–DCFP). In questo caso si hanno due superfici di scorrimento anziché una, in pratica rappresenta la realizzazione, con quasi un secolo di ritardo, dell'idea di Touaillon. Il vantaggio del doppio pendolo risiede nel fatto che con la stessa forza laterale si può avere uno spostamento doppio. Nel caso in cui le superfici abbiano un coefficiente di attrito diverso il dispositivo comincia a scorrere sulla superficie che offre minore resistenza, per poi mettersi in moto anche sull'altra. Nella maggior parte delle applicazioni di DCFP i raggi di curvatura delle due superfici sono identici.

Un'ulteriore evoluzione degli isolatori a pendolo è costituita dagli isolatori a triplo pendolo ad attrito (*Triple Friction Pendulum*), caratterizzati dalla presenza di quattro superfici curve e tre meccanismi di pendolo, che trasmettono alla struttura isolata rigidità e proprietà dissipative che variano progressivamente al variare della domanda di spostamento.

### 2.2.7 Dispositivi ausiliari

In questo paragrafo si intende descrivere brevemente i dispositivi ausiliari solitamente impiegati, laddove si ha la necessità di aumentare lo smorzamento del sistema, in concomitanza agli isolatori: gli *smorzatori viscosi*.

Gli ammortizzatori idraulici sfruttano le proprietà viscosi di un fluido per poter dissipare energia durante il sisma.

Recentemente sono stati sviluppati dei dampers anche abbastanza lineari che sfruttano le proprietà di fluidi o paste siliciche ad alta viscosità, infatti l'azione ciclica di un pistone causa la laminazione del fluido, contenuto in una delle camere del cilindro, attraverso una serie di orifizi che formano un circuito idraulico dissipando energia. Nella figura sottostante si riporta schematicamente la sezione di un pistone tipo:

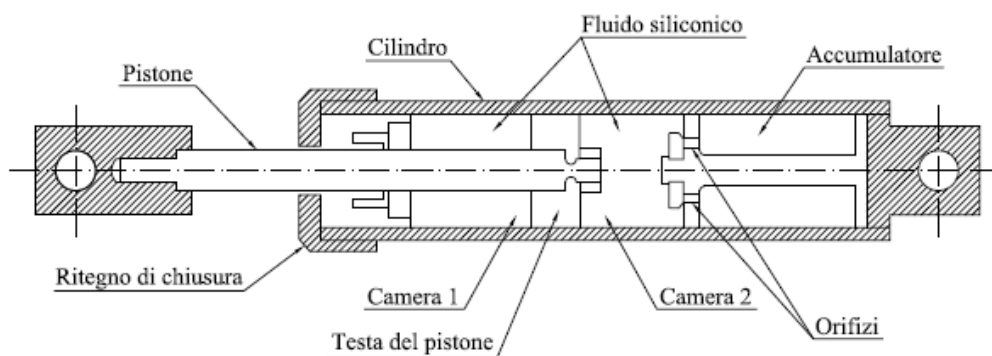


Figura 2.34 – Schematizzazione damper

Sono individuabili le seguenti parti principali:



- *Pistone;*
- *Cilindro;*
- *fluido siliconico;*
- *testa del pistone;*
- *ritegno di chiusura;*
- *accumulatore.*

Il modello matematico più appropriato per rappresentare il comportamento di un dissipatore viscoso è quello basato sul modello della viscoelasticità di Maxwell il quale prevede uno smorzatore non lineare in serie con una molla. La molla rappresenta l'elasticità del sistema che è essenzialmente dovuta alla compressibilità del fluido siliconico mentre lo smorzatore simula la capacità dissipativa del dispositivo. L'elasticità totale del sistema, rappresentata matematicamente dalla costante elastica della molla, e praticamente dalla compressibilità del fluido siliconico, è particolarmente evidente al momento di inversione del moto; essa rappresenta tuttavia un aspetto secondario e molto spesso viene trascurata.

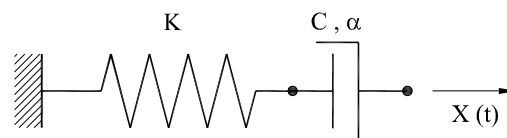


Figura 2.35 – Rappresentazione del modello di Maxwell

Le moderne tecniche di produzione di questi dispositivi garantiscono delle prestazioni pressoché costanti in ampi campi di temperatura compresi tra  $-40^{\circ}\text{C}$  e  $+60^{\circ}\text{C}$  e non richiedono una eccessiva manutenzione. Dall'altro canto il costo risulta spesso elevato così come pure l'ingombro che comunque in una struttura da ponte non crea grossi problemi.

Come descritto prima la forza trasmessa dal dissipatore è data dalla seguente relazione:

$$F = C \cdot v^{\alpha} \quad [2.10]$$

Dove i parametri  $C$  e  $v$  sono stati descritti in precedenza. Il parametro  $\alpha$  condiziona il comportamento del dissipatore dato che è funzione del tipo di fluido e dal circuito attraverso cui scorre il fluido stesso. Generalmente  $\alpha$  è compreso tra 0,1 e 2 incidendo molto sul tipo di comportamento. Infatti valori maggiori di 1 vengono adottati quando occorre differenziare la risposta tra le basse e le alte velocità di sollecitazione cioè come nel caso degli *shock transmitters*. Questi dispositivi, fortemente non lineari, permettono le deformazioni lente come le variazioni di temperatura mentre in caso di sollecitazione ad alta frequenza il dispositivo è praticamente un vincolo e quindi trasmette una forza di inerzia. Qualora il requisito principale fosse la dissipazione di energia è preferibile impiegare un valore basso di  $\alpha$  compreso tra 0,1 e 0,3 in

modo da massimizzare l'energia dissipata per ciclo e trasmettere una forza poco sensibile alle variazioni di velocità. Tutto questo è riassunto nella figura seguente:

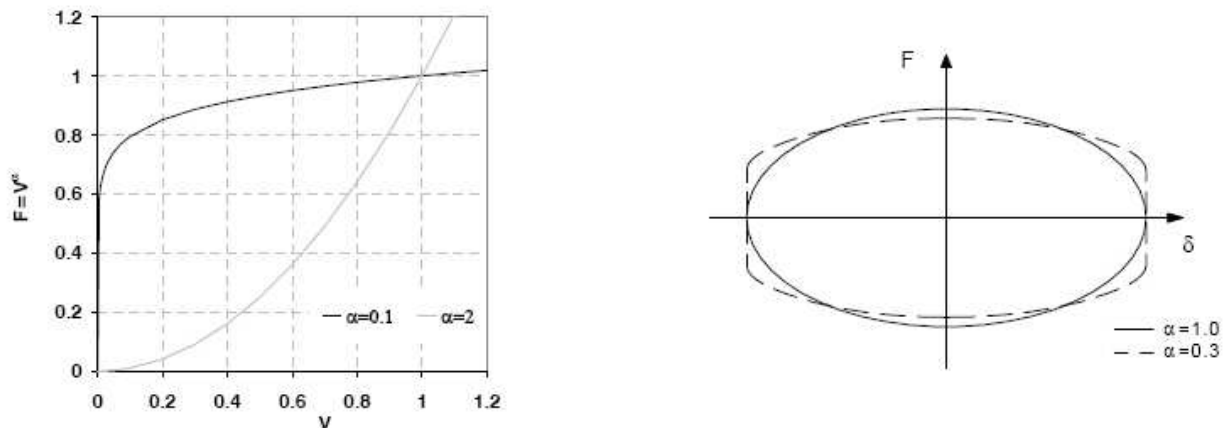


Figura 2.36 – Diagramma *Forza-Velocità* e *Forza-Spostamento* dampers

In particolare la non linearità permette di dare un limite superiore alla forza trasmessa dai dampers mentre in caso di relazione lineare tra la velocità e la forza, qualora in fase sismica si verificasse una velocità maggiore di quella di progetto il sistema potrebbe andare in crisi invece grazie alla non linearità si possono affrontare anche sismi che trasmettono una velocità superiore a quella di progetto senza indurre a forze necessariamente superiori. Tuttavia è possibile stabilire una relazione tra il coefficiente di smorzamento lineare e quello non lineare basandosi sull'energia dissipata in n ciclo nell'uno e nell'altro caso, come mostrato di seguito:

$$\frac{C_{NL}}{C_L} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot (\omega X_0)^{1-\alpha} \quad [2.11]$$

Questa relazione, dove  $X_0$  è lo spostamento relativo fra le estremità del pistone, permette di passare agevolmente da un coefficiente calcolato in campo lineare ad uno non lineare semplificando così la procedura progettuale.

Nelle figure seguenti si riportano dei grafici sperimentali derivanti da prove in laboratorio su dissipatori viscosi.

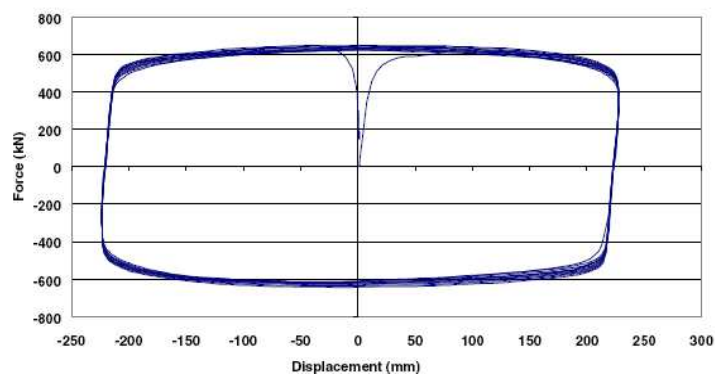


Figura 2.37 – Diagramma *Forza-Spostamento* sperimentale damper con  $\alpha=0,15$

Come si può notare nella Figura 2.37, l'andamento è molto lontano da una ellisse tipica di elementi a comportamento lineare. Anche la forza rapportata alla velocità dimostra questo aspetto a testimonianza che oltre una certa soglia di velocità si ha un andamento asintotico della forza.

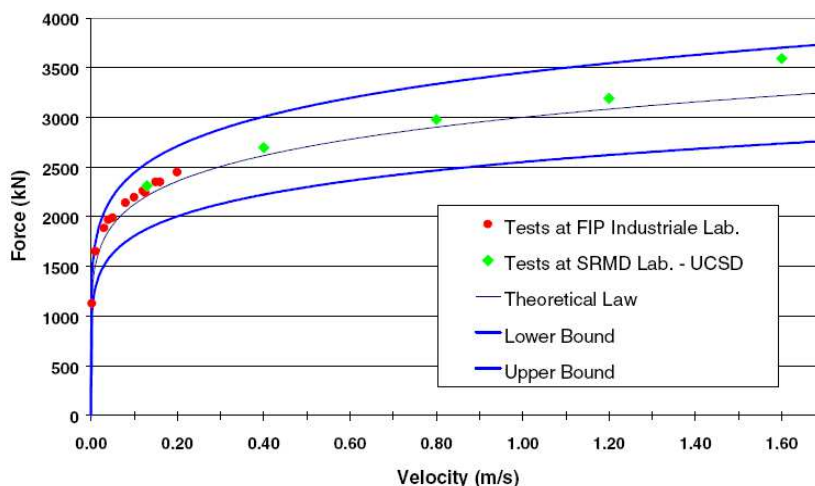


Figura 2.38 – Diagramma *Forza-Velocità* sperimentale damper con  $\alpha=0,15$

## 2.2.8 Variabilità delle proprietà di progetto

Le proprietà nominali dei dispositivi di isolamento possono essere influenzate dall'invecchiamento, dalla temperatura, dalla alterazione della superficie e dall'accumulo di spostamento (usura). In conformità alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di tale variabilità si deve tenere conto dei seguenti due insiemi di proprietà di progetto del sistema isolante, opportunamente determinate:

- proprietà di progetto limite superiore (*Upper Bound Design Properties - UBDP*);
- proprietà di progetto limite inferiore (*Lower Bound Design Properties - LBDP*).

I valori di progetto limite superiore ed inferiore (rispettivamente *UBDP* e *LBDP*) richiesti nella progettazione dei sistemi isolanti sono stimati quantificando l'influenza dei seguenti fattori su ciascuna proprietà secondo l'appendice J della UNI EN 1998-2:

- $f_1$ : invecchiamento (inclusa la corrosione);
- $f_2$ : temperatura (temperatura di progetto minima dell'isolatore  $T_{\min,b}$ );
- $f_3$ : alterazione della superficie;
- $f_4$ : accumulo degli spostamenti (usura).

I suddetti fattori influenzano il funzionamento del dispositivo. Nell'appendice sopra menzionata vengono forniti i coefficienti da utilizzare per il calcolo dei valori limite (superiore ed inferiore)



delle proprietà del dispositivo. Tali coefficienti sono differenziati per le due tipologie principali di dispositivi:

- isolatori elastomerici;
- isolatori ad attrito.

In generale, indipendentemente dal metodo utilizzato, occorre eseguire due analisi: la prima con riferimento alle proprietà *UBDP*, a cui di solito conseguono le massime forze agenti sulle sottostrutture e nell'impalcato, la seconda con riferimento alle proprietà *LBDP*, cui conseguono i massimi spostamenti nel sistema isolante e nell'impalcato.

La EN 1998-2 (7.5.2.4) consente di eseguire le analisi dinamiche con spettro di risposta e le analisi dinamiche non-lineari facendo riferimento al solo insieme delle proprietà di progetto nominali se e solo se gli spostamenti di progetto  $d_{cd}$  calcolati con il metodo del modo fondamentale con riferimento rispettivamente alle proprietà *UBDP* e *LBDP* non differiscono più del 15% dal valore determinato con riferimento alle proprietà di progetto nominali.

### 2.3 Aspetti specifici dell'isolamento dei ponti

Come ribadito nei capitoli precedenti il principio su cui si fonda l'isolamento sismico consiste nel disaccoppiare il moto fra le sottostrutture a contatto con il terreno, quindi direttamente investite dall'input sismico, e la sovrastruttura in cui spesso si svolgono le funzioni principali riguardanti la fruibilità dell'edificio o laddove sono collocati i contenuti di carattere strategico o vitale della struttura stessa.

Risulta chiaro quindi come il disaccoppiamento sia realizzabile solo attraverso l'interposizione di una interfaccia in grado di creare un certo grado di discontinuità per specifiche direzioni di ingresso del moto esterno. Nell'ambito dell'ingegneria civile tale interfaccia deve comunque permettere al sistema struttura di garantire un adeguato grado di vincolo per quelle azioni di natura statica o pseudo statica di primaria importanza a cui il manufatto è sottoposto in tutto l'arco di vita. Ecco quindi che si delinea la peculiarità fondamentale di una interfaccia di isolamento per un sistema di ingegneria civile, ovvero fornire vincolo per determinate funzioni e direzioni in ingresso delle forzanti esterne (quelle statiche verticali ma anche orizzontali per eventi frequenti come l'azione aero-elastica del vento) e permettere un prefissato grado di labilità per altre azioni ingresso.

Più in generale si potrebbe definire in questo ambito il manufatto come un *sistema meccanico*, inteso come quell'insieme di oggetti materiali strettamente interconnessi tra loro che diano luogo a scambi di energia in forma di energia meccanica e nei quali si possano verificare variazioni



dell'energia potenziale e cinetica del sistema. Per affrontare lo studio di un qualsiasi sistema meccanico è necessario formularne dapprima un adeguato *modello fisico* e successivamente dedurre da questo il relativo modello *matematico*. Per modello matematico si intende un sistema fisico immaginario che sia equivalente al sistema reale nell'ambito di una prefissata approssimazione e rispetto alle caratteristiche che riguardano lo studio a cui si è interessati.

La principale differenza tra il comportamento dinamico dei modelli che rappresentano le maggiori tipologie di opere d'arte dell'ingegneria civile, strutture per edifici e ponti, oggetto di isolamento sismico riguarda proprio il modello fisico di riferimento. Tale difformità è legata in primo luogo alle caratteristiche intrinseche, basti pensare allo sviluppo geometrico relativamente contenuto in pianta di un edificio a dispetto dello sviluppo longitudinale prevalente di una infrastruttura come un viadotto.

### 2.3.1 Isolamento sismico edifici

La pratica dell'isolamento sismico negli edifici vede la realizzazione dell'interfaccia di isolamento tra le strutture di fondazione e la struttura in elevazione.

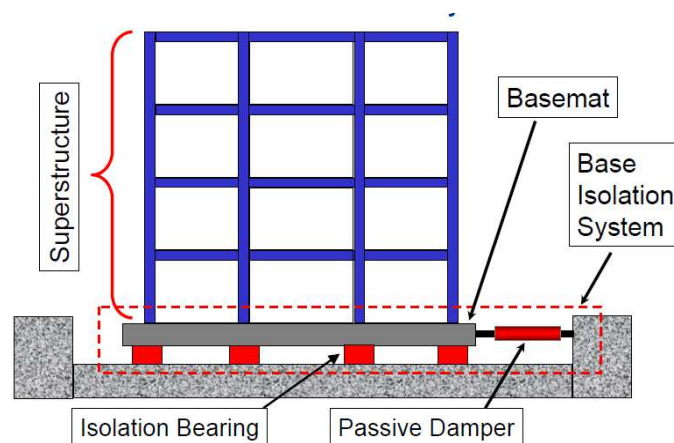


Figura 2.39 – Rappresentazione di un sistema di isolamento completo comprendente isolatori + dissipatori ausiliari

Talvolta per la presenza di piani interrati il posizionamento avviene in testa ai pilastri del piano interrato.

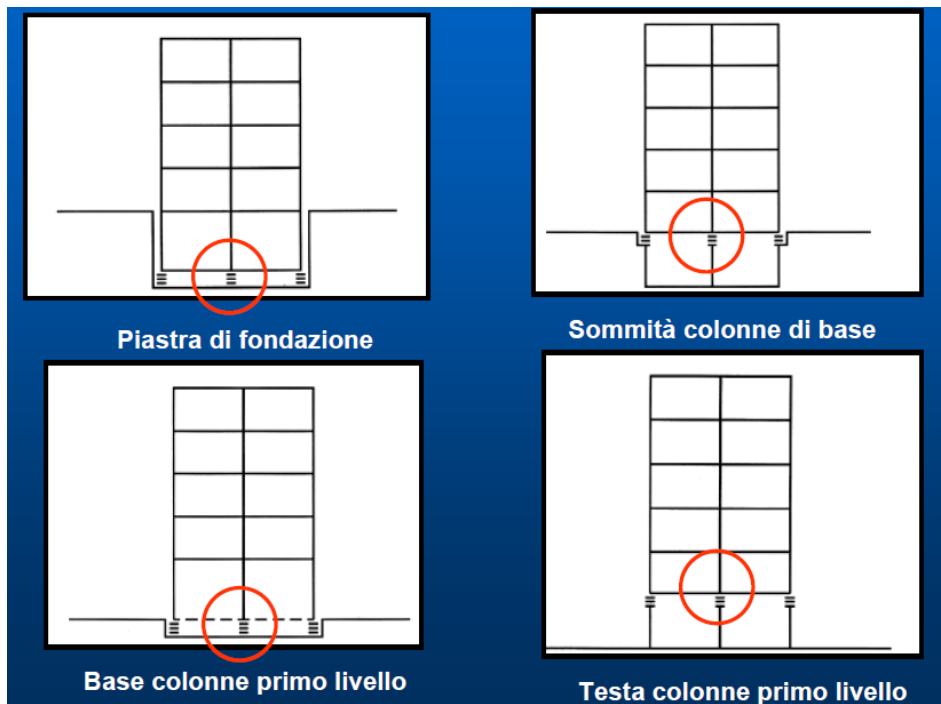


Figura 2.40 – Principali tecniche di posizionamento degli isolatori negli edifici

Con la configurazione sopra indicata si considera che la porzione di struttura immersa nel terreno si muove perfettamente in sincrono con essa non subendo deformazioni rilevanti così da poter rappresentare questa regione del sistema come rigida e solidale al volume di terreno circostante.

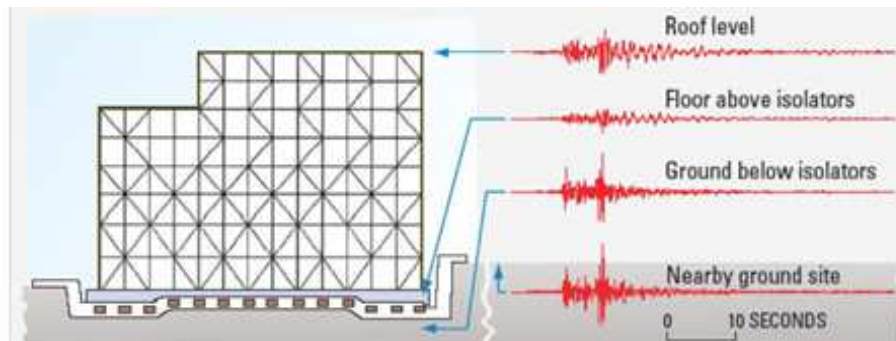


Figura 2-41. Accelerazioni subite ai diversi livelli

La struttura in elevazione vera e propria non incassa grosse accelerazioni se non quelle derivanti dalla flessibilità di piano. Tuttavia l'ipotesi di infinita rigidità nella pratica costruttiva può essere ritenuta entro certi limiti valida per le fondazioni o le strutture a contatto col terreno, ma difficilmente riscontrabile per la sovrastruttura per via delle caratteristiche derivanti da strutture a telaio o anche controventate. Per cui nella progettazione degli edifici isolati alla base è generalmente necessario adottare modelli della sovrastruttura a più gradi di libertà. Tali modelli sono caratterizzati generalmente da masse concentrate a livello di piano (Figura 2-42), ognuno con 3 gradi di libertà (Figura 2-43) per l'ipotesi di infinita rigidità degli impalcati.

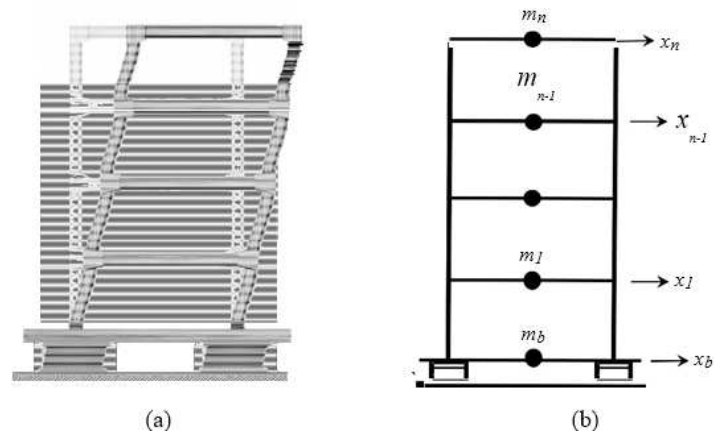


Figura 2-42. Rappresentazione dei modelli matematico per l'edificio isolato

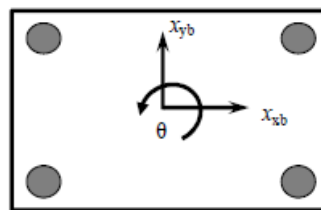


Figura 2-43. Gradi di libertà nel piano di un singolo impalcato rigido

La tipologia costruttiva sopra descritta consente di rappresentare il comportamento dinamico della sovrastruttura, in prima approssimazione, con un oscillatore semplice di massa totale  $\mathbf{m}$  data dalla somma delle masse della sovrastruttura e rigidezza totale  $K_0$  fornita dalla rigidezza laterale dei dispositivi di isolamento. Lo smorzamento, idealizzato dal dissipatore con costante  $C_0$  può essere fornito dagli stessi dispositivi di isolamento o dispositivi aggiuntivi come *viscous dampers*. Le caratteristiche principali di questo sistema ad un grado di libertà sono il periodo  $\mathbf{T}$  e lo smorzamento  $\xi$ , rispettivamente pari a:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_0}} \quad [2.10]$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \quad [2.11]$$

Con:

$$\omega = \sqrt{\frac{K_0}{m}} \quad [2.12]$$

Nella figura seguente è riassunto quanto esposto fin qui al crescere del grado di libertà del modello matematico di riferimento:

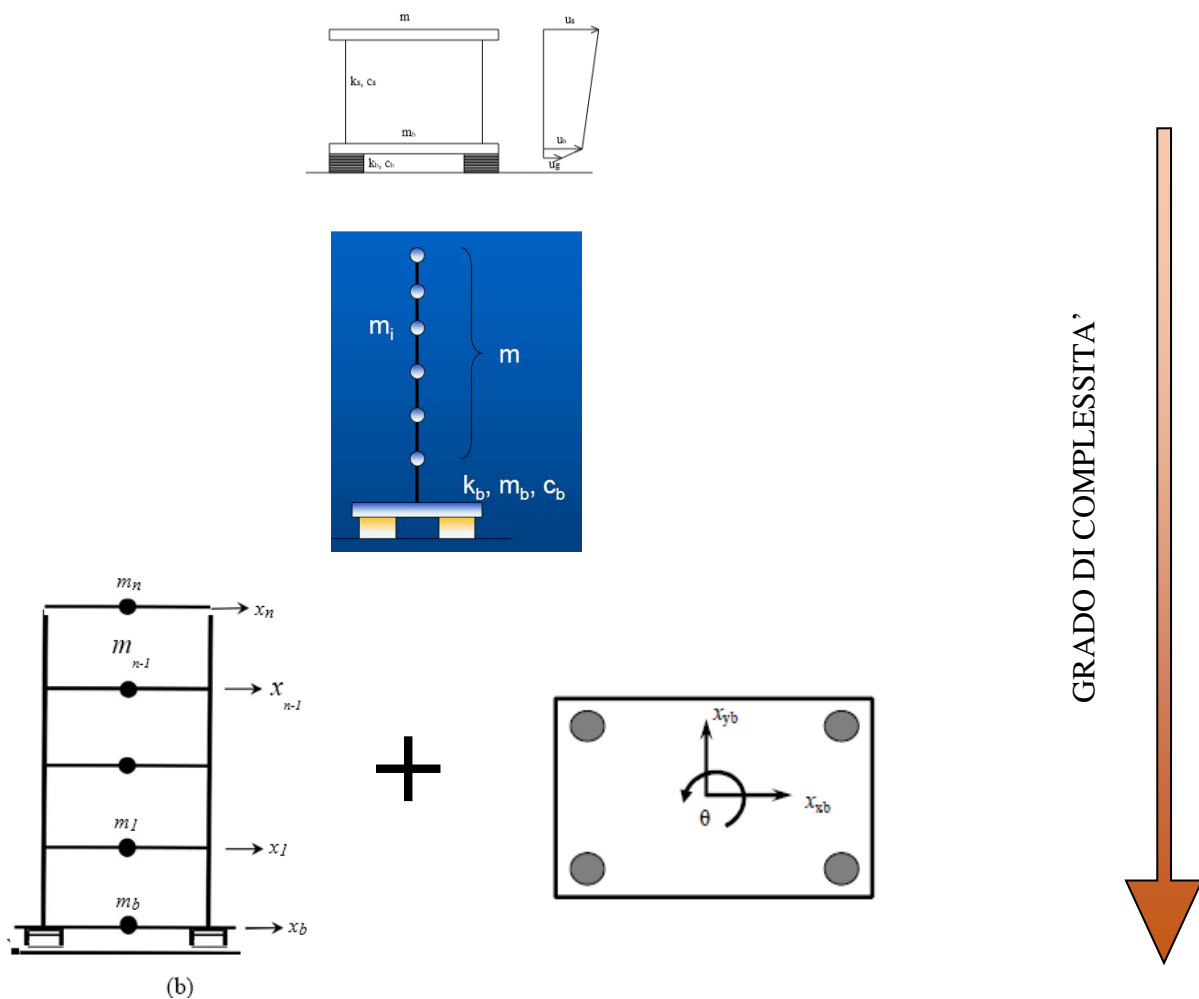


Figura 2-44. Livelli di complessità nella rappresentazione di un edificio isolato

Quanto appena riportato fornisce una definizione del comportamento fisico di strutture isolate riconducibili agli edifici con ingombri planimetrici tipici e forme di piano pressoché compatte. Si intuisce come gran parte della semplificazione derivi, oltre che dalla geometria del problema, dall'ipotesi di elementi che costituiscono il sistema definiti rigidi o per lo meno caratterizzati da atti di moto rigido in cui la flessibilità sia trascurabile. Quest'ultimo aspetto rappresenta senza dubbio la maggiore differenza tra l'isolamento degli edifici e quello dei ponti e viadotti in generale.

### 2.3.2 Isolamento sismico dei ponti

Nell'isolamento sismico dei ponti l'interfaccia di spostamento è generalmente collocata fra la testa delle pile e l'impalcato.

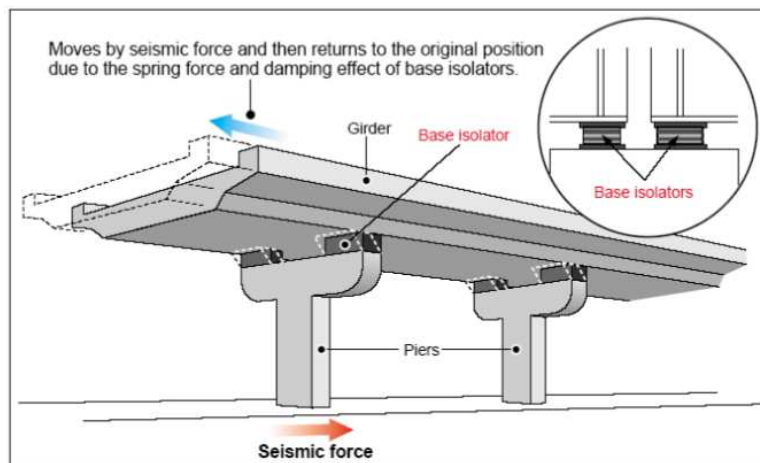


Figura 2-45. Tipica disposizione degli isolatori in una struttura da ponte

Sempre sullo stesso layer trovano alloggio, quando presenti, dissipatori viscosi aggiuntivi che completano l'assetto sismico della struttura.

A differenza di quanto accade negli edifici è facile intuire come sia gli elementi di sostegno verticale (pile) che l'impalcato siano elementi deformabili difficilmente schematizzabili come elementi caratterizzati da atti di moto rigido. Questo aspetto naturalmente causa una complicazione del fenomeno fisico legato soprattutto all'interazione tra i diversi sistemi che si ripercuote nel modello matematico di riferimento.

Oltre al sistema di isolamento il comportamento globale è regolato dalla deformabilità degli altri elementi strutturali coinvolti:

- Sottostrutture;
- Impalcato.

#### Deformabilità sottostrutture

Gli elementi pila influenzano in maniera diretta il comportamento dinamico trasversale dell'intero ponte. La rigidità flessionale delle pile da ponte deriva da diversi fattori:

- Schema statico: la varietà di forme geometriche e di diversi contesti possono portare ad avere pile a fusto unico, che nel caso dinamico si comportano a mensola con un grado di incastro più o meno rilevante in testa oppure a telaio trasversale con pile sdoppiate e pulvino che fa trasverso;

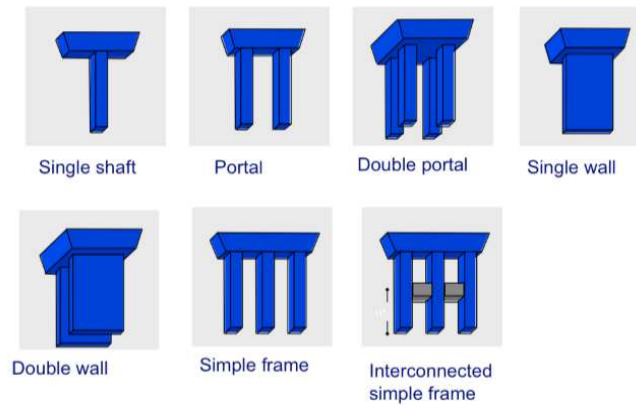


Figura 2-46. Principali tipologie di pile da ponte

- Rapporto H/D: il rapporto geometrico tra l'altezza della pila e il diametro o più in generale la larghezza trasversale definiscono una snellezza relativa che porta a definire pile tozze e snelle, con importanti ripercussioni anche sulla duttilità;

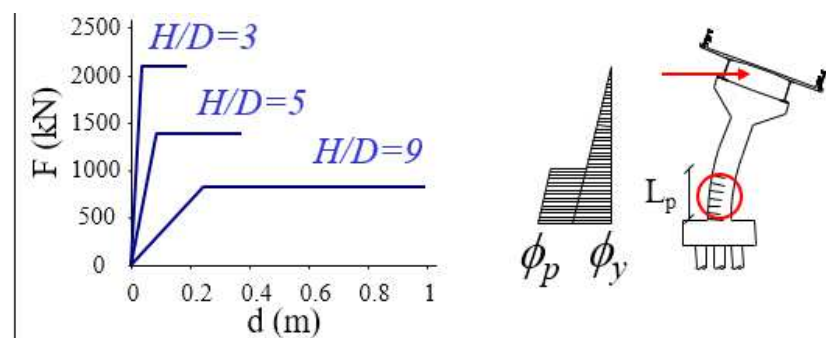


Figura 2-47. Duttilità nelle pile in base ai rapporti H/D

- Grado di fessurazione: il regime di sforzi flessionali porta all'instaurarsi di uno stato di fessurazione che dipende direttamente dalla sezione geometrica. L'analisi può essere fatta in base al diagramma momento-curvatura oppure una indicazione per la valutazione della rigidità è fornita direttamente dall'EC8-2:

$$EJ_{eff} = \eta \cdot \frac{M_{Rd}}{\phi_y}$$

Dove:

$E_c$  = modulo elastico del calcestruzzo;

$J_{eff}$  = il momento d'inerzia della sezione fessurata;

$\eta$  = circa 1,20 è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidità delle parti non fessurate;

$M_{Rd}$  = il momento resistente di progetto;

$\phi_y$  = la curvatura corrispondente allo snervamento dell'acciaio.

Quest'ultima può essere stimata secondo la relazione fornita dell'Eurocodice 8-2:

$$\phi_y = \frac{2,4 \cdot \varepsilon_{sy}}{D}$$

Con:

$\varepsilon_{sy}$  = deformazione a snervamento dell'armatura;

$D$  = diametro della sezione o larghezza nel piano di inflessione;

### Deformabilità impalcato

Il comportamento risulta sensibilmente diverso per le due direzioni principali dell'opera.

Infatti dal punto di vista longitudinale gioca un ruolo importante la rigidità assiale dell'impalcato. Generalmente, per opere non eccessivamente sviluppate longitudinalmente, si può ritenere con buona approssimazione che l'impalcato sia rigido assialmente. Tale assunzione permette di ricondurre il comportamento dell'intero ponte ancora ad un oscillatore equivalente:

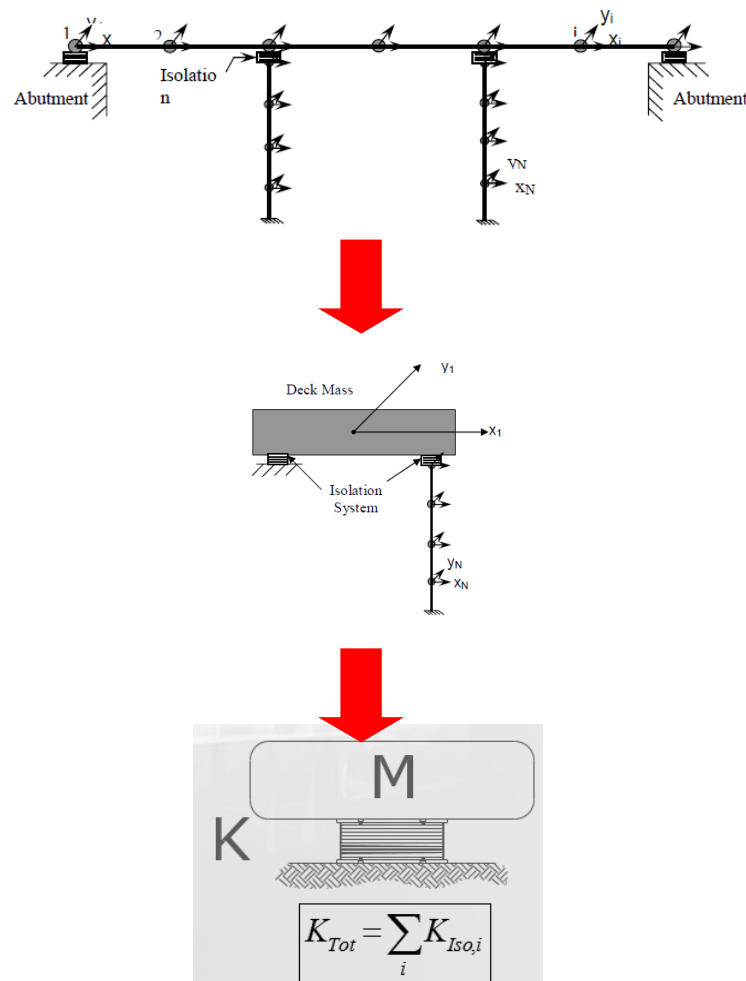


Figura 2-48. Passaggio dalla schematizzazione del ponte al sistema SDOF

Per quanto riguarda il comportamento trasversale l'assunzione di impalcato rigido non è generalmente valido a causa dell'elevato rapporto lunghezza ( $L$ ) su larghezza ( $B$ ) che caratterizza la maggior parte delle sovrastrutture.

In particolare nel caso di ponti parzialmente isolati **PRSI** (*Partially Restrained Seismically Isolated*), il comportamento trasversale è governato dalla rigidità flessionale assimilabile a quella di una trave appoggiata, nel piano orizzontale, con vincoli visco-elastici discreti e appoggi alle estremità. In questi gli aspetti più interessanti possono riguardare le curvature e la sovrapposizione degli effetti che ne derivano dalla flessione trasversale, con quelli derivanti dai carichi verticali, sia permanenti che mobili.

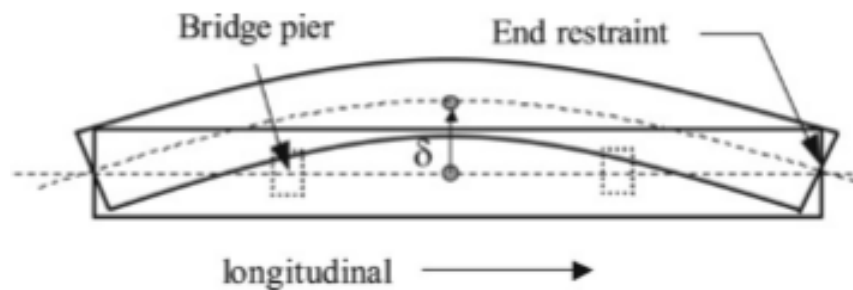


Figura 2-49. Comportamento nel piano orizzontale ponte PRSI

Nel caso di ponti totalmente isolati **BDSI** (*Bi-Directional Seismically Isolated*) gli effetti derivanti da vibrazioni nel piano orizzontale non possono essere predetti con esattezza. Oltre alle caratteristiche geometriche risulta determinante il rapporto fra le rigidità delle pile e quella dell'impalcato. In generale è possibile affermare che per sottostrutture regolari e sviluppi longitudinali compresi in un intervallo da 100 m a 300 m l'inflessione nel piano e le conseguenti curvature non siano rilevanti per cui l'intera struttura potrebbe essere ricondotta ancora una volta ad un oscillatore equivalente (Figura 2-51). In tutti gli altri casi, a causa delle irregolarità e/o rapporti  $L/B$  elevati, risulta difficile la ricognizione dell'opera ad un sistema più semplice. A supporto di ciò si sottolinea che nel caso di analisi dinamiche modali occorre considerare un numero elevato di modi per poter mobilitare una massa superiore all'85% come richiesto da normativa (Figura 2-50).



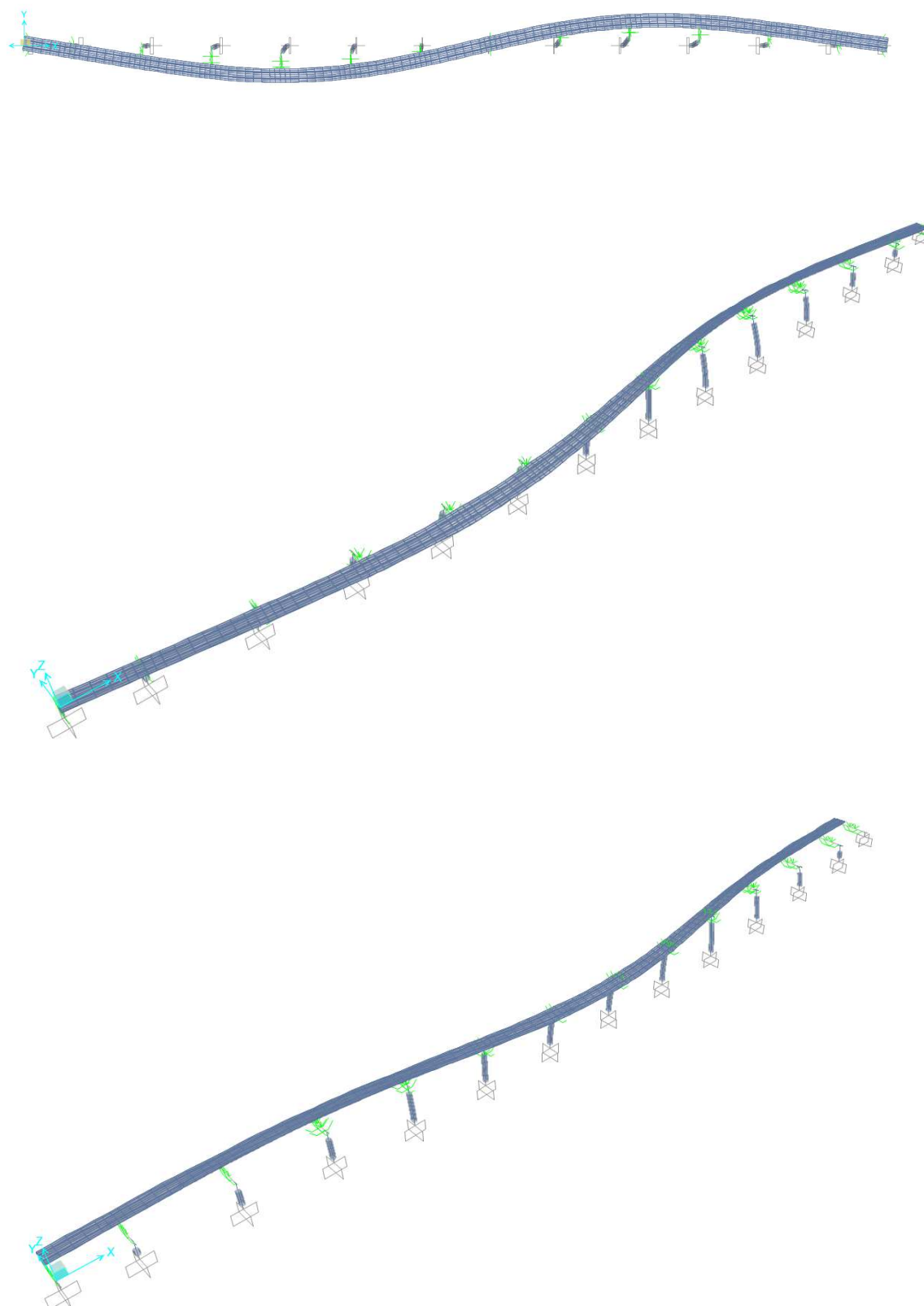


Figura 2-50 – Deformate di viadotto con impalcato flessibile

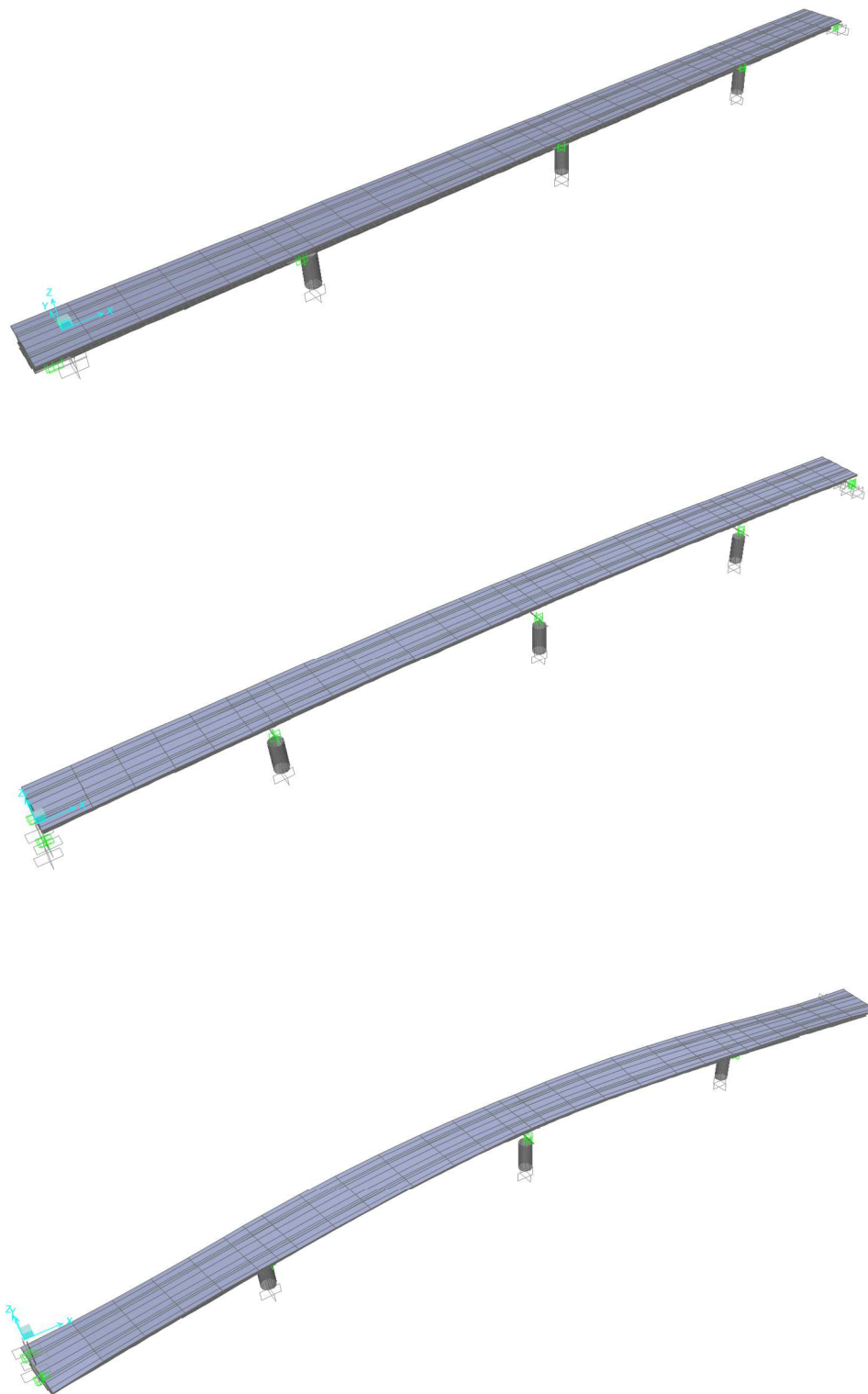


Figura 2-51 – Deformate di viadotto con impalcato rigido



### 3 Modellazione, Analisi e Verifiche dei ponti isolati (EC8-parte2)

I metodi di analisi per quantificare la risposta sismica dei ponti variano dalle analisi di tipo elastico – lineare fino ad analisi dinamiche non lineari su modelli tridimensionali con un elevato numero di gradi di libertà e comportamento non lineare. Gli strumenti utilizzati devono essere in grado di rappresentare correttamente la risposta attesa della struttura, considerando effetti geometrici ed input sismici di differente tipologia.

Pertanto si possono avere soluzioni lineari o non lineari, statiche o dinamiche, quest'ultime con spettri di risposta o accelerogrammi. Solo i metodi che includono le caratteristiche non lineari dei materiali oppure le non linearità geometriche possono fornire valutazioni dell'effettiva capacità strutturale.

I metodi di analisi possono pertanto essere divisi in due categorie: lineari e non lineari. Per ciascuno di essi può essere compiuta una seconda distinzione, a seconda che l'analisi sia di tipo statico o dinamico. A seconda degli obiettivi dell'analisi sono solitamente necessari modelli differenti, con maggiori dettagli e complessità passando da una semplice analisi statica lineare ad una ben più onerosa analisi dinamica non lineare. Nel seguito verranno descritti i metodi impiegati nella presente tesi per analizzare la risposta delle diverse strategie di isolamento.

#### 3.1 Metodi di analisi

In relazione alle caratteristiche delle opere e del sistema di isolamento sono stati utilizzati le seguenti tipologie di analisi:

- metodo del modo fondamentale con spettro di risposta;
- analisi multi-modale con spettro di risposta (dinamica lineare);
- analisi dinamica lineare o non lineare con integrazione al passo.

Se la risposta è valutata mediante analisi dinamica in campo lineare, l'analisi sismica può essere eseguita separatamente per ciascuna delle tre componenti e gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, spostamenti, deformazioni, ecc.) sono combinati successivamente, con la seguente espressione:

$$1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Se la risposta viene valutata mediante analisi dinamica con integrazione al passo, in campo lineare o non lineare, le due componenti accelerometriche orizzontali e quella verticale, che formano un gruppo di accelerogrammi, sono applicate simultaneamente alla struttura. Se si



utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi; se si utilizza un numero inferiore di gruppi, purché maggiore o uguale a 3, gli effetti sono determinati dai valori più sfavorevoli degli effetti derivanti dalle analisi.

### 3.1.1 Metodo del modo fondamentale con spettro di risposta

L'applicazione del Metodo del Modo Fondamentale con spettro di risposta (o Analisi lineare statica), secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, è consentita se sono soddisfatte alcune condizioni, che individuano ponti di piccole-medie dimensioni con caratteristiche correnti e regolari:

- il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare;
- il periodo equivalente  $T_{is}$  della costruzione isolata ha un valore compreso fra  $3T_{bf}$  e  $3,0s$ , in cui  $T_{bf}$  è il periodo della sovrastruttura assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata;
- la rigidità verticale del sistema di isolamento  $K_v$  è almeno 800 volte più grande della rigidità equivalente orizzontale del sistema di isolamento  $K_{esi}$ ;
- il periodo in direzione verticale  $T_v$ , calcolato come  $T_v = 2\pi(M/K_v)^{0,5}$ , è inferiore a  $0,1s$ ;
- nessun isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;
- lo schema statico è ad impalcati semplicemente appoggiati, oppure ad impalcati continui con geometria regolare, caratterizzata da sostanziale rettilinearità dell'impalcato, luci uguali, rapporto massimo tra le rigidità delle pile inferiore a 2, lunghezza totale dell'impalcato continuo inferiore a 150m;
- la massa della metà superiore delle pile è inferiore a  $1/5$  della massa dell'impalcato;
- le pile hanno altezza inferiore a 20 m;
- in direzione trasversale la distanza tra il centro di rigidità del sistema di isolamento e il centro di massa dell'impalcato non è superiore al 5% della dimensione trasversale della sovrastruttura.

#### 3.1.1.1 Modellazione della struttura e procedura di calcolo

Se le condizioni per l'applicabilità del metodo sono rispettate, il calcolo può essere svolto su due modelli separati, per ciascuno dei quali si assume il valore corrispondente dello smorzamento:

1. Modello della sovrastruttura più il sistema d'isolamento. L'impalcato è considerato rigido nel proprio piano e si trascura la deformabilità delle sottostrutture. In ogni direzione orizzontale principale la risposta del viadotto isolato è determinata pertanto considerando la sovrastruttura come un sistema lineare ad un grado di libertà (Figura 3-1) tramite la definizione di:

- rigidità effettiva del sistema di isolamento  $K_{eff}$ ,
- fattore smorzamento effettivo del sistema di isolamento  $\xi_{eff}$ ,
- massa della sovrastruttura  $M$ ,
- accelerazione spettrale  $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$  corrispondente al periodo effettivo  $T_{eff}$  ed al fattore di smorzamento effettivo  $\xi_{eff}$ .

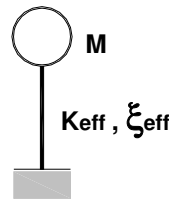


Figura 3-1. Sistema lineare ad 1 g.d.l.: impalcato e sistema di isolamento

Il fattore di smorzamento effettivo è calcolato tramite la seguente relazione:

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\Sigma E_{D,i}}{K_{eff} d_{cd}^2} \right] \quad [3.1]$$

dove  $\Sigma E_{D,i}$  è la sommatoria delle energie dissipate dai vari dispositivi di isolamento in un ciclo completo allo spostamento di progetto  $d_{cd}$ .

Il periodo effettivo è dato da:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_o}} \quad [3.2]$$

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento, da ripartire tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidità dei corrispondenti dispositivi d'isolamento, è pari a:

$$F = M \cdot S_e(T_{eff}; \xi_{eff}) \quad [3.3]$$

Lo spostamento del centro di rigidità dovuto all'azione sismica  $d_{cd}$  deve essere calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{cd} = \frac{M \cdot S_e(T_{eff}; \xi_{eff})}{K_{eff}} \quad [3.4]$$

Nei sistemi di isolamento con comportamento non lineare, i valori di  $K_{eff}$  e  $\xi_{eff}$  sono entrambi dipendenti dal valore incognito dello spostamento di progetto  $d_{cd}$ . Da questo si deduce che il

metodo descritto richiede una procedura iterativa, dove un valore di  $d_{cd}$  è assunto inizialmente per calcolare  $K_{eff}$  e  $\xi_{eff}$  a partire dai quali, tramite lo spettro di risposta, si definisce una migliore approssimazione di  $d_{cd}$ . Quest'ultimo valore di  $d_{cd}$  è usato come valore iniziale di una nuova iterazione. La procedura converge rapidamente in poche iterazioni se si accetta una differenza del 5% tra lo spostamento “assunto” e quello “calcolato”.

2. Modello rappresentato dalla sottostruttura isolata. Su quest'ultimo agiscono le forze ricavate dal primo modello e le forze d'inerzia generate direttamente dal moto del terreno (Figura 3-2).

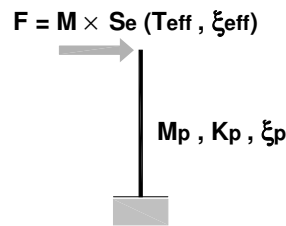


Figura 3-2. Modello della sottostruttura isolata

L'influenza dell'eccentricità fra il centro di massa dell'impalcato e il centro delle rigidezze effettive sullo spostamento della sovrastruttura e sulle forze trasmesse alle sottostrutture è valutata amplificando gli spostamenti e le forze precedentemente ottenute mediante i fattori  $\delta_x$  e  $\delta_y$  da applicare rispettivamente in direzione  $x$  e  $y$ :

$$\delta_{x,i} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} \cdot y \quad \delta_{y,i} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_x^2} \cdot x \quad [3.5]$$

dove:

- $x_i$  e  $y_i$  sono le coordinate della pila “ $i$ ” rispetto al centro delle rigidezze effettive;
- $e_{tot,x,y}$  è l'eccentricità totale nella direzione  $x$  e  $y$ , inclusa quella accidentale;
- $r_{x,y}$  sono le componenti, in direzione  $x$  e  $y$ , del raggio torsionale del sistema di isolamento, date dalle seguenti espressioni:

$$r_x^2 = \sum (x_i^2 k_{yi} + y_i^2 k_{xi}) / \sum k_{yi} r_y^2 = \sum (y_i^2 k_{xi} + x_i^2 k_{yi}) / \sum k_{xi}$$

dove  $k_{xi}$  e  $k_{yi}$  sono le rigidezze equivalenti del dispositivo di isolamento nelle direzioni  $x$  e  $y$ .

Anche quando non sussistono le condizioni per la sua piena applicabilità l'analisi con il modo fondamentale è un ottimo ausilio per la progettazione preliminare del sistema di isolamento ed i suoi risultati possono fornire utili indicazioni per l'interpretazione dei risultati ottenuti con metodi più sofisticati.



Si sottolinea come tale metodo nella presente tesi è stato utilizzato solamente al fine dell'applicazione del metodo di progetto, successivamente descritto, nelle varie iterazioni di calcolo mentre per le analisi e le verifiche vere e proprie si fa riferimento ai metodi descritti nei prossimi paragrafi.

### 3.1.2 Analisi multi modale con spettro di risposta (analisi dinamica modale)

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno, a tal riguardo, considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo:

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2} \quad [3.6]$$

con:

- $E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;
- $\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con la seguente formula:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad [3.7]$$

- $\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;
- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i-j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Lo spettro elastico va ridotto per tutto il campo di periodi  $T > 0.8 T_{is}$  assumendo come coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento.

#### *Limitazioni a spostamenti e tagli all'interfaccia di isolamento secondo EN1998-2*

L'EN1998-2 (punto 7.5.5(6)) pone dei limiti inferiori agli spostamenti e alle forze orizzontali all'interfaccia di isolamento, ottenuti dalle analisi dinamiche lineari con spettro di risposta. In particolare, lo spostamento risultante del baricentro delle rigidezze del sistema di isolamento



( $d_{cd}$ ) e la forza risultante totale trasferita attraverso l'interfaccia di isolamento ( $V_d$ ) in ognuna delle due direzioni orizzontali, non possono essere inferiori all'80% delle quantità  $d_{cf}$  e  $V_f$  calcolate in accordo con il Metodo del modo fondamentale:

$$\rho_d = \frac{d_{cd}}{d_{cf}} \geq 0.80 \quad [3.8]$$

$$\rho_v = \frac{V_d}{V_f} \geq 0.80 \quad [3.9]$$

Nel caso in cui tali condizioni non siano soddisfatte, gli spostamenti e le forze agenti in corrispondenza dell'interfaccia di isolamento ottenuti con analisi dinamica modale devono essere moltiplicati per:

0.80 /  $\rho_d$  per ottenere gli spostamenti di progetto;

0.80 /  $\rho_v$  per ottenere le forze di progetto.

Tale controllo non è necessario se il ponte non può essere descritto (anche in maniera molto sommaria) con il modello di oscillatore semplice, come ad esempio:

- nei ponti con pile alte, la cui massa influenza in modo significativo lo spostamento dell'impalcato;
- nei ponti caratterizzati da una significativa eccentricità  $e_x$  nella direzione longitudinale fra il centro di massa dell'impalcato e il centro delle rigidezze effettive ( $e_x > 0,10 L$ ).

In tali casi le condizioni limite e le correzioni sono da applicare in ciascuna direzione agli spostamenti e alle sollecitazioni determinate a partire dal modo fondamentale del ponte nella direzione considerata.

### 3.1.2.1 Modellazione della struttura

L'analisi dinamica lineare con spettro di risposta è ammessa ogni qual volta il sistema di isolamento è modellabile come lineare. Il sistema complessivo formato da impalcato, isolatori e sottostrutture è dunque schematizzato con elementi a comportamento lineare.

Il modello di calcolo in questo caso deve comprendere sia la sovrastruttura che la sottostruttura, oltre al sistema di isolamento.

La modellazione della sovrastruttura deve descrivere con adeguata precisione la sua conformazione in pianta e la distribuzione in quota delle masse e rigidezze in gioco. In funzione della tipologia di impalcato vengono utilizzate diverse strategie di modellazione; in Figura 3-3 si riportano ad esempio i modelli di calcolo che si possono impiegare nel caso di impalcati a



sezione composta acciaio-calcestruzzo di tipo bitrave. Gli elementi strutturali vengono simulati tramite elementi finiti di tipo *beam* e *shell*.

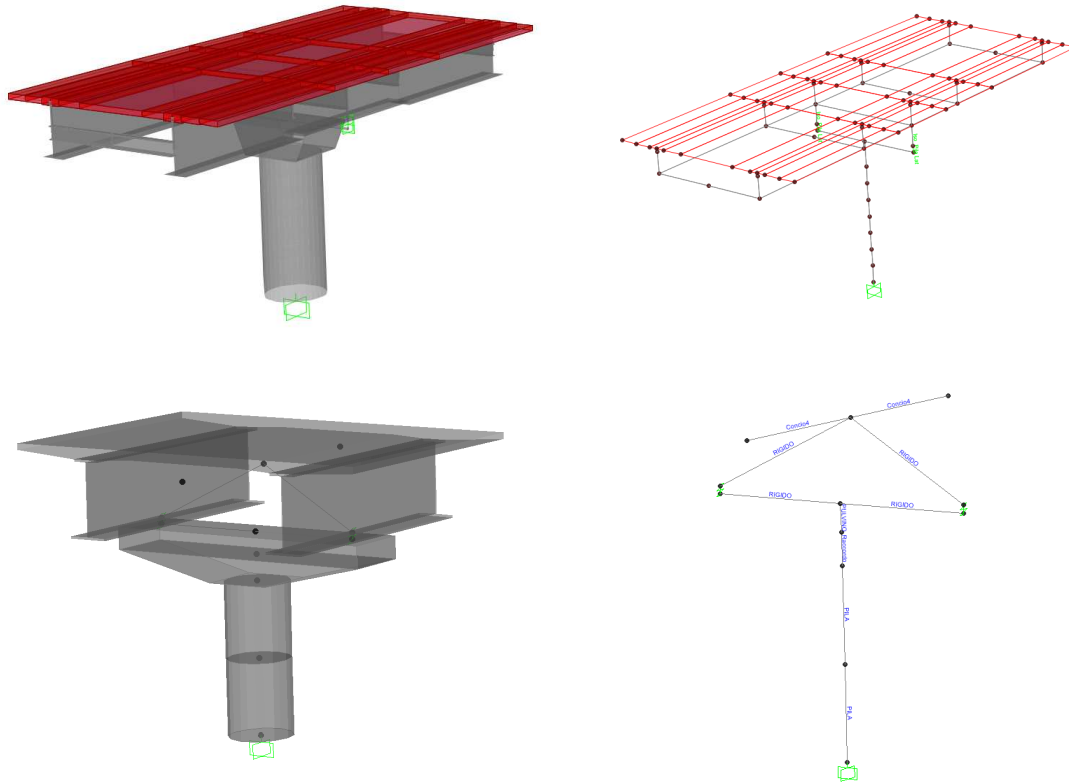


Figura 3-3. Modelli della sovrastruttura

Per tenere conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse dell'impalcato, le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni suggeriscono un'eccentricità accidentale del centro delle masse rispetto alla sua posizione geometrica pari a 0,03 volte la dimensione dell'impalcato stesso misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica. Secondo le indicazioni della EN1998-2 (7.5.5 2(P)), invece, nel caso dei ponti con isolamento sismico “*non è necessario considerare alcuna eccentricità accidentale delle masse*”.

La modellazione del sistema isolante deve descrivere con sufficiente accuratezza:

- la distribuzione spaziale degli isolatori;
- la rigidezza alla traslazione in entrambe le direzioni orizzontali e la rigidezza alla rotazione attorno all'asse verticale della sovrastruttura.

Nei software di calcolo gli isolatori sono generalmente simulati con elementi “*link*” a comportamento lineare. Le grandezze che caratterizzano il comportamento dei dispositivi sono la rigidezza equivalente  $K_e$  e lo smorzamento equivalente  $\xi_e$ , entrambi dipendenti dal valore incognito dello spostamento di progetto  $d$ . Anche il metodo dell'analisi dinamica lineare richiede



pertanto una procedura iterativa, che assume, per ogni dispositivo, un valore iniziale per il calcolo di  $K_e$  e  $\xi_e$ , a partire dai quali, tramite l'analisi del sistema completo, si definisce una migliore approssimazione di  $d$ . Quest'ultimo valore è usato come spostamento iniziale di una nuova iterazione. La procedura converge rapidamente ed in poche iterazioni si raggiunge la precisione desiderata.

La modellazione della sottostruttura dovrà descrivere con sufficiente accuratezza la reale distribuzione delle rigidità e delle masse (in quest'ultimo caso tenendo anche conto dell'immersione o meno delle pile in acqua, cfr. Appendice F della EN 1998-2).

La risposta del sistema può dipendere significativamente dal comportamento flessionale delle pile in c.a., nel caso in cui esse siano di altezza rilevante (superiore a  $15 \div 20$  m). Per la valutazione della rigidità flessionale delle pile si può operare come segue:

- si può utilizzare la rigidità delle sezioni non fessurate per l'intera sottostruttura: in questo caso si agisce generalmente a favore di sicurezza nella valutazione delle sollecitazioni sulle pile e degli spostamenti relativi dei dispositivi in corrispondenza delle pile, mentre si opera a sfavore di sicurezza per quanto riguarda le forze e gli spostamenti in corrispondenza delle spalle, e nel dimensionamento del giunto tra spalla e impalcato;
- si impiega la rigidità flessionale effettiva che può essere definita in base ai diagrammi momento-curvatura delle sezioni, in corrispondenza delle massime sollecitazioni flettenti ottenute dall'analisi, oppure di una frazione di queste. Ciò significa che l'analisi va ripetuta più volte, assumendo di volta in volta valori più accurati della rigidità effettiva, fino ad ottenere valori calcolati sufficientemente prossimi a quelli assunti.

### Rigidità strutturali

Al fine di realizzare un modello più coerentemente possibile alla situazione reale è necessario tener conto dell'effettiva rigidità delle sezioni in relazione al loro effettivo stato di fessurazione, che è in generale diverso per l'impalcato (spesso interamente reagente) e per le pile. La normativa vigente permette di stimare la rigidità dell'elemento fessurato come:

$$EJ_{eff} = \eta \cdot \frac{M_{Rd}}{\phi_y} \quad [3.10]$$

Dove:

$E_c$  = modulo elastico del calcestruzzo;

$J_{eff}$  = il momento d'inerzia della sezione fessurata;

$\eta$  = circa 1,20 è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidità delle parti non fessurate;

$M_{Rd}$  = il momento resistente di progetto;

$\phi_y$  = la curvatura corrispondente allo snervamento dell'acciaio.

Quindi per poter stimare la rigidezza effettiva dell'elemento fessurato occorre determinare un momento resistente di progetto, variabile in base allo sforzo normale agente nella sezione  $N_{Ed}$ , e la curvatura a snervamento. Quest'ultima può essere stimata secondo la relazione fornita dell'Eurocodice 8-2:

$$\phi_y = \frac{2,4 \cdot \varepsilon_{sy}}{D} \quad [3.11]$$

Con:

$\varepsilon_{sy}$  = deformazione a snervamento dell'armatura;

$D$  = diametro della sezione;

Tuttavia per definire meglio la rigidezza effettiva dell'elemento è bene calcolare da prima il legame momento-curvatura e successivamente a partire da questo determinare  $EJ_{eff}$  come rapporto tra  $M_y$  e  $\phi_y$ . Ma prima di tracciare un diagramma  $M-\phi$  è bene definire i legami costitutivi dei materiali costituenti la sezione: l'acciaio e il cls che ha un comportamento che dipende molto dal quantitativo di armatura trasversale.

### Legame costitutivo per cls non confinato

Le caratteristiche di sforzo e deformazione del cls non confinato sono individuate nella tabella 3.1 dell'Eurocodice 2 – parte 1 al variare della classe di appartenenza. Occorre però specificare che i valori delle proprietà meccaniche da considerare (forza, rigidezza) sono quelli medi e non quelli caratteristici.

Il legame costitutivo è così definito:

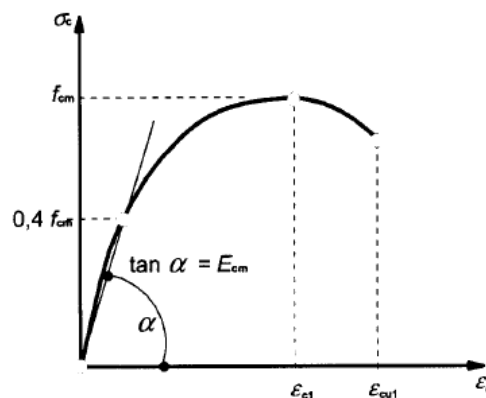


Figura 3-4. Legame costitutivo calcestruzzo non confinato



$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{valore di picco dello sforzo}$$

$$E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{modulo di Young secante}$$

$$\varepsilon_{c1} (\%) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8 \% \quad \text{deformazione corrispondente al picco dello sforzo}$$

$$\varepsilon_{cu1} (\%) = 3,5 \% \quad \text{deformazione ultima}$$

L'equazione che descrive il legame tra  $\sigma_c$  e  $\varepsilon_c$  è fornita invece al paragrafo 3.1.2.5:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-1)\eta} \quad [3.12]$$

dove:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad [3.13]$$

$$k = 1,05 \frac{E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad [3.14]$$

### Legame costitutivo per cls confinato

Un cls ben confinato ha un comportamento molto diverso rispetto al caso descritto in precedenza soprattutto per quanto riguarda le caratteristiche di duttilità. Per cui le staffe esplicano un ottimo effetto di confinamento oltre ad evitare l'instabilizzazione delle barre longitudinali.

Il legame costitutivo del calcestruzzo confinato è descritto dalle formule riportate nell'Annesso E dell'Eurocodice 8 - parte 2:

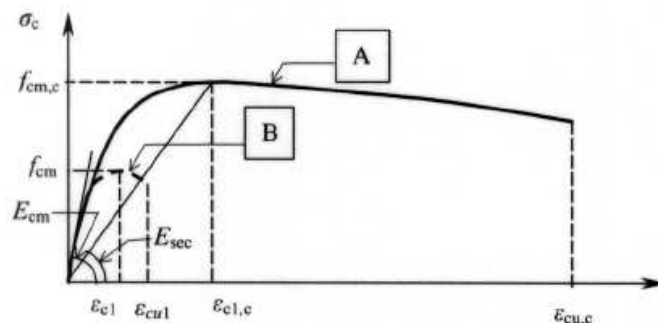


Figura 3-5. Legame costitutivo calcestruzzo confinato



$$f_{cm,c} = f_{cm} \cdot \lambda_c$$

resistenza di picco del cls confinato

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}}} - 1,254 \quad [3.15]$$

dove  $\sigma_e$  è l'effettivo sforzo di confinamento sul piano della sezione. Il valore di questo sforzo può essere valutato sulla base del rapporto di armatura trasversale ( $\rho_w$ ) e della tensione di snervamento media ( $f_{ym}$ ) delle barre di acciaio secondo la formula:

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \alpha \cdot \rho_w \cdot f_{ym} \quad \text{per staffe circolari o elicoidali}$$

$$\sigma_e = \alpha \cdot \rho_w \cdot f_{ym} \quad \text{per staffe rettangolari}$$

Nel caso delle pile da ponte, confinate secondo i dettami dell'Eurocodice e dalle dimensioni superiori ad 1 m, si assume un valore di  $\alpha \cong 1$ .

Il valore del rapporto di armatura trasversale  $\rho_w$  è di fatto un rapporto tra il volume delle barre trasversali e il volume del nucleo di cls per un'altezza pari ad  $s$  ed è definito dalle formule dei paragrafi 6.2.1.1 e 6.2.1.2 dell'annesso E :

$$\rho_w = \frac{4 \cdot A_{sp}}{s_L \cdot D_{sp}} \quad \text{per sezioni circolari}$$

dove :

$A_{sp}$  è l'area dell' armatura trasversale,

$D_{sp}$  è il diametro descritto dalle staffe,

$s_L$  è il passo delle staffe nella direzione longitudinale, soggetto alle seguenti restrizioni:

$$s_L \leq 6 \text{ diametro barre longitudinali,}$$

$$s_L \leq \frac{1}{5} \text{ della dimensione più piccola del nucleo confinato.}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L \cdot b} \quad \text{per sezioni rettangolari}$$

dove :

$A_{sw}$  è l'area dell' armatura trasversale nella direzione di sconfinamento;



$\mathbf{b}$  è la direzione del nucleo confinato perpendicolare alla direzione di confinamento considerata, misurata al di là del perimetro delle staffe;

$s_L$  è il passo delle staffe, soggetto alle medesime restrizioni di una sezione circolare.

Si fa notare che in una sezione rettangolare si hanno due valori differenti del rapporto di armatura trasversale  $\rho_{w1}$  e  $\rho_{w2}$  a seconda della direzione considerata. In questo caso lo sforzo di confinamento può essere valutato come:

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_{e1} \cdot \sigma_{e2}} \quad [3.16]$$

La deformazione in corrispondenza del picco dello sforzo e la deformazione ultima valgono rispettivamente:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad [3.17]$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot \rho_s \cdot f_{ym} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad [3.18]$$

dove:

$\rho_s = \rho_w$  per staffe circolari,

2  $\rho_w$  per staffe rettangolari,

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$  è il valore medio della deformazione dell'acciaio in corrispondenza del picco di tensione, come indicato di seguito.

Il modulo secante del cls confinato è così definito come:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} \quad [3.19]$$

Le caratteristiche di sforzo e di deformazione del cls confinato sono legate dalla seguente equazione:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,c}} = \frac{xr}{r - 1 + x^r} \quad [3.20]$$

dove:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,c}} \quad [3.21]$$

al variare di  $\varepsilon_c$  tra 0 e  $\varepsilon_{cu}$ ,

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad [3.22]$$

Come si può evincere dalle formule appena descritte il comportamento del cls confinato dipende dal quantitativo di armatura trasversale.

### Acciaio per armature lente

L'acciaio presenta in generale un comportamento molto più duttile del calcestruzzo. Il comportamento tipico di un acciaio per armature di rinforzo è descritto dalla seguente figura che compare nel paragrafo 3.2 dell'Eurocodice 2: la tabella C.1 dell'annesso C dell'Eurocodice 8 individua tre classi di acciaio, il tipo A (normale duttilità), il tipo B (alta duttilità) ed il tipo C (più alta duttilità), da impiegarsi soprattutto in zona sismica.

Product form	Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics			Requirement or quantile value (%)
Class	A	B	C	A	B	C	-
Characteristic yield strength $f_{yk}$ or $f_{0,2k}$ (MPa)	400 to 600						5,0
Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Characteristic strain at maximum force, $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Bendability	Bend/Rebend test			-			
Shear strength	-			$0,3 A f_{yk}$ (A is area of wire)			Minimum
Maximum deviation from nominal mass (individual bar or wire) (%)	Nominal bar size (mm) $\leq 8$ $> 8$			$\pm 6,0$ $\pm 4,5$			5,0

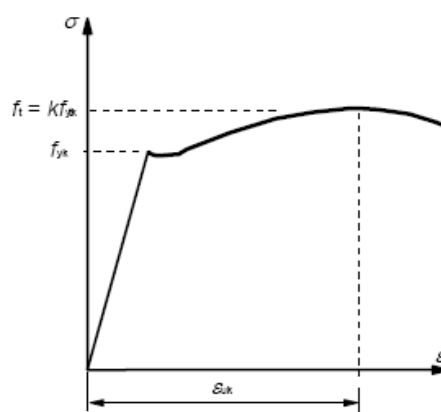


Figura 3-6. Legame costitutivo acciaio

Tutti questi acciai differiscono sia per il rapporto fra tensione di rottura e quella di snervamento che per il valore dell'allungamento omogeneo.



Dovendo risalire ai valori medi delle caratteristiche di sforzo e deformazione si può far riferimento al paragrafo 2.2 dell'annesso E dell'Eurocodice 8 dove si afferma che in mancanza di specifiche informazioni riguardo all'acciaio utilizzato per le barre di armatura possono adottare i seguenti valori:

$$\begin{aligned}
 - \frac{f_{ym}}{f_{yk}} &= 1.15, \\
 - \frac{f_{tm}}{f_{tk}} &= 1.20, \\
 - \varepsilon_{su} &= \varepsilon_{uk} .
 \end{aligned}$$

Poiché non vengono fornite delle equazioni specifiche il legame costitutivo dell'acciaio può essere approssimato con due rami lineari, uno elastico fino al limite di snervamento e uno plastico, incrudente fino alla tensione di picco.

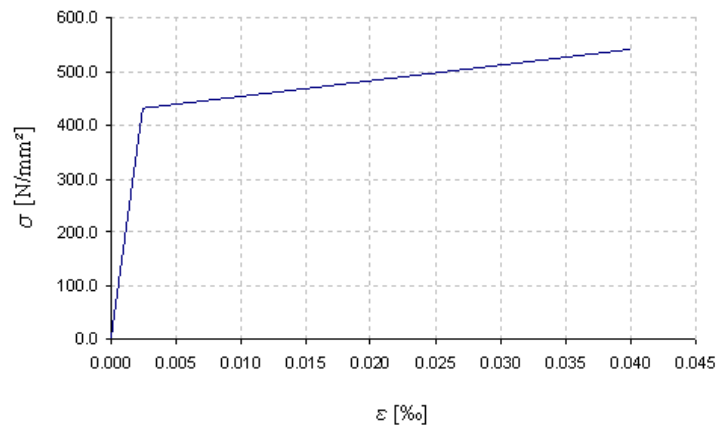


Figura 3-7. Legame costitutivo acciaio semplificato

L'incrudimento dell'acciaio è un parametro molto importante che condiziona significativamente la duttilità della sezione e della struttura perché quando è elevato consente una diffusione della plasticizzazione nella struttura. Al contrario un acciaio poco incrudente induce una localizzazione della plasticizzazione per cui la duttilità strutturale risulta molto bassa.

### Tracciamento del diagramma M-φ

Il tracciamento del diagramma M-φ richiede la conoscenza della geometria della sezione, delle caratteristiche dei materiali costituenti ma anche dello sforzo normale sollecitante  $N^*$  che deve mantenersi invariato in tutta l'analisi. Devono inoltre ritenersi valide le ipotesi di perfetta aderenza acciaio-cla e di mantenimento della sezione piana.



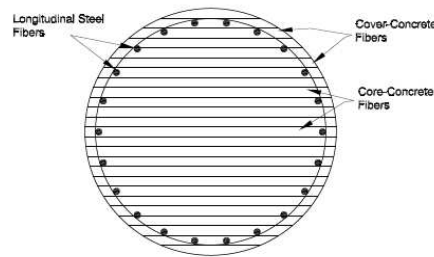


Figura 3-8. Rappresentazione della modellazione a fibre di una sezione circolare

Operazione preliminare all'analisi vera e propria è la discretizzazione della sezione, che viene suddivisa in settori o strisce, chiamati in modo più generale "fibre". Ad ogni fibra viene associato il legame costitutivo proprio del materiale che la compone (cls confinato, cls non confinato, acciaio).

E' evidente che un numero elevato di fibre comporta una maggiore accuratezza dei risultati ma anche un alto costo computazionale per cui è necessario un compromesso.

Terminata questa operazione si procede nel seguente modo: per un dato valore della curvatura  $\phi$  si sceglie un primo valore di tentativo della deformazione della fibra corrispondente al baricentro geometrico della sezione, dunque si ricava il campo di deformazione della sezione. Al diagramma delle deformazioni corrisponde un diagramma delle tensioni che deve essere in equilibrio con lo sforzo assiale esterno.

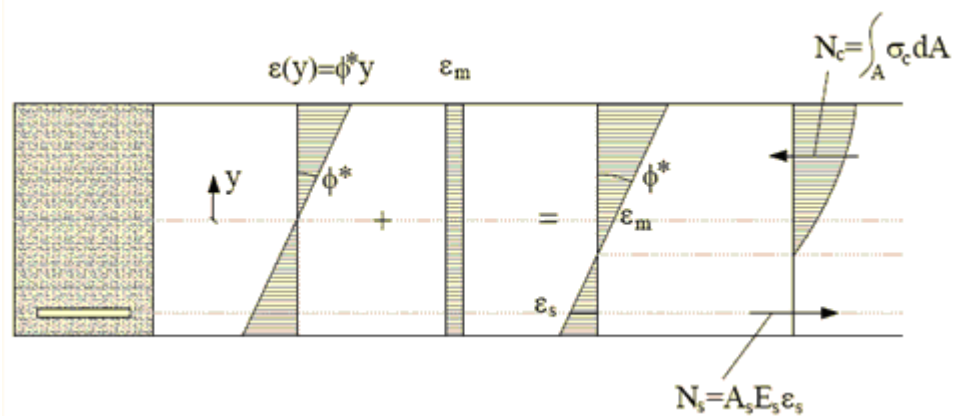


Figura 3-9. Integrazione sulla sezione in cls per la determinazione del diagramma M- $\chi$

L' equazione di equilibrio da soddisfare nel caso di una discretizzazione in strisce diventa:

$$N = N^*$$

con:

$$N = \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{ci}(y_{ci}) \cdot A_{ci}(y_{ci}) + \sum_{i=1}^{ns} \sigma_{si}(y_{si}) \cdot A_{si} \quad [3.23]$$

dove:

- $y_{ci}$  e  $y_{si}$  rappresentano la distanza dell'asse neutro della fibra  $i$ -esima di cls e di acciaio;
- $A_{ci}$  e  $A_{si}$  rappresentano l'area della striscia di calcestruzzo e dell'armatura contrassegnate dal numero "i";
- $\sigma_{ci}$  e  $\sigma_{si}$  rappresentano la tensione nella fibra  $i$ -esima di calcestruzzo e acciaio.

L'equazione può tuttavia ritenersi soddisfatta dallo stato di tensione ricavato quando  $|N-N^*|$  risulta minore di una certa tolleranza.

Se ciò non si verifica si sceglie un diverso valore per la deformazione della fibra baricentrica e mantenendo invariata la curvatura si ricava il nuovo valore di  $N$  fino a che la disuguaglianza non risulta vera.

A questo punto è possibile ricavare il valore del momento corrispondente al dato sforzo assiale e alla curvatura assegnata:

$$M = \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{ci}(y_{ci}) \cdot A_{ci}(y_{ci}) \cdot y_{ci} + \sum_{i=1}^{ns} \sigma_{si}(y_{si}) \cdot A_{si} \cdot y_{si} \quad [3.24]$$

Procedendo così per valori crescenti di  $\chi$  a partire da una curvatura nulla si ottiene il diagramma completo. Di seguito viene riportato un generico legame momento-curvatura. La resistenza a trazione del calcestruzzo viene generalmente trascurata.

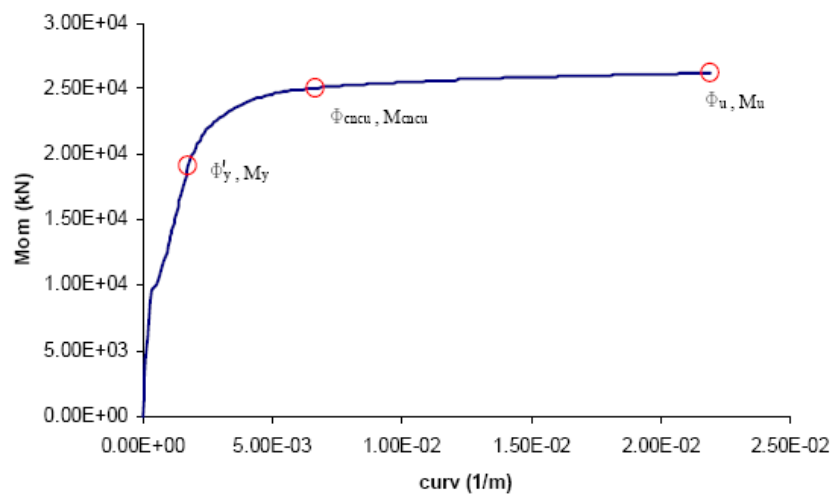


Figura 3-10. Diagramma M- $\chi$

Nel diagramma momento-curvatura è possibile individuare dei punti che corrispondono a situazioni "notevoli":

- $\phi_{fess}, M_{fess}$  sono il valore della curvatura e del momento che corrispondono alla fessurazione del calcestruzzo;
- $\phi_y, M_y$  sono il valore della curvatura e del momento che corrispondono allo snervamento della barra di acciaio più sollecitata;



- $\phi_u, M_u$  sono il valore della curvatura e del momento corrispondenti alla rottura del calcestruzzo (o dell'acciaio).

Poiché l'acciaio ha riserve di duttilità molto maggiori del cls è poco probabile che raggiunga la deformazione ultima prima del calcestruzzo, tuttavia questa eventualità può verificarsi se il calcestruzzo è ben confinato o se gli sforzi assiali di trazione sono molto elevati. Osservando il diagramma inoltre si individua un tratto iniziale lineare caratterizzato da una pendenza elevata. La relazione tra il momento  $M$  e la curvatura  $\phi$  in questo tratto è fornita dalla classica equazione elastica:

$$M = EI \cdot \phi \quad [3.25]$$

dove  $EI$  è la rigidezza a flessione della sezione non fessurata. Con l'incremento del momento, la fessurazione del conglomerato riduce la rigidezza flessionale e conseguentemente la pendenza del diagramma, fino allo snervamento dell'acciaio. Una volta che l'acciaio è snervato si nota invece un elevato incremento di curvatura a momento flettente pressoché costante.

Per la determinazione del diagramma  $M-\phi$  dell'impalcato si utilizza chiaramente il legame costitutivo del cls confinato solo per la soletta. La rigidezza presa in considerazione è quella attorno all'asse verticale del ponte dove un importante contributo alla rigidezza è fornito dalle travi in acciaio.

In questo caso oltre allo sforzo normale notevole importanza assume il momento flettente della sezione considerata, in quanto con un momento che comprime le fibre superiori e quindi il calcestruzzo si ha un notevole incremento di rigidezza rispetto alle sezioni di appoggio in cui le trazioni investono la soletta che reagisce soltanto con le barre di armatura lenta.

Nella figura che segue è riportato un tipico diagramma momento-curvatura per l'impalcato.

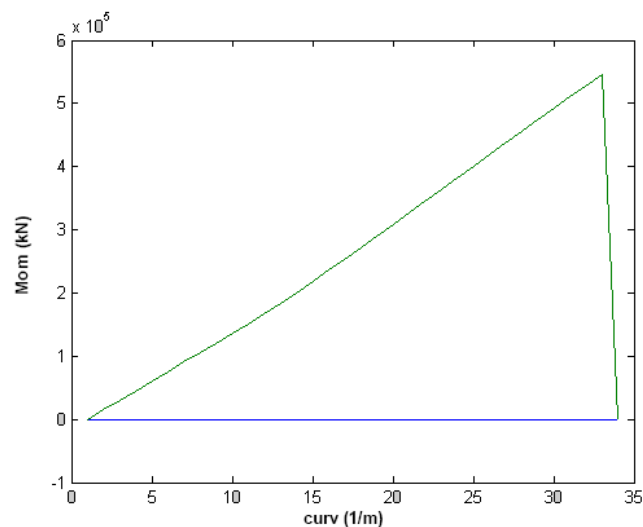


Figura 3-11. Diagramma  $M-\chi$  impalcato



### 3.1.3 Analisi dinamica non lineare (Non linear time history analysis)

L'analisi dinamica non lineare consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi.

L'analisi dinamica non lineare è sempre obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente.

L'integrazione nel tempo delle equazioni del moto è condotta utilizzando il metodo di Newmark e gli step temporali di integrazione in genere sono assunti costanti.

Ad ogni iterazione la convergenza si considera raggiunta allorché l'aliquota di forza non bilanciata è minore di un'aliquota della forza totale.

L'equazione del moto che descrive la risposta del sistema è la seguente:

$$M \ddot{U} + C \dot{U} + KU + F_{NL}(U, \dot{U}) = -M \ddot{U}_g \quad [3.26]$$

Dove:

- $M$  è la matrice delle masse della struttura;
- $C$  è la matrice di smorzamento della struttura;
- $K$  è la matrice di rigidezza della struttura;
- $F_{NL}$  è la forza degli elementi non-lineari della struttura (isolatori sismici) che dipende dagli spostamenti, dalle velocità e dalla storia di carico.

La matrice delle rigidezze  $K$  e quella delle masse  $M$  sono definite in funzione della geometria della struttura, delle proprietà delle sezioni trasversali, e delle connessioni fra gli elementi strutturali. La matrice di smorzamento  $C$  è definita come combinazione lineare della matrice delle masse e di quella delle rigidezze, in accordo con la seguente espressione (smorzamento di Rayleigh):

$$C = \alpha M + \beta K \quad [3.26]$$

con

- $\alpha = 4\pi(\xi_2 T_2 - \xi_1 T_1)/(T_2^2 - T_1^2)$
- $\beta = [(T_1 T_2) / \pi][(\xi_1 T_2 - \xi_2 T_1)/(T_2^2 - T_1^2)]$
- $\xi_1$  e  $\xi_2$  valore dello smorzamento che si vuole attribuire ai due modi principali
- $T_1$  e  $T_2$  definiscono i periodi ai quali corrisponde uno smorzamento pari a  $\xi_1$  e  $\xi_2$ .

Lo smorzamento risultante per gli altri modi di vibrare dall'adozione dei coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  tarati su due soli modi è ricavabile dalla seguente formula (Figura 3-12):

$$\xi_i = 0.5[(\alpha T_i)/(2\pi) + (2\pi\beta)/T_i] \quad [3.27]$$

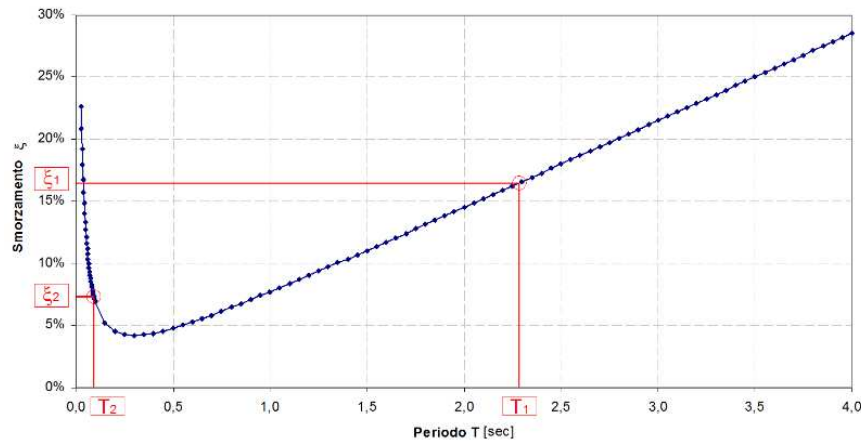


Figura 3-12. Smorzamento modale in funzione del periodo di vibrazione

Nei ponti isolati con pile in c.a. lo smorzamento modale  $\xi$  può essere considerato pari al 5 % per tutti i modi tranne quelli caratterizzati da spostamenti che interessano gli isolatori, per i quali lo smorzamento del resto della struttura può essere trascurato. Poiché in genere i dispositivi di isolamento sono modellati con un legame costitutivo non lineare (e quindi lo smorzamento dei dispositivi è già messo in conto essendo l'analisi, per l'appunto, non lineare), i fattori  $\alpha$  e  $\beta$  sono definiti stabilendo le coppie di valori  $T_1$ - $\xi_1$  e  $T_2$ - $\xi_2$  nel seguente modo:

$$\begin{aligned} T_1 &= T_{is} & \xi_1 &= 0 & \alpha &\cong 0 \\ T_2 &= T_s & \xi_2 &= 5\% & \beta &= T_s \xi_2 / \pi \end{aligned}$$

Con:

- $T_{is}$  periodo di vibrazione che coinvolge il sistema di isolamento;
- $T_s$  periodo di vibrazione della sottostruttura (pile).

La curva del fattore di smorzamento in funzione del periodo assume di conseguenza l'andamento riportato in Figura 3-13.

Lo smorzamento nel tratto con periodi  $T > 1.5$  sec in cui l'isolamento caratterizza la risposta della struttura è molto piccolo ( $\xi < 0.3\%$ ); per questi periodi lo smorzamento dipende quasi esclusivamente dalla risposta non-lineare degli isolatori.

Per periodi molto piccoli ( $T = 0.05$  sec) lo smorzamento si incrementa significativamente ( $\xi > 10\%$ ); questo effetto è positivo in quanto i modi che hanno periodi dello stesso ordine di grandezza degli step di integrazione (in genere dell'ordine di 0.01 sec) non possono essere integrati con accuratezza ed è preferibile "filtrarli" con valori di smorzamento elevati.

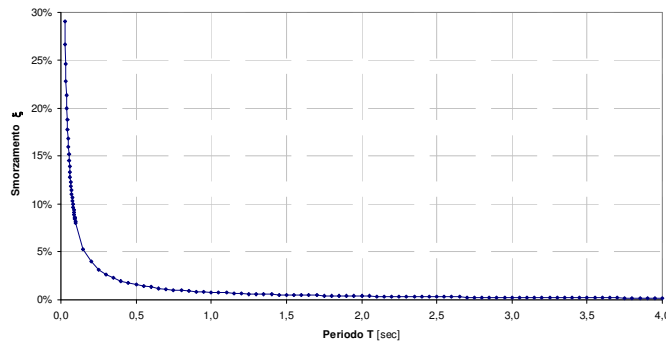


Figura 3-13. Smorzamento modale in funzione del periodo per ponti isolati con pile in c.a.

### *Limitazioni a spostamenti e tagli all'interfaccia di isolamento secondo EN1998-2*

Anche nel caso di analisi dinamica non lineare l'EN1998-2 (punto 7.5.6) pone dei limiti inferiori agli spostamenti e alle forze orizzontali ottenuti all'interfaccia di isolamento (valori maggiori dell'80% di quelli determinati con l'analisi con il Metodo del modo fondamentale). Si opera analogamente a quanto riportato al paragrafo precedente relativo all'analisi multi-modale con spettro di risposta.

#### **3.1.3.1 Modellazione della struttura**

Nel caso di analisi dinamica non lineare il modello di calcolo deve comprendere sia la sovrastruttura che la sottostruttura, oltre al sistema di isolamento.

Il modello della sovrastruttura e della sottostruttura può essere rappresentato da elementi a comportamento lineare, essendo assenti o trascurabili le escursioni in campo non lineare delle pile e dell'impalcato, mentre il sistema d'isolamento è simulato mediante elementi finiti del tipo "link non lineari", che colgono al meglio il comportamento ciclico (forza-spostamento) reale dei dispositivi.

La modellazione della sovrastruttura prevede l'impiego di elementi finiti di tipo *beam* e/o *shell* a comportamento elastico lineare.

La modellazione della sottostruttura dovrà descrivere con sufficiente accuratezza la reale distribuzione delle rigidità e delle masse.

La risposta del sistema può dipendere significativamente dal comportamento flessionale delle sottostrutture, nel caso in cui l'altezza delle pile in calcestruzzo armato sia rilevante. Per la valutazione della rigidità flessionale delle pile si può operare come segue:

- si può utilizzare la rigidità delle sezioni non fessurate per l'intera sottostruttura;
- si impiega la rigidità flessionale effettiva che può essere definita in base ai diagrammi momento-curvatura delle sezioni, in corrispondenza delle massime sollecitazioni flettenti

ottenute dall'analisi, oppure di una frazione di queste. La rigidezza effettiva così attribuita resta comunque costante durante l'analisi, indipendentemente dell'entità e direzione delle sollecitazioni flettenti ai vari step di integrazione;

- si possono utilizzare soluzioni più raffinate, come i modelli che simulano il comportamento assiale di un numero di “fibre” rappresentative in cui viene suddivisa la sezione trasversale dell'elemento (Figura 3-14). Ogni fibra è caratterizzata da una determinata posizione, un'area ed un legame costitutivo di tipo tensione-deformazione ( $\sigma$ - $\epsilon$ ). Le tensioni normali sono integrate sull'intera sezione per determinare le caratteristiche di sollecitazione  $N$ - $M_2$ - $M_3$ . Contemporaneamente gli spostamenti assiali e le rotazioni sono ottenuti a partire dalla deformazione assiale in ogni fibra.

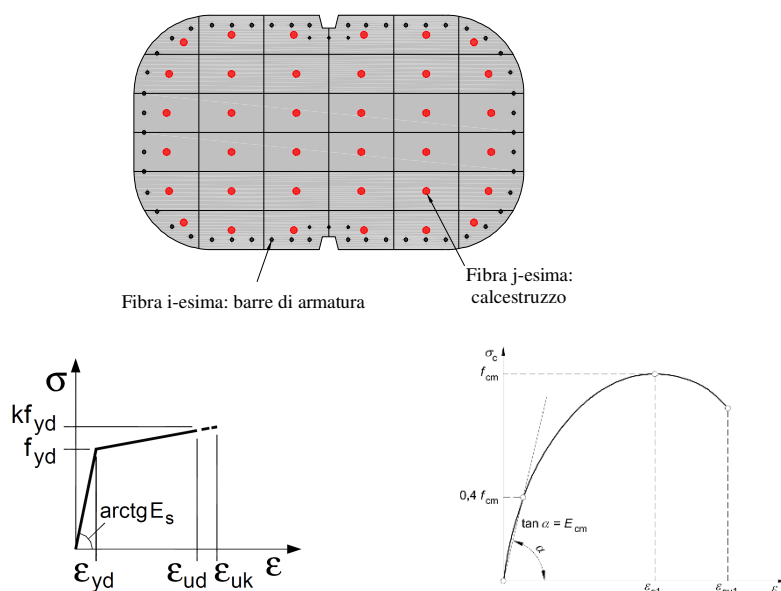


Figura 3-14. Modello a fibre di una pila in c.a.

Il modello “a fibre” considera automaticamente l'interazione fra le caratteristiche di sollecitazione nelle diverse direzioni, e quindi della variabilità del diagramma momento-curvatura in funzione della direzione della sollecitazione in ogni istante di integrazione. Ne risulta, comunque, una modellazione che richiede tempi di analisi piuttosto lunghi, motivo per cui è sempre consigliabile cercare la discretizzazione che conduce al bilanciamento ottimale fra l'accuratezza dei risultati ed i tempi di analisi.

### 3.1.4 Definizione di spostamenti e sollecitazioni di progetto

L'analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo restituisce spostamenti nodali e caratteristiche di sollecitazione degli elementi per ogni istante di integrazione. Non sono



assolutamente ovvie le modalità con cui determinare i valori di progetto dei parametri di interesse nel dimensionamento degli elementi strutturali di un viadotto isolato.

Nel seguito si riportano le procedure operative che consentono di calcolare gli spostamenti di progetto degli isolatori e le sollecitazioni di progetto delle pile.

Occorre innanzitutto precisare che nel caso di analisi sismiche in campo non lineare, si rende indispensabile un'analisi non lineare anche per la valutazione degli effetti di tutti i carichi di progetto escluso il sisma (carichi permanenti, variazioni termiche e/o ritiro,...) che deve precedere l'analisi con accelerogrammi (l'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti è lecita esclusivamente per la definizione degli spostamenti di progetto dei dispositivi di isolamento, cfr. 2.3.6.3 e 7.6.2 2(P) EN1998-2).

Il calcolo degli spostamenti di progetto dei dispositivi di isolamento può essere effettuato come segue:

- gli spostamenti longitudinali indotti da azioni permanenti, variazioni termiche e/o ritiro vengono sommati (tenendo conto dei coefficienti parziali di combinazione), ad ogni step temporale, alle componenti di spostamento ottenute dall'analisi sismica;
- per ogni istante di integrazione viene calcolato lo spostamento totale con la formula:
- $d_e = [ (d_x)^2 + (d_y)^2 ]^{0.5}$
- con  $d_x$  e  $d_y$ , spostamenti relativi fra due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni nelle direzioni principali  $X$  e  $Y$ .
- si determina il massimo spostamento totale nel tempo per ognuno dei gruppi di accelerogrammi;
- se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, si effettua la media fra i 7 massimi calcolati e si ottiene lo spostamento di progetto.

La definizione delle sollecitazioni di progetto nelle sottostrutture presenta maggiori complessità, dovute all'esigenza di individuare i valori concomitanti ai valori massimi o medi definiti per ogni direzione principale.

Occorre innanzitutto precisare che nel caso di analisi sismiche in campo non lineare, si rende indispensabile un'analisi non lineare anche per la valutazione degli effetti di tutti i carichi di progetto escluso il sisma (carichi permanenti, variazioni termiche e/o ritiro,...) che deve precedere l'analisi con accelerogrammi (non è lecito applicare il principio di sovrapposizione degli effetti).

Per la definizione della terna sollecitazioni  $N$ ,  $M_2$ ,  $M_3$  da impiegare nella verifica di sicurezza a pressoflessione di una generica sezione (il momento flettente  $M_2$  agisce in direzione





longitudinale,  $M_3$  in direzione trasversale), si può far riferimento alla seguente procedura operativa:

- si stabilisce la caratteristica di sollecitazione principale, che caratterizza dunque la condizione di verifica che si vuol definire, ad esempio il momento flettente nella direzione longitudinale  $M_2$ ;
- si determina il valore massimo della sollecitazione principale (momento flettente longitudinale  $M_2$ ) per ogni gruppo di accelerogrammi  $M_{2max,i}$ ;
- se si utilizzano almeno 7 gruppi di accelerogrammi, si effettua la media fra i 7 massimi trovati e si ottiene il valore di progetto nella direzione longitudinale:

$$M_{2Ed} = \text{media}(M_{2max,i} \ i=1 \div 7)$$

- se si utilizza un numero inferiore di gruppi, purché maggiore o uguale a 3, la sollecitazione di progetto è definita dal massimo valore derivante dalle diverse analisi:

$$M_{2Ed} = \max(M_{2max,i} \ i=1 \div 3);$$

- si definiscono i valori delle forze assiali  $N_{con,i}$  e sollecitazioni flettenti trasversali  $M_{3con,i}$  concomitanti ai valori massimi  $M_{2max,i}$  selezionati ai passi precedenti per la direzione longitudinale;
- se si utilizzano almeno 7 gruppi di accelerogrammi, si effettuano le medie fra i 7 valori concomitanti  $N_{con,i}$  ed i 7 valori concomitanti  $M_{3con,i}$  e si ottengono i valori di progetto nella direzione trasversale concomitanti a  $M_{2Ed}$ :

$$N_{con,Ed} = \text{media}(N_{con,i} \ i=1 \div 7)$$

$$M_{3con,Ed} = \text{media}(M_{3con,i} \ i=1 \div 7)$$

### 3.1.5 Considerazione sull'impiego dei diversi metodi di analisi

In linea generale, ogni qual volta il sistema di isolamento è modellabile come lineare possono essere eseguite tutte le analisi descritte nei paragrafi precedenti:

- analisi multi-modale con spettro di risposta (dinamica lineare);
- analisi dinamica lineare o non lineare con integrazione al passo.

Non sono comunque insolite le situazioni in cui il sistema di isolamento non è modellabile con un comportamento lineare, come nel caso in cui si adottano le proprietà di progetto limiti superiori dei dispositivi (*UBPD*), che porterebbero a valori elevati del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{eff}$  (pari anche al 40%), per i quali il calcolo della risposta in campo lineare perde di significato.

Nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni d'altra parte, è limitato il fattore  $\eta$  a valori  $\geq 0.55$  (ossia  $\xi \leq 28\%$ ) nella definizione dello spettro di risposta, ed è imposto un valore massimo del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari a  $\xi = 30\%$  come limite non superabile



per poter modellare il sistema di isolamento con elementi a comportamento lineare. Nel contempo, anche nella EN1998-2, al punto 7.5.3 1(P) è posto un limite superiore al valore del coefficiente di smorzamento per l'esecuzione di analisi lineari, pari a  $\xi = 30\%$ .

Ogni qual volta il sistema di isolamento non è modellabile come lineare è invece necessario effettuare un'analisi non lineare con integrazione al passo.

In ogni modo, qualora non sussistano le condizioni per l'applicabilità delle analisi in campo lineare, l'analisi multi-modale con spettro di risposta rappresenta comunque un ottimo strumento per la progettazione preliminare del sistema di isolamento e per l'interpretazione dei risultati ottenuti con metodi di analisi più sofisticati, quali le analisi non lineari.

La EN1998-2 (cfr. paragrafo 4.2.4) specifica che il metodo dell'analisi dinamica non lineare *“può essere impiegato esclusivamente in combinazione con l'analisi lineare con spettro di risposta, al fine di evidenziare aspetti specifici del comportamento strutturale post-elastico.... Tuttavia, nel caso di ponti con isolamento sismico o ponti irregolari i valori inferiori stimati con una time-history rigorosa possono essere impiegati in sostituzione di quelli ottenuti mediante l'analisi con spettro di risposta”*.

### **3.2 Metodi di Verifica**

Nel seguito si riportano, per ogni elemento strutturale, i controlli e le verifiche necessarie a garantire il livello di sicurezza strutturale previsto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

#### **3.2.1 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio SLE**

##### **3.2.1.1 Sottostrutture**

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello *SLD* è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello *SLV*.

Le verifiche allo *SLE* vanno eseguite, secondo le combinazioni riportate al paragrafo 4.3.4, nei confronti degli stati limite tensionali e di fessurazione.

##### **3.2.1.2 Dispositivi di Isolamento**

I dispositivi del sistema d'isolamento non debbono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle condizioni di servizio. Tale requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche allo *SLV* dei dispositivi. In caso di sistemi a comportamento non



lineare, eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica allo *SLD* debbono essere compatibili con la funzionalità della costruzione.

### 3.2.1.3 Giunti

Per le strutture di classe d'uso diversa dalla IV, le connessioni fra la struttura isolata (impalcato) e le parti di struttura non isolate (spalle e pile) devono essere progettate per assorbire gli spostamenti relativi corrispondenti allo *SLD* senza subire alcun danno o limitazione d'uso.

Per le strutture di classe d'uso IV è richiesto invece un livello di protezione maggiore, corrispondente ad un intensità sismica superiore a quella dello *SLD*.

Anche nelle combinazioni *SLE* va verificato che la connessione possa subire gli spostamenti relativi senza danni.

## 3.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Ultimi non Sismici SLU

### 3.2.2.1 Sottostrutture

Le verifiche di resistenza delle pile, delle spalle e delle fondazioni devono essere eseguite per le combinazioni di carico riportate al paragrafo 4.3.4.

### 3.2.2.2 Dispositivi di Isolamento

Le combinazioni di carico allo *SLU* riportate in 4.3.4 sono in genere fondamentali per definire il massimo carico verticale che i dispositivi devono sostenere in concomitanza a spostamenti orizzontali significativi (es. vento, variazioni termiche,...).

La scelta dell'isolatore in funzione del carico verticale garantisce in genere che tutti i componenti del dispositivo non subiscano danni per quell'entità del carico, rimanendo in campo elastico.

Per le stesse combinazioni di carico allo *SLU* devono comunque essere verificati anche che gli spostamenti massimi sul piano orizzontale non eccedano la capacità di spostamento del dispositivo.

Nel caso di dispositivi a comportamento attritivo, come gli isolatori a pendolo scorrevole, il sistema d'isolamento deve anche essere dimensionato in modo da limitare gli spostamenti orizzontali trasversali dell'impalcato sotto le azioni esterne non sismiche (es. vento) in una condizione di verifica in cui si suppone l'assenza di attrito per gli isolatori, come indicato al punto 6.7 della EN 1337-2 e al punto 8.3.1.2.5 della EN 15129: "gli effetti dell'attrito non



*devono essere utilizzati per alleviare gli effetti dei carichi orizzontali applicati esternamente diversi dal sisma".*

### **3.2.2.3 Giunti**

Per le connessioni fra la struttura isolata (impalcato) e le parti di struttura non isolate (spalle e pile) deve essere garantito che gli spostamenti relativi corrispondenti allo *SLU* siano assorbiti senza subire alcun danno o limitazione d'uso.

## **3.2.3 Verifiche agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita SLV**

### **3.2.3.1 Sottostrutture e Sovrastruttura**

Gli elementi della sottostruttura devono essere verificati allo *SLV* rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi, quando il modello include anche la sottostruttura.

Anche le sollecitazioni sugli elementi della sovrastruttura sono quelle direttamente ottenute dalle analisi sismiche allo *SLV* ( $q=1,0$ ).

La combinazione delle sollecitazioni deve essere eseguita adottando le regole riportate in § 7.3.5 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, tenendo in conto gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto.

Gli spostamenti relativi dei dispositivi di isolamento possono indurre nelle sottostrutture dei momenti flettenti aggiuntivi non trascurabili, dovuti all'eccentricità del carico verticale trasmesso al fusto dall'impalcato. Tali effetti vengono considerati direttamente sommando le sollecitazioni flettenti dovute all'eccentricità dei carichi verticali ai risultati ottenuti con le analisi del primo ordine.

### **3.2.3.2 Dispositivi di Isolamento**

Nelle condizioni di massima sollecitazione le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa (zanche, piastre, etc.) devono rimanere in campo elastico, nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono costituite, e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.

### **3.2.3.3 Giunti**

Esclusivamente per le strutture di classe d'uso IV le connessioni devono assorbire gli spostamenti allo *SLV* senza subire danni.

### 3.2.4 Verifiche agli Stati Limite di Collasso SLC

#### 3.2.4.1 Dispositivi di isolamento

I dispositivi del sistema d'isolamento ed i varchi fra la struttura isolata (impalcato) e le parti di struttura non isolate (spalle e pile) debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo *SLC*. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica detta occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo *SLD* e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza ( $d_0$ ), seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo *SLD* ( $d_{SLD}$ ), secondo lo schema riportato in seguito.

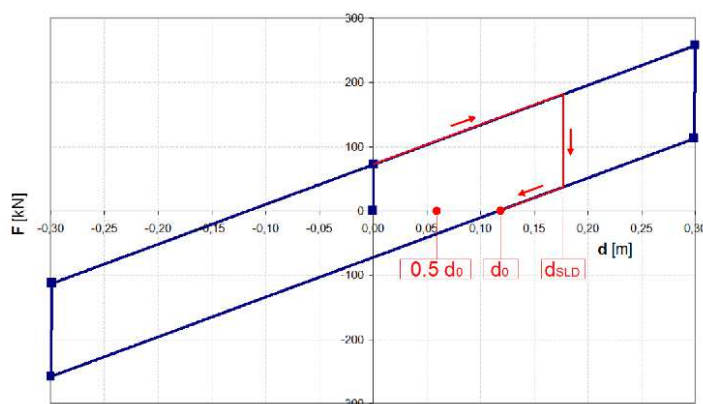


Figura 3-15. Modello legame costitutivo isolatore HDRB

In questa sezione si riportano le verifiche che ogni isolatore deve soddisfare per poter essere impiegato. Queste verifiche assumono nella presente tesi un ruolo fondamentale perché sebbene anche gli isolatori di produzione standard debbono essere verificati secondo questi criteri per un isolatore fabbricato *su misura* la verifica non è così banale. Infatti per un elemento *commerciale* la verifica sarà soddisfatta sicuramente visto che il produttore fornisce per ogni dispositivo quello che è il carico massimo e lo spostamento di progetto ammissibile, valori questi dettati proprio per permettere al dispositivo di superare, oltre alle prove di qualifica ed accettazione, le verifiche previste dalla normativa. Quando invece il dispositivo elastomerico è realizzato per una data rigidità di progetto, ottenuta dimensionando gli strati elastomerici e il numero di essi è un elemento pressoché unico e quindi mai sottoposto alle verifiche. Le verifiche descritte in questo paragrafo seguono le indicazioni dettate dal D.M. 2008 e circolare esplicativa n. 617 del 2-2-2009 oltre alla normativa europea *pr15129draft* che in alcune sue parti richiama la *en1337 elastomeric-bearings*. Si può subito affermare che per quanto riguarda le verifiche degli isolatori in fase sismica il testo normativo italiano è



abbastanza coerente con quanto contenuto nella normativa europea invece per la verifica dei dispositivi di isolamento in fase non sismica si è seguita integralmente la *pr15129draft* perché purtroppo questa condizione di progetto nel D.M. del 2008 non è contemplata.

Ai fini della corretta applicazione delle verifiche è necessario esporre anticipatamente alcune grandezze caratteristiche ottenute facendo riferimento ai parametri caratteristici esposti sopra:  $V_{CR}$ , forza verticale massima che è in grado di sopportare l'isolatore data dalla seguente equazione:

$$V_{CR} = \frac{G_{din} \cdot A_R \cdot S_1 \cdot D}{t_e}$$

$\gamma_s$ , rappresenta la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali:

$$\gamma_s = \frac{d_{ED}}{t_e} \quad [3.28]$$

$\gamma_c$ , rappresenta la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione:

$$\gamma_c = \frac{1,5 \cdot V}{S_1 \cdot G_{din} \cdot A_R} \quad [3.29]$$

$\gamma_\alpha$ , rappresenta la deformazione di taglio dell'elastomero dovuta alla deformazione angolare:

$$\gamma_\alpha = \frac{a^2}{2 \cdot t_i \cdot t_e} \quad [3.30]$$

in cui  $\alpha^2$  per isolatori circolari è definita dalla seguente relazione:

$$a^2 = \frac{3 \cdot \alpha \cdot D^2}{4} \quad [3.31]$$

avendo indicato con  $\alpha = \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2}$ , cioè la somma quadratica delle rotazioni attorno all'asse x e y rispettivamente;

Verifiche ai sensi de: OPCM 3431 e circolare n.617 del 2/2/2009

### **Deformazione di taglio massima degli isolatori**

Questa verifica è volta a valutare la deformazione massima a taglio dell'isolatore sotto la condizione sismica. Devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

$$\gamma_{Tot} = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha \quad [3.32]$$

$$\gamma_s \leq \gamma^*/1,5 \leq 2 \quad [3.33]$$

### **Tensione negli inserti in acciaio**

La tensione massima agente nella generica piastra di acciaio risulta:



$$\sigma_s = 1,3 \cdot V \frac{t_1 + t_2}{A_R \cdot t_s} \quad [3.34]$$

dove:

$t_1$  e  $t_2$  sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra;

$t_s$  spessore della piastra di acciaio che in ogni caso dovrà risultare  $\geq 2$  mm; naturalmente questo valore andrà confrontato con la  $f_{yk}$  cioè la tensione di snervamento dall'acciaio;

### **Instabilità**

Questa verifica prevede che il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico  $V_{cr}$  diviso per un coefficiente di sicurezza 2, ovvero:

$$\frac{V_{CR}}{V} \geq 2 \quad [3.35]$$

A questo punto si riportano le verifiche secondo quanto riportato dalla normativa europea:

- EN 1337-3,2005 “Elastomeric bearings”;
- prEN 15129,2006 “Anti-seismic devices”.

### Verifiche per il caso di progetto: Condizione sismica

In questo caso occorre riferirsi alla prEN 15129, secondo la quale le verifiche che vanno effettuate agli stati limite ultimi sono:

#### **a) Maximum total design shear strain:**

Questa verifica ha la stessa struttura del caso non sismico ma con alcune differenze:

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \cdot (\varepsilon_{c,E} + \varepsilon_{q,max} + \varepsilon_{\alpha,d}) \quad [3.34]$$

Infatti avremo:

$$\varepsilon_{c,E} = \frac{6 \cdot S \cdot N_{Ed,max}}{A_r \cdot E'_c} \quad [3.35]$$

In cui:

$N_{Ed,max}$  : massimo carico verticale in condizione sismica;

$E'_c$  che vale:

$$E'_c = 3 \cdot G(1 + 2 \cdot S^2) \quad [3.36]$$

Mentre ai fini della verifica dovrà risultare:



$$\varepsilon_{q,E} \leq 2,5 \quad [3.37]$$

Per il resto è tutto uguale al caso non sismico.

### b) Buckling under seismic actions:

Questa verifica valuta la stabilità dell'isolatore sotto l'azione sismica, infatti se:

$$\frac{P_{cr}}{2} \geq N_{Ed,max} \geq \frac{P_{cr}}{4} \quad [3.39]$$

dovrà essere soddisfatta la seguente condizione:

$$1 - \frac{2 \cdot N_{Ed,max}}{P_{cr}} \geq 0,7 \cdot \delta \quad [3.39]$$

mentre se:

$$N_{Ed,max} < \frac{P_{cr}}{4} \quad [3.40]$$

la verifica prevede:  $\delta \leq 0,70$ ; [3.41]

la grandezza  $\delta$  è così definita:  $\delta = d_{bd}/D$ ; [3.42]

### c) Reinforcing plate thickness:

$$f_Y = K_P \cdot F_{Z,d} \cdot \frac{(t_1 + t_2)}{A_R \cdot t_S} \cdot K_h \cdot \gamma_m \quad [3.43]$$

## 3.2.5 Giunti

Le Norme Tecniche Italiane non richiedono il soddisfacimento delle verifiche allo *SLC*, oltre a quelle allo *SLD* (o *SLV* per strutture in classe d'uso IV).

D'altra parte anche al punto 2.3.6.3 (5) della EN1998-2 è precisato che “*dettagli costruttivi degli elementi strutturali non critici per i quali si prevede che l'azione sismica di progetto produca danni (ad esempio i giunti di dilatazione dell'impalcato....) si raccomanda di sistemarli per una modalità di danneggiamento prevedibile e permettere la riparazione permanente. Si raccomanda che le tolleranze diano spazio ad appropriate quote dello spostamento sismico di progetto e del movimento termico,  $p_E$  e  $p_T$ , rispettivamente dopo aver consentito qualsiasi effetto a lungo termine di viscosità e ritiro, in modo tale che siano evitati danni causati da terremoti frequenti. I valori appropriati di tali frazioni possono essere scelti sulla base di un giudizio in termini di costi benefici sulle misure adottate per prevenire tali danni*”.



## 4 Ponti Parzialmente Isolati (PRSI)

### 4.1 Descrizione generale

Negli ultimi 30 anni l'introduzione di dispositivi di isolamento per disaccoppiare il moto della sovrastruttura da quello della sottostruttura è diventata una pratica molto diffusa a livello mondiale per proteggere dal sisma, sia per le nuove costruzioni concepite con questa filosofia che per il recupero e l'adeguamento di tutti quei ponti e viadotti progettati in passato ignorando l'azione sismica. Quest'ultima, invece si è rivelata fondamentale nel corso degli anni, anche purtroppo in base ad eventi catastrofici che hanno rappresentato un duro prezzo pagato da molte società, perché ha dato una chiara testimonianza della deficienza delle strutture sotto l'aspetto sismico. Allo stesso modo però molti ponti isolati sono stati "testati" direttamente ed anche con terremoti di elevata intensità fornendo risultati incoraggianti e confortanti dal punto di vista tecnico-ingegneristico che hanno permesso un notevole sviluppo degli studi orientati in questa direzione. Però se da un lato queste numerose esperienze e sperimentazioni hanno effettivamente messo in luce come la tecnica dell'isolamento sismico limiti le forze trasmesse dal terreno in movimento alla struttura, d'altra parte sono emersi diversi problemi che una flessibilità esibita dalla struttura può causare come un eccessivo spostamento dell'impalcato e la necessità di dover utilizzare giunti bi-direzionali, abbastanza complicati nel funzionamento oltre che molto costosi. Proprio quest'ultimo aspetto spesso ha portato alla scelta di vincolare trasversalmente l'impalcato in corrispondenza delle spalle. Per queste tipologie di ponti isolati il processo di carico coinvolge le spalle e l'impalcato che sotto l'azione delle forze di inerzia mostra una significativa curvatura. In questi casi si parla di ponti isolati alla base parzialmente vincolati (**PRSI: Partially Restrained Seismically Isolated**), per distinguerli dal caso in cui l'isolamento riguarda entrambe le direzioni **BDSI: Bridges with Bidirection Seismic Isolation**.

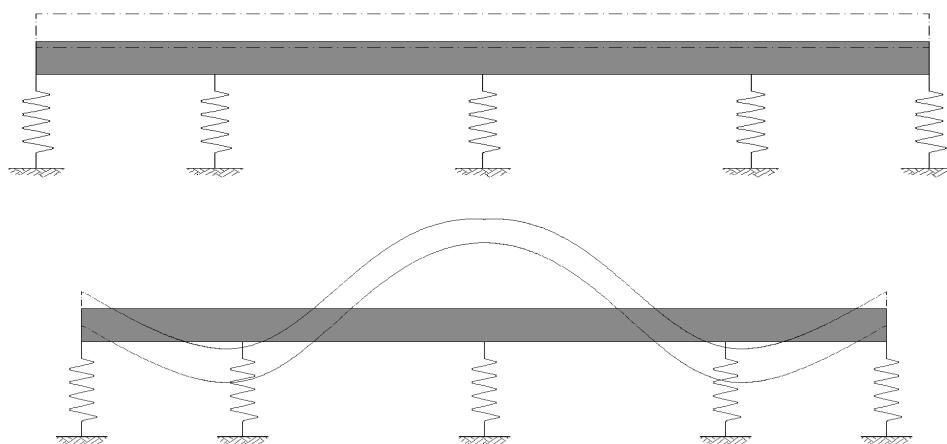


Figura 4-1 – Schematizzazione ponti BDSI con impalcato rigido e flessibile



Generalmente nei ponti PRSI l'effetto dell'allungamento del periodo non è così importante, avendo come limite superiore il periodo fondamentale di vibrazione determinato dall'oscillazione della sovrastruttura stessa, che ha un comportamento sismico simile ad una trave semplicemente appoggiata. Inoltre in questi casi si raggiunge un basso valore di smorzamento dell'energia fornita dal sisma dovuto al basso smorzamento dell'energia del processo di carico elastico. Nonostante questo aspetto negativo il parziale vincolo sulle spalle ha numerosi vantaggi, tra cui:

- La capacità di coinvolgere il maggior numero di sottostrutture per resistere alle forze di inerzia dell'azione sismica;
- La possibilità di controllare il taglio totale trasmesso alle pile ed alle spalle;
- Si evitano di impiegare giunti bi-direzionali.

Chiaramente il taglio richiesto alle singole pile risulta inferiore rispetto al caso di ponte totalmente isolato a fronte però di un maggior impegno per le spalle, che tuttavia essendo nella maggior parte dei casi elementi robusti, massivi ed interrati non risentono di particolari problemi dovuti ad incrementi di carico. A questo va aggiunto che nella maggior parte dei casi la geometria della spalla stessa è determinata per lo più dall'ingombro della sede stradale e quindi risulta essere un parametro imposto, sul quale il progettista non può apportare cambiamenti significativi.

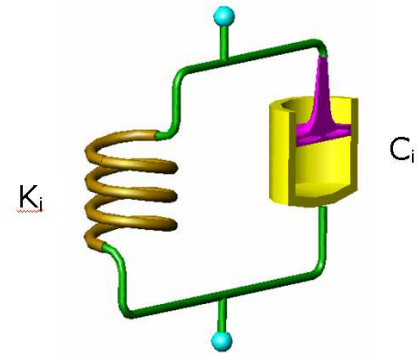
#### 4.2 Metodo di progetto

Date le potenzialità che ne derivano nel comportamento sismico per ponti e viadotti aventi una configurazione di vincolo parziale in direzione trasversale, è stato messo a punto un metodo di progetto allo scopo di fornire uno strumento a supporto del progettista di semplice applicazione ma in grado di fornire risultati abbastanza vicini a quanto può essere determinato con laboriose analisi agli elementi finiti. Il metodo di progetto prevede delle semplici operazioni analitiche di tipo iterativo che giungono a convergenze abbastanza rapidamente.

Va sottolineato come una procedura di progetto per ponti parzialmente vincolati è già stata proposta da Tsai (2008), in particolare l'autore avanzò l'ipotesi di assumere una deformata modale target di tipo sinusoidale per la sovrastruttura e di utilizzare il metodo dello strain energy principle (Kawashima 2004) per trovare il fattore di smorzamento complessivo del ponte  $\xi_{eq}$ .

Tuttavia il metodo qui proposto introduce rispetto a Tsai alcuni sostanziali miglioramenti, come:

- L'insieme pila-isolatore viene modellato rigorosamente attraverso il modello di Kelvin, costituito da una molla ed uno smorzatore disposti in parallelo. Infatti la molla ha lo scopo di rappresentare la parte elastica di questo sistema mentre lo smorzatore tiene conto del comportamento viscoso fornito sia dal calcestruzzo della pila ma soprattutto dall'isolatore, dotato di maggiori prestazioni dissipative.



- È possibile controllare quanto taglio (domanda) affidare alla singola pila in fase sismica. Questo aspetto rappresenta un duplice vantaggio, innanzitutto nel caso di recupero di ponti esistenti conoscendo la capacità di resistenza delle vecchie pile si può scegliere se incrementare quest'ultima con interventi di miglioramento oppure lasciarle inalterate scegliendo di convogliare altrove l'incremento di resistenza fornito al ponte. Un ulteriore aspetto positivo sta nel fatto di poter regolarizzare il momento alla base nel caso di ponti con pile di diversa geometria imposta dalla morfologia del sito;
- Il metodo proposto tiene conto nello sviluppo analitico del problema del fattore di partecipazione modale legato alla forma modale adottata, cioè la sinusoidale, mentre Tsai sembra trascurare questo parametro;
- Viene introdotto un semplice criterio per verificare la condizione di rottura dell'impalcato cioè fino a quando il vincolo parziale può indurre una curvatura limite oltre la quale si ha la plasticizzazione dell'impalcato stesso.

#### 4.2.1 Filosofia di progetto

Come più volte ripetuto il metodo di progetto qui adottato potrà essere utilizzato sia nel caso di nuove opere sia quando si vogliono adeguare strutture esistenti. In ogni caso l'ipotesi di base assunta è la conservazione in campo elastico della struttura. Nel presente lavoro le variabili assunte note nel progetto sono:

- La geometria del ponte;
- La massa sismica per unità di lunghezza  $m(x)$  della sovrastruttura nonché la sua geometria e la rigidezza trasversale  $EJ(x)$  fessurata valutata calcolando il diagramma momento curvatura della sezione composta (descritto in seguito);
- L'altezza delle pile  $H_i$  e la loro sezione trasversale  $D_i$  per  $i=1, \dots, N_{pile}$ , che soddisfino l'architettura e la morfologia del sito in esame.

Nel caso di interventi su ponti esistenti oltre a questi dati bisogna aggiungere la massima capacità, in termini di taglio ammissibile e momento massimo, delle membrature ricavata in seguito ad indagini sulla struttura esistente. Da questo punto di vista per un nuovo progetto l'obiettivo potrebbe essere rappresentato dall'armatura longitudinale della pila che quindi diventa una variabile di progetto aggiunta oppure una azione limite da trasmettere alle fondazioni. Sia nel caso di recupero che di progetto ex-novo le variabili di progetto che si otterranno in output sono le caratteristiche del dispositivo di isolamento in termini di rigidità e smorzamento, cioè la molla e i dissipatore del modello di Kelvin. Il metodo proposto si basa sul principio dello spostamento virtuale che permette di approssimare un sistema continuo con uno SDOF (Single Degree Of Freedom) equivalente, forzatura questa che ha senso se si impone una determinata deformata. A questo scopo si assume una semi-sinusoidale in direzione trasversale che coincide con il primo modo di vibrare di una trave semplicemente appoggiata con massa e rigidità distribuita. In questo modo si considera, anche se in modo implicito, che l'influenza della rigidità dei vari sistemi pila-isolatore sia trascurabile nel determinare il comportamento globale del ponte, chiaramente questa ipotesi sarà tanto più vera quanto più la rigidità propria della sovrastruttura è maggiore di quella di questi sistemi vincolanti.

#### 4.2.2 Modello pila isolatore

Per la progettazione del ponte il sistema pila-isolatore è rappresentato come due modelli di Kelvin disposti in serie.

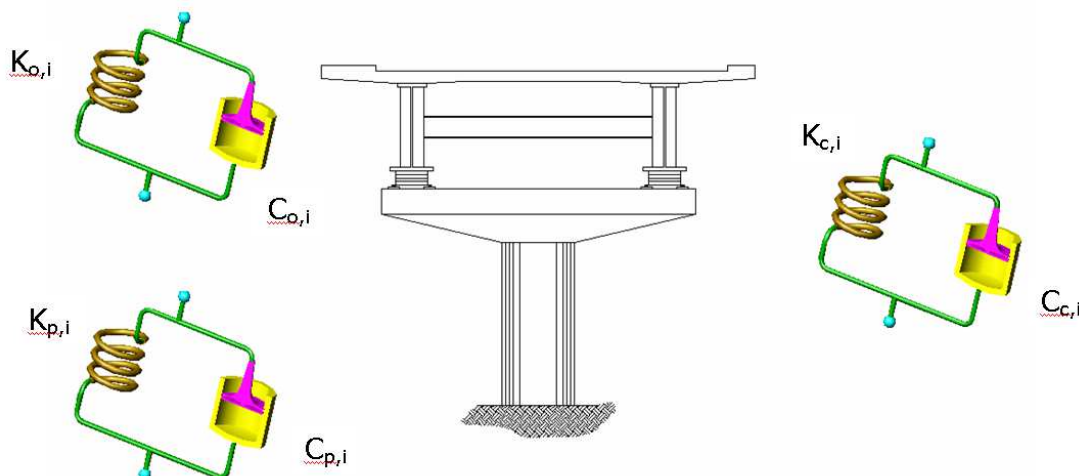


Figura 4-2 – Rappresentazione degli elementi costruttivi e dispositivi attraverso il modello di Kelvin

Come già detto ogni modello di Kelvin è formato da una molla ed uno smorzatore disposti in parallelo, così la forza resistente che ogni sistema pila-isolatore è in grado di esprimere in direzione trasversale sarà data dalla seguente espressione:



$$f_{c,i} = k_{c,i} \cdot y_i + C_{c,i} \cdot \dot{y}_i \quad [4.1]$$

dove  $k_{c,i}$  e  $C_{c,i}$  rappresentano rispettivamente la rigidità e il coefficiente di smorzamento del modello di Kelvin. Quello che occorre specificare è che fino a quando la pila non raggiunge la propria soglia di snervamento può essere assunta con un comportamento lineare elastico con  $k_{p,i}$  che rappresenta l'effettiva rigidità flessionale. Certamente le dimensioni, la forma planimetrica della pila e l'armatura longitudinale giocano un ruolo importante così come pure l'effetto della fessurazione del calcestruzzo per questo l'effettiva rigidità flessionale  $EJ_{fess}$  può essere valutata attentamente solo attraverso un diagramma momento-curvatura. Inoltre per quanto riguarda il fattore di smorzamento  $\xi_{p,i}$  della pila questo è generalmente compreso nell'intervallo 2%-5% dato il materiale della pila stessa.

Per quanto riguarda il sistema di isolamento, esso risulta caratterizzato, in accordo col modello di Kelvin, dalla rigidità equivalente  $k_{0,i}$  e fattore di smorzamento equivalente  $\xi_{0,i}$ . Proprio queste grandezze sono, generalmente, di non facile individuazione per il sistema di isolamento, a causa della più o meno marcata stabilità delle stesse in correlazione ai cicli di carico-scarico, oltre che da altre variabili a seconda dei materiali utilizzati. Tuttavia una volta fissato il livello di spostamento e taglio si può sempre individuare un comportamento visco-elastico equivalente caratterizzato appunto da  $k_{0,i}$  e  $\xi_{0,i}$ .

Nell'analisi del modello di Kelvin equivalente i parametri di rigidità e smorzamento del complesso pila-isolatore sono facilmente ricavabili a partire dalle caratteristiche degli elementi che lo compongono, cioè  $k_{p,i}$  e  $\xi_{p,i}$  riguardanti la pila e  $k_{0,i}$ ,  $\xi_{0,i}$  per l'isolatore ma occorre anche fissare la frequenza propria di oscillazione  $\omega_{c,i}$ . A questo punto si otterrà [4.2] e [4.3]:

$$k_{c,i} = \frac{k_{p,i} \cdot k_{0,i} (k_{p,i} + k_{0,i} + 4\xi_{p,i}^2 k_{p,i} + 4\xi_{0,i}^2 k_{0,i})}{(k_{p,i} + k_{0,i})^2 + (2\xi_{p,i} \cdot k_{p,i} + 2\xi_{0,i} \cdot k_{0,i})^2} \quad [4.2]$$

$$\xi_{c,i} = \frac{(\xi_{p,i} k_{0,i} + \xi_{0,i} k_{p,i} - 4k_{p,i} \xi_{p,i}^2 \xi_{0,i} - 4k_{0,i} \xi_{p,i} \xi_{0,i}^2)}{(k_{p,i} + k_{0,i} + 4\xi_{p,i}^2 k_{p,i} + 4\xi_{0,i}^2 k_{0,i})} \quad [4.3]$$

Ovvero:

$$\xi_{c,i} = \frac{\eta_{c,i}}{2} = \frac{C_{c,i} \cdot \omega_{c,i}}{2k_{c,i}} \quad [4.4]$$

dove  $C_{c,i}$  rappresenta la costante di smorzamento del dispositivo di isolamento mentre  $\eta_{c,i}$  è definito il *loss factor* cioè il coefficiente di proporzionalità tra l'energia dissipata e la massima energia potenziale immagazzinata dal sistema per ogni ciclo di oscillazione caratterizzato da

una pulsazione  $\omega_{c,i}$ . Da quanto riportato sopra si capisce come il fattore di smorzamento complessivo che si ottiene è generalmente inferiore a quello del singolo dispositivo, dotato di valori di  $\xi_{0,i}$  compresi tra 10 e 40% in relazione anche alla tipologia utilizzata, a causa dell'influenza del comportamento della pila. Dalla figura che segue si evince come lo smorzamento complessivo dipenda dai rapporti di rigidità relativa tra gli elementi coinvolti nella dinamica del sistema complessivo.

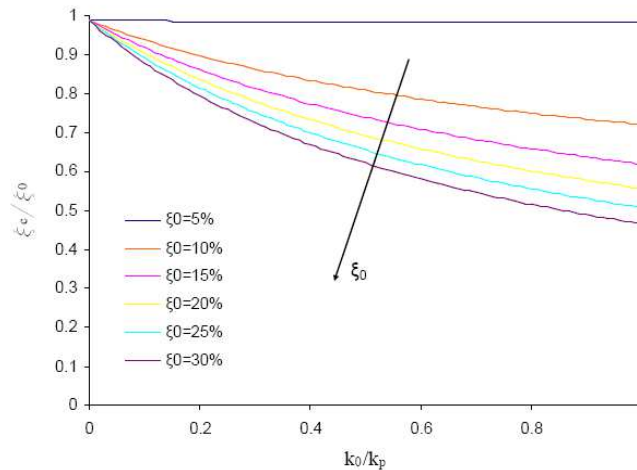


Figura 4-3 – Variabilità del coefficiente di smorzamento in base ai rapporti di rigidità pila-isolatore

La Figura 4-3 mostra il rapporto tra lo smorzamento complessivo normalizzato rispetto allo smorzamento del dispositivo e la rigidità del dispositivo normalizzata rispetto alla rigidità della pila. Come si può notare per sfruttare al massimo lo smorzamento del sistema di isolamento è necessario che il rapporto  $k_0/k_p \rightarrow 0$  cioè la pila deve essere così tanto rigida da permettere soltanto il movimento dell'isolatore. Infatti come si nota man mano che le rigidità dei due elementi, disposti in parallelo, sono comparabili lo smorzamento complessivo diminuisce tanto più quanto elevato risulta  $\xi_0$ .

#### 4.2.3 Comportamento strutturale del SDOF equivalente

Le proprietà del sistema equivalente generalizzato ad un grado di libertà si possono ottenere sfruttando il principio degli spostamenti virtuali secondo cui se un sistema sottoposto ad una serie di spostamenti è in equilibrio allora il lavoro virtuale esterno eguaglia quello interno [4.5]:

$$\delta W_E = \delta W_I \quad [4.5]$$

Durante l'input sismico il ponte sarà soggetto ad uno spostamento in direzione trasversale che può essere descritto da una variabile  $y(x,t)$  funzione di  $X$  cioè l'ordinata longitudinale e dell'istante di tempo  $t$ . Questa funzione può essere decomposta nel prodotto di due funzioni, una dipendente solo dalla coordinata spaziale  $X$  e l'altra dalla coordinata temporale  $t$ :



$$y(x,t) = Z(t) \cdot \psi(x) \quad [4.6]$$

Il lavoro virtuale interno  $\delta W_I$  è ottenuto attraverso il momento interno attuando il cambio di curvatura virtuale nell'impalcato e attraverso la forza esercitata dalle singole molle per il relativo spostamento virtuale, cioè:

$$\delta W_I(t) = \int_0^L M(x,t) \cdot \theta''(x,t) dx + \sum_i f_{c,i} \cdot \delta y(x_i,t) \quad [4.7]$$

Dove  $f_{c,i}$  è la forza resistente esercitata dalla molla dell' $i$ -esimo sistema equivalente pila-smorzatore. Il lavoro esterno  $\delta W_E$  è ottenuto invece dai carichi esterni attraverso i corrispondenti lavori virtuali:

$$\delta W_E(t) = \int_0^L f_I(x,t) \cdot \theta_y(x,t) dx \quad [4.8]$$

Anche in questo caso bisogna specificare  $f_I(x,t)$ , cioè la forza di inerzia fittizia definita come:

$$f_I(x,t) = -m \cdot y''(x,t) = -m \cdot \left[ \ddot{y}(x,t) + \ddot{y}_g(x,t) \right] \quad [4.9]$$

inoltre esplicitando le seguenti espressioni:

$$y(x,t) = Z(t) \cdot \psi(x) \quad \dot{y}(x,t) = \dot{Z}(t) \cdot \psi'(x) \quad [4.10]$$

$$y'(x,t) = Z(t) \cdot \psi'(x) \quad \delta y(x,t) = \delta Z(t) \cdot \psi(x) \quad [4.11]$$

$$y''(x,t) = Z(t) \cdot \psi''(x) \quad \delta y'(x,t) = \delta Z(t) \cdot \psi'(x) \quad [4.12]$$

$$y''(x,t) = \delta Z(t) \cdot \psi''(x) \quad \delta y''(x,t) = \delta Z(t) \cdot \psi''(x) \quad [4.13]$$

il lavoro esterno ed interno assume le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \delta W_E(t) &= \int_0^L -m(x) \left[ \ddot{Z}(t) \cdot \psi(t) + \ddot{y}_g(t) \right] \cdot \psi(t) \cdot \delta Z(t) dx = \\ &= -\delta Z(t) \cdot \int_0^L m(x) \left[ \ddot{Z}(t) \cdot \psi^2(t) + \ddot{y}_g(t) \cdot \psi(x) \right] dx = \quad [4.14] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta W_I(t) &= \delta Z(t) \cdot \left[ \int_0^L M(x,t) \cdot \psi''(x) dx + \sum_i f_{c,i} \cdot \psi(x_i) \right] = \\ &= -\delta Z(t) \cdot \left[ \int_0^L EI(x) \cdot [\psi''(x)]^2 dx + \sum_i K_{c,i} \cdot \psi^2(x_i) \right] \cdot Z(t) = \quad [4.15] \end{aligned}$$



Se ora sostituiamo queste espressione nell'equazione [4.5] otteniamo:

$$\ddot{Z}(t) \cdot \int_0^L m(x) \cdot \psi^2(x) dx + \ddot{y}_g(t) \cdot \int_0^L m(x) \cdot \psi(x) dx + \int_0^L EI(x) \cdot [\psi''(x)]^2 dx + \sum_i K_{c,i} \cdot \psi^2(x_i) \cdot Z(t) = 0$$

che può essere scritta come:

$$m^* \cdot \ddot{Z}(t) + p_{eff}(t) + k^* \cdot z(t) = 0 \quad [4.16]$$

in cui:

$$m^* = \int_0^L m(x) \cdot \psi^2(x) dx \quad [4.17]$$

$$p_{eff} = -\ddot{y}_G \int_0^L m(x) \cdot \psi(x) dx \quad [4.18]$$

$$k^* = \int_0^L EJ(x) \cdot [\psi''(x)]^2 dx + \sum K_{c,i} \cdot \psi^2(x) \quad [4.19]$$

A questo punto è possibile definire la frequenza di oscillazione del sistema *SDOF* equivalente come:

$$\omega^* = \frac{k^*}{m^*}$$

Secondo Clough e Penzien, se lo smorzamento è incluso nell'espressione del lavoro interno allora l'espressione generalizzata dello smorzamento complessivo del sistema sarà:

$$c^* = \int_0^L c(x) \cdot \psi^2 dx + \sum_i c_i \cdot \psi_i^2 \quad [4.20]$$

Dove il primo termine indica il contributo dovuto allo smorzamento distribuito su tutta la lunghezza dell'impalcato mentre il secondo termine rappresenta lo smorzamento concentrato in particolari posizioni come quelle dei vari sistemi pila-isolatore. Siccome però la costante di smorzamento  $c(x)$  non è nota si preferisce esprimere lo smorzamento generalizzato in termini di massa generalizzata e fattore di smorzamento dell'impalcato  $\xi_{deck}$  come:

$$c^* = 2m^* \cdot \xi_{deck} \cdot \omega^* + \sum_i c_i \cdot \psi_i^2 \quad [4.21]$$

In questo modo esprimendo il fattore di smorzamento generalizzato in termini di massa generalizzata  $m^*$  avremo:

$$\xi_{eq} = \frac{c^*}{2m^* \cdot \omega^*} = \xi_{deck} + \frac{\sum_i c_i \cdot \psi_i^2}{m^* \cdot \omega^{*2}} \quad [4.22]$$





Altrimenti per valutare sempre  $\xi_{eq}$  si potrebbe seguire la strada dello *strain energy method*. Questo metodo assume che il fattore di smorzamento globale è equivalente alla media pesata dello smorzamento di ciascun elemento strutturale del ponte stesso, con i vari pesi rappresentati dall'energia elastica normalizzata in ogni segmento della deformata. Quindi applicando lo *strain energy method* l'espressione della  $\xi_{eq}$  sarà:

$$\xi_{eq} = \frac{SE_{deck} \cdot \xi_{deck} + \sum SE_{c,i} \cdot \xi_{c,i}}{SE_{deck} + \sum SE_{c,i}} \quad [4.23]$$

In cui  $SE_{deck}$  e  $SE_{c,i}$  sono le energie associate rispettivamente alla sovrastruttura, cioè l'impalcato, e ai singoli sistemi equivalenti pila-isolatore. Questo metodo permette di avere una accurata stima del fattore di smorzamento modale nei ponti isolati sismicamente, inoltre l'equazione mostra come dopo aver combinato lo smorzamento degli isolatori, generalmente elevato 10-40%, con lo smorzamento della sovrastruttura relativamente basso si ottiene un valore di  $\xi_{eq}$  dell'intera struttura piuttosto ridotto. Invece nei ponti isolati totalmente, cioè non vincolati sulle spalle, è possibile ottenere valori di smorzamento più elevati molto prossimi a quelli degli isolatori stessi dato che in questo caso l'impalcato si comporta come un corpo rigido e non partecipa allo smorzamento complessivo.

#### 4.2.4 Rappresentazione del ponte come SDOF equivalente

Il comportamento trasversale dell'impalcato può essere individuato attraverso una funzione  $y(x,t)$  dipendente dalla distanza  $x$  a partire da una spalla e dall'istante di tempo  $t$  in cui avviene l'eccitazione sismica, precisamente dato che si assume una deformata target semi-sinusoidale avremo:

$$y(x,t) = \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \cdot Z(t) \quad [4.25]$$

in cui:

$L$  indica la lunghezza dell'intero ponte;

Inoltre si indica con:

$y_0$  è l'ampiezza iniziale dello spostamento in direzione trasversale dell'impalcato misurato sul punto medio dell'impalcato stesso;

$\omega$  rappresenta la frequenza naturale del modo di vibrare fondamentale sempre in direzione trasversale;



Una volta assunte queste ipotesi il sistema equivalente SDOF è caratterizzato dalle seguenti proprietà:

$$m^* = \frac{m \cdot L}{2}$$

$$k^* = \frac{\pi^4 \cdot EJ_{deck}}{2L^3} + \sum_i K_{c,i} \text{sen}^2\left(\frac{\pi \cdot x_i}{L}\right) \quad [4.26]$$

$$p_{eff} = -\frac{2mL}{\pi} \cdot \ddot{y}_G = m_{eff} \cdot \ddot{y}(t) \quad [4.27]$$

$$(\omega_{eq})^2 = \frac{\pi^4 \cdot EJ_{deck}}{mL} + \sum_i \frac{2K_c}{mL} \cdot \text{sen}^2\left(\frac{\pi \cdot x_i}{L}\right) \quad [4.28]$$

Quest'ultima espressione esprime la frequenza di oscillazione dell'intero ponte e come si nota è data dalla somma di due contributi: il primo termine è quello dovuto alla vibrazione del solo impalcato mentre il secondo termine indica la sommatoria delle pulsazioni dei sistemi pila-isolatore. È evidente che nel caso in cui la rigidità del sistema di Kelvin rappresentante la pila e l'isolatore fosse trascurabile rispetto alla rigidità dell'impalcato si otterrebbe da quanto sopra riportato che la frequenza di oscillazione corrisponde a quella di una trave semplicemente appoggiata. Parlando ancora delle caratteristiche del sistema SDOF occorre definire lo smorzamento equivalente che si ottiene applicando il già descritto *strain energy method*, infatti si ha:

$$SE_{deck} = \int_0^1 \frac{1}{2} EI(x) \cdot y''^2 dz = \frac{1}{2} EI_{deck} \cdot \frac{\pi^4}{L^4} \frac{1}{2} = \frac{\pi^4 EI_{deck}}{4L^3} = \omega_{deck}^2 \cdot \frac{mL}{4} \quad [4.29]$$

$$SE_{c,i} = \frac{1}{2} k_{c,i} \cdot y_i^2 = \frac{1}{2} k_{c,i} \cdot \text{sen}^2\left(\frac{\pi \cdot x_i}{L}\right) = \omega_{c,i}^2 \cdot \frac{mL}{2} \cdot \text{sen}^2\left(\frac{\pi \cdot x_i}{L}\right) \quad [4.30]$$

$$\xi_{eq} = \frac{\omega_{deck}^2 \cdot \xi_{deck} + \sum_i^{N_p} 2\omega_{c,i}^2 \cdot \xi_{c,i} \cdot \text{sen}^2\left(\frac{\pi \cdot x_i}{L}\right)}{\omega_{deck}^2 + \sum_i^{N_p} 2\omega_{c,i}^2 \cdot \xi_{c,i} \cdot \text{sen}^2\left(\frac{\pi \cdot x_i}{L}\right)} \quad [4.31]$$

L'equazione del moto del sistema SDOF equivalente diventa così:

$$m^* \ddot{Z}(t) + c^* \dot{Z}(t) + k^* Z(t) = p^*_{eff}(t) \quad [4.32]$$



Con

$$p_{eff}^*(t) = -\frac{2mL}{\pi} \ddot{y}_g(t) = -m_{eff} \ddot{y}_g(t) \quad [4.33]$$

Dividendo entrambi i membri dell'equazione del moto per la massa  $m^*$  si ottiene:

$$\ddot{Z}(t) + 2\zeta\omega^*\dot{Z}(t) + \omega^{*2}Z(t) = \rho \ddot{y}_g(t) \quad [4.34]$$

Dove  $\rho$  è il fattore di partecipazione definito come:

$$\rho = \frac{m_{eff}}{m^*} = \frac{4}{\pi} \quad [4.35]$$

Invece il massimo spostamento a cui è soggetto il punto medio dell'impalcato durante l'azione sismica è valutato attraverso lo spettro di risposta in spostamenti come:

$$y_{max} = \rho \cdot S_d(\omega_{eq}, \xi_{eq}) \quad [4.36]$$

Il massimo taglio alla base del sistema SDOF può essere valutato come:

$$V_{base}^{max} = \rho \cdot \omega^{*2} \cdot Z(t) \cdot m_{eff} = \omega^{*2} \cdot y_{max} \cdot m_{eff} = \frac{k^*}{m^*} \cdot y_{max} \cdot m_{eff} = \rho k^* \cdot y_{max} \quad [4.37]$$

Su ogni spalla si ha un taglio espresso come:

$$V_{base}^{max} = \left( V_{base}^{max} - \sum_i V_{p,i} \right) / 2 \quad [4.38]$$

Oppure alternativamente il taglio sulle spalle può essere valutato come:

$$V_{ab}^{max} = EI_{deck} \cdot y_{max}''' = EI_{deck} \cdot \psi_{max}'''(0) \cdot Z_{max} = EI_{deck} \cdot \left( \frac{\pi}{L} \right)^3 \cdot y_{max} \quad [4.39]$$

Tuttavia per quanto riguarda questi risultati inerenti il taglio sulle spalle bisogna dire che generalmente il primo modo di vibrare non è abbastanza esaustivo nel senso che i modi superiori hanno una influenza molto maggiore sulle spalle rispetto alle pile e quindi se il taglio che si decide di mandare sulle pile viene raggiunto con uno scarto di circa il 5% durante le fasi di analisi agli elementi finiti risultato molto soddisfacente, considerando che nell'applicazione del presente metodo di progetto non occorrono questo tipo di analisi e quindi programmi di calcolo molto raffinati visto che il metodo prevede soltanto la risoluzione di qualche equazione algebrica, lo stesso non si può dire per quel che riguarda le spalle. Per questi elementi sarebbe meglio tenere in considerazione anche modi di vibrare superiori al primo modificando quindi l'ultima espressione.



#### 4.2.5 Algoritmo di progetto

L'algoritmo di progetto qui descritto consiste in un procedimento iterativo che può essere applicato sia su ponti di nuova costruzione che per il recupero di strutture esistenti, come prevede il metodo del resto. Quando però si procede al progetto di nuovi viadotti occorre assumere, preliminarmente all'applicazione dell'algoritmo, la quantità di armatura sia trasversale (staffe o spirale) che longitudinale di ogni pila. In questo modo se l'armatura scelta non soddisfa il progetto si può ripetere il procedimento modificando appunto l'armatura richiesta.

Il progettista deve scegliere inizialmente il taglio da trasmettere ad ogni pila, questo valore ha un limite superiore in quella che è la capacità propria della pila di resistere alle sollecitazioni di taglio, precisamente:

$$V_p^{\max} = \gamma \frac{M_{Rd}}{H} \quad \text{nel caso di ponti di nuova costruzione progettati con il } \textit{forced based design};$$

$$V_p^{\max} = \min\left(\gamma \frac{M_{Rd}}{H}; V_{Rd}\right) \quad \text{quando si progetta un recupero della struttura o quando si tratta di ponti isolati in cui non occorre la gerarchia delle resistenze};$$

Infatti nelle formule riportate sopra  $M_{Rd}$  indica il momento resistente di progetto,  $V_{Rd}$  è la forza di taglio resistente mentre  $\gamma$  rappresenta un coefficiente di sovrarresistenza per evitare la rottura a taglio dell'elemento in cemento armato che sarebbe di tipo fragile. Però oltre al valore del taglio da indirizzare sulle singole pile in caso di sollecitazione sismica occorre assumere altri parametri ai fini dell'applicazione dell'algoritmo, in particolare:

- Spettro di progetto determinato in base al tipo di costruzione e alla geologia del sottosuolo, avendo cura di sovrapporre allo spettro elastico con smorzamento al 5% quello con lo smorzamento equivalente del sistema di isolamento per  $T > 0,8T_{is}$ ;
- La geometria del ponte, vale a dire la lunghezza totale e la distanza relativa fra le pile nonché la massa distribuita per unità di lunghezza  $m(x)$ ;
- La deformata target che in genere si assume come una semi-sinusoide individuata dalla funzione  $\psi(x)$ ;
- La rigidezza delle pile  $K_{p,i}$  e il fattore di smorzamento  $\xi_{p,i}$ ;
- Il fattore di smorzamento degli isolatori elastomerici  $\xi_{0,i}$ ;
- La rigidezza dell'impalcato considerato integro  $EJ_{deck}$ ;

Una volta note tutte queste caratteristiche è possibile applicare il metodo di progetto per arrivare a determinare la rigidezza degli isolatori e le caratteristiche del sistema equivalente



SDOF. Qui di seguito si riportano tutti i passi da seguire per la corretta applicazione dell'algoritmo di progetto:

### I° Step:

Si sceglie un valore di tentativo di massimo spostamento del punto medio della sovrastruttura  $y_{max}$ . Se non si hanno idee su quale potrebbe essere l'ordine di grandezza di questo spostamento si può assumere il massimo valore del solo impalcato sotto il sisma di progetto trascurando il contributo dei sistemi pila-isolatore. In ogni caso la scelta iniziale di questo valore non compromette la validità del risultato ma condiziona soltanto il numero delle iterazioni necessarie per far convergere il risultato finale. Il massimo spostamento sull' $i$ -esima pila sarà:

$$y_{p,i} = \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x_i}{L}\right) \cdot y_{max}$$

### II° Step:

La rigidezza del sistema pila-isolamento  $K_{c,i}$  può essere valutata sulla base del taglio e lo spostamento che compete all' $i$ -esima pila:

$$K_{c,i} = \frac{V_{p,i}}{y_{p,i,max}}$$

Ora sulla base delle equazioni 2 e 3 si calcola la rigidezza del singolo isolatore  $K_{0,i}$  e il fattore di smorzamento globale  $\xi_{c,i}$ .

### III° Step:

Sulla base delle equazioni sopra riportate si ricavano le proprietà del sistema SDOF equivalente in termini di  $\omega_{eq}$  e  $\xi_{eq}$ .

### IV° Step:

Una volta noti  $\xi_{eq}$  e  $T_{eq}$  attraverso lo spettro in spostamenti si ricava lo spostamento del punto medio dell'impalcato:

$$y_{max} = \rho \cdot S_d(T_{eq}, \xi_{eq})$$

Nello spettro occorre tener presente dello smorzamento  $\xi_{eq}$  attraverso il coefficiente  $\eta$  definito come:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eq}}}$$



Se il valore di  $y_{max}$  risultante ricade all'interno di un prefissato intervallo di convergenza, cioè se ad esempio differisce meno del 5% dal valore inizialmente ipotizzato, il processo iterativo può essere interrotto altrimenti si ricomincia nuovamente assumendo come nuovo valore di  $y_{max}$  quello determinato dalla fase precedente.

V° Step:

Infine si calcola la massima forza trasmessa su ognuna delle spalle come:

$$V_{base}^{max} = \left( V_{base}^{max} - \sum_i V_{p,i} \right) / 2$$

oppure in alternativa:

$$V_{ab}^{max} = EI_{deck} \cdot \left( \frac{\pi}{L} \right)^3 \cdot y_{max}$$

In questo modo è possibile indirizzare l'assetto sismico anche in base alle capacità delle diverse pile che potrebbero anche risultare variabili lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera. Quindi si tratterà semplicemente di ripetere l'algoritmo di calcolo e valutare le diverse configurazioni in base alle esigenze del progettista.

Infine si riportano due raccomandazioni utili per l'applicazione del metodo di progetto qui esposto. La prima riguarda lo spostamento massimo permesso in sommità delle pile, le quali possono, ragionevolmente e con buona approssimazione, essere modellate come mensole incastrate alla base il cui spostamento massimo in fase elastica è dato dalla seguente relazione:

$$d_{p,max} = \frac{\varphi_{y,p} \cdot H^2}{3}$$

Il termine H indica chiaramente l'altezza della pila mentre  $\varphi_{y,p}$  rappresenta la curvatura della sezione di base al limite dello snervamento che può essere dedotta da una analisi momento-curvatura oppure stimata con la seguente relazione fornita dall'Eurocodice:

$$\varphi_{y,p} = \frac{2,4 \cdot \varepsilon_{sy}}{D}$$

Inoltre a valle del processo iterativo si tratterà di verificare la corrispondenza dei risultati alle ipotesi iniziali, anche con riferimento al grado di rigidità a disposizione.

La seconda raccomandazione a cui si faceva riferimento sopra riguarda lo spostamento massimo del punto centrale dell'impalcato  $y_{max}$ . Infatti sempre riferendosi a quanto suggerito dall'Eurocodice la curvatura limite a cui può essere sottoposto l'impalcato è dato da:

$$\mu_{max} = \frac{\varepsilon_{sy}}{0,55 \cdot B} \cong \frac{1,8 \cdot \varepsilon_{SY}}{B}$$



Dove con  $B$  si intende la larghezza dell'impalcato in direzione trasversale. Per una deformata semi-sinusoidale come quella scelta si ottiene uno spostamento massimo:

$$y_{\max,deck} = \mu_{\max} \cdot \frac{L^2}{\pi^2}$$

Infine si riporta di seguito una figura riepilogativa di tutto il processo seguito.

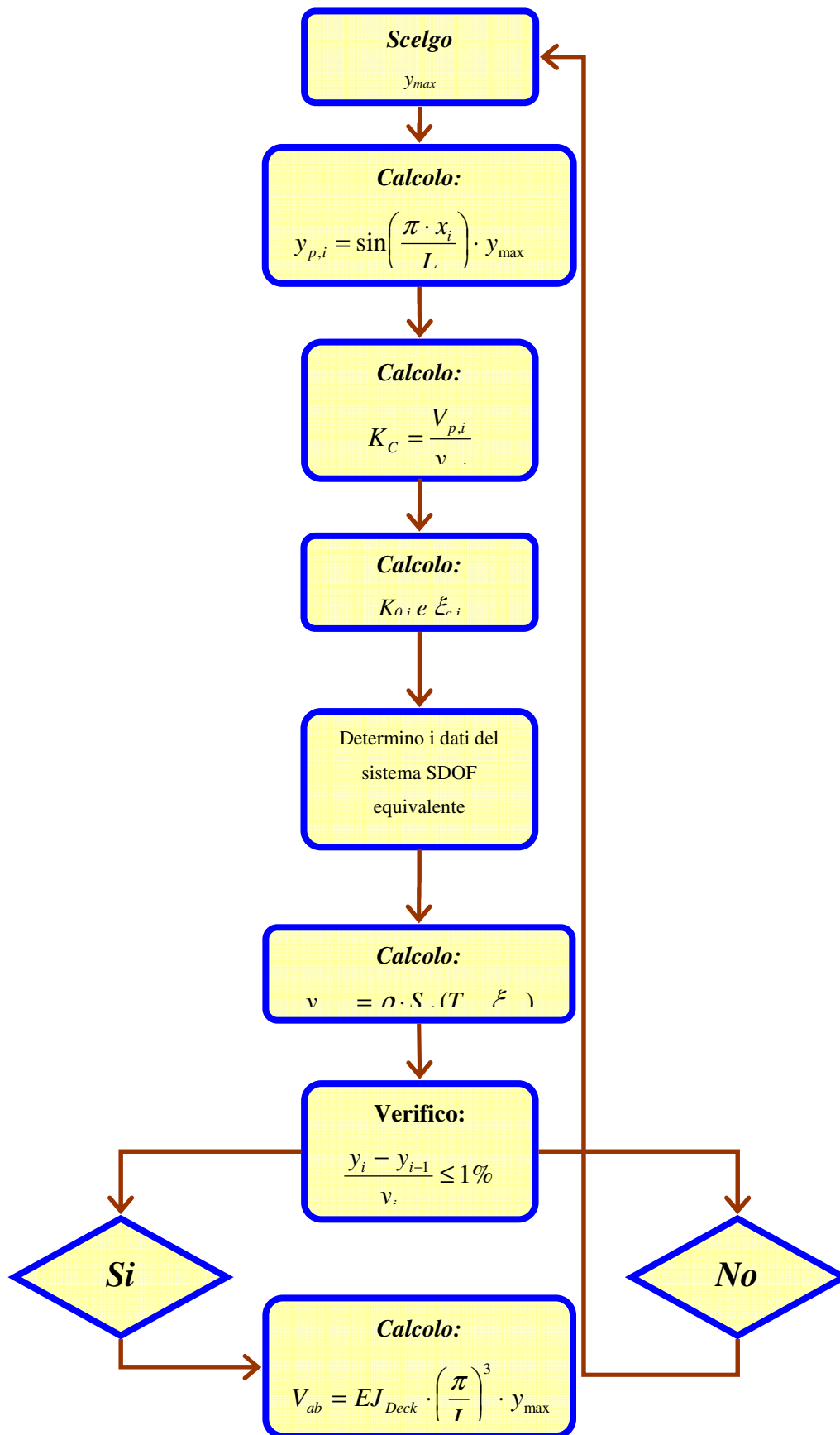


Figura 4-4 – Diagramma di flusso per l'applicazione del metodo di progetto



### 4.3 Descrizione casi studio

Nel seguente paragrafo si riportano i casi studio in cui è stato applicato il metodo di progetto esposto al capitolo 4.2. In particolare vengono esaminate 3 diverse configurazioni del ponte caratterizzati da differenti altezze e regolarità delle pile. L'impalcato è il medesimo per tutti gli esempi, costituito da una travata continua a sezione composta acciaio-calcestruzzo ad altezza costante pari a 2,60 m.

Questa tipologia, definita generalmente come bi-trave ha avuto un notevole sviluppo negli ultimi decenni sovrastando ormai l'impiego della trave in cemento armato precompresso, almeno per luci superiori ai 20-30 m. I motivi di tale celere diffusione sono da ricercarsi nei notevoli progressi raggiunti nelle caratteristiche dei materiali (acciai saldabili ad alta resistenza, piatti di notevole spessore a resistenza garantita, calcestruzzi ad alta resistenza), nella tecnologia di produzione degli acciai (piatti laminati a spessore variabile) e nella tecnologia di costruzione e montaggio (saldatura in opera, tecniche di realizzazione della soletta e pre-fabbricazione esterna).

L'impalcato è formato da conci con caratteristiche diverse, aventi spessori dei piatti di acciaio e lunghezze differenti in base alla posizione che occupano. In questo modo ne derivano anche maggiori agevolazioni in fase di montaggio sia nel caso di sollevamento dal basso che nel varo a spinta a partire dalle spalle.

#### 4.3.1 Geometria

Il viadotto analizzato si sviluppa su 4 campate con luci pari a  $40\text{ m} + 60\text{ m} \times 2 + 40\text{ m}$ , per una lunghezza complessiva di 200 m. L'impalcato, a sezione composta acciaio calcestruzzo, si configura con uno schema statico di trave continua su 5 appoggi.

La Figura 4-5, Figura 4-6 e Figura 4-6 mostrano il prospetto longitudinale del viadotto e la sezione trasversale corrente dell'impalcato.

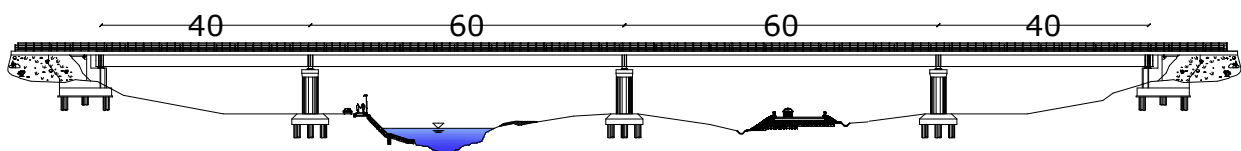


Figura 4-5. Prospetto longitudinale del viadotto A

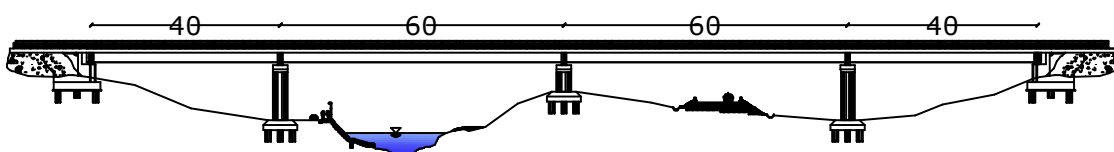


Figura 4-6. Prospetto longitudinale del viadotto B

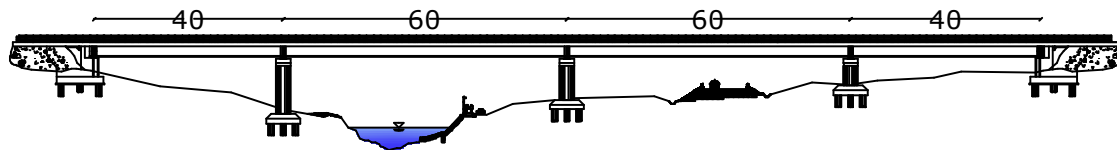


Figura 4-7. Prospetto longitudinale del viadotto C

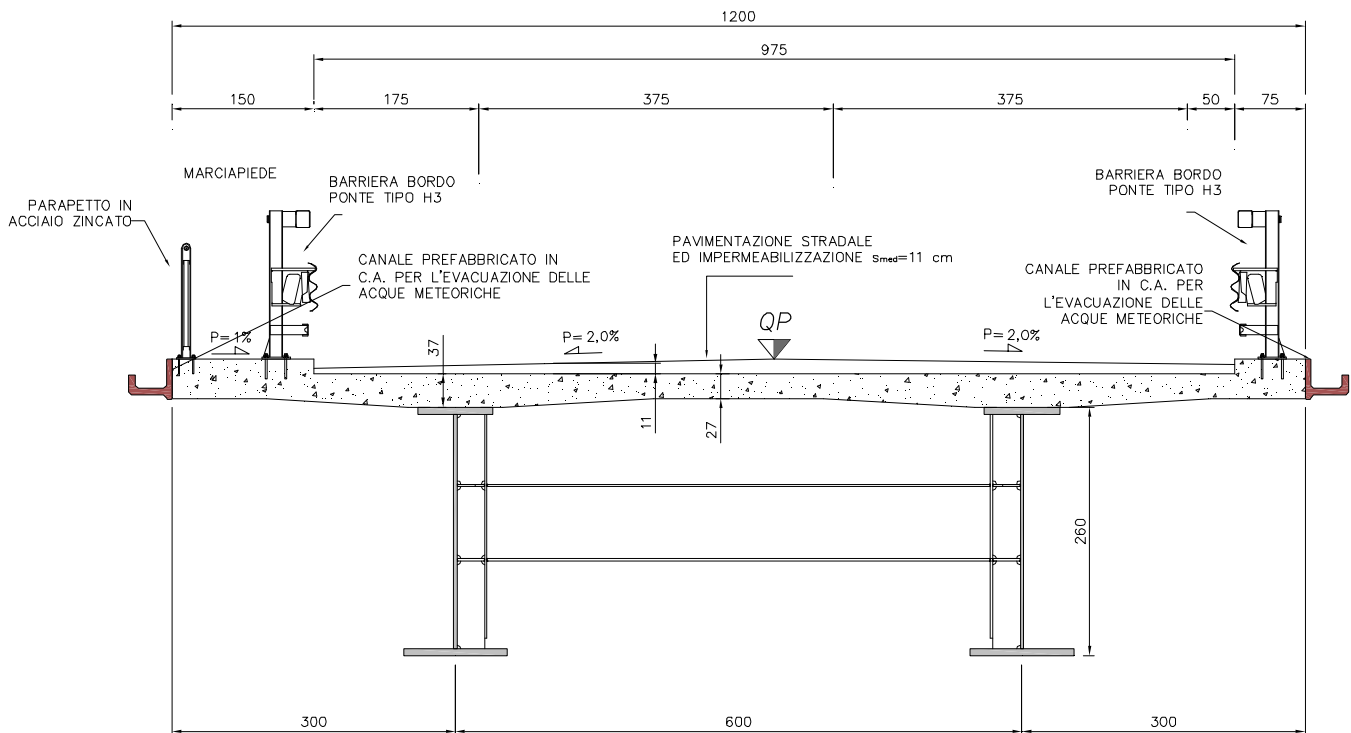


Figura 4-8. Sezione trasversale tipo dell'impalcato

La sezione trasversale è stata dimensionata in modo da poter ospitare un tracciato stradale di tipo B1 ad andamento rettilineo con pendenza longitudinale nulla. L'impalcato ha una larghezza costante di 12 metri ed ospita una carreggiata di 9,75 metri di larghezza (due corsie da 3,75 m più una banchine da 1,50 m e una da 0,50 m), alla quale si affiancano esternamente due cordoli rispettivamente di 0,75 m e 1,50 m per l'inserimento dei guard-rail (Classe H3) e di un marciapiede pedonabile (strada di categoria B1).

La sezione trasversale dell'impalcato è costituita da una coppia di travi metalliche a "doppio T" in composizione saldata ed una soletta superiore in c.a..

Le travi sono disposte ad interasse trasversale pari a 6.00 m ed hanno altezza costante di 2.60 m; in senso longitudinale sono suddivise in conchi collegati fra loro mediante giunzioni saldate a completo ripristino.

In particolare si ha:

- piattabande superiori di larghezza pari a 80 cm e di spessore variabile da 3 a 8,5 cm;
- piattabande inferiori di larghezza variabile da 80 a 120 cm e di spessore variabile da 2 a 8,5 cm;
- anime di spessore pari a 2,4 cm minimo fino a 4,5 cm.

I traversi in acciaio, di altezza pari a 600 mm nella zona corrente e 1100 mm sulla pila e spalle, hanno interasse variabile tra 8 m nella prima campata e 7,5 m nella seconda, ed hanno lo scopo di evitare lo sbandamento delle travi principali fuori dal loro piano. I conci disposti sugli appoggi hanno generalmente spessori maggiori e sono dotati di piatti di rinforzo dell'anima in corrispondenza del dispositivo di isolamento che trasmette la reazione della pila. La soletta è in calcestruzzo armato a spessore variabile, dai 37 cm in corrispondenza delle travi ai 27 cm in mezzeria. L'armatura longitudinale è formata da barre d'armatura  $\phi$  20/20 cm in campata e  $\phi$  26/20 cm all'appoggio corrispondenti rispettivamente all'1% e 1,5%.

La solidarizzazione della soletta alle travi metalliche è garantita da connettori a piolo tipo Nelson  $\varnothing 22$ .

L'impalcato poggia su tre pile disposte ad interasse di 60 m realizzate in calcestruzzo armato di forma circolare e diametro pari a 3,00 m.

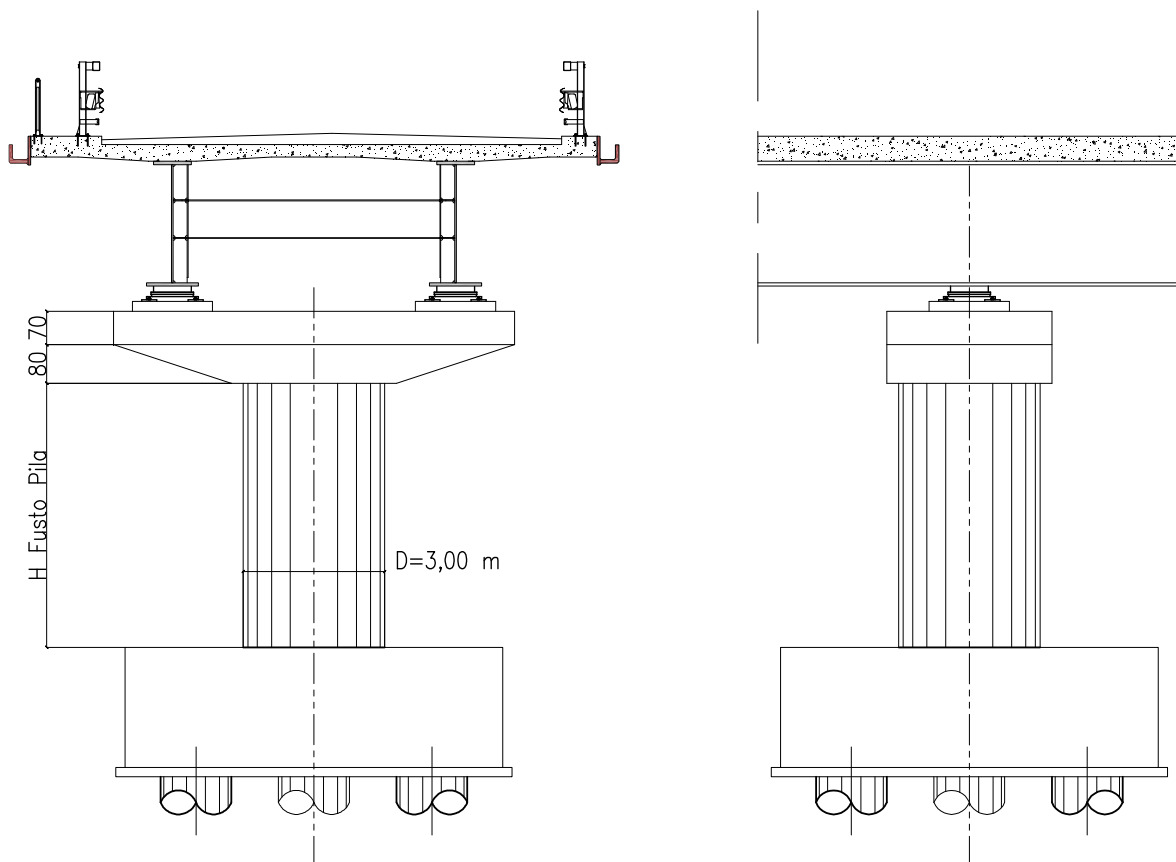


Figura 4-9. Prospetti pile, sezione fusto e vista dall'alto del pulvino

L'altezza complessiva della pila risulta variabile tra di 5,5 e 11,5 m così suddivisa:



- 4,0 – 10,0 m il fusto della pila, piena, di diametro pari a 3 m;
- 0,7 m di pulvino avente una sezione trasversale di 3 m x 8,7 m;
- 0,8 m rappresentati dal raccordo tronco-piramidale per congiungere il pulvino con il fusto della pila.

Le configurazioni analizzate come sopra detto, sono caratterizzate da altezze delle pile diverse al fine di dimostrare la precisione del metodo di progetto adottato, anche con strutture a differente regolarità. Questo concetto può essere espresso in forma analitica da quanto indicato in letteratura (Calvi et. Al, 1993). A definire la regolarità in direzione trasversale concorrono diversi fattori ed in particolare le rigidità degli elementi pila e quella dell'impalcato. È risaputo che nei ponti irregolari, i modi superiori hanno un effetto significativo sulla risposta della struttura, quindi, la partecipazione di massa modale dei modi superiori può essere considerato come un parametro corretto per la valutazione della irregolarità. In alternativa, un parametro di regolarità (RP), introdotto in studi precedenti (Calvi et al, 1993), si applica come strumento per la definizione dell'irregolarità.

Valore RP può essere definito come segue:

$$RP = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n \left( \frac{\phi_j^T}{\sqrt{(\phi_j^T [M] \phi_j)}} [M] \frac{\psi_j}{\sqrt{(\psi_j^T [M] \psi_j)}} \right)^2}{n}} \quad [4.40]$$

Gli autovettori dell'impalcato, con e senza la rigidità delle pile, sono definite rispettivamente da  $\psi_j$  e  $\phi_j$  mentre  $[M]$  rappresenta la matrice di massa, ed infine  $n$  è il numero di autovalori presi in considerazione. Il valore di RP può teoricamente variare da zero a uno. Per i ponti regolari, a causa della somiglianza delle forme modali dell'intero ponte con quelle dell'impalcato, RP tende ad essere più vicino a 1. Per i ponti irregolari, le forme modali sopra descritte non sono simili e quindi RP raggiunge valori inferiori a 1 in base al livello di irregolarità. In particolare si osserva che minore è la rigidità relativa dell'impalcato rispetto alle pile maggiore è l'irregolarità dell'intera struttura.

Da qui ne deriva che il parametro di rigidità relativa RSI, (Priestley et al, 2003) è semplicemente definito come il rapporto tra la rigidità laterale dell'impalcato e la rigidità totale delle pile. Per ponti vincolati sulle spalle, come nel caso in esame, questo valore può essere approssimativamente definito secondo la seguente espressione:



$$RSI = \frac{K_s}{\sum K_p} = \frac{384E_s I_s}{5L_s^3} \sum \frac{H_p^3}{C_p E_p I_p} \quad [4.41]$$

In cui  $E_s$ ,  $I_s$ ,  $L_s$  rappresentano rispettivamente modulo di Young, momento di inerzia e la lunghezza totale della sovrastruttura.  $E_p$ ,  $H_p$ ,  $I_p$  indicano invece il modulo di Young, l'altezza della pila e il momento di inerzia, rispettivamente.  $C_p$  è un valore che è definito a secondo dello schema statico delle pile e varia da 3 a 12, nel caso che la pila abbia un comportamento a mensola o a telaio.

Nel seguito si riportano i calcoli nello specifico caso dei diversi casi studio analizzati:

Impalcato		
$E_{deck} =$	1.961.968.411,01	kNm <sup>2</sup>
$m =$	15,0078	kN/m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>
$L =$	200	m

Tabella 4-1 Proprietà dell'impalcato

Caso Studio A					
Pila 1		Pila 2		Pila 3	
D (m)	3	D (m)	3	D (m)	3
H (m)	8,5	H (m)	8,5	H (m)	8,5
J (m)	3,976	J (m)	3,976	J (m)	3,976
EJ <sub>gros</sub>	132.586.303,73	EJ <sub>gros</sub>	132.586.303,73	EJ <sub>gros</sub>	132586303,7
EJ <sub>eff</sub>	94.804.046,21	EJ <sub>eff</sub>	94.804.046,21	EJ <sub>eff</sub>	94.804.046,21
K <sub>p</sub>	463.117,67	K <sub>p</sub>	463.117,67	K <sub>p</sub>	463.117,67
<i>RSI</i>			0,014		

Tabella 4-2 Sintesi risultati applicazione metodo di progetto per Caso Studio A

Caso Studio B					
Pila 1		Pila 2		Pila 3	
D (m)	3	D (m)	3	D (m)	3
H (m)	11,5	H (m)	5,5	H (m)	11,5
J (m)	3,976	J (m)	3,976	J (m)	3,976
EJ <sub>gros</sub>	132.586.303,73	EJ <sub>gros</sub>	132.586.303,73	EJ <sub>gros</sub>	132.586.303,73
EJ <sub>eff</sub>	91.728.089,40	EJ <sub>eff</sub>	94.804.046,21	EJ <sub>eff</sub>	91728089,4
K <sub>p</sub>	180.938,12	K <sub>p</sub>	1.709.464,39	K <sub>p</sub>	180.938,12
<i>RSI</i>			0,009		

Tabella 4-3 Sintesi risultati applicazione metodo di progetto per Caso Studio B

Caso Studio C					
Pila 1		Pila 2		Pila 3	
D (m)	3	D (m)	3	D (m)	3
H (m)	11,5	H (m)	8,5	H (m)	5
J (m)	3,976	J (m)	3,976	J (m)	3,976
EJ <sub>gros</sub>	132.586.303,73	EJ <sub>gros</sub>	132.586.303,73	EJ <sub>gros</sub>	132586303,7
EJ <sub>eff</sub>	91.728.089,40	EJ <sub>eff</sub>	94.804.046,21	EJ <sub>eff</sub>	94.804.046,21
<i>RSI</i>			0,006		

Tabella 4-4 Sintesi risultati applicazione metodo di progetto per Caso Studio C

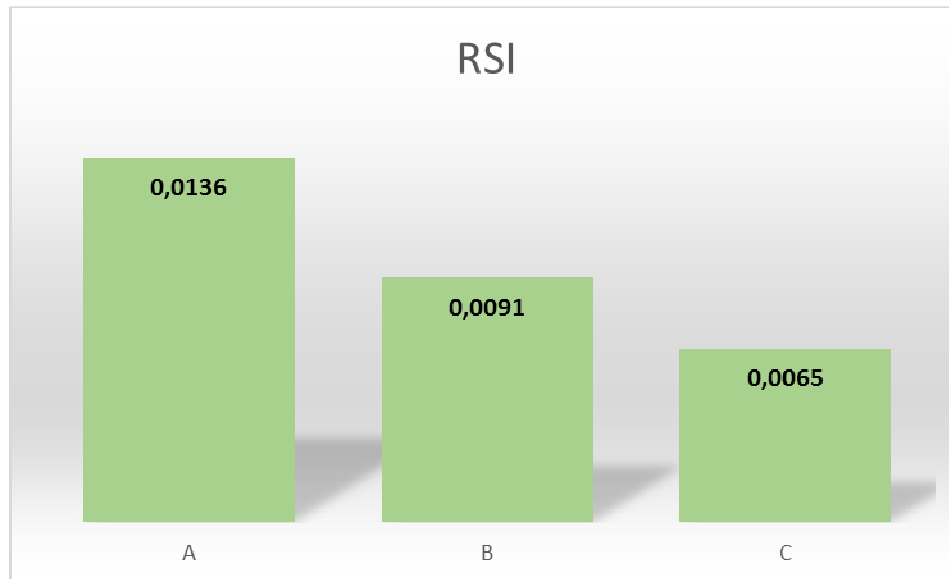


Figura 4-10. Parametro RSI per ciascun caso studio

Si precisa che per il calcolo della rigidezza delle pile si è tenuto conto di un grado di fessurazione minimo corrispondente al momento di prima fessurazione dedotto dai diagrammi  $M-\Psi$ . Per quanto riguarda l’impalcato invece si è considerata la rigidezza elastica in quanto per il regime di sollecitazione che ne deriva non si instaurano stati di fessurazione significativi.

### 4.3.2 Materiali

In questo paragrafo vengono riportati tutte le caratteristiche tecniche dei materiali impiegati per il progetto, conformi a quanto indicato al D.M. del 14/08/2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*”.

#### 4.3.2.1 Conglomerati cementizi

I conglomerati cementizi da porre in opera saranno composti da:

- aggregato (UNI ENV 12620 e UNI EN 13055-1);
- acqua (UNI EN 1008: 2003);
- cemento (UNI EN 197);
- additivi (UNI EN 934-2) super fluidificanti e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto;

ed avranno le seguenti caratteristiche:

- calcestruzzo di completamento della soletta:(classe C32/40)  $R_{ck} \geq 40$  MPa
- calcestruzzo elevazione pile e pulvini:(classe C32/40)  $R_{ck} \geq 40$  MPa



- calcestruzzo fondazioni pile:(classe C28/35)  $R_{ck} \geq 35$  MPa

#### 4.3.2.2 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica delle travi principali, dei traversi, dei fazzoletti di collegamento, dei coprigiunti e delle piastre in genere sarà realizzata con acciai conformi alle seguenti tipologie:

- tipo S355J2W+N - UNI EN 10025-05 per spessori  $s \leq 40$  mm;
- tipo S355K2W+N - UNI EN 10025-05 per spessori  $40 < s \leq 80$  mm;
- tipo S355NLW+N - UNI EN 10025-05 per spessori  $\geq 80$  mm.

e rispettare le prescrizioni del D.M. 14.1.2008 e delle Istruzioni CNR 10011, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione  $f_t \geq 510$  MPa
- tensione di snervamento  $f_y \geq 355$  MPa
- allungamento (lamiere)  $\epsilon_t \geq 21\%$
- modulo elastico  $E_a = 210.000$  MPa

Tutte le giunzioni per l'assemblaggio dei conci delle travi portanti, sia quelle da eseguire in officina che quelle in cantiere, saranno di tipo saldato a completa penetrazione.

#### 4.3.2.3 Acciaio per armature lenta

L'acciaio per armatura lenta è di tipo B450C, con le seguenti proprietà meccaniche:

- Peso per unità di volume:  $78,5$  kN/m<sup>3</sup>
- Resistenza caratteristica a rottura:  $f_{stk} = 540$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a snervamento:  $f_{syk} = 450$  N/mm<sup>2</sup>
- Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo:  $\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{sd} = f_{syk} / \gamma_s = 374$  N/mm<sup>2</sup>
- Modulo di elasticità:  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione o qualsiasi altra sostanza che possa ridurre l'aderenza al conglomerato, dovranno inoltre presentarsi a sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

#### 4.3.2.4 Pioli tipo Nelson

I pioli dovranno essere realizzati in acciaio tipo S235J2+C450 secondo EN ISO 13918 avente le seguenti caratteristiche meccaniche:



- tensione di snervamento  $f_{yk} \geq 350$  MPa
- tensione di rottura a trazione  $f_u \geq 450$  MPa

### 4.3.3 Analisi dei carichi e Azione sismica

Le azioni di progetto considerate nell'analisi della struttura in esame sono riportate di seguito:

- *Pesi propri e carichi permanenti ( $g_1, g_2$ ):*

- peso del fusto e del pulvino;
- peso della soletta;
- peso della carpenteria metallica;
- carichi permanenti trasferiti dall'impalcato.

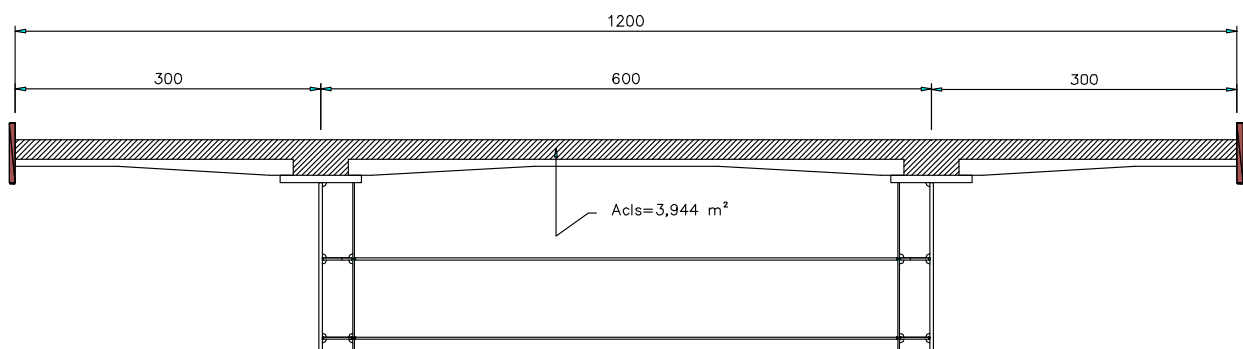
- *Carpenteria metallica  $g_{1,1}$*

La valutazione del peso proprio della carpenteria metallica comprende tutti quegli elementi che formano la struttura portante. Fanno parte di questo gruppo le travi in acciaio, i traversi, tutta la carpenteria secondaria.

Travi principali = da geometria

Carpenteria secondaria = da geometria

- *Soletta in cls  $g_{1,2}$*



Soletta in c.a.

$$25 \text{ kN/mc} \times 3,944 \text{ mq} = 98,60 \text{ kN/m}$$

Per quanto riguarda il peso del fusto della pila e del pulvini viene determinato in automatico dal programma di calcolo assumendo per gli elementi in c.a.  $\gamma=25\text{kN/m}^3$ .



- *Carichi permanenti portati G<sub>2</sub>*

Per carichi permanenti portati si intendono tutta quella categoria di carichi che sono sempre presenti sulla struttura ma non fanno parte degli elementi portanti bensì sono portati da questi. Generalmente sono indicati con il termine G<sub>2</sub> e raggruppano tutta gli elementi secondari e di “arredamento” del viadotto. Con riferimento alla sezione trasversale tipo si riporta l’analisi dei carichi relativi a questi elementi:

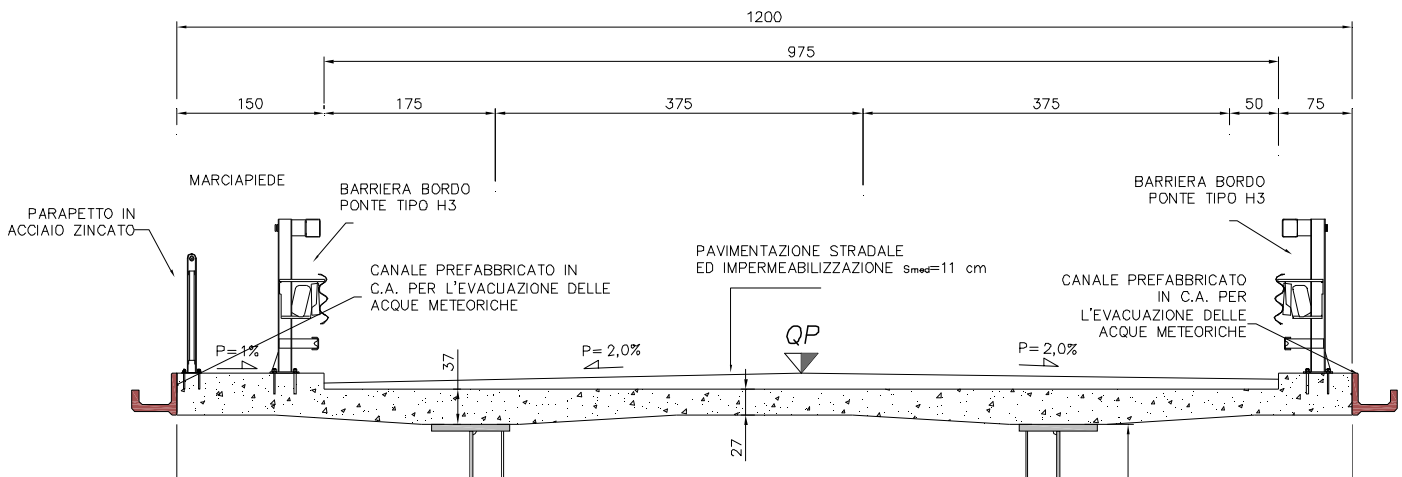


Figura 4-11. Parametro RSI per ciascun caso studio

- Pavimentazione stradale in conglomerato bituminoso:
- $q=22 \text{ kN/m}^3 \times 0,11 \text{ m} \times 9,75 \text{ m} = \dots\dots\dots 23,60 \text{ kN/ml}$
- Marciapiede in cls:
- $q=25 \text{ kN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} = \dots\dots\dots 5,60 \text{ kN/ml}$
- Cordolo in cls:
- $q=25 \text{ kN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} = \dots\dots\dots 2,80 \text{ kN/ml}$
- Guard rail metallico:
- $q=0,75 \text{ kN/m} \times 2 = \dots\dots\dots 1,50 \text{ kN/ml}$
- Parapetto metallico:
- $q=0,35 \text{ kN/m} \times 2 = \dots\dots\dots 0,70 \text{ kN/ml}$
- Canaletta-cornicione in cls:
- $q=1,5 \text{ kN/m} \times 2 = \dots\dots\dots 3,00 \text{ kN/ml}$

TOTALE CARICHI PERMANENTI G<sub>2</sub>

⇒ 37,20 kN/ml

- Azioni variabili da traffico ( $q_1+q_2$ )

Il viadotto oggetto di studio è stato dimensionato nelle sue strutture portanti seguendo il D.M. del 14-01-2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” capitolo 5 relativo alle strutture da ponte considerando l’opera di I<sup>a</sup> categoria. Si identificano le corsie convenzionali sulle quali si disporranno le colonne di carico. Secondo la tabella qui riportata:

Larghezza di carreggiata “w”	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Tabella 4-5 Definizione dei carichi mobili per ciascuna corsia convenzionale

le corsie convenzionali hanno una larghezza di 3 m dato che nel caso in esame  $w=9,75$  m e di conseguenza la fascia rimanente sarà pari a 0,75 m.

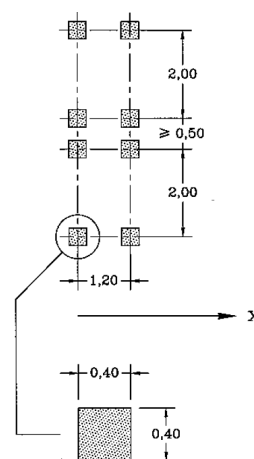
Per quanto riguarda i carichi da disporre sulle corsie convenzionali si prendono in considerazione lo *schema di carico 1*, così definito: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella figura sottostante.

Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il valore di questo carico tandem,  $Q_{ik}$  dipende dalla corsia considerata così come pure il carico uniformemente distribuito  $q_{ik}$  che a differenza della vecchia normativa è applicato lungo tutta la corsia. Volendo essere più precisi nella NTC è scomparso il fattore  $q_2$  così definito:

$$q_2 = (\phi - 1) \cdot q_1$$

che maggiorava il carico mobile per tener conto dell’effetto dinamico associato al moto dei veicoli. Nel caso in esame è necessario utilizzare anche lo *schema di carico numero 5*: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5,0$  kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di  $2,5$  kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza. Chiaramente la normativa fissa anche gli altri schemi di carico dal 1al 6 ma questi fanno riferimento alle situazioni di verifica locali e per tale motivo non vengono riportate in questa tesi.

I valori di riferimento dei carichi tandem e dei carichi distribuiti sono riportati nella tabella sottostante:



Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 4-6 Schema di carico tipo 1 per ciascuna corsia

Una precisazione in merito al termine “*Altre corsie*”, infatti qualora la situazione di progetto obbliga il progettista ad assumere più di 3 corsie, nei casi specificati dalla normativa, in queste corsie aggiuntive si dovrà disporre solamente il carico uniformemente distribuito  $q_{ik}$ . Inoltre la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l’effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

In conclusione la disposizione dei carichi finale sarà di quella riportata nella figura sottostante:

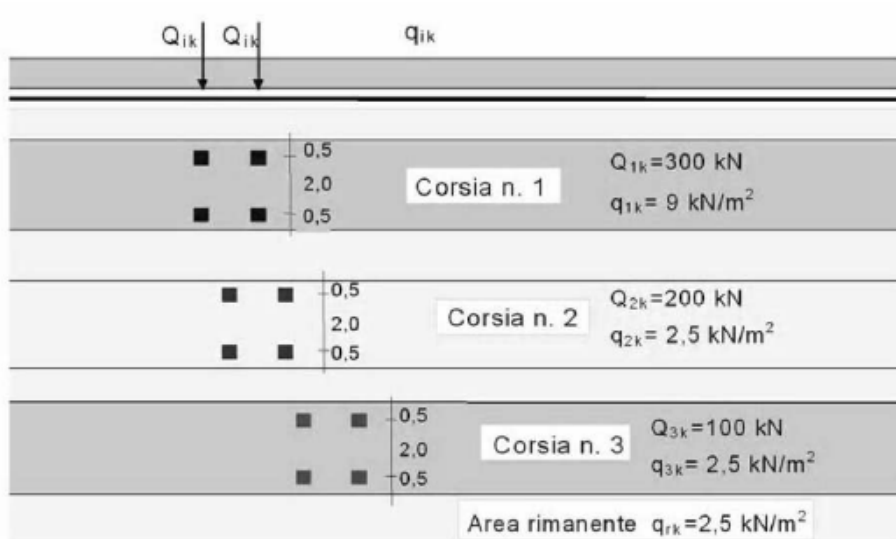


Figura 4-12. Pianta e prospetti per i carichi mobili da adottare

Vista in sezione avremo:

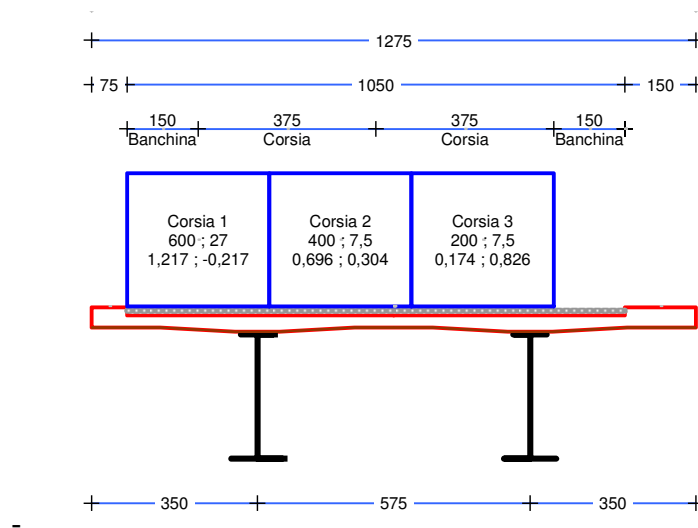


Figura 4-13 – Disposizione trasversale dei carichi mobili per il dimensionamento delle travi principali (SLU – SLE Controllo delle Tensioni)

- Azione longitudinale di frenamento o accelerazione ( $q_3$ )

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

Essendo  $w_1$  la larghezza della corsia ed  $L$  la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

Lunghezza di riferimento	L	200	m
Azione di frenamento totale	$q_3$	900	kN

- Ritiro del calcestruzzo ( $\epsilon_2$ )

L'azione del ritiro è valutata a lungo termine ( $t=25550$  giorni).

Trascurando la componente termica, la deformazione da ritiro vale:

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = (2,098 \cdot 10^{-4}) + (5,80 \cdot 10^{-5}) = 2,683 \cdot 10^{-4}$$

con

- $\epsilon_{cd}(t)$  ritiro da essiccamento;
- $\epsilon_{ca}(t)$  ritiro autogeno.

Il valore della deformazione da ritiro da essiccamento ( $\epsilon_{cd}$ ) è pari a:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \epsilon_{cd, \infty} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd, 0} = 0,9774 \cdot 0,7 \cdot 3,066 \cdot 10^{-4} = 2,098 \cdot 10^{-4}$$

in cui



$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = \frac{(25550 - 1)}{(25550 - 1) + 0,04 \cdot \sqrt{602^3}} = 0,9774$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 3850000}{12800} \cong 602 \text{ mm};$$

$$k_h = 0,7;$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3,066 \cdot 10^{-4};$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{75}{100} \right)^3 \right] = 0,896.$$

$f_{cm} = 41,2 \text{ N/mm}^2$  è la resistenza media a compressione del calcestruzzo;

$$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2;$$

$$\alpha_{ds1} = 4$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12$$

$$RH = 75\%;$$

$$RH_0 = 100\%$$

Il valore della deformazione da ritiro autogeno ( $\varepsilon_{ca}$ ) è pari a:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1 \cdot (5,80 \cdot 10^{-5}) = 5,80 \cdot 10^{-5}$$

con

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 5,80 \cdot 10^{-5} \text{ con } f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2;$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2\sqrt{t})} = 1 - e^{(-0,2\sqrt{25550})} = 1.$$

#### - Viscosità

Gli effetti della viscosità del calcestruzzo, che influiscono nel caso di applicazione di azioni di lungo termine quali ritiro e carichi permanenti, sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto secondo la relazione:

$$E_c^* = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

in cui

- $E_{cm}$  è il modulo di elasticità secante a breve termine;



- $\psi_L$  è il moltiplicatore della deformazione viscosa che dipende dal tipo di carico applicato (per il ritiro si assume  $\psi_L=0,55$ , mentre per i carichi permanenti  $\psi_L=1,10$ );
- $\varphi(t, t_0)$  è il coefficiente di viscosità, definito secondo l'Appendice B della EN1992-1-1;
- $t_0$  è l'età del calcestruzzo in giorni all'istante di applicazione del carico (per i carichi permanenti si assume  $t_0 = 28$  giorni, mentre per il ritiro  $t_0 = 1$  giorno).

Dal punto di vista operativo, nella valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta mediante l'omogeneizzazione della soletta in calcestruzzo alla trave metallica, gli effetti della viscosità possono essere considerati adottando un coefficiente di omogeneizzazione per il calcestruzzo dipendente dal tipo di carico (cfr. 5.4.2.2 della EN1994-1-1 e 5.4.2.2 della EN1994-2):

$$n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)]$$

In base alla durata delle azioni, si definiscono dunque i seguenti rapporti modulari:

- Azioni di breve durata:

$$n = n_0 = E_a / E_{cm} = 206000 / 33643 \cong 6,12;$$

- Azioni di lunga durata:

$$n = n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)],$$

$$\text{Carichi permanenti } n_g = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] = 6,12 \cdot [1 + 1,10 \cdot 1,542] = 16,50;$$

$$\text{Ritiro: } n_{cs} = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] = 6,12 \cdot [1 + 0,55 \cdot 2,87] = 15,78.$$

- *Variazione termica ( $\varepsilon_3$ )*

La massima e minima temperatura dell'aria all'ombra (definite con periodo di ritorno di 50 anni) alle quali la struttura è soggetta sono ricavate dalle *Mappe delle temperature massime e minime dell'aria all'ombra a livello del mare* (cfr. Appendice Nazionale alla EN 1991-1-5).

Per la zona in cui si trova il viadotto in esame, evidenziata nelle mappe di Figura 4-14 si hanno i seguenti valori di temperatura all'ombra massima e minima:

$$T_{max} = + 40^\circ\text{C}$$

$$T_{min} = - 11^\circ\text{C}$$

La temperatura "iniziale" (di costruzione e montaggio) è assunta, secondo il punto 3.5.4 delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, pari a:

$$T_0 = + 15^\circ\text{C}.$$

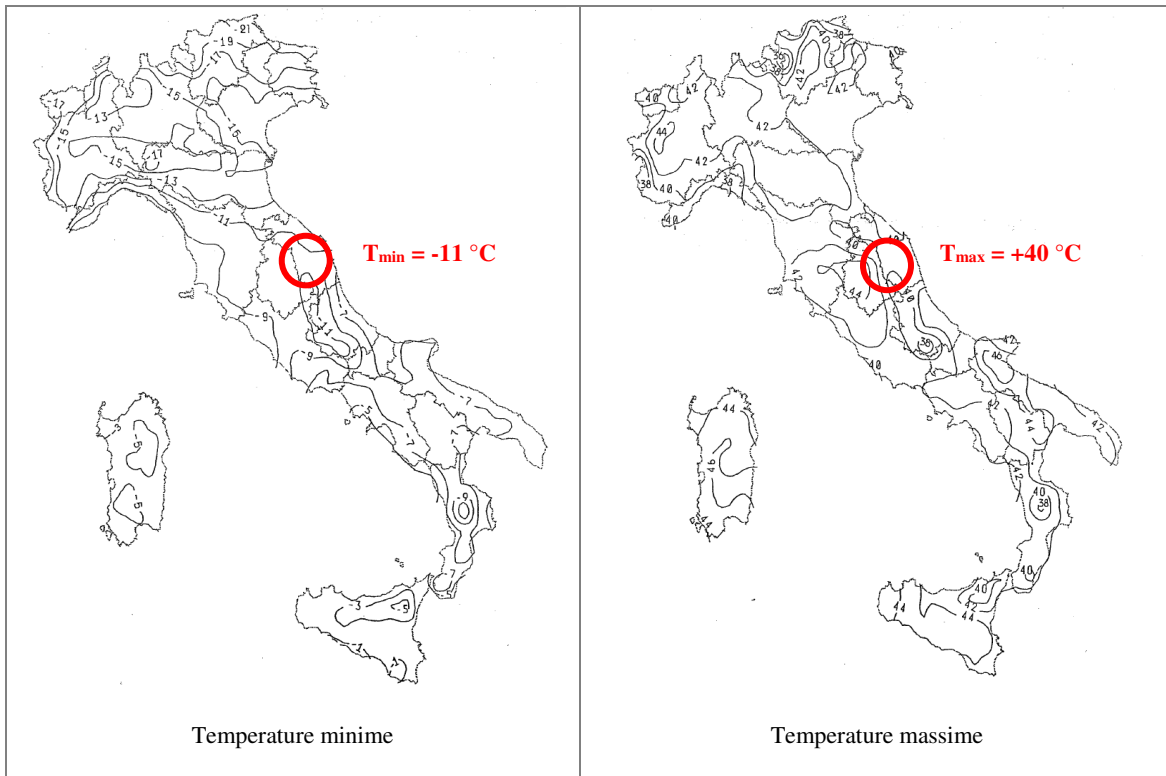


Figura 4-14. Mappe delle massime e minime temperature dell'aria all'ombra attese con tempo di ritorno 50 anni a livello del mare

Le temperature uniformi negli elementi strutturali del ponte  $T_{e,max}$  e  $T_{e,min}$  sono calcolate a partire dai valori  $T_{max,p}$  e  $T_{min,p}$  usando le indicazioni contenute in figura 6.1 di EN 1991-1-5, con riferimento alle curve nr. 2 [ $T_{e,max} = f(T_{max,p})$ ] e 5 [ $T_{e,min} = f(T_{min,p})$ ] relative alla tipologia di impalcato a sezione composta acciaio-calcestruzzo.

La Figura 4-15 mostra graficamente la procedura che permette di definire le componenti di temperatura uniforme del ponte, partendo dalle massime e minime temperature dell'aria all'ombra:

$$T_{e,min} = T_{min,p} + 4^{\circ}\text{C} = -11^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C} = -7^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = T_{max,p} + 4^{\circ}\text{C} = +40^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C} = +44^{\circ}\text{C}$$

Gli intervalli delle componenti di temperatura uniforme nel ponte sono poi definiti secondo il punto 6.1.3.3 della EN 1991-1-5:

$$\text{massimo intervallo di contrazione } \Delta T_{U, con} = T_0 - T_{e,min} = 15^{\circ}\text{C} - (-11^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C}) = 21^{\circ}\text{C}$$

$$\text{massimo intervallo di espansione } \Delta T_{U, exp} = T_{e,max} - T_0 = (40^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C}) - 15^{\circ}\text{C} = 29^{\circ}\text{C}$$

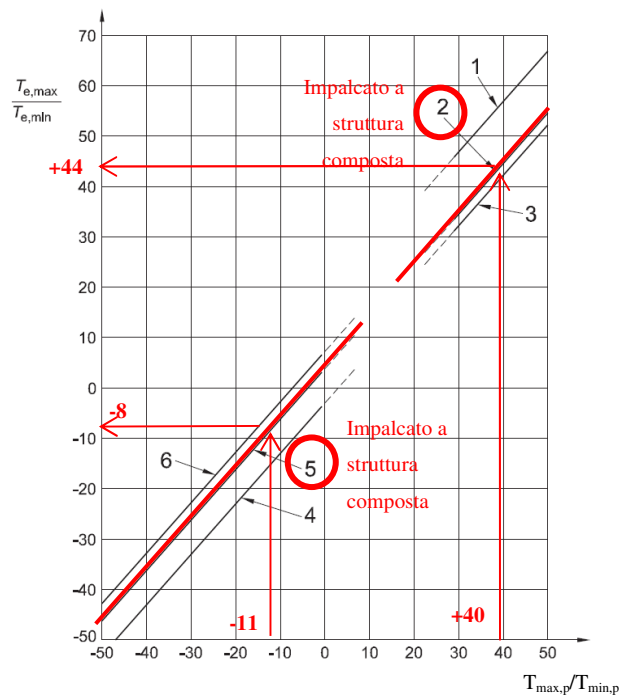


Figura 4-15. Correlazione tra la temperatura dell'aria all'ombra ( $T_{\min,p} / T_{\max,p}$ ) e componente di temperatura uniforme del ponte ( $T_{e,\min} / T_{e,\max}$ )

Per il progetto di appoggi (e giunti di espansione) per i quali non sono disposti interventi di pre-regolazione all'atto della posa in opera, quali gli isolatori impiegati nel presente caso di studio, in accordo con quanto specificato in EN 1991-1-5, 6.1.3.3(3) *nota 2*, i valori di massimo e minimo degli intervalli di temperatura sono incrementati come segue:

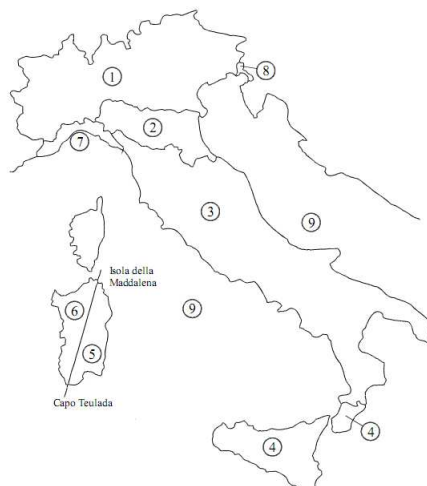
massimo intervallo di contrazione appoggi  $\Delta T_{U, con} + 20 \text{ }^\circ\text{C} = 21 \text{ }^\circ\text{C} + 20 \text{ }^\circ\text{C} = 41 \text{ }^\circ\text{C}$

massimo intervallo di espansione appoggi  $\Delta T_{U, exp} + 20 \text{ }^\circ\text{C} = 29 \text{ }^\circ\text{C} + 20 \text{ }^\circ\text{C} = 49 \text{ }^\circ\text{C}$

#### - Azione del vento ( $q_5$ )

L'azione del vento è stata valutata, secondo quanto specificato al §3.3 del DM 14 gennaio 2008, assimilandola ad un carico orizzontale statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua alta **3,0** m dal piano stradale. Tale azione dà luogo ad una sollecitazione torcente che provoca una flessione differenziale dalle due travi portanti.





Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Figura 4-16 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$

L'opera in esame è ubicata nelle Marche. La zona del territorio italiano di riferimento è la 3.

(Velocità di riferimento del vento)	$V_{b,0}$	<b>28</b>	m/s
	$a_0$	<b>500</b>	m
	$k_a$	<b>0,02</b>	1/s
Altitudine del sito dove sorge la costruzione	$a_s$	<b>600</b>	m
Velocità di riferimento del vento	$V_{ref}$	30	m/s
Pressione cinetica di riferimento	$q_{ref}$	562,5	N/mq
Categoria di esposizione		<b>III</b>	
	$z_0$	0,1	m
	$z_{min}$	5	m
	$k_r$	0,2	
Altezza di calcolo dell'azione del vento	$z$	<b>36</b>	m
Coefficiente di topografia	$C_t$	<b>1,00</b>	
Coefficiente di esposizione	$C_e(z)$	3,034	
Coefficiente dinamico	$C_d$	<b>1,00</b>	

Per quanto riguarda l'altitudine del sito  $a_s$ , si precisa che lungo il tracciato del viadotto il terreno supera la quota assoluta di 500 m. Pertanto, secondo la formula [3.3.1] del DM 14 gennaio 2008, risultando  $a_s > a_0$  (500 m), la velocità di riferimento del vento è dipendente dalla quota del sito.

Assumendo:

- $c_e(z)$  coefficiente di esposizione delle pressioni, che dipende dall'altezza dell'impalcato  $z$  dal suolo, dalla rugosità del terreno (**classe D**), dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito ove sorge il manufatto (**Categoria III**) secondo l'espressione:

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times ((7 + c_t \times \ln(z/z_0)) \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

dove  $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  si ricavano dalla Tabella 4-7;

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 4-7 – Parametri per la definizione del coefficiente d'esposizione

- $c_{fx} = c_{fx,0} = 1,89$  coefficiente di forza in funzione del rapporto  $b / d_{\text{tot}} = 2,03$  dove:  
 $b = 12,75$  m è la larghezza dell'impalcato;  
 $d = 2,80 + 0,37 + 0,11 + 3 = 6,28$  m è l'altezza della superficie investita dal vento

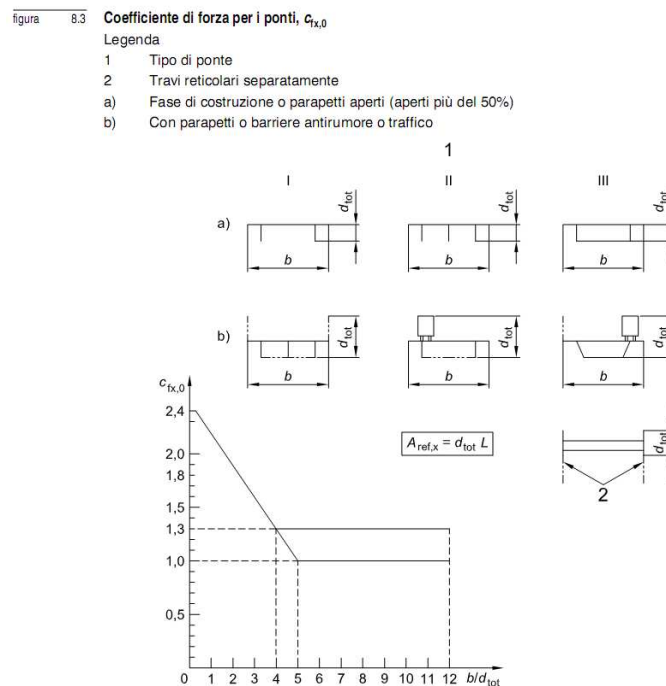


Figura 4-17 – Coefficienti di forma per impalcati

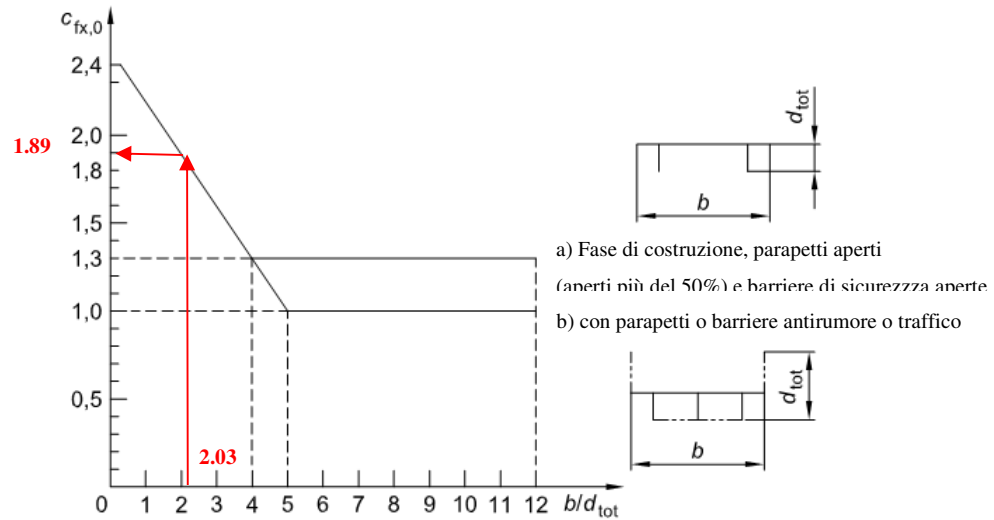


Figura 4-18 – Grafico del coefficiente di forma per la determinazione della pressione del vento

la pressione del vento risulta<sup>1</sup>:

$$p = q_{\text{ref}} \times c_e(z) \times c_{f,x} \times c_d = 3,23 \text{ kNm}^{-2}.$$

La forza trasversale esercitata dal vento è perciò  $R = 3,23 \times 6,28 = 20,28 \text{ kNm}^{-1}$

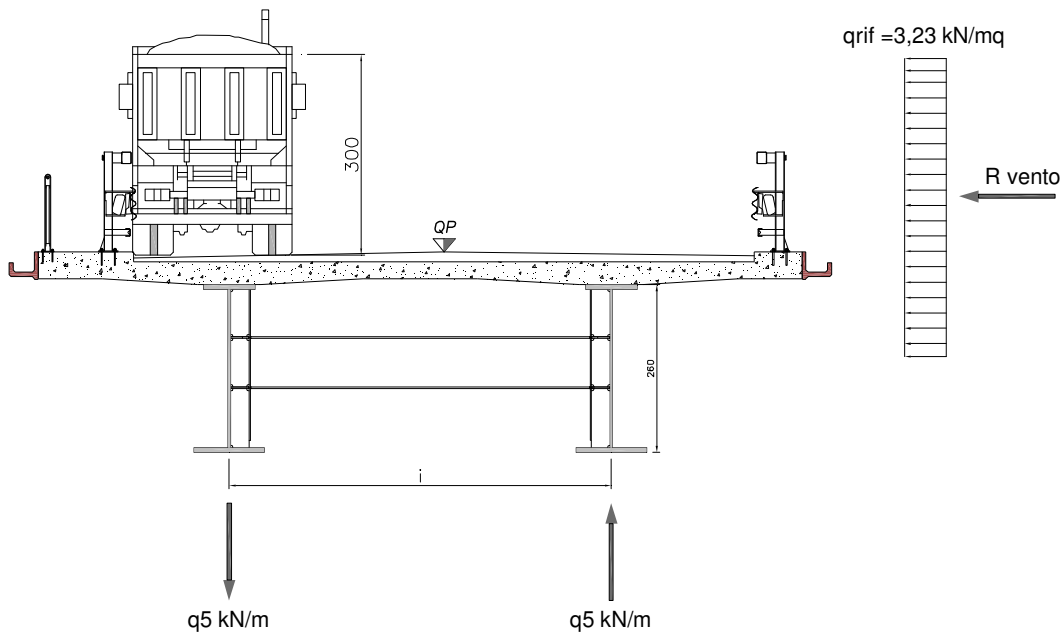


Figura 4-19 – Schema delle azioni indotte dal vento

<sup>1</sup> Si veda EN1991-1-4:2005 p.to 8.3.2



- *Azione del sisma ( $q_6$ )*

La vita nominale dell'opera  $V_N$  è assunta pari a 100 anni, mentre per il coefficiente d'uso  $C_U$  si assume il valore 2,0.

Le azioni sismiche sono valutate quindi in relazione ad un periodo di riferimento:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2,0 = 100 \text{ anni.}$$

La pericolosità sismica è definita mediante un approccio “*sito dipendente*”, in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ .

Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Si ipotizza un profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C ovvero “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina) ed una categoria topografica TI ovvero “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* ”. Per il coefficiente  $S_T$  si assume pertanto il valore 1,00.*

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, considerate tra loro indipendenti.

Gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali sono definiti dalle seguenti espressioni:

Componente Orizzontale	Componente Verticale
$0 \leq T < T_B$	$0 \leq T < T_B$
$T_B \leq T < T_C$	$T_B \leq T < T_C$
$T_C \leq T < T_D$	$T_C \leq T < T_D$
$T_D \leq T$	$T_D \leq T$

$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$	$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$	$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$
$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$	$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$
$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$	$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

con:



- $S$  coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, definito da  $S = S_S \times S_T$ , con  $S_S$  coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;
- $F_O$ ,  $F_V$  fattori che quantificano l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da
- $T_C = C_C \times T_C^*$ , con  $T_C^*$  è definito in base al sito di riferimento e  $C_C$  funzione della categoria di sottosuolo;
- $T_B$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,
- $T_B = T_C / 3$  ;
- $T_D$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione  $T_D = 4,0 (a_g/g) + 1,6$  ;
- $\eta$  è il fattore che modifica lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = [10/(5+\xi)]^{0,5} \geq 0,55$  .

Per la struttura in esame i valori dei parametri indipendenti e dipendenti che definiscono gli spettri elastici e di progetto si riferiscono alle seguenti coordinate [comune di Visso (MC)]:

PARAMETRI INDIPENDENTI		
Stato Limite	SLV ( $P_{VR}=10,0\%$ - $TR=1898$ anni)	SLC ( $P_{VR}=5,0\%$ - $TR=2475$ anni)
$a_g / g$	0,396	0,432
$F_O$	2,402	2,409
$T_C^*$ [sec]	0,353	0,357
$S_S$	1,130	1,076
$C_C$	1,481	1,475
$S_T$	1,000	1,000
PARAMETRI DIPENDENTI		
$S$	1,242	1,076
$\eta$	1,000	1,000
$T_B$ [sec]	0,174	0,176
$T_C$ [sec]	0,522	0,527
$T_D$ [sec]	3,182	3,327

Tabella 4-8 Parametri per lo spettro di risposta elastico *orizzontale*

PARAMETRI INDIPENDENTI		
Stato Limite	SLV ( $P_{VR}=10,0\%$ - $TR=1898$ anni)	SLC ( $P_{VR}=5,0\%$ - $TR=2475$ anni)
$a_{gv} / g$	0,336	0,383
$T_B$ [sec]	0,050	0,050
$T_C$ [sec]	0,150	0,150
$T_D$ [sec]	1,000	1,000
$S_S$	1,000	1,000



$S_T$	1,000	1,000
PARAMETRI DIPENDENTI		
$S$	1,000	1,000
$\eta$	1,000	1,000
$F_v$	2,040	2,136

Tabella 4-9 Parametri per lo spettro di risposta elastico *verticale*

Gli spettri di risposta elastici allo *SLV* e *SLC* sono mostrati nelle figure seguenti.

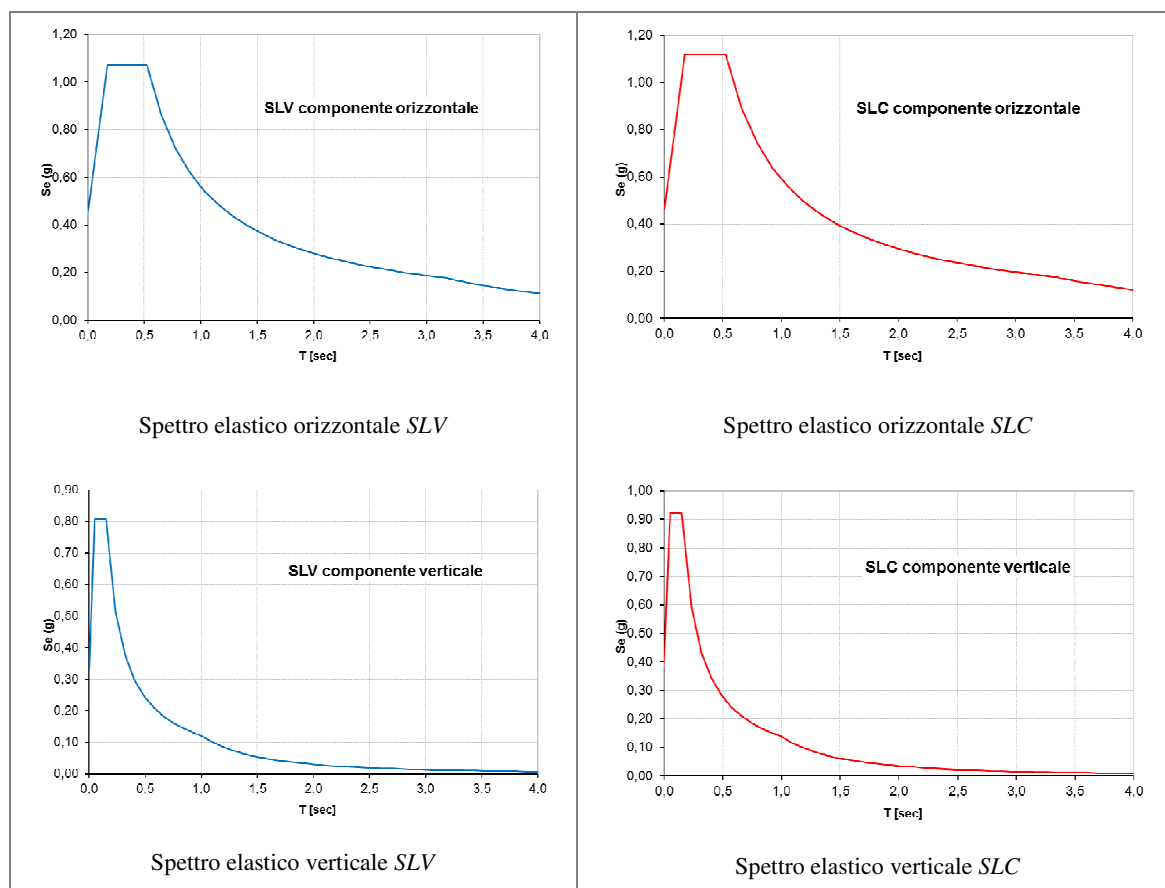


Figura 4-20. Spettri di risposta elastici

Nelle analisi di tipo time history, entrambi gli stati limite di collasso e di salvaguardia della vita sono verificati mediante l'uso di accelerogrammi, simulati artificialmente tramite il programma "SIMQKE\_GR 1.2", a partire dagli spettri di risposta elastici definiti in precedenza. La durata della parte pseudo-stazionaria è fissata pari al valore minimo di 10 s. La parte pseudo-stazionaria è preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma risulta non inferiore a 25 s.

La coerenza degli accelerogrammi con gli spettri di riferimento è stata verificata in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%.



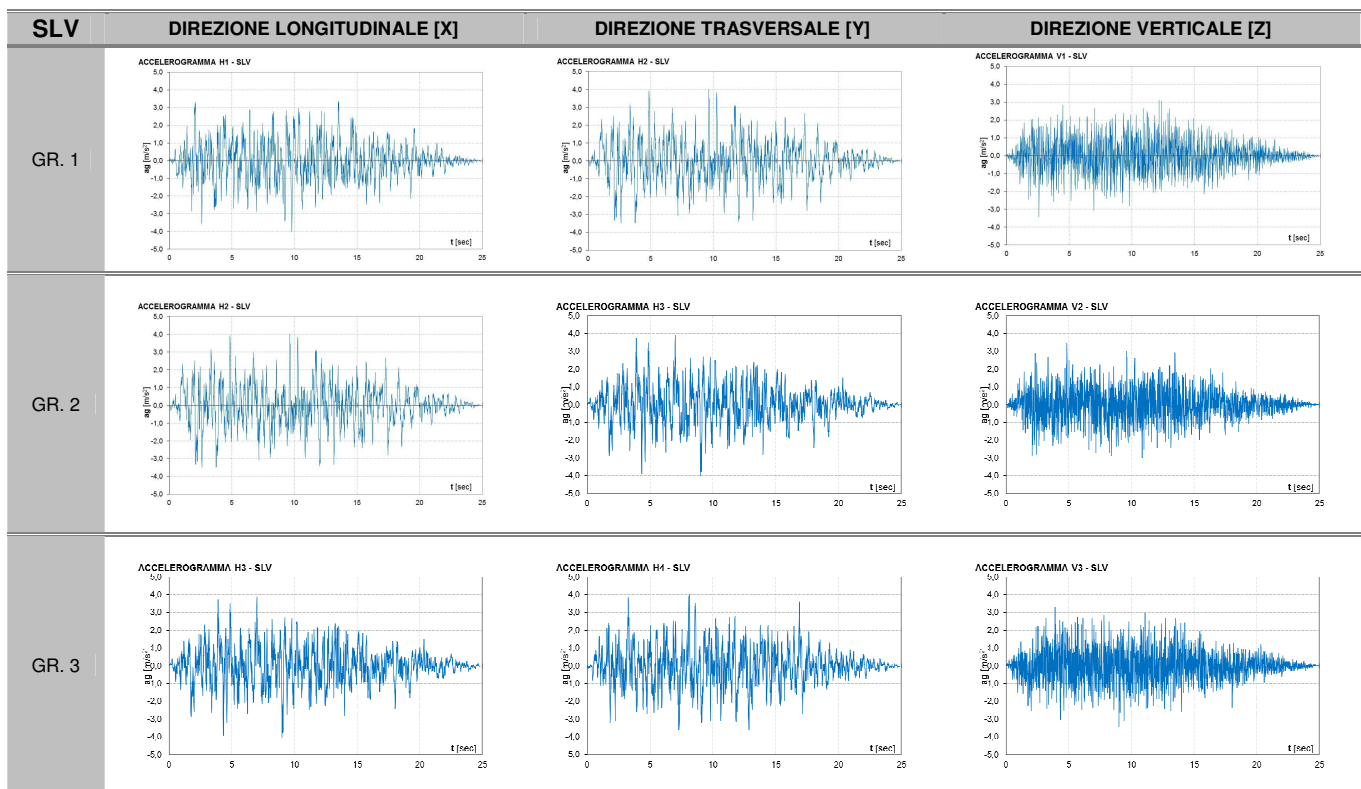
Come suggerito dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, l'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0,15s \div 2,0s$  e  $0,15s \div 1,2T_{is}$  essendo  $T_{is}$  il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2,i}$  sono riportati nella Tabella 5.1.VI delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Per quanto riguarda i carichi da traffico, sia le Norme Italiane che gli Eurocodici, solo nel caso di ponti stradali sottoposti a condizioni di intenso traffico, suggeriscono di considerare una massa associata ad un'aliquota di carico mobile (calcolata in funzione del carico *UDL* del modello di carico 1), supposta presente in situazione sismica, con il coefficiente  $\psi_2$  pari a 0.2. Nella presente applicazione si pone  $\psi_2 = 0$ . I gruppi di accelerogrammi spettro-compatibili utilizzati sono riportati nel seguito.



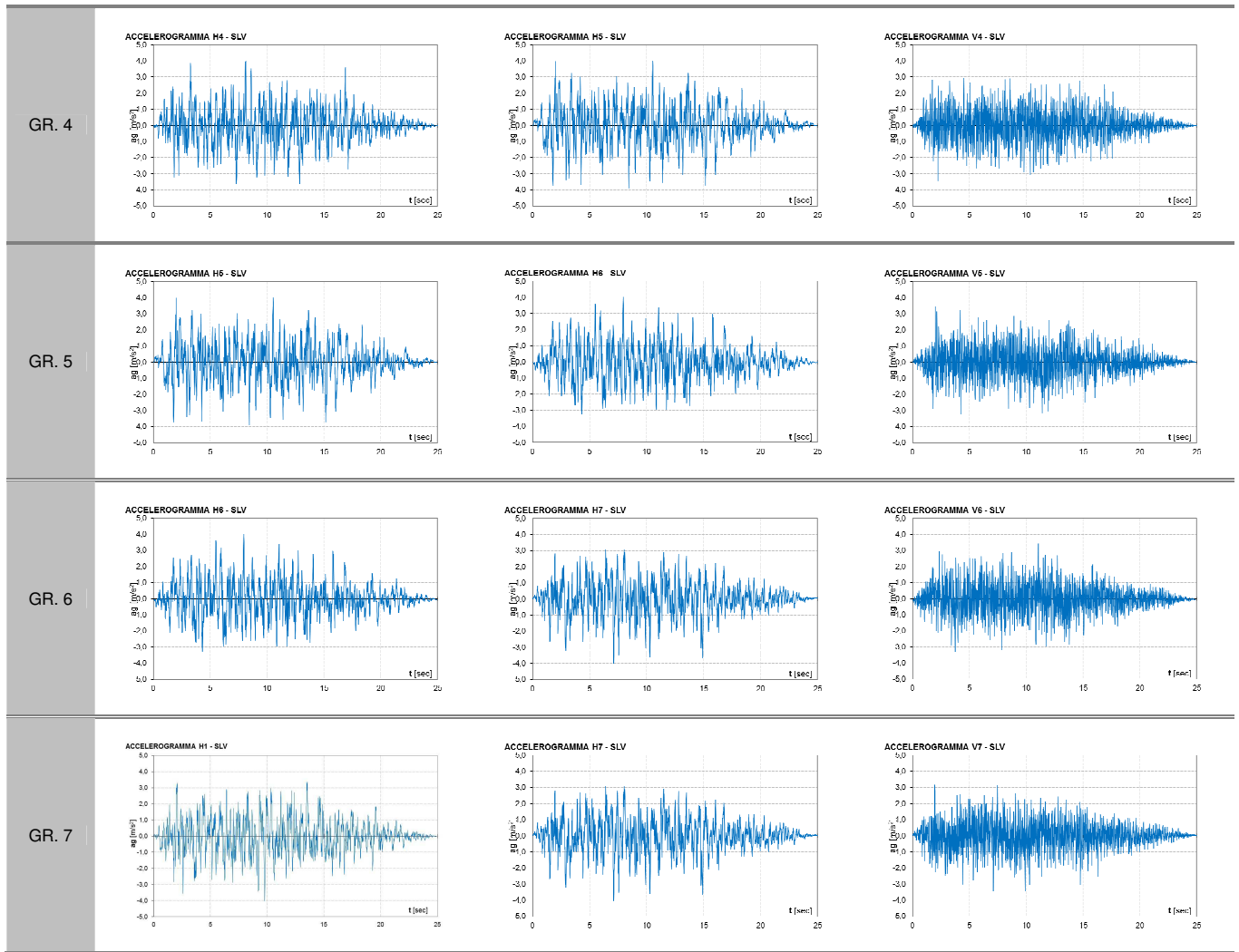
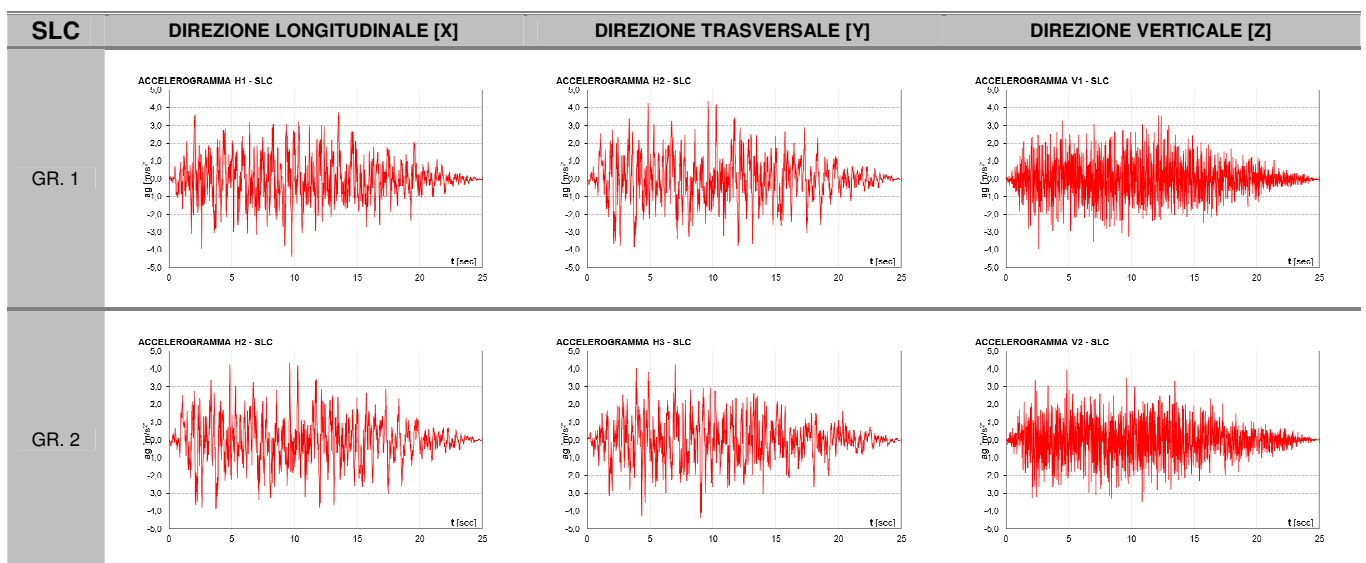


Figura 4-21. Accelerogrammi SLV





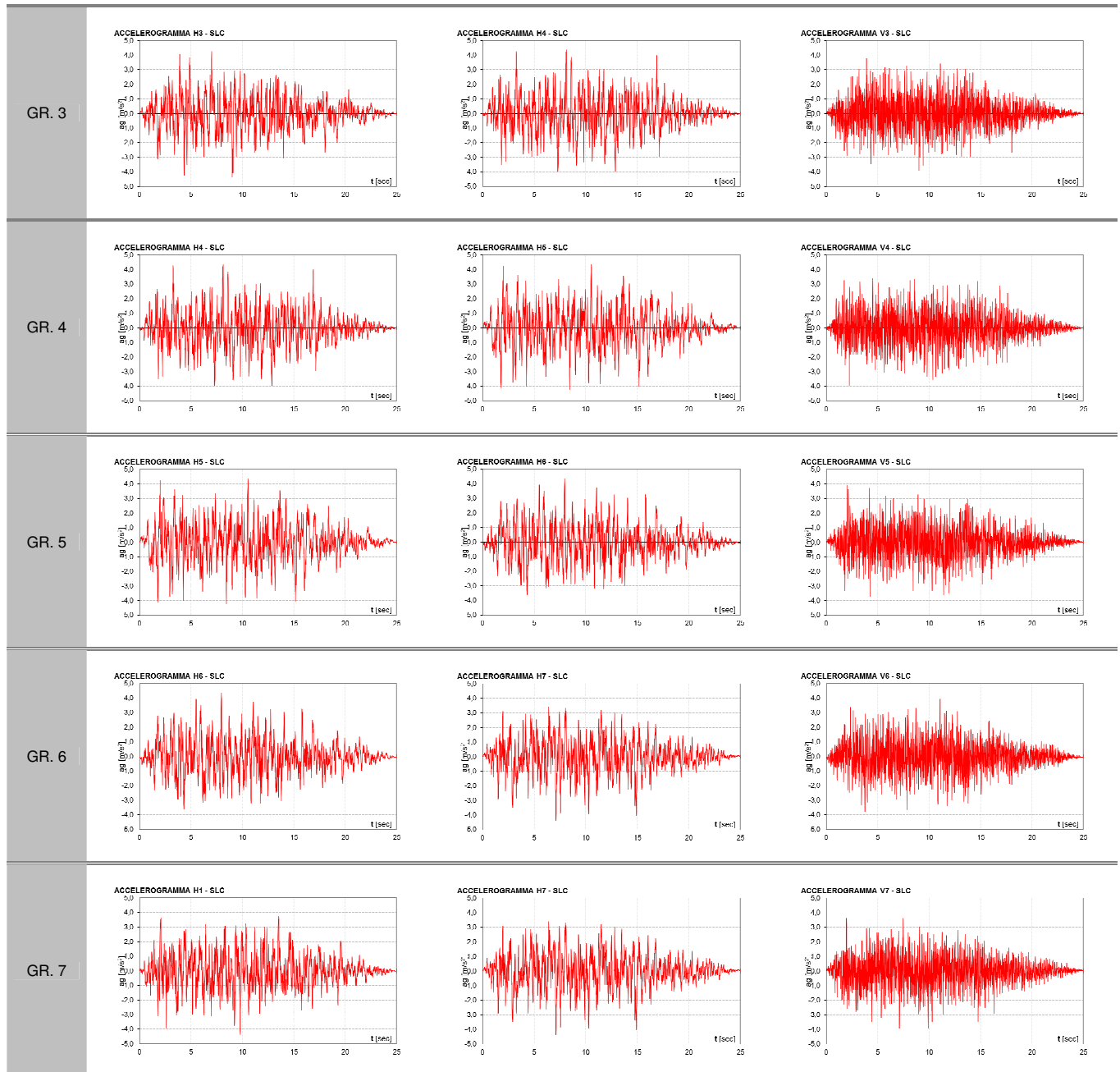


Figura 4-22. Accelerogrammi SLC

- *Effetti della variabilità spaziale del moto sismico*

Gli effetti del moto non sincrono dei punti del terreno alla base dei supporti del ponte (pile e spalle) sono valutati secondo la procedura semplificata prevista nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, che consentono di sovrapporre agli effetti dinamici, valutati con lo spettro di risposta o con le analisi time history, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Il calcolo è condotto per lo Stato Limite di Collasso (SLC) con lo scopo di stimare l'influenza della variabilità spaziale del moto nel dimensionamento della corsa dei dispositivi di isolamento.



Il massimo spostamento relativo si verifica per la coppia di punti reciprocamente più distanti, ossia quelli in corrispondenza delle spalle ( $x=200$  m).

Si considera che il moto relativo non sia indipendente, pertanto il massimo spostamento relativo fra le due spalle vale:

$$d_{ij}(x)_{SLC} = d_{ij0} + (d_{ijmax,SLC} - d_{ij0}) \times [1 - e^{-1.25(x/V_s)^{0.7}}] = 0,215 \text{ m}$$

dove:

$$d_{gi,SLC} = d_{gj,SLC} = 0,025 \times S \times a_g \times S \times T_C \times T_D = 0,025 \times 0,432 \text{ g} \times 1,076 \times 0,527 \times 2,966 = 0,200 \text{ m}$$

$$d_{ij0} = 1,25 \quad |d_{gi} - d_{gj}| = 0,0 \text{ m}$$

$$d_{ijmax,SLC} = 1,25 (d_{gi,SLC}^2 + d_{gj,SLC}^2)^{0,5} = 0,353 \text{ m}$$

$V_s$  velocità delle onde di taglio assunta pari a 300 m/s

Lo spostamento relativo fra le due spalle può essere applicato secondo uno dei due “set” di spostamenti riportati di seguito.

A. Una spalla è fissa e l'altra subisce lo spostamento  $\pm d_{ij}(200)_{SLC}$ . Alle basi delle pile sono imposti spostamenti relativi rispetto alla spalla fissa in funzione della distanza da questa.

B. Entrambe le spalle subiscono uno spostamento pari a  $\pm 0,5 d_{ij}(200)_{SLC}$ . Alle basi delle pile sono imposti spostamenti relativi rispetto alle spalle in funzione della distanza da queste, con spostamento nullo nella sezione di mezzzeria dell'impalcato (asse di simmetria della struttura).

#### 4.3.4 Combinazioni delle azioni

Per le combinazioni delle azioni da adottare per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) di resistenza non sismici si fa riferimento all'espressione:

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, da adottare ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi (SLV, SLC) si utilizza l'espressione:

$$G_k + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

essendo  $E$  l'azione sismica per lo stato limite in esame.

Il significato dei simboli è il seguente:

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali e non strutturali;

$Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;



$\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;

$\psi_0$ ,  $\psi_2$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Nel caso in esame sono state adottate le combinazioni specificate nelle tabelle seguenti:

COMBINAZIONI GRUPPO 1 - SLU A1 STR										
CARICO	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	SLU-5	SLU-6	SLU-7	SLU-8	SLU-9	SLU-10
PESO ELEMENTI TRUTTURALI	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
CARICHI MOBILI - TS	1,35	1,35	0	0	1,0125	1,0125	0	0	1,0125	1,0125
CARICHI MOBILI - UDL	1,35	1,35	0	0	0,54	0,54	0	0	0,54	0,54
CARICHI MOBILI FRENAMENTO	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0
VENTO	0,9	0,9	0,9	0,9	1,5	1,5	0	0	0,9	0,9
FRENAMENTO	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1,2	0	1,2	0	1,2	0	1,2	0	1,2	0
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,72	0	0,72	0	0,72	0	0,72	0	1,2
VAR TERMICA NEGATIVA	0,72	0	0,72	0	0,72	0	0,72	0	1,2	0

Tabella 4-10 Combinazioni di calcolo statiche allo SLU

COMBINAZIONI GRUPPO 2 – SISMICHE		
[Analisi Non Lineare con accelerogrammi]		
CARICO	S-1	S-2
PESO ELEMENTI TRUTTURALI	1	1
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1	0
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,5
VAR TERMICA NEGATIVA	0,5	0
SISMA LONGITUDINALE	1	1
SISMA TRASVERSALE	1	1
SISMA VERTICALE	1	1

Tabella 4-11 Combinazioni di calcolo sismiche allo SLU per analisi non lineari

COMBINAZIONI GRUPPO 2 – SISMICHE						
[Analisi Lineare con spettro di risposta]						
CARICO	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
PESO ELEMENTI TRUTTURALI	1	1	1	1	1	1
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1	0	1	0	1	0
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,5	0	0,5	0	0,5
VAR TERMICA NEGATIVA	0,5	0	0,5	0	0,5	0
SISMA LONGITUDINALE	1	1	0,3	0,3	0,3	0,3
SISMA TRASVERSALE	0,3	0,3	1	1	0,3	0,3
SISMA VERTICALE	0,3	0,3	0,3	0,3	1	1

Tabella 4-12 Combinazioni di calcolo sismiche allo SLU per analisi lineari

### 4.3.5 Progetto sistema di isolamento sismico

Il caso studio preso in considerazione in questa sezione ha visto l'applicazione di dispositivi elastomerici ad altro smorzamento (*High Damping Rubber Isolator*) interposti nella configurazione classica, ovvero fra la testa delle pile e l'impalcato. Le caratteristiche principali di tali dispositivi sono stati ampiamente descritte al 2.2.5 *Isolatori elastomerici*. Oltre a questi isolatori principali, sulle spalle del viadotto sono stati inseriti degli smorzatori viscosi puri (dampers) al fine di limitare gli spostamenti orizzontali e limitare di conseguenza l'ampiezza dei giunti necessari.

L'impiego di isolatori di questo tipo comporta sistematicamente l'adozione di una procedura iterativa, almeno per le analisi in campo lineare, per via delle caratteristiche intrinseche di questi isolatori e precisamente dell'elastomero di cui sono composti i diversi strati.

Le iterazioni si rendono necessarie visto il comportamento degli elastomeri, questi infatti hanno un comportamento visco-elastico in cui il modulo di rigidezza laterale  $G$  e il fattore di smorzamento  $\xi$  sono una funzione sia della pulsazione del sistema che della deformazione a taglio  $\gamma$  come si nota nei grafici sottostanti:

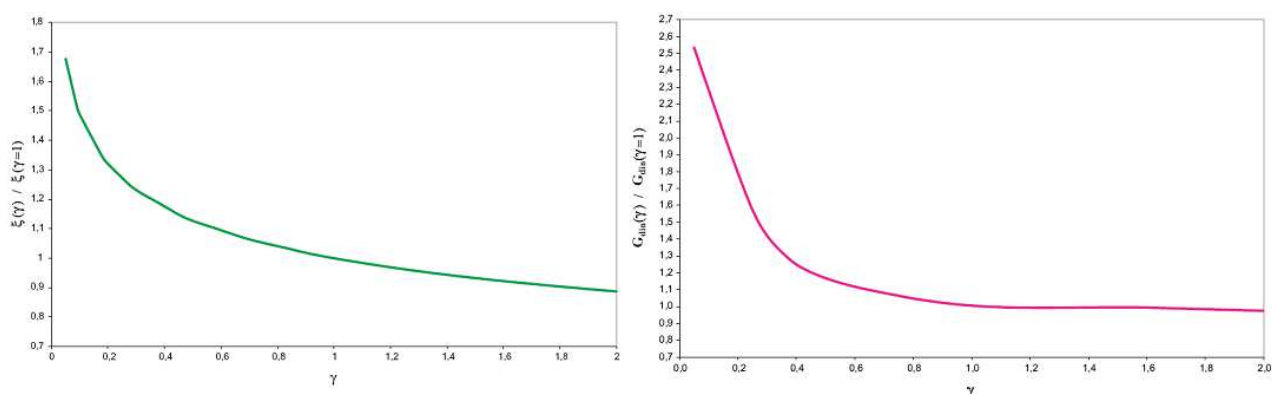


Figura 4-23. Variabilità di  $\xi$  e  $G$  in base alla deformazione  $\gamma$

Questi grafici sono solitamente forniti dall'azienda fornitrice in base al comportamento delle proprie mescole.

Ad ogni variazione degli spostamenti di progetto variano le deformazioni a taglio  $\gamma$  che incidono su  $G$  che a sua volta si ripercuote su  $K_{iso}$ . Lo stesso discorso si estende anche al fattore di smorzamento  $\xi$  il quale ha un effetto sugli spostamenti di progetto della struttura e quindi influisce anch'esso sul  $\gamma$ . Da qui deriva l'esigenza di instaurare una procedura iterativa per un corretto dimensionamento dell'isolatore. Le principali proprietà da individuare per un isolatore di tipo HDRB sono:

**V**, sforzo normale massimo sull'isolatore, derivato dalla combinazione dell'azione sismica con le altre azioni;



**D**, diametro in pianta, misurato parallelamente all'azione orizzontale, della singola piastra di acciaio;

**D'**, diametro in pianta misurato parallelamente all'azione orizzontale, della parte comune alla piastra di acciaio e all'isolatore elastomerici;

**A**, area della superficie dello strato di elastomero;

**A'**, area comune allo strato di elastomero e alla piastra in acciaio;

**t<sub>i</sub>**, spessore del singolo strato di elastomero;

**t<sub>e</sub>**, (T<sub>q</sub>) somma degli spessori dei singoli strati di elastomero valutata maggiorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiori di 3 mm, del fattore 1,4;

**h**, altezza totale dell'appoggio escluse le piastre di ancoraggio;

**G<sub>din</sub>**, modulo di elasticità tangenziale dinamico variabile in base alla tipologia dell'elastomero, in particolare varia in funzione del tipo di miscela che si adotta e in base alla deformazione a taglio  $\gamma$ ;

**E<sub>c</sub>**, modulo di compressibilità assiale definito come segue:

$$E_c = \left( \frac{1}{6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2} + \frac{4}{3 \cdot E_b} \right)^{-1} \quad (\text{MPa}) \quad [4.42]$$

dove **E<sub>b</sub>** rappresenta il modulo di compressibilità volumetrica della gomma, assunta pari a 2000MPa in assenza di una misurazione diretta;

**S<sub>1</sub>**, fattore di forma primario definito come (consigliabile  $S_1 \geq 12$ ):

$$S_1 = \frac{A'}{L} \quad [4.43]$$

**S<sub>2</sub>**, fattore di forma primario definito come (consigliabile  $S_2 \geq 3$ ):

$$S_1 = \frac{D'}{t_e} \quad [4.44]$$

**K<sub>iso</sub>**, rigidezza orizzontale dell'isolatore data dalla seguente relazione:

$$K_{iso} = \frac{G_{din} \cdot A}{t_e} \quad [4.45]$$

**K<sub>v</sub>**, rigidezza verticale dell'isolatore data dalla seguente relazione:

$$K_{iso} = \frac{E_c \cdot A'}{t_e} \quad [4.46]$$

**A<sub>r</sub>**, area ridotta efficace dell'isolatore calcolata come segue:

$$A_r = \frac{(\varphi - \text{sen}\varphi) \cdot D^2}{4} \quad [4.47]$$

dove

$$\varphi = 2 \cdot \arccos\left(\frac{d_{Ed}}{D}\right); \quad [4.48]$$

$d_{Ed}$ , rappresenta lo spostamento di progetto dell'isolatore valutato come segue:

$$d_{Ed} = \text{MAX} \left\{ \left[ (d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (d_{Ey} + d_{rfty})^2 \right]^{1/2}, \left[ (d_{Ey} + d_{rfty})^2 + (d_{Ex} + d_{rftx})^2 \right]^{1/2} \right\} \quad [4.49]$$

in cui:

$d_{Ex,y}$  = spostamento di progetto relativi tra le due facce degli isolatori prodotti dall'azione sismica agente in direzione x e y rispettivamente, ma con la stessa combinazione di progetto;

$d_{rftx,y}$  = spostamento di progetto relativi tra le due facce degli isolatori prodotti dalle azioni di ritiro, fluage e termiche ove rilevanti, questi ultimi vanno assunti al 50% di quelli derivanti da calcolo.

I dispositivi elastomerici possiedono tutte le caratteristiche richieste dalle normative Europee EN 1337\_“Appoggi strutturali” e EN 15129\_“Dispositivi antisismici”.

L'assetto sismico dell'intero viadotto è riportato in Figura 4-24.

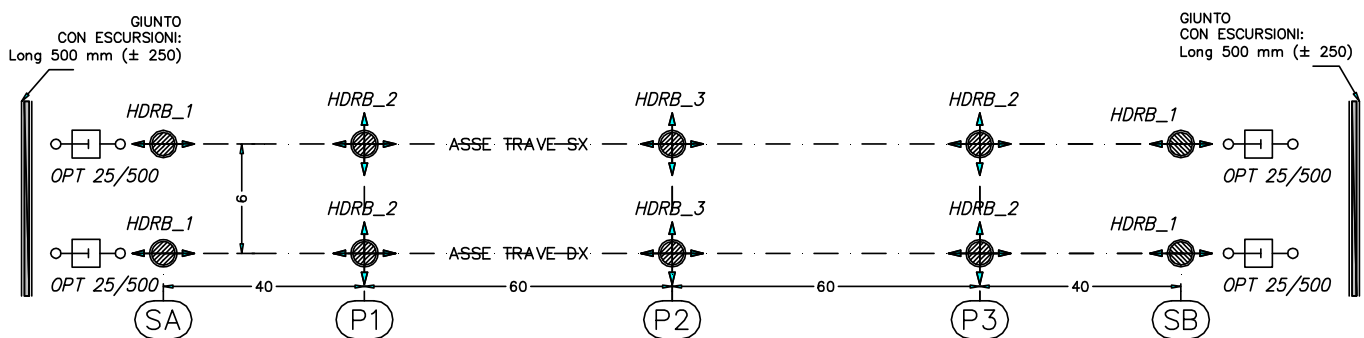


Figura 4-24. Schema planimetrico del sistema di isolamento

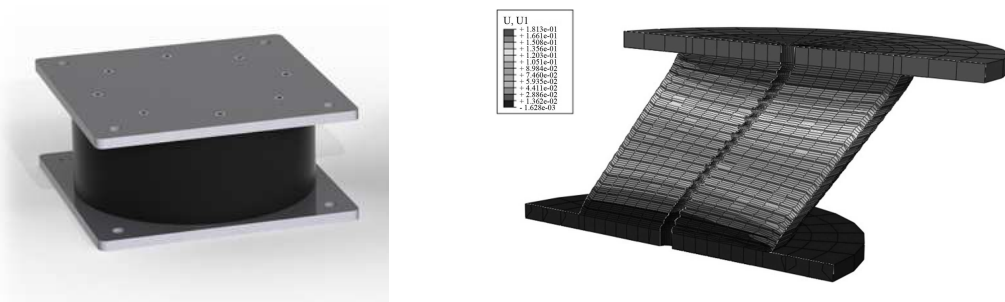


Figura 4-25. Immagine e schema di funzionamento di un isolatore HDRB

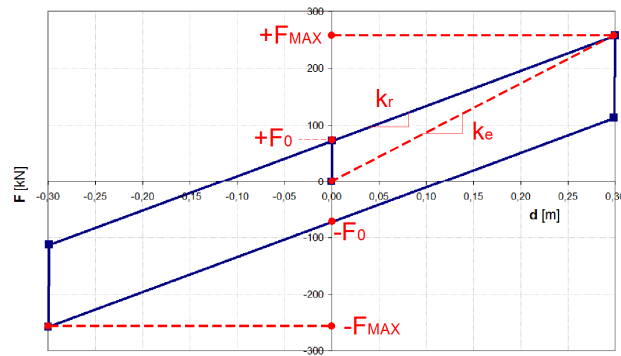


Figura 4-26. Legame costitutivo di un isolatore elastomerico

Il modello matematico che rappresenta il comportamento degli isolatori elastomerici è la curva bilineare forza-spostamento riportata nella Figura 4-26.

Le grandezze che definiscono il legame costitutivo sono:

$F_0 =$	.....forza di snervamento
$F_{MAX} =$	.....forza orizzontale massima
$k_e = G A / h$	rigidezza equivalente
$G$	.....modulo di elasticità tangenziale dell'elastomero
$A$	area del disco elastomerico confinato
$h$	altezza totale dell'elastomero

Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche di rigidezza degli isolatori si è applicato il metodo di progetto descritto in precedenza, unicamente per le pile mentre gli isolatori da predisporre sulle spalle sono stati determinati in maniera simile a quanto illustrato nel metodo del modo fondamentale.



### DIREZIONE TRASVERSALE

Nel determinare le caratteristiche degli isolatori si è fatto ricorso al metodo di progetto messo a punto. Ai fini dell'applicazione, per avere una maggiore e quanto più aderenza tra il calcolo analitico e quanto successivamente determinato col modello FEM, si sono seguiti questi semplici accorgimenti:

- Il parametro in ingresso è stato scelto come il valore del taglio da affidare in testa a ciascuna pila. Tale scelta a sua volta deriva dall'obiettivo prefissato di indurre un momento alla base delle pile stesse non superiore al momento di prima fessurazione dedotto dai diagrammi momento-curvatura;
- Per quanto riguarda le rigidezze delle pile, si è tenuto conto dell'effettiva rigidezza  $EJ_{\text{eff}}$  derivante dal momento indotto e non della rigidezza secante o dal valore approssimato indicato nell'EC8-2;
- L'impalcato è stato considerato perfettamente elastico con  $EJ_{\text{gros}}$ , tale ipotesi è stata per ogni caso verificata a valle andando a valutare i momenti indotti dal sisma trasversale. Da come si nota guardando attentamente il metodo di progetto proposto ad un certo punto il ponte viene assimilato ad un oscillatore semplice di caratteristiche globali note tra le quali entra in gioco la rigidezza equivalente dell'impalcato  $EJ_{\text{deck}}$ . Affinché le grandezze determinate seguendo l'algoritmo di progetto siano il più possibile vicine a quelle che vengono fuori da una analisi agli elementi finiti della struttura è necessario commettere quanto meno approssimazioni possibili nella fase di calcolo, infatti un problema rilevante riguarda proprio la determinazione dell'esatto valore di  $EJ_{\text{deck}}$ . Per avere una soluzione che si avvicinasse molto a quello che deriva dalle analisi dei modelli agli elementi finiti anziché determinare  $EJ_{\text{deck}}$  come una semplice media aritmetica si è seguita una strada diversa partendo sempre dai valori di rigidezza calcolati attraverso diagrammi M-curvatura. In particolare la rigidezza equivalente dell'impalcato è stata determinata come una media pesata sullo spostamento dell'impalcato stesso in base ad una deformata di tipo semi-sinusoidale definita come:

$$\psi(x) = \text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)$$

Quindi:

$$\sum_i \int_{L_i}^{L_{i+1}} EJ_i \cdot \psi''(x)^2 dx = EJ_{eq} \int_0^{L_{Tot}} \psi''(x)^2 dx$$

Da cui si ricava:





$$EJ_{eq} = \frac{\sum_i EJ_i \int_{L_i}^{L_{i+1}} \psi''(x)^2 dx}{\int_0^{L_{Tot}} \psi''(x)^2 dx}$$

I dati relativi a questi calcolo sono riassunti nella tabella sottostante, ma i valori totali si riferiscono solo alla metà del ponte vista la simmetria dell'opera per cui basterà raddoppiare tutto:

Int. in L1	Int. in L2	Concio	L <sub>1</sub> (m)	L <sub>2</sub> (m)	EJ(kNm <sup>2</sup> )	$\int_{L_1}^{L_2} \psi''^2 dx$	$\int_{L_1}^{L_2} EJ(x) \cdot \psi''^2 dx$	$\int_0^{200} \psi''^2 dx$
0,00	0,04198	1	0,00	8,00	1.746.521.280	0,0420	73.314.625,11	
0,04	0,85508	2	8,00	22,00	1.777.574.190	0,8131	1.445.353.755,24	
0,86	3,5992	3	22,00	36,00	1.969.397.010	2,7441	5.404.317.017,96	
3,60	6,3664	4	36,00	44,00	2.209.945.290	2,7672	6.115.322.275,79	
6,37	10,1159	5	44,00	52,00	1.991.257.170	3,7495	7.466.215.637,11	
10,12	14,8635	6	52,00	60,00	1.849.318.800	4,7476	8.779.741.132,34	
14,86	30,6451	7	60,00	80,00	1.846.541.340	15,7816	29.141.453.876,61	
30,65	38,1411	8	80,00	88,00	1.849.318.800	7,4960	13.862.509.655,87	
38,14	46,0053	9	88,00	96,00	2.049.827.640	7,8641	16.120.139.444,62	
46,01	50,0000	10	96,00	100,00	2.425.702.860	3,9947	9.690.053.129,66	
					19.715.404.380		98.098.420.550,31	
							196.196.841.100,61	100,00

Tabella 4-13 Calcolo rigidità equivalente impalcato

Infine si ottiene come risultato finale:

$$EJ_{deck} = 1.961.968.411 \text{ kNm}^2$$

A questo punto essendo nota la massa distribuita  $m = 15,0078 \text{ kNsec}^2/\text{m}^2$  e la lunghezza totale del viadotto si calcola la pulsazione propria dell'impalcato, come:

$$\omega_{deck}^2 = \frac{\pi^4 \cdot EJ_{deck}}{m \cdot L^4}$$

- Lo smorzamento equivalente che ne deriva dall'approssimazione dell'intera struttura all'oscillatore semplice è stato applicato direttamente al modo di vibrare corrispondente. Nella determinazione del fattore di smorzamento equivalente  $\xi_{eq}$  dell'oscillatore semplice associato, si assume per l'impalcato, essendo una struttura composta acciaio-calcestruzzo uno smorzamento  $\xi$  pari al 2% visto che comunque prevale la componente acciaio mentre per la parti realizzate completamente in calcestruzzo, come le pile, è più appropriato un fattore del 5%. Per gli appoggi elastomerici la maggior parte dei produttori dichiara un valori di  $\xi$  variabile tra il 10% ed il 15% a seconda anche della miscela adottata, tuttavia stabilire in questa prima fase un valore pressoché esatto non è così banale data la dipendenza di questo parametro dalla pulsazione propria del sistema, tra l'altro diversa nelle due direzioni, e dal livello di deformazione a taglio  $\gamma$ .



Si illustrano nel seguito i risultati ottenuti per ciascuno dei casi studio. Le caratteristiche dell'impalcato sono le medesime per tutti i casi analizzati:

$EJ_{deck} =$	1.961.968.411,01	kNm <sup>2</sup>
$m =$	15,0078	kN/m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>
$L =$	200	m
$\xi_{deck} =$	0,02	

Tabella 4-14 Caratteristiche impalcato

Caso Studio A

Pila	1	2	3
$x_{pi}$ (m)	40	100	160
$H_P$ (m)	8,50	8,50	8,50
$d_{ci}$ (m)	0,170	0,289	0,170
$V_{ci}$ (kN)	950	950	950
$k_{ci\_ob}$	5598,25	3290,57	5598,25
$k_{ci}$	5598,25	3290,57	5598,25
$k_{pi}$	463117,67	463117,67	463117,67
$k_{0i}$	5662,14	3312,53	5662,14
$\xi_{0i}$	0,15	0,15	0,15

Tabella 4-15 Risultati metodo di progetto per Caso Studio A

Caso Studio B

Pila	1	2	3
$x_{pi}$	40	100	160
$H_P$ (m)	8,50	8,50	8,50
$d_{ci}$	0,162	0,275	0,162
$V_{ci}$	700	1500	700
$k_{ci\_ob}$	4331,122	5455,220	4331,122
$k_{ci}$	4331,122	5455,219	4331,122
$k_{pi}$	180938,123	1709464,395	180938,123
$k_{0i}$	4430,196	5471,506	4430,196
$\xi_{0i}$	0,15	0,15	0,15

Tabella 4-16 Risultati metodo di progetto per Caso Studio B

Caso Studio C

Pila	1	2	3
$x_{pi}$	40	100	160
$H_P$ (m)	8,50	8,50	8,50
$d_{ci}$	0,1625	0,2765	0,1625
$V_{ci}$	700	1000	1500
$k_{ci\_ob}$	4307,57	3617,03	9230,50



$k_{ci}$	4307,57	3617,03	9230,50
$k_{pi}$	180938,12	463117,67	1654000,11
$k_{0i}$	4405,55	3643,59	9278,81
$\xi_{0i}$	0,15	0,15	0,15

Tabella 4-17 Risultati metodo di progetto per Caso Studio C

### DIREZIONE LONGITUDINALE

Lo studio particolareggiato del ponte in direzione longitudinale ha lo scopo di determinare gli altri elementi che compongono l'assetto sismico dato che nel comportamento trasversale non sono presi in considerazione i vincoli sulle spalle. In particolare si determinano gli isolatori da impiegare sulle spalle (per la sola funzione longitudinale) e i valori dei dampers aggiuntivi allo scopo di ridurre gli spostamenti sui giunti. Al fine di poter validare le analisi anche in campo lineare si pone come parametro uno smorzamento massimo del 28%.

Lo studio si fonda sul metodo del modo fondamentale dato che il comportamento in direzione longitudinale dell'intero viadotto è approssimabile, in modo abbastanza accurato, con l'oscillatore semplice di massa e rigidezze note.

Il procedimento seguito è illustrato brevemente nel seguito:

- A partire dallo spettro in spostamento si impone uno smorzamento del 28% e quindi  $\eta=0,55$ . Lo spettro preso a riferimento è relativo allo SLC in quanto rappresenta lo stato limite di riferimento per la valutazione degli spostamenti e quindi risulta dimensionante per i giunti ed i dispositivi;

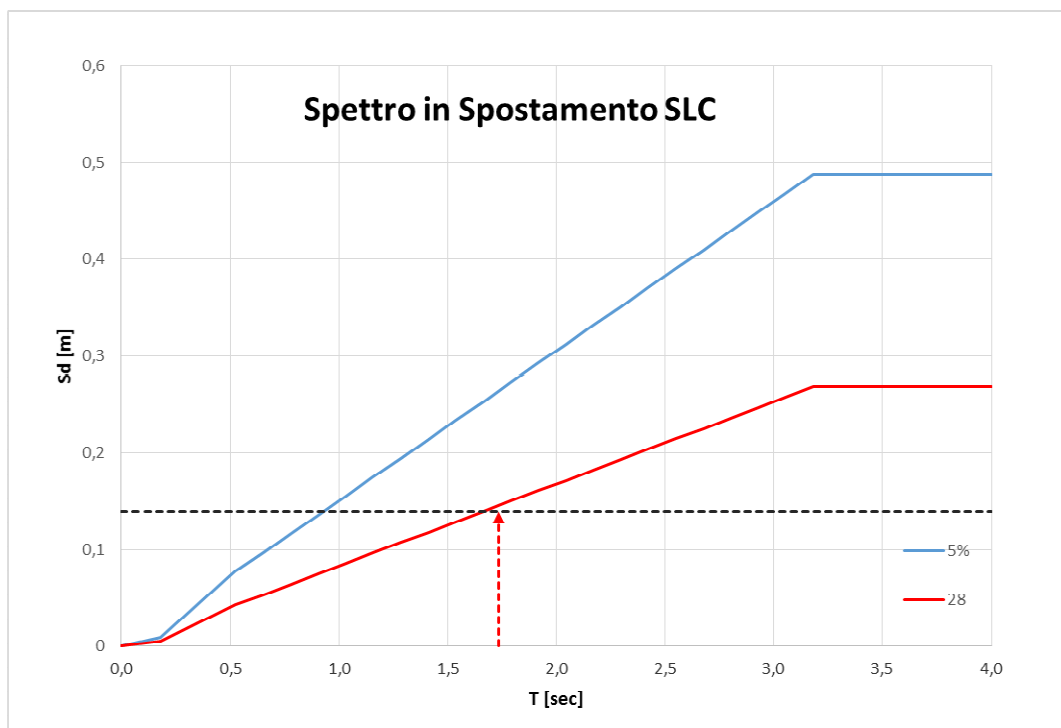


Figura 4-27 Spettro in spostamento con differente smorzamento



- Su tale spettro si determina il periodo di riferimento per il particolare spostamento imposto all'oscillatore e smorzamento  $\xi=28\%$ .
- Determinato il periodo obiettivo  $T_{iso}$  e nota la massa complessiva  $M$  si ricava la rigidezza del sistema  $K_{iso}$ .
- Infine nota la rigidezza degli isolatori, per lo spostamento corrispondente, delle pile per semplice differenza si ricava la rigidezza da affidare agli isolatori sulle spalle.

Nel seguito si riportano i risultati ottenuti per ciascun caso studio:

#### Caso Studio A

$m=$	15,0078	$\text{kN/m}^2/\text{s}^2$
$L =$	200	m
$M_{tot}=$	3001,56	$\text{kN/m}^2/\text{s}^2$
$SP_{ob}=$	171	mm
$T_{ob}=$	2,127	sec
$K_{ci,pile}=$	14636,52	$\text{kN/m}$
$K_{iso,spalle}=$	11563,5	$\text{kN/m}$

Tabella 4-18 Sintesi rigidezze dispositivi Caso Studio A

#### Caso Studio B

$m=$	15,0078	$\text{kN/m}^2/\text{s}^2$
$L =$	200	m
$M_{tot}=$	3001,56	$\text{kN/m}^2/\text{s}^2$
$SP_{ob}=$	171	mm
$T_{ob}=$	2,127	sec
$K_{ci,pile}=$	14331,90	$\text{kN/m}$
$K_{iso,spalle}=$	11868,12	$\text{kN/m}$

Tabella 4-19 Sintesi rigidezze dispositivi Caso Studio B

#### Caso Studio C

$m=$	15,0078	$\text{kN/m}^2/\text{s}^2$
$L =$	200	m
$M_{tot}=$	3001,56	$\text{kN/m}^2/\text{s}^2$
$SP_{ob}=$	171	mm
$T_{ob}=$	2,127	sec
$K_{ci,pile}=$	14327,95	$\text{kN/m}$
$K_{iso,spalle}=$	8872,07	$\text{kN/m}$

Tabella 4-20 Sintesi rigidezze dispositivi Caso Studio C

A questo punto tutta la configurazione dell'assetto sismico è stata determinata per entrambe le direzioni. Naturalmente quanto appena calcolato rappresenta una rigidezza da affidare al singolo isolatore, tuttavia in fase progettuale difficilmente esistono in commercio isolatori che soddisfano pienamente quanto appena calcolato. Tuttavia il progettista potrà richiedere un dispositivo per così dire “su misura” oppure scegliere tra quelli presenti nei diversi cataloghi l'isolatore che maggiormente approssima la rigidezza cercata.

#### 4.3.6 Modellazione per analisi lineari e non lineari

Il calcolo degli spostamenti e delle sollecitazioni, sia nel caso di analisi dinamiche lineari che di analisi time history non lineari, viene effettuato ricorrendo ad un modello tridimensionale agli elementi finiti dell'intero ponte che tiene conto con sufficiente approssimazione della geometria e della distribuzione spaziale delle masse e delle rigidezze del viadotto. Il codice di calcolo utilizzato è il *SAP2000 v18* di comprovata affidabilità.

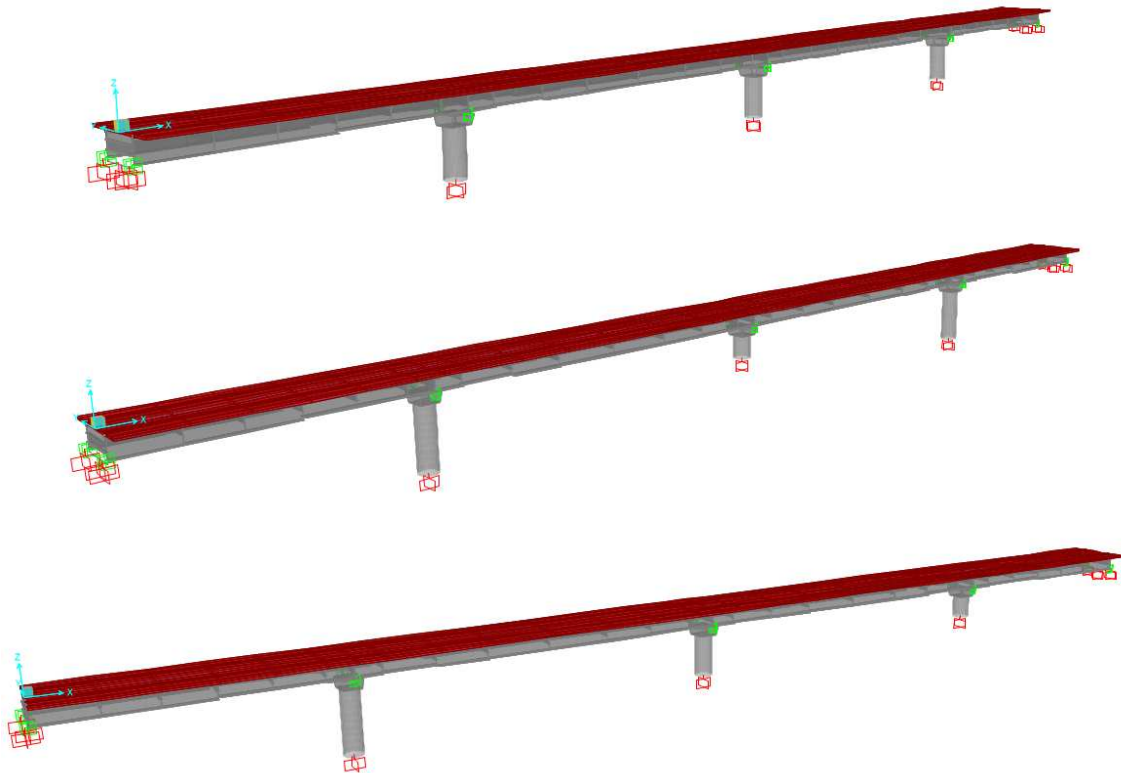


Figura 4-28 Modello al SAP2000 dell'intera struttura nelle diverse configurazioni

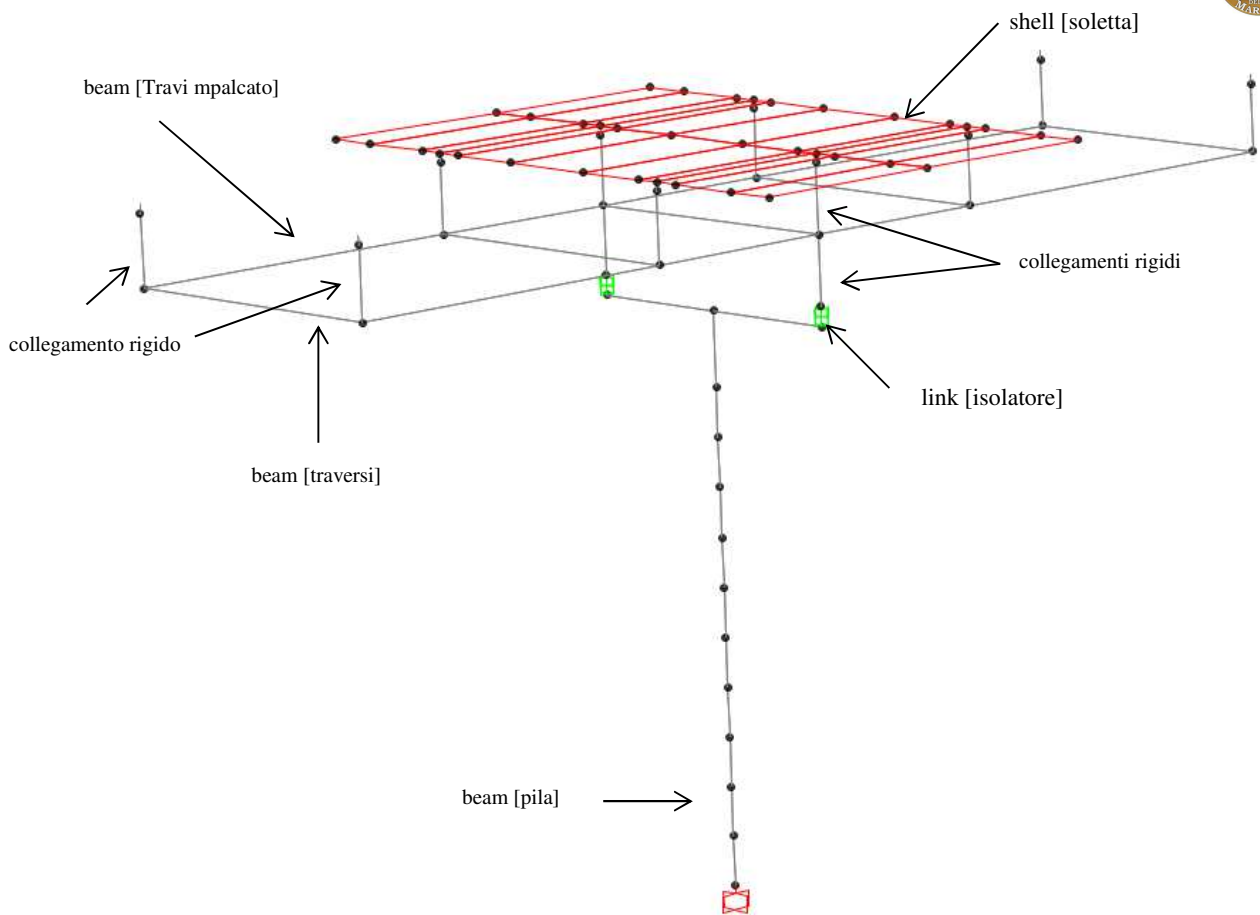


Figura 4-29 Modello agli elementi finiti delle componenti della struttura

#### 4.3.6.1 Impalcato

L'impalcato è stato modellato nella sua completezza con elementi di tipo "beam" a comportamento lineare. In particolare il frame longitudinale rappresenta la trave in acciaio a doppio T mentre il collegamento di questa alla soletta sovrastante è garantita da elementi tipo "rigid" in grado di simulare la perfetta connessione e solidarizzazione tra le parti. Lungo tutto lo sviluppo longitudinale del ponte è stata inserita la corretta geometria delle travi, con spessori variabili, oltre che i traversi sempre attraverso elementi tipo "beam".

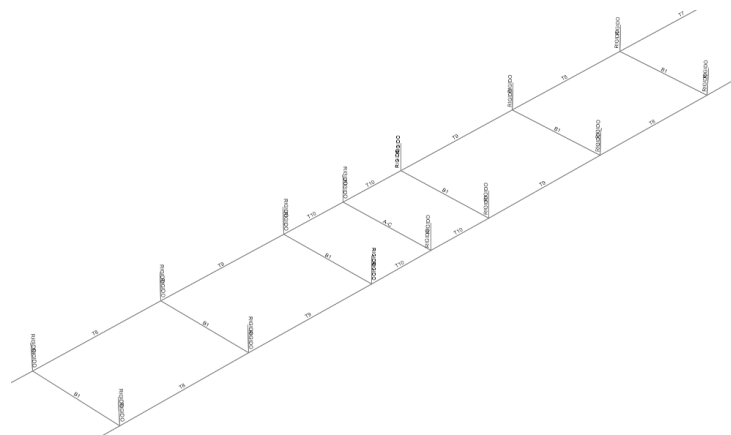


Figura 4-30 Particolare elementi "beam" che compongono l'impalcato

Infine la soletta viene rappresentata con elementi tipo “shell” in grado di cogliere il comportamento sia nel piano principale che in quello ortogonale in ciascun punto della soletta stessa. Data la geometria a spessore variabile della soletta anche gli elementi shell sono stati suddivisi al fine di rappresentare con layers a sezione costante il contributo in termini di massa e rigidezza.

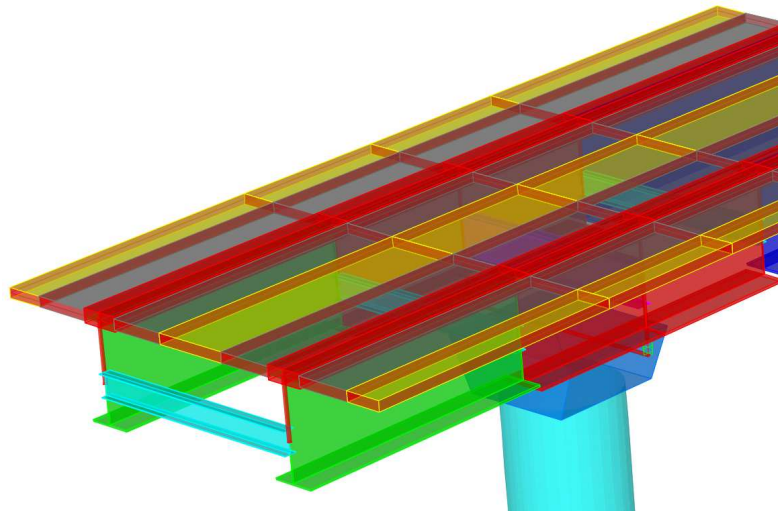


Figura 4-31 Particolare elementi “shell” con spessore diversi della soletta

Per gli elementi shell è stato assunto sempre un comportamento di tipo elastico lineare anche nel caso delle analisi non lineari nel dominio del tempo. Tale assunzione trova fondamento nel basso regime di sollecitazione che si instaura sulla soletta anche in fase sismica in direzione trasversale per cui non si è ritenuto necessario assumere un comportamento non lineare anche per questo elemento che avrebbe comportato un maggior onere computazionale a fronte di una scarsa influenza ai fini dei risultati finali. In questo modo per l’impalcato si ha una modellazione completa delle diverse parti che lo compongono.

#### 4.3.6.2 Isolatori

Gli isolatori di tipo elastomerico sono rappresentati attraverso dei link, interposti fra i frame della pila e l’impalcato superiore. Il codice di calcolo contiene già all’interno della sua libreria di elementi predefiniti dei link tipo “*Rubber Isolator*”. Per il comportamento in campo lineare il programma permette di definire una costante elastica  $K$  (*effective stiffness*) ed un valore di smorzamento (*effective damping*), assunto nella seguente applicazione pari al 15% impiegando compound di tipo normal o hard ( $G_{din}=0,8$  e  $1,4$  MPa).

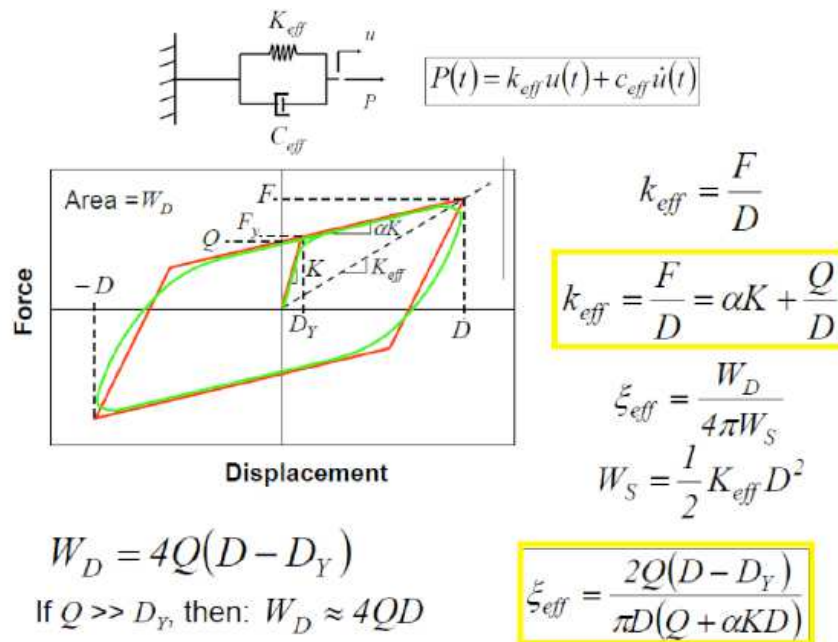


Figura 4-32 Legame costitutivo implementato all'interno di SAP2000

Il legame costitutivo così definito è in grado di cogliere il comportamento in parallelo molla-smorzatore equivalente.

Per quanto riguarda invece la modellazione per le analisi in campo non lineare occorre definire una rigidezza secante iniziale, corrispondente a piccole deformazioni orizzontali ai quali l'elastomero esibisce una maggiore rigidezza, una forza di "stacco" che rappresenta matematicamente il punto in cui si ha un cambio nel comportamento reologico ed infine un coefficiente che esprime il rapporto tra le due rigidezze.

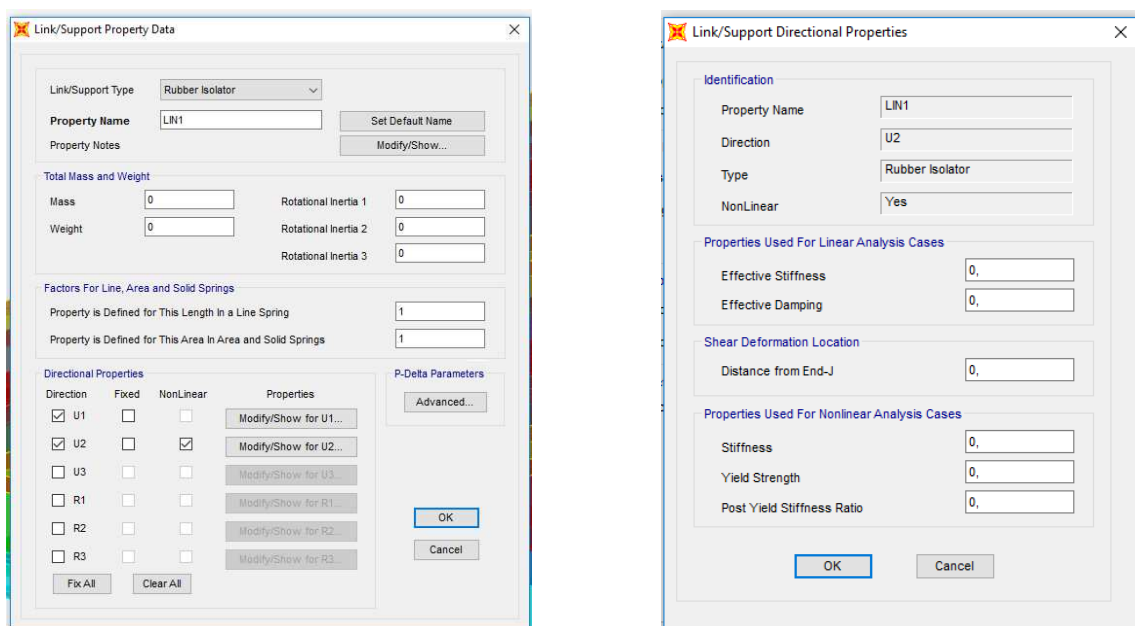


Figura 4-33 Schermata di assegnazione caratteristiche isolatori





## VARIABILITÀ PROPRIETÀ DI PROGETTO

Le proprietà nominali dell'isolatore, e dunque quelle di tutto il sistema di isolamento, possono subire modifiche dovute all'invecchiamento, temperatura, storia di carico e all'accumulo di spostamento. Questa variabilità è tenuta in conto in accordo alla EN1998-2 [punto 7.5.2.4(2)P], tramite l'utilizzo di due gruppi di caratteristiche del sistema di isolamento:

- proprietà di progetto limiti superiori [upper bound design properties (*UBDP*)]
- proprietà di progetto limiti inferiori [lower bound design properties (*LBDP*)]

In generale devono essere effettuate due distinte analisi, una usando l'*UBDP*, ed un'altra usando l'*LBDP*. L'analisi con *UBDP* conduce in genere alle azioni massime su sottostrutture ed impalcato, mentre quella con *LBDP* porta ai massimi spostamenti dei dispositivi di isolamento.

Nel caso dei dispositivi elastomerici solo il modulo di taglio dinamico  $G_{din}$  è soggetto a variabilità rispetto al valore di progetto, con conseguente influenza sulle rigidezze di progetto.

I valori nominali del modulo di taglio dinamico  $G_{din}$  (valutati sempre a deformazioni unitarie  $\gamma=1$ ) potranno subire delle variazioni indicate secondo quanto riportato nell'EC8-2 appendice J:

modulo di taglio dinamico  $G_{din}=G_{Nom} \pm 20\%$

I valori di progetto *UBDP* e *LBDP* di  $G_{din}$  sono calcolati in accordo alle EN1998-2 (Appendici J e JJ), secondo quanto riportato di seguito.

*Valori limite inferiore (LBPD) e superiore (UBPD)*

*LBDP:*  $G_{min} = \min DP_{nom}$

*UBDP:*  $G_{max}$  è calcolato in accordo alla EN1998-2:

$$G_{max} = \max DP \times \lambda_{U,f1} \times \lambda_{U,f2} \times \lambda_{U,f3} \times \lambda_{U,f4} \text{ (equazione J.4 EN1998-2)}$$

con

$$\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{max} - 1) \times \psi_{fi} \text{ (equazione J.5 EN1998-2)}$$

I fattori  $\lambda_{max}$  dipendono dall'invecchiamento, la temperatura, l'alterazione superficiale e l'accumulo di spostamento. Per valutare la dipendenza dalla temperatura è necessario valutare preventivamente la temperatura minima dell'isolatore in situazione sismica (Appendice J della EN1998-2):

$$T_{min, b} = T_{av} - \psi_2 \times (T_{av} - T_{min}) + \psi_2 \times \Delta T_I = 14,5 - 0,5 \times [14,5 - (-11)] + 0,5 \times [-8 - (-11)] = +3,3^\circ\text{C}$$

dove:



- $T_{av} = (T_{max} + T_{min})/2 = [40 + (-11)]/2 = +14,5^{\circ}\text{C}$ , è la temperatura media annuale dell'aria all'ombra del sito di costruzione del ponte. Può essere considerata pari alla media dei valori caratteristici delle temperature massime e minime dell'aria all'ombra del sito di costruzione del ponte;
- $\psi_2 = 0,5$  è il fattore di combinazione delle azioni termiche in situazione sismica;
- $T_{min} = -11^{\circ}\text{C}$  è la temperatura dell'aria minima nel sito con periodo di ritorno 50 anni;
- $\Delta T_I = T_{e,min} - T_{min}$  è la differenza fra la minima temperatura uniforme dell'elemento del ponte  $T_{e,min}$  e la minima temperatura dell'aria all'ombra  $T_{min}$ .

Si determinano ora i fattori  $\lambda_{max}$ , come specificato in EN1998-2, Appendice JJ; i valori riferiti ad appoggi in gomma armata ad alto smorzamento *HDRB1*:

- $f_1$ -invecchiamento  $\lambda_{max,f1} = 1.2$  (cfr. JJ.1 EN1998-2);
- $f_2$ -temperatura  $\lambda_{max,f2} = 1.084$  (Tabella JJ.2 per  $T_{min,b} = +3.0^{\circ}\text{C}$ , HDRB1);
- $f_3$ -contaminazione  $\lambda_{max,f3} = 1.0$  (Tabella JJ.3);
- $f_4$ -Accumulo di spostamento  $\lambda_{max,f4} = 1.0$  (Tabella JJ.4).

Il fattore di combinazione  $\psi_{fi}$  è assunto pari a 0.90, per classe di importanza III (cfr. tabella J.2 EN EN1998-2):

Classe di importanza	$\psi_{fi}$
III	0.9
II	0.7
I	0.6

Tabella 4-21. Fattori di combinazione  $\psi_{fi}$

Si calcolano a questo punto i fattori modificatori:  $\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{max} - 1) \times \psi_{fi}$ :

- $f_1$ -invecchiamento:  $\lambda_{U,f1} = 1 + (1.2 - 1) \times 0.9 = 1.18$
- $f_2$ -temperatura:  $\lambda_{U,f2} = 1 + (1.084 - 1) \times 0.9 = 1.0752$
- $f_3$ -contaminazione:  $\lambda_{U,f3} = 1 + (1.0 - 1) \times 0.9 = 1.0000$
- $f_4$ -usura:  $\lambda_{U,f4} = 1 + (1.0 - 1) \times 0.9 = 1.0000$

In definitiva, i valori massimi (*UBPD*) del coefficiente di attrito valgono:

$$G_{max} = DP_{nom} \times 1,20 \times 1,18 \times 1,075$$

### 4.3.6.3 Dampers

Gli smorzatori ausiliari installati in corrispondenza delle travi principali e vincolati alle spalle vengono inseriti nel modello direttamente come link tipo “*Damper-Exponential*” vincolati a terra. La funzione del damper è stata inserita in modo da tenerne in conto il contributo smorzante solamente nel caso di analisi dinamiche non lineari con un comportamento privo di rigidità elastica. In questo modo il damper viene attivato solo nel caso di spostamenti in asse veloci (da sisma) mentre non oppone nessun vincolo per deformazioni lente come la variazione termica o il ritiro.

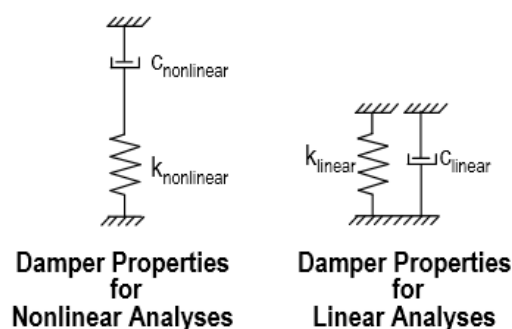


Figura 4-34 Modellazione dampers in campo lineare e non lineare SAP2000

La legge matematica che regola il funzionamento in base alla velocità è data dalla seguente espressione:

$$F = C \cdot v^\alpha$$

Il coefficiente  $\alpha$  risulta generalmente inferiore all'unità per la maggiorparte dei dispositivi commerciali garantendo in questo modo un limite superiore anche nel caso di velocità maggiore di quelle di progetto, tipicamente comprese fra 0,3 e 0,5 m/sec.

Come si evince dallo schema sopra il link “damper” è formato da una molla di rigidità  $k$  ed uno smorzatore disposti in serie, riproponendo fedelmente il modello di Maxwell. Al fine di ottenere un solo comportamento dissipativo è stata inserita una costante elastica molto elevata (due ordini di grandezza) rispetto alla costante dissipativa.

### 4.3.6.4 Pile

La modellazione della pile risulta relativamente semplice in quanto è stato impiegato un frame, suddiviso in conci con  $h=1,00$  m per permettere una migliore distribuzione di massa. Un frame unico è stato impiegato anche per il pulvino con sezione trasversale di tipo rettangolare, invece il

raccordo è rappresentato con un frame di tipo “*NonPrismatic*” che raccorda due frame a sezione costante.

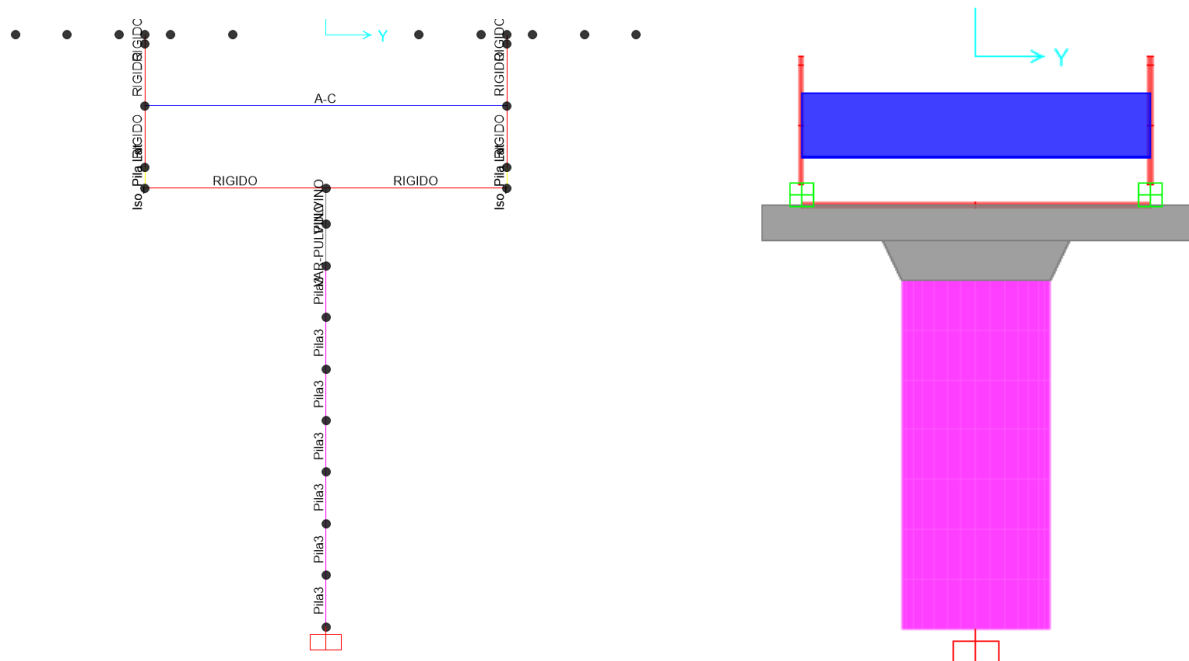


Figura 4-35 Vista Frame e estrusa pila

Al fine di realizzare un modello più coerentemente possibile alla situazione reale è necessario tener conto dell’effettiva rigidezza delle sezioni in relazione al loro effettivo stato di fessurazione. Tuttavia la valutazione in merito alla rigidezza è stata fatta sull’analisi della sezione di pila. Attraverso il tracciamento del diagramma M-curvatura si è determinato il reale valore  $EJ_{\text{eff}}$  corrispondente al valore ipotizzato.

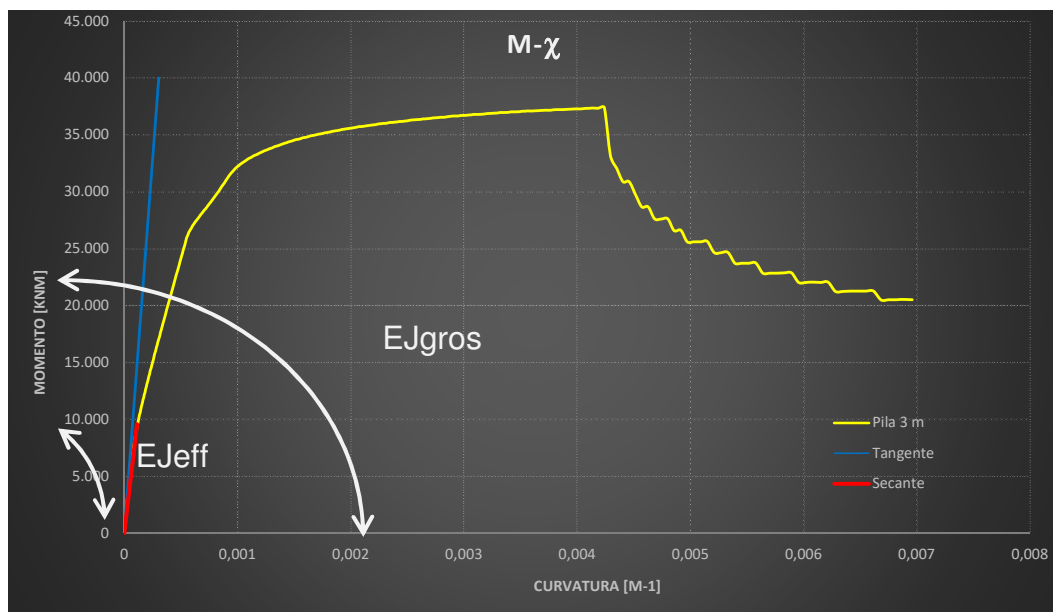


Figura 4-36 Diagramma Momento-Curvatura pile



Tale ipotesi, così come per l'impalcato, si dovranno successivamente verificare a valle del processo progettuale.

Il rapporto tra la rigidezza così determinata e quella integra è stato inserito come modificatore di proprietà della sezione avendo cura di verificare a valle la corrispondenza tra le ipotesi iniziali e risultati ottenuti. In questo modo i frame hanno sempre un comportamento lineare elastico, anche per analisi time history.

I vincoli esterni sono costituiti da incastri perfetti alla base delle aste che rappresentano le pile (trascurando quindi la deformabilità del sistema terreno-fondazione) e da dispositivi d'isolamento in corrispondenza delle spalle.

Le masse sono considerate concentrate nei nodi del modello.

#### **4.3.7 Risultati delle analisi lineari**

Nel seguente paragrafo si illustrano i risultati ottenuti per la tipologia di ponti analizzati (PRSI) nelle tre diverse configurazioni descritte in precedenza. Per ciascun viadotto sono state condotte le analisi modali con spettro di risposta con dispositivi aventi proprietà nominali (così come derivanti dall'applicazione del metodo di progetto), al fine di verificare il grado di approssimazione fornito dall'applicazione del metodo di progetto nelle diverse configurazioni proposte. Vengono confrontati sia i periodi e gli spostamenti che sollecitazioni nelle membrature.

##### **4.3.7.1 Verifica dei risultati del metodo di progetto**

Nel seguente paragrafo si illustrano i risultati ottenuti per la tipologia di ponti analizzati (PRSI) nelle 3 diverse configurazioni descritte in precedenza.

### CONFIGURAZIONE TIPO A

Come descritto in precedenza la configurazione tipo A è risultata la più regolare tra tutte quelle analizzate avendo le pile con medesima sezione ed altezza.

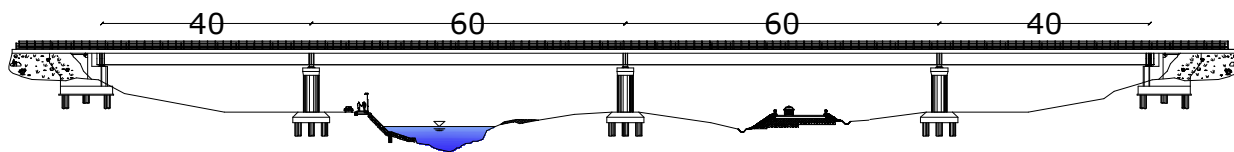


Figura 4-37. Prospetto Viadotto configurazione A

#### Nominale

Nel seguito si riassumono i risultati derivante dall'applicazione del metodo di progetto:

Rigidezza Equivalente $K_e$ (kN/mm)				
Spalla A	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Spalla B
2,891	2,831	1,656	2,831	2,891

Tabella 4-22. Rigidezze isolatori Caso Studio A

Dall'approssimazione dell'intero ponte allo SDOF equivalente si ottiene:

Direzione X		Direzione Y	
$\omega^2_{eq} =$	12,729	$\omega^2_{eq} =$	8,729
$T_{eq} =$	1,761	$T_{eq} =$	2,127
$\xi_{eq} =$	0,068	$\xi_{eq} =$	28,000
$\eta =$	0,921	$\eta =$	0,550
Ymax	0,288	Xmax	0,172

Tabella 4-23. Parametri SDOF equivalente in direzione X e Y – Caso A

Si riportano i modi di vibrare principali della struttura. Il primo ed il secondo modo attivano tutta la massa traslazionale della sovrastruttura (impalcato).

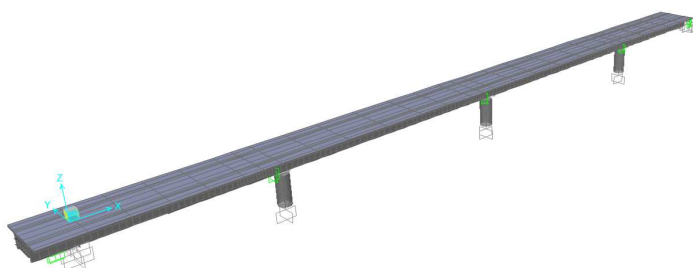
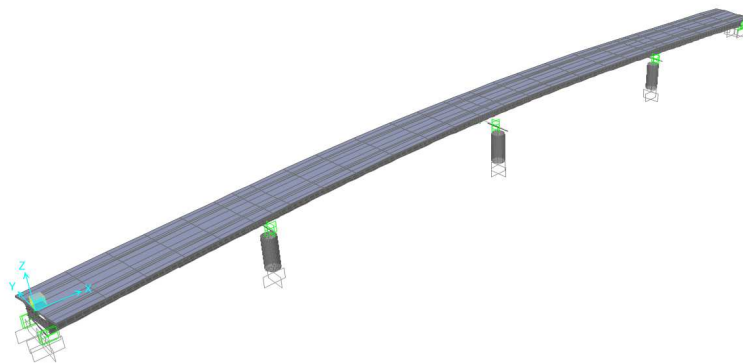
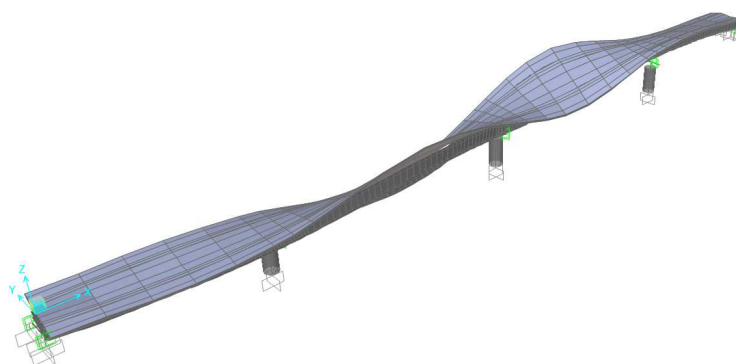


Figura 4-38. 1° modo di vibrare traslazionale longitudinale -  $T_{eff}=2.137$  sec

Figura 4-39. 2° modo di vibrare traslazionale trasversale -  $T_{eff}=1.807$  secFigura 4-40. 3° modo di vibrare torsionale -  $T_{eff}=0.629$  sec

Confrontando i periodi tra il metodo di progetto e l'analisi modale si ha:

Analisi	Tx (sec)	Ty (sec)
Design	2,127	1,761
A.D.M.L.	2,137	1,807
Differenza %	0,47	2,61

Tabella 4-24. Confronto periodi tra analisi e applicazione metodo di progetto – Caso A

Per quanto riguarda gli spostamenti sono stati monitorati in corrispondenza di ciascuna pila e sulle spalle. In particolare si riportano gli spostamenti trasversali valutati allo SLV e longitudinali allo SLC:

Analisi	$\Delta_{y\_P1}$ (m)	$\Delta_{y\_P2}$ (m)	$\Delta_{y\_P3}$ (m)	$\Delta_x$ (m)
Design	0,172	0,293	0,172	0,179
A.D.L.	0,175	0,295	0,175	0,176
Differenza %	1,74	0,68	1,74	1,85

Tabella 4-25. Confronto spostamenti tra analisi e applicazione metodo di progetto – Caso A

Il confronto tra gli stati limite diversi ripercorre l'impostazione progettuale in cui il comportamento trasversale è stato calibrato centrando l'obiettivo sulle sottostrutture in termini di sollecitazioni e quindi allo SLV, mentre in direzione longitudinale l'obiettivo è rappresentato dallo spostamento sul dispositivo, da valutare allo SLC.

Infine si mettono a confronto i tagli sollecitanti  $V_y$ , in testa alle pile e i momenti flettenti alla base in direzione trasversale  $M_x$ . Entrambe questi parametri sono stati determinati come dati in input al fine di indurre momenti flettenti inferiori al momento di prima fessurazione  $M_{x,fess}$ .

Analisi	$V_y_{P1}$ (kN)	$V_y_{P2}$ (kN)	$V_y_{P3}$ (kN)	$M_x_{P1}$ (kNm)	$M_x_{P2}$ (kNm)	$M_x_{P3}$ (kNm)
Design	950	950	950	8075	8075	8075
A.D.L.	961,02	963,52	961,17	9353,7	9418	9350
Differenza %	1,16	1,42	1,18	15,84	16,63	15,79

Tabella 4-26. Confronto sollecitazioni tra analisi e applicazione metodo di progetto – Caso A

Dall'analisi dei dati è possibile apprezzare che per quanto riguarda i periodi propri in entrambe le direzioni le differenze sono inferiori al 3%, così come pure limitate risultano le discrepanze in merito agli spostamenti e i valori di taglio  $V_y$ . Difficoltà leggermente maggiori, nell'ordine del 15-16%, si riscontrano in termini di  $M_x$ . Tale risultato, sebbene ritenuto accettabile, appare in controtendenza rispetto a quanto ottenuto con gli altri parametri di progetto imposti. Tuttavia si imputa questa maggiore differenza all'accelerazione subita dalla massa propria della pile e del pulvino in testa rispetto a quanto ipotizzato. Infatti i valori di  $M_x$  prefissati derivano semplicemente da una configurazione della pila a mensola con  $V_y$  in testa trasmesso dagli isolatori. Oltre però all'azione orizzontale trasmessa dagli isolatori occorre tener presente le forze inerziali che si sviluppano lungo lo sviluppo altimetrico della pila.

Infine si confrontano, in termini di rigidità  $EJ_{eff}$  della pila corrispondenti ai momenti risultanti:

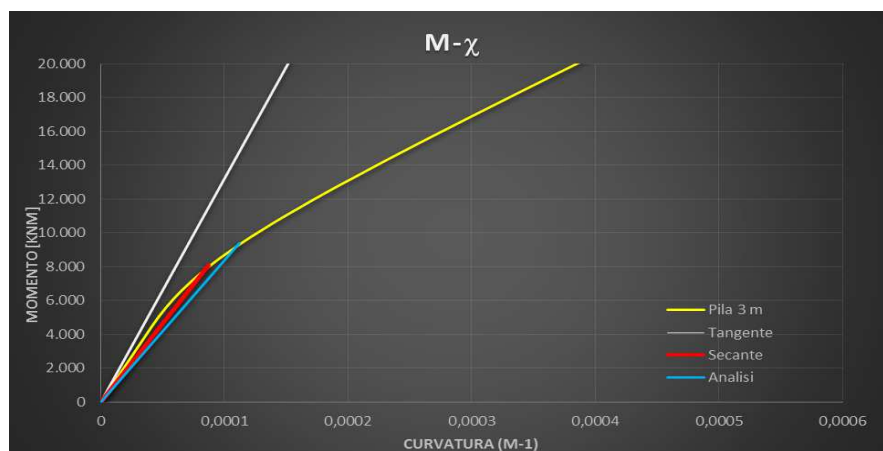


Figura 4-41. Diagramma  $M-\chi$  pila



### CONFIGURAZIONE TIPO B

Come descritto in precedenza la configurazione tipo B è caratterizzata sempre da pile simmetriche ma avente una configurazione a due valli.

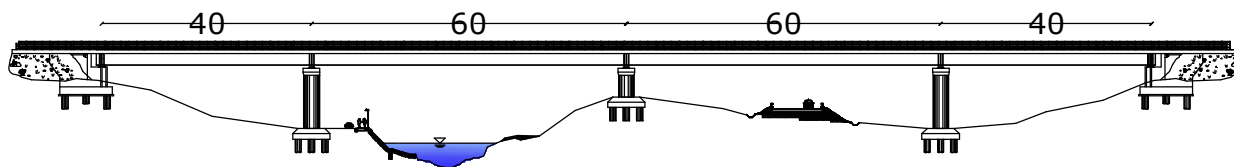


Figura 4-42. Prospetto Viadotto configurazione B

#### Nominale

Nel seguito si riassumono i risultati derivante dall'applicazione del metodo di progetto espressi al:

Rigidezza Equivalente $K_e$ (kN/mm)				
Spalla A	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Spalla B
2,967	2,215	2,736	2,215	2,967

Tabella 4-27. Rigidezze isolatori Caso Studio B

Dall'approssimazione dell'intero ponte allo SDOF equivalente si ottiene:

Direzione X		Direzione Y	
$\omega^2_{eq} =$	12,729	$\omega^2_{eq} =$	13,588
$T_{eq} =$	2,127	$T_{eq} =$	1,705
$\xi_{eq} =$	0,28	$\xi_{eq} =$	0,073
$\eta =$	0,55	$\eta =$	0,902
$X_{max}$	0,171	$Y_{max}$	0,273

Tabella 4-28. Parametri SDOF equivalente in direzione X e Y – Caso B

Si riportano i modi di vibrare principali della struttura. Il primo ed il secondo modo attivano tutta la massa traslazionale della sovrastruttura (impalcato).

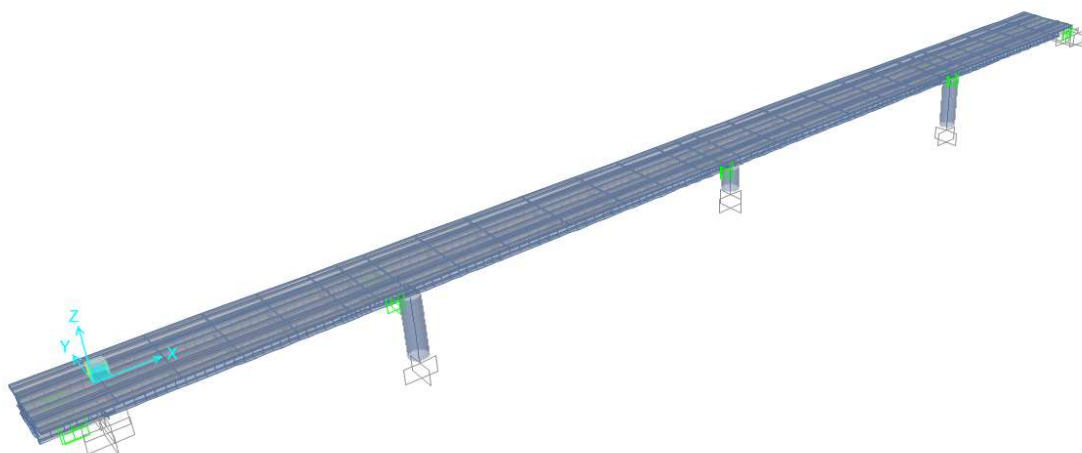


Figura 4-43. 1° modo di vibrare traslazionale longitudinale -  $T_{eff}=2.14$  sec

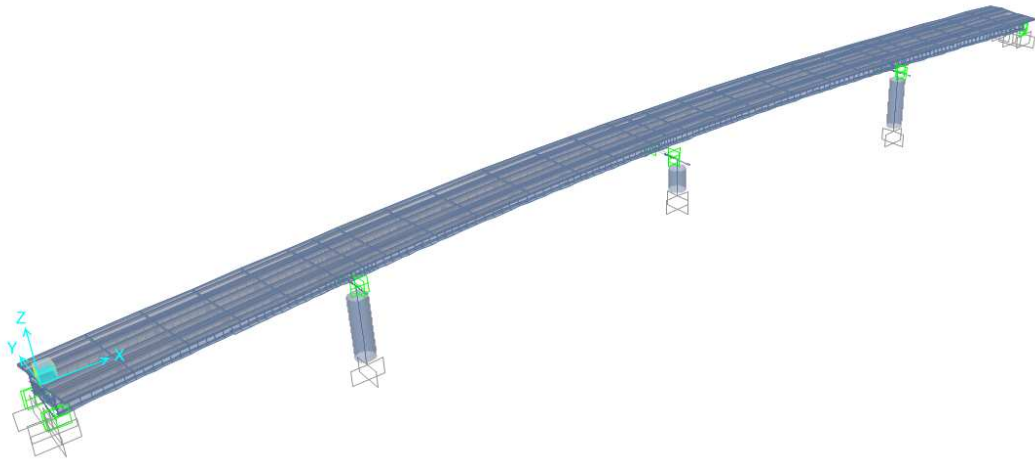


Figura 4-44. 2° modo di vibrare traslazionale trasversale -  $T_{eff}=1.75$  sec

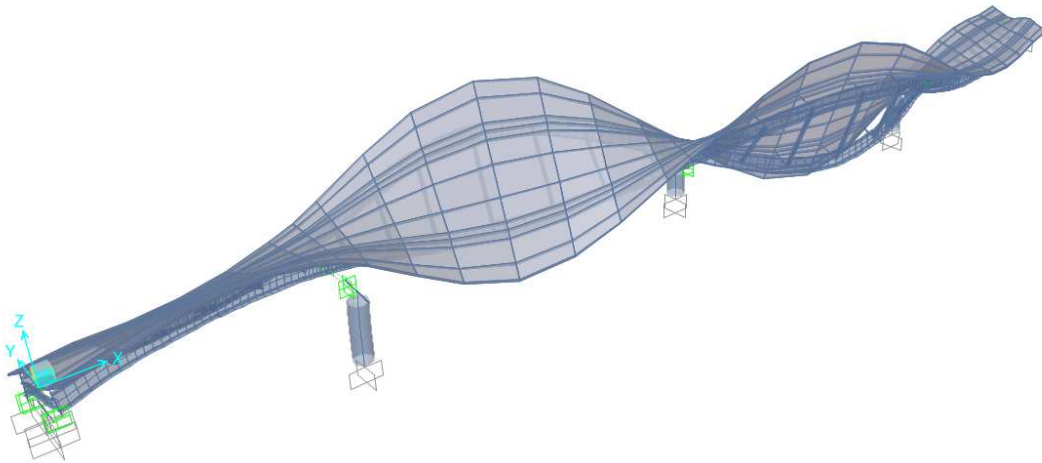


Figura 4-45. 3° modo di vibrare torsionale -  $T_{eff}=0.633$  sec

Confrontando i periodi tra il metodo di progetto e l'analisi modale si ha:

Analisi	Tx (sec)	Ty (sec)
Design	2,127	1,704
A.D.M.L.	2,14	1,75
Differenza %	0,61	2,70

Tabella 4-29. Confronto periodi tra analisi e applicazione metodo di progetto – Caso B

Per quanto riguarda gli spostamenti sono stati monitorati in corrispondenza di ciascuna pila e sulle spalle. In particolare si riportano gli spostamenti trasversali valutati allo SLV e longitudinali allo SLC:

Analisi	$\Delta_{y\_P1}$ (m)	$\Delta_{y\_P2}$ (m)	$\Delta_{y\_P3}$ (m)	$\Delta_x$ (m)
Design	0,162	0,273	0,162	0,172
A.D.L.	0,165	0,276	0,165	0,179
Differenza %	1,85	1,10	1,85	4,07

Tabella 4-30. Confronto spostamenti tra analisi e applicazione metodo di progetto – Caso B

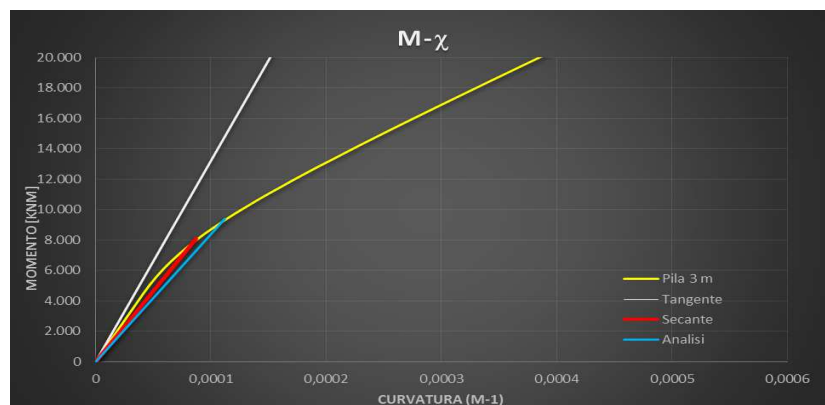
Il confronto tra gli stati limite diversi ripercorre l'impostazione progettuale in cui il comportamento trasversale è stato calibrato centrando l'obiettivo sulle sottostrutture in termini di sollecitazioni e quindi allo SLV, mentre in direzione longitudinale l'obiettivo è rappresentato dallo spostamento sul dispositivo, da valutare allo SLC. Infine si mettono a confronto i tagli sollecitanti  $V_y$ , in testa alle pile e i momenti flettenti alla base in direzione trasversale  $M_x$ . Entrambe questi parametri sono stati determinati come dati in input al fine di indurre momenti flettenti inferiori al momento di prima fessurazione  $M_{x,fess}$ .

Analisi	$V_y\_P1$ (kN)	$V_y\_P2$ (kN)	$V_y\_P3$ (kN)	$M_x\_P1$ (kNm)	$M_x\_P2$ (kNm)	$M_x\_P3$ (kNm)
Design	750	1500	750	9709	11805	9709
A.D.L.	721,05	1504,3	721,18	11.514,36	11.470,80	11.509,84
Differenza %	3,86	0,29	3,84	18,59	2,83	18,55

Tabella 4-31. Confronto sollecitazioni tra analisi e applicazione metodo di progetto – Caso B

Dall'analisi dei dati è possibile apprezzare che per quanto riguarda i periodi propri in entrambe le direzioni le differenze sono inferiori al 3%, così come pure limitate risultano le discrepanze in merito agli spostamenti e i valori di taglio  $V_y$ . Difficoltà leggermente maggiori, nell'ordine del 15-16%, si riscontrano in termini di  $M_x$ . Anche in questo caso valgono le considerazioni espresse per il caso A in merito allo sviluppo altimetrico delle pile.

Infine si confrontano, in termini di rigidità  $EJ_{eff}$  della pila corrispondenti ai momenti risultanti:

Figura 4-46. Diagramma M- $\chi$  pila

### CONFIGURAZIONE TIPO C

Come descritto in precedenza la configurazione tipo C rappresenta la configurazione più irregolare di quelle analizzate.

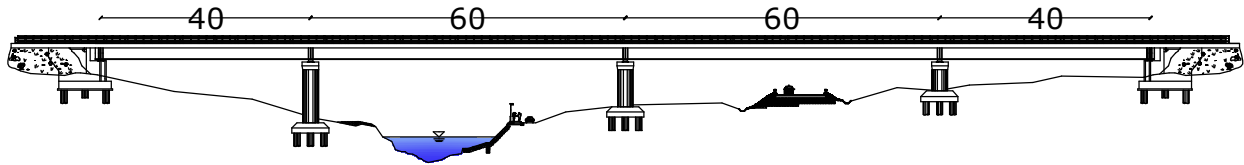


Figura 4-47. Prospetto Viadotto configurazione c

#### Nominale

Nel seguito si riassumono i risultati derivante dall'applicazione del metodo di progetto espressi al":

Rigidzza Equivalente $K_e$ (kN/mm)				
Spalla A	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Spalla B
2,218	2,203	1,822	4,639	2,218

Tabella 4-32. Rigidezze isolatori Caso Studio C

Dall'approssimazione dell'intero ponte allo SDOF equivalente si ottiene:

Direzione X		Direzione Y	
$\omega^2_{eq} =$	12,729	$\omega^2_{eq} =$	13,485
$T_{eq} =$	2,127	$T_{eq} =$	1,711
$\xi_{eq} =$	0,28	$\xi_{eq} =$	0,0725
$\eta =$	0,55	$\eta =$	0,9035
$X_{max}$	0,171	$Y_{max}$	0,274

Tabella 4-33. Parametri SDOF equivalente in direzione X e Y – Caso C

Si riportano i modi di vibrare principali della struttura. Il primo ed il secondo modo attivano tutta la massa traslazionale della sovrastruttura (impalcato).

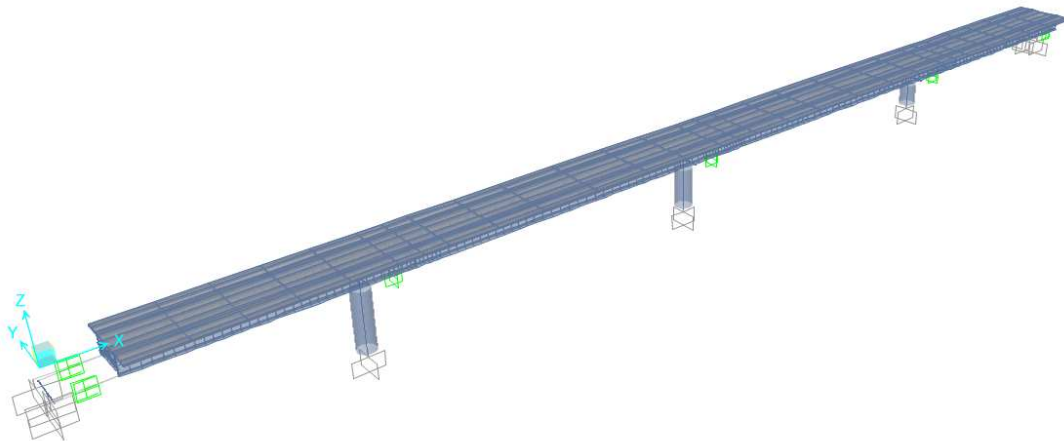
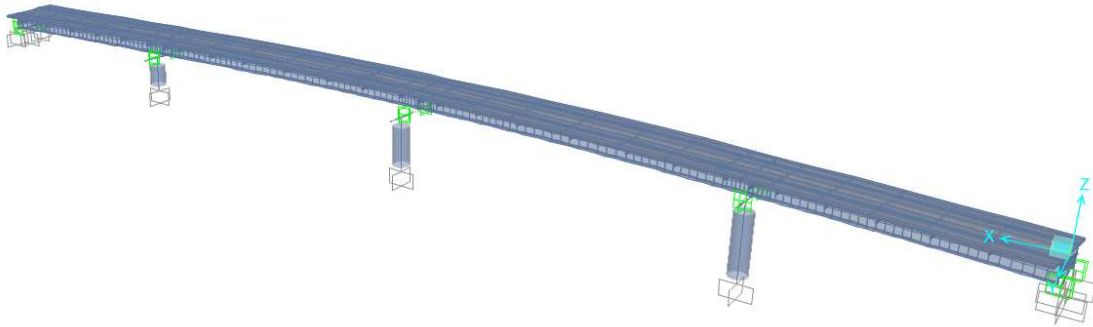
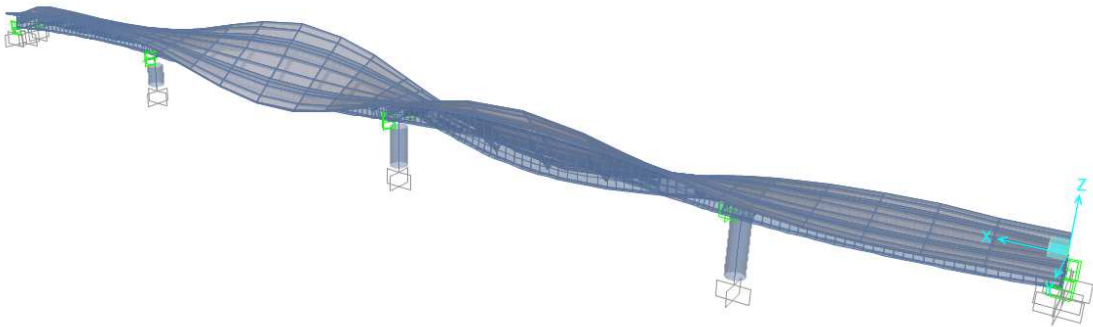


Figura 4-48. 1° modo di vibrare traslazionale longitudinale -  $T_{eff}=2.139$  secFigura 4-49. 2° modo di vibrare traslazionale trasversale -  $T_{eff}=1.758$  secFigura 4-50. 3° modo di vibrare torsionale -  $T_{eff}=0.626$  sec

Confrontando i periodi tra il metodo di progetto e l'analisi modale si ha:

Analisi	Tx (sec)	Ty (sec)
Design	2,127	1,711
A.D.M.L.	2,139	1,758
Differenza %	0,56	2,75

Tabella 4-34. Confronto periodi tra analisi e applicazione metodo di progetto – Caso C

Per quanto riguarda gli spostamenti sono stati monitorati in corrispondenza di ciascuna pila e sulle spalle. In particolare si riportano gli spostamenti trasversali valutati allo SLV e longitudinali allo SLC:

Analisi	$\Delta_{y\_P1}$ (m)	$\Delta_{y\_P2}$ (m)	$\Delta_{y\_P3}$ (m)	$\Delta_x$ (m)
Design	0,162	0,276	0,162	0,172
A.D.L.	0,172	0,278	0,156	0,179
Differenza %	6,02	0,72	3,84	4,07

Tabella 4-35. Confronto spostamenti tra analisi e applicazione metodo di progetto – Caso C

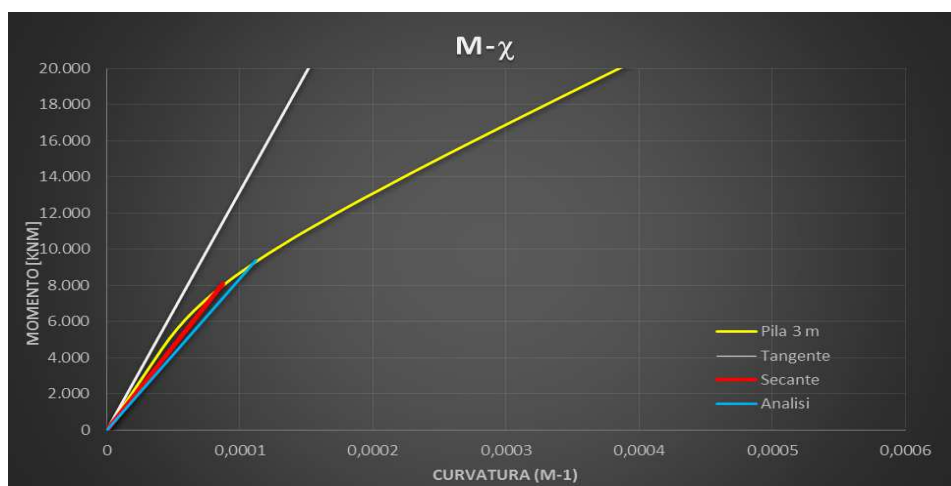
Il confronto tra gli stati limite diversi ripercorre l'impostazione progettuale in cui il comportamento trasversale è stato calibrato centrando l'obiettivo sulle sottostrutture in termini di sollecitazioni e quindi allo SLV, mentre in direzione longitudinale l'obiettivo è rappresentato dallo spostamento sul dispositivo, da valutare allo SLC.

Infine si mettono a confronto i tagli sollecitanti  $V_y$ , in testa alle pile e i momenti flettenti alla base in direzione trasversale  $M_x$ . Entrambe questi parametri sono stati determinati come dati in input al fine di indurre momenti flettenti inferiori al momento di prima fessurazione  $M_{x,fess}$ .

Analisi	$V_y\_P1$ (kN)	$V_y\_P2$ (kN)	$V_y\_P3$ (kN)	$M_x\_P1$ (kNm)	$M_x\_P2$ (kNm)	$M_x\_P3$ (kNm)
Design	700	1000	1500	9709	10870	11805
A.D.L.	730,8	1011,45	1457,47	11.846,53	9.925,05	12.650,60
Differenza %	4,40	1,15	2,84	22,02	8,69	7,16

Tabella 4-36. Confronto sollecitazioni tra analisi e applicazione metodo di progetto – Caso C

Infine si confrontano, in termini di rigidezza  $EJ_{eff}$  della pila corrispondenti ai momenti risultanti:

Figura 4-51. Diagramma M- $\chi$  pila

Nel seguito per il solo caso A vengono eseguite le analisi, sia lineari (con spettro di risposta) che non lineare nel dominio del tempo (time history) con degli isolatori “commerciali” e con due set di proprietà di progetto, in accordo all'EC8-2.



#### 4.3.7.2 Variabilità proprietà sistema di isolamento (Caso A)

A partire dalle *Design Properties* ricavate dall'applicazione del metodo di progetto si individuano degli isolatori commerciali di tipo elastomerico HDRB con caratteristiche simili a quanto ricercato. In particolare per la configurazione in esame si ha:

Appoggio	Designazione	V	Fzd	Ke	Kv	Dg	te	Δ_max
		kN	kN	kN/mm	kN/mm	mm	mm	mm
Pila Centrale	SI-H 600/200	1920	10310	1,98	1284	600	200	400
Pila Laterale 1	SI-N 900/168	10980	21220	3,03	2814	900	168	300
Pila Laterale 2	SI-N 900/168	10980	21220	3,03	2814	900	168	300
Spalle	SI-N 900/168	10980	21220	3,03	2814	900	168	300

Tabella 4-37. Isolatori utilizzati

I simboli riportati in tabella sono specificati al 4.3.5. A partire dai valori rigidezza nominali si sono determinati:

##### *UBDP (Upper Bound Design Properties)*

Spalle	$ke=4,26 \text{ kN/mm}$	$G_{din}=0,0011 \text{ kN/mm}^2$
Pile laterali	$ke=4,26 \text{ kN/mm}$	$G_{din}=0,0011 \text{ kN/mm}^2$
Pila centrale	$ke=2,78 \text{ kN/mm}$	$G_{din}=0,0020 \text{ kN/mm}^2$

##### *LBDP (Lower Bound Design Properties)*

Spalle	$ke=2,424 \text{ kN/mm}$	$G_{din}=0,0006 \text{ kN/mm}^2$
Pile laterali	$ke=2,424 \text{ kN/mm}$	$G_{din}=0,0006 \text{ kN/mm}^2$
Pila centrale	$ke=1,58 \text{ kN/mm}$	$G_{din}=0,0011 \text{ kN/mm}^2$

Come ribadito in precedenza i valori UBDP forniscono gli scenari più gravosi in termini di sollecitazioni sulle sottostrutture e quindi si riporteranno relativamente ad essi le verifiche di resistenza allo SLV. Per quanto riguarda i valori LBDP invece i risultati più gravosi si hanno in termini di spostamenti sui dispositivi e quindi saranno presi a riferimento per le verifiche allo SLC.

Per quanto riguarda invece i dispositivi di dissipazione ausiliaria (Viscous Dampers) vengono disposti complessivamente 4 dispositivi del tipo FIP OTP 25/500 in corrispondenza di ciascuna trave metallica e ancorati alle spalle.

### 4.3.7.3 Verifiche a presso-flessione allo SLV

#### Verifiche a pressoflessione allo SLV

Si riportano le verifiche di resistenza alla base delle pile.

L'armatura principale risulta pari a  $A_s = 80 \phi 26 = 424,75 \text{ cm}^2$  con un copriferro effettivo di 5 cm. Le caratteristiche della pila e la sezione sono rappresentate nelle figure sottostanti:

Caratteristiche Pila	
$\phi$ Esterno (m)	3,00
$\phi$ nucleo confinato (m)	2,88
$\phi$ armatura tras. (m)	2,9
d (m)	2,455
Area (m <sup>2</sup> )	7,069
h (m)	8,50
$f_{ywd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	391,3
$f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	18,81

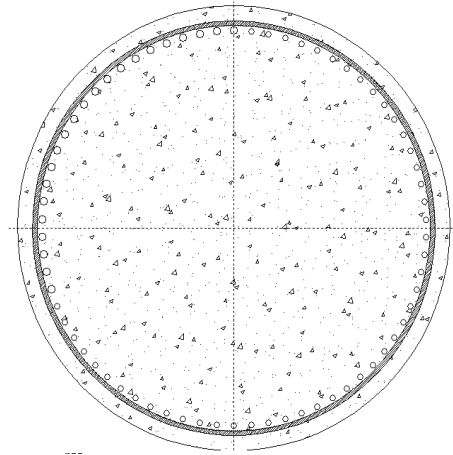


Figura 4-52. Caratteristiche pile

Si riportano le massime sollecitazioni ottenute in corrispondenza delle pile nr. 1 e 2 nella condizione *UBPD*, per la combinazione di carico che determina le situazioni più sfavorevoli:

Sollecitazioni di progetto pila laterale (Comb. Sisma Y\_SLV):

$$\begin{aligned}
 M_{22Ed} &= 14536,60 && \text{kNm} \\
 M_{33Ed} &= 5693,29 && \text{kNm} \\
 N_{Ed} &= 10431,29 && \text{kN}
 \end{aligned}$$

Sollecitazioni di progetto pila centrale:

$$\begin{aligned}
 M_{22Ed} &= 14065,86 && \text{kNm} \\
 M_{33Ed} &= 3699,65 && \text{kNm} \\
 N_{Ed} &= 11580,52 && \text{kN}
 \end{aligned}$$

La verifica di resistenza è soddisfatta per entrambe le pile, essendo i coefficienti di sicurezza inferiori all'unità:



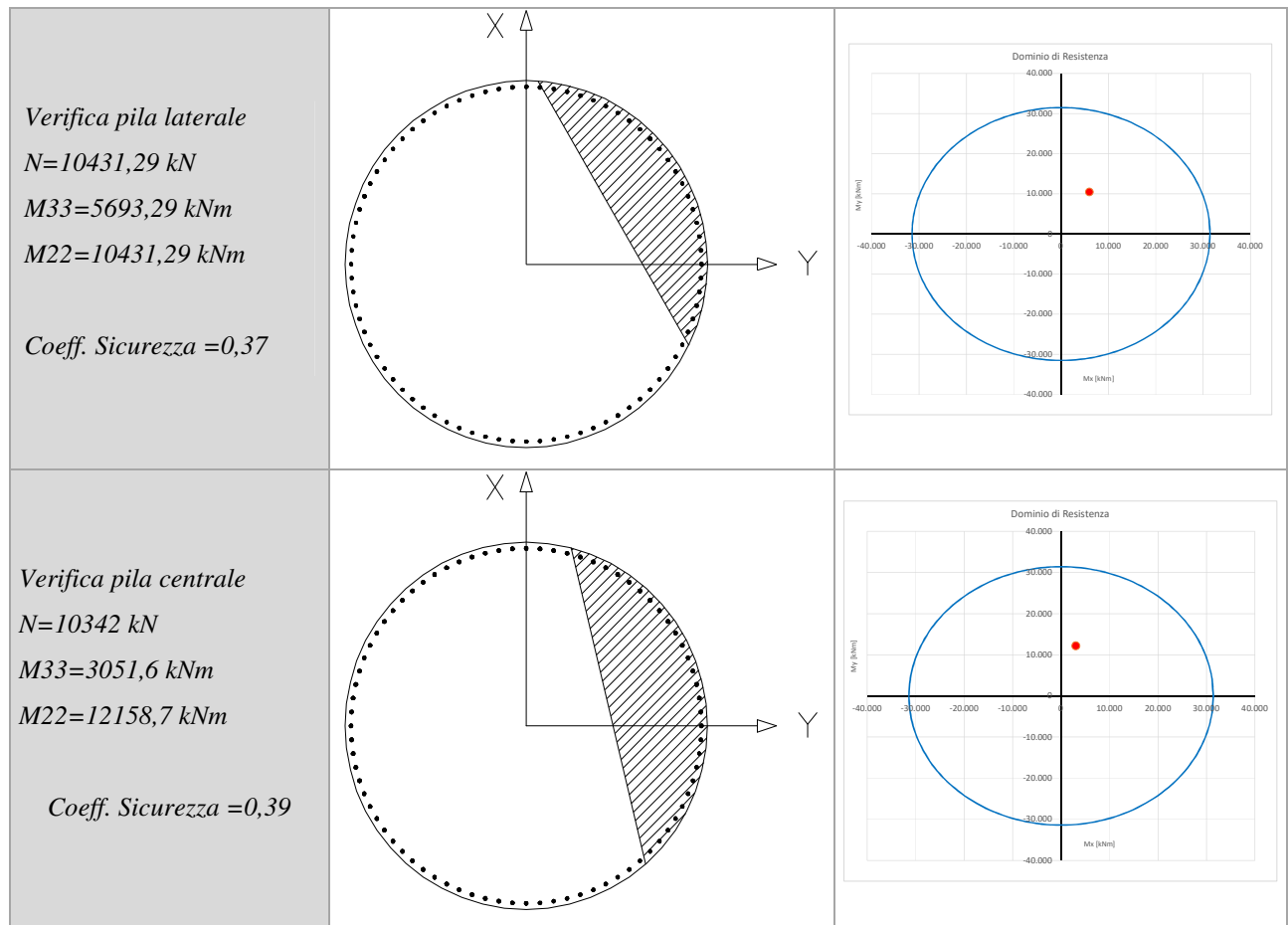


Figura 4-53. Esito verifiche di resistenza

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.3.7.4 Verifiche a taglio allo SLV

La verifica è condotta per la pila laterale che risulta essere la maggiormente sollecitata.

La resistenza a taglio è calcolata con la formula proposta dalle Norme Tecniche Italiane per elementi sprovvisti di armatura a taglio e fessurati dal momento flettente, operando separatamente nelle due direzioni principali della sezione.

Il valore resistente in ogni direzione è definito con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = 0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck}) / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp} \times b_w \times d \geq (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );



$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Il taglio di progetto massimo di verifica si ottiene combinando i tagli nelle direzioni ortogonali:

$$V_{Tot} = \sqrt{V_X^2 + V_Y^2}$$

Si definiscono i seguenti valori di progetto per la combinazione Comb. SismaY\_SLV che risulta essere la più sfavorevole:

#### Pila Laterale

$V_{x\_Ed} = 640$  kN [direzione longitudinale]

$V_{y\_Ed} = 1272,66$  kN [direzione trasversale]

$V_{tot\_Ed} = 1424,52$  kN [direzione trasversale]

#### Pila Centrale

$V_{x\_Ed} = 415,85$  kN [direzione longitudinale]

$V_{y\_Ed} = 1403,20$  kN [direzione trasversale]

$V_{tot\_Ed} = 1463,52$  kN [direzione trasversale]

La sezione della pila è armata con nr. 80 barre  $\varnothing 26$  in acciaio B450C. Il calcestruzzo è di classe C32/40.

#### *Verifica a taglio*

Altezza sezione	h	254,0	cm
Larghezza sezione	bw	265,0	cm
diametro barre longitudinali	$\varnothing_L$	26	mm
copri ferro di calcolo in asse barra	c	5,0	cm
Altezza utile sezione	d	249	cm
Resistenza caratter. compr. cubica	Rck	40	Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	fyk	450	Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	fck	33,2	Mpa
Resistenza media a trazione	fctm	3,10	MPa
Resistenza di calcolo cls	fcd	18,81	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	fcd'	9,41	MPa
Resistenza di calcolo acciaio	fyd	391,3	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	fctd	1,45	MPa

#### *Sollecitazioni agenti sulla sezione*

Forza assiale nella sezione	$N_{Ed}$	10431,29	kN
Taglio nella sezione	$V_{Ed}$	1424,52	
Tensione media di compressione	$\alpha_{cp}$	1,35	MPa

#### *Elementi senza armatura a taglio*

Armatura longitudinale	Asl	361,6	cm <sup>2</sup>
rapporto geom. armatura long.	$\rho_l$	0,00548	---



parametro - k	k	1,283	---
parametro - vmin	vmin	0,293	Mpa
Tensione media di compressione	$\alpha_{cp}$	1,35	Mpa
Taglio resistente	[ $V_{Rd}$ ]	4004,7	kN
Limitazione inferiore normativa		3266,7	kN
Taglio resistente	$V_{Rd}$	4004,75	kN

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

#### 4.3.7.5 Verifiche spostamento isolatori SLC

La valutazione degli spostamenti viene fatta in corrispondenza delle pile laterali che si ritiene la situazione più sfavorevole. Gli spostamenti sismici degli isolatori allo *SLC* valgono (analisi dinamica lineare):

$$d_{E, X_{MAX}} = \pm 180 \text{ mm}$$

$$d_{E, Y_{MAX}} = 60 \text{ mm}$$

Gli spostamenti dovuti alla variabilità spaziale del moto sono determinati secondo il set B (cfr. Paragrafo *Analisi dei carichi e Azione sismica*):

$$d_{EVS, X_{MAX}} = \pm 64,5 \text{ mm.}$$

Lo spostamento sismico longitudinale totale di progetto vale pertanto (*SSRS*):

$$d_{E, X} = (195^2 + 64,5^2)^{0.5} = \pm 205 \text{ mm.}$$

Il calcolo degli spostamenti dovuti alle variazioni termiche è condotto assumendo che il punto fisso di espansione si trovi in corrispondenza della pila di mezzeria dell'impalcato. I valori di progetto delle variazioni termiche uniformi sono  $+49^\circ\text{C}/-42^\circ\text{C}$  (cfr. paragrafo *Analisi dei carichi e Azione sismica*). Gli spostamenti relativi in corrispondenza delle pile laterali valgono (la lunghezza effettiva di espansione/contrazione è pari a  $L_T = 60 \text{ m}$ ):

$$d_{T, X^+} = \Delta T^+ \times L_T \times \alpha = 49^\circ\text{C} \times 60000 \text{ mm} \times 1.0 \times 10^{-5} \text{ } 1^\circ\text{C} = 29,4 \text{ mm (verso la spalla)}$$

$$d_{T, X^-} = \Delta T^- \times L_T \times \alpha = 42^\circ\text{C} \times 60000 \text{ mm} \times 1.0 \times 10^{-5} \text{ } 1^\circ\text{C} = 25,2 \text{ mm (verso la mezzeria)}$$

Gli spostamenti residui allo *SLD* valgono:

$$d_{SLD, X_{MAX}} = \pm 41 \text{ mm}$$

$$d_{SLD, Y_{MAX}} = \pm 41 \text{ mm}$$

Lo spostamento relativo dovuto agli effetti del ritiro vale:

$$d_{S, X} = +8 \text{ mm (verso la mezzeria del viadotto)}$$



Gli spostamenti massimi di verifica dell'isolatore sono dunque:

$$d_{Ed,1} = [[(205+41+0.5 \times 25,2+8)]^2 + [(60+41)]^2]^{0,5} = 284 \text{ mm ... [Comb. SismaX_SLC]}$$

$$d_{Ed,1} = [[(99+41)]^2 + [(200+41)]^2]^{0,5} = 278 \text{ mm [Comb. SismaY_SLC]}$$

#### 4.3.8 Risultati analisi non lineari (Caso A)

Nel seguente paragrafo si illustrano i risultati ottenuti per la tipologia di ponti analizzati (PRSI) nelle tre diverse configurazioni descritte in precedenza. Per ciascun viadotto sono state condotte analisi dinamiche non lineari (Time History) con dispositivi aventi proprietà nominali (così come derivanti dall'applicazione del metodo di progetto), UBDP e LDBP a partire da un isolatore commerciale di riferimento quanto prossimo.

Anche nel caso delle analisi non lineari si procede alla verifica di resistenza delle sottostrutture per gli SLV con gli isolatori in configurazione UBDP mentre gli spostamenti degli isolatori sono analizzati allo SLC relativamente agli isolatori con proprietà LDBP.

##### 4.3.8.1 Verifiche a pressoflessione allo SLV

*Verifiche a pressoflessione allo SLV*

Si esegue la verifica per la sezione di base della pila laterale, che risulta essere la maggiormente sollecitata. Per le altre pile, ipotizzando stesse barre di armatura nella sezione trasversale, si opera in favore di sicurezza.

Le sollecitazioni di progetto scaturiscono dalle analisi *SLV* effettuate con le proprietà *UBDP* che, come anticipato sopra, determinano le condizioni più impegnative sulla sottostruttura. L'andamento delle sollecitazioni flettenti nel tempo è mostrato nelle figure successive per tutti i 7 gruppi di accelerogrammi.

Per la definizione delle sollecitazioni di progetto si procede come segue:

- si determina il massimo valore assoluto di  $M_{33}$  per ogni analisi che prevede un gruppo di accelerogrammi,  $M_{33\max,i}$ ;
- si effettua la media fra i 7 massimi trovati e si ottiene il valore di progetto nella direzione longitudinale:

$$M_{33Ed} = \text{media} (M_{33\max,i} \quad i=1 \div 7)$$

- si definiscono i valori delle forze assiali  $N_{con,i}$  e sollecitazioni flettenti  $M_{22con,i}$  concomitanti ai valori massimi  $M_{33\max,i}$  selezionati ai passi precedenti per l'altra direzione;
- si mediano i 7 valori concomitanti  $N_{con,i}$  ed i 7 valori concomitanti  $M_{22con,i}$  e si ottengono i valori di progetto concomitanti a  $M_{33Ed}$ .



$$N_{con,Ed} = \text{media}(N_{con,i} \ i=1 \div 7)$$

$$M_{22con,Ed} = \text{media}(M_{22con,i} \ i=1 \div 7)$$

- si ripete lo stesso procedimento anche per i valori massimi di  $M_{22}$ , ottenendo un'altra condizione di verifica per la sezione in esame.

Le sollecitazioni impiegate per la verifica delle pile sono definite secondo le combinazioni:

$$F_d = G_k + \varepsilon_2 + 0,50 \times \varepsilon_3 + E$$



Pila Laterale						
Gruppo	M22	M33				
<b>GR 1</b> M33 <sub>max</sub> = 7232 kNm M22 <sub>corr</sub> = -1148 kNm M33 <sub>min</sub> = -7302 kNm M22 <sub>corr</sub> = 3906 kNm M22 <sub>max</sub> = 12641 kNm M33 <sub>corr</sub> = -4885 kNm M22 <sub>min</sub> = -11110 kNm M33 <sub>corr</sub> = -2215 kNm						
	<b>GR 2</b> M33 <sub>max</sub> = 8992 kNm M22 <sub>corr</sub> = 6616 kNm M33 <sub>min</sub> = -8875 kNm M22 <sub>corr</sub> = -3886 kNm M22 <sub>max</sub> = 13139 kNm M33 <sub>corr</sub> = 5981 kNm M22 <sub>min</sub> = -15109 kNm M33 <sub>corr</sub> = 5004 kNm					
		<b>GR 3</b> M33 <sub>max</sub> = 9443 kNm M22 <sub>corr</sub> = 1827 kNm M33 <sub>min</sub> = -7522 kNm M22 <sub>corr</sub> = -3069 kNm M22 <sub>max</sub> = 13904 kNm M33 <sub>corr</sub> = 2045 kNm M22 <sub>min</sub> = -12275 kNm M33 <sub>corr</sub> = -1144 kNm				
			<b>GR 4</b> M33 <sub>max</sub> = 7776 kNm M22 <sub>corr</sub> = 8430 kNm M33 <sub>min</sub> = -9704 kNm M22 <sub>corr</sub> = -4700 kNm M22 <sub>max</sub> = 12374 kNm M33 <sub>corr</sub> = -638 kNm M22 <sub>min</sub> = -14588 kNm M33 <sub>corr</sub> = -5295 kNm			
				<b>GR 5</b> M33 <sub>max</sub> = 8682 kNm M22 <sub>corr</sub> = -6253 kNm M33 <sub>min</sub> = -10805 kNm M22 <sub>corr</sub> = 10530 kNm M22 <sub>max</sub> = 13275 kNm M33 <sub>corr</sub> = -8222 kNm M22 <sub>min</sub> = -11754 kNm M33 <sub>corr</sub> = 222 kNm		
					<b>GR 6</b> M33 <sub>max</sub> = 8862 kNm M22 <sub>corr</sub> = -5858 kNm M33 <sub>min</sub> = -8680 kNm M22 <sub>corr</sub> = 857 kNm	

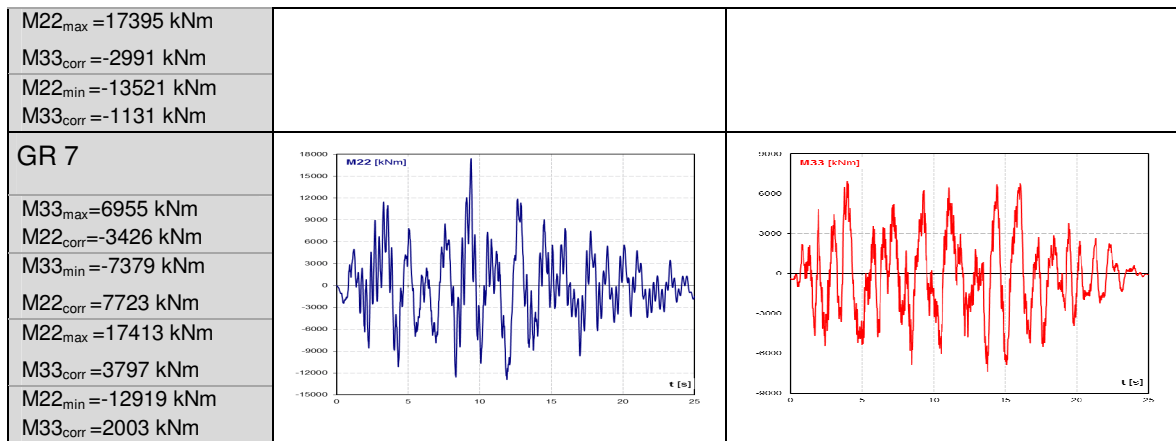


Figura 4-54. Diagrammi M33 ed M22 pila laterale

Le sollecitazioni di verifica per la combinazione considerata valgono dunque:

#### Condizione 1

$$M_{33Ed} = \text{media}(M_{33max,i}, i=1 \div 7) = 8912 \text{ kNm}$$

$$M_{22Ed} = \text{media}(M_{22con,i}, i=1 \div 7) = 5880 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \text{media}(N_{con,i}, i=1 \div 7) = 9522 \text{ kN}$$

#### Condizione 2

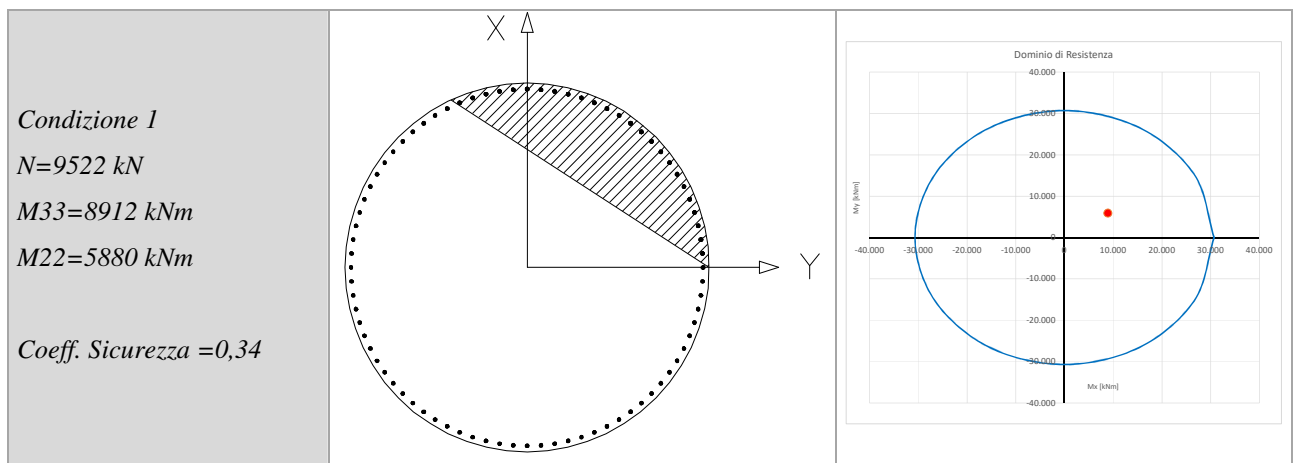
$$M_{22Ed} = \text{media}(M_{22max,i}, i=1 \div 7) = 14903 \text{ kNm}$$

$$M_{33Ed} = \text{media}(M_{33con,i}, i=1 \div 7) = 4606 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \text{media}(N_{con,i}, i=1 \div 7) = 9140 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza per le condizioni sopra riportate sono mostrate di seguito in formato grafico, tramite i domini di interazione.

La sezione della pila è armata con nr. 80 barre  $\phi 26$  in acciaio B450C. Il calcestruzzo è di classe C32/40.



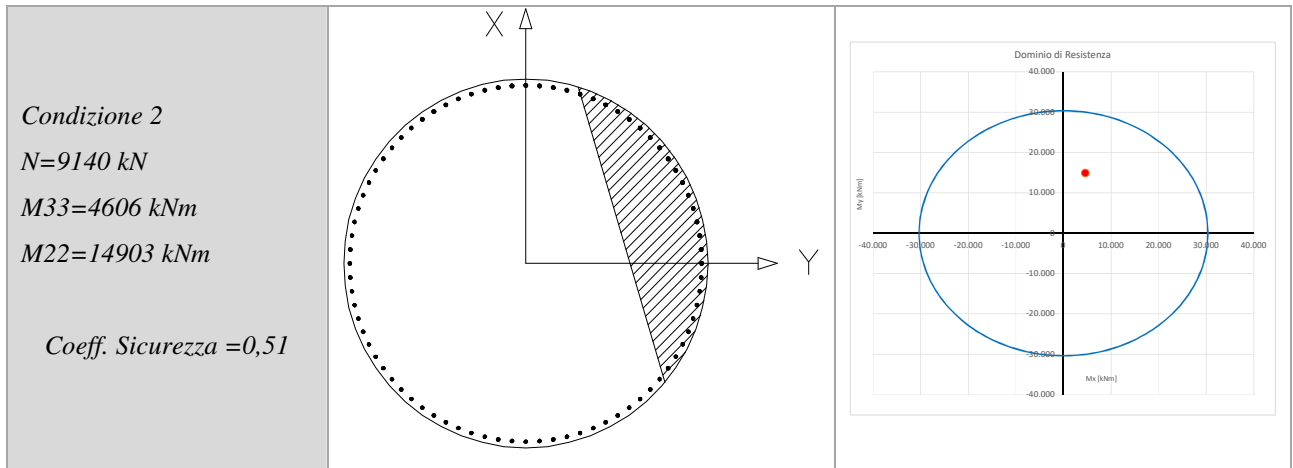


Figura 4-55. Esito verifiche di resistenza

Le verifiche risultano soddisfatte.

Pila Centrale		
Gruppo	M22	M33
<p><b>GR 1</b></p> <p><math>M33_{max}=5858 \text{ kNm}</math> <math>M22_{corr}=-4942 \text{ kNm}</math> <math>M33_{min}=-5368 \text{ kNm}</math> <math>M22_{corr}=-4095 \text{ kNm}</math> <math>M22_{max}=13126 \text{ kNm}</math> <math>M33_{corr}=-2747 \text{ kNm}</math> <math>M22_{min}=-11723 \text{ kNm}</math> <math>M33_{corr}=1058 \text{ kNm}</math></p>		
<p><b>GR 2</b></p> <p><math>M33_{max}=6554 \text{ kNm}</math> <math>M22_{corr}=6517 \text{ kNm}</math> <math>M33_{min}=-6158 \text{ kNm}</math> <math>M22_{corr}=-3102 \text{ kNm}</math> <math>M22_{max}=12253 \text{ kNm}</math> <math>M33_{corr}=2839 \text{ kNm}</math> <math>M22_{min}=-12611 \text{ kNm}</math> <math>M33_{corr}=3795 \text{ kNm}</math></p>		
<p><b>GR 3</b></p> <p><math>M33_{max}=6695 \text{ kNm}</math> <math>M22_{corr}=1279 \text{ kNm}</math> <math>M33_{min}=-5603 \text{ kNm}</math> <math>M22_{corr}=-3546 \text{ kNm}</math> <math>M22_{max}=15248 \text{ kNm}</math> <math>M33_{corr}=1450 \text{ kNm}</math> <math>M22_{min}=-13397 \text{ kNm}</math> <math>M33_{corr}=-1701 \text{ kNm}</math></p>		
<p><b>GR 4</b></p> <p><math>M33_{max}=5755 \text{ kNm}</math> <math>M22_{corr}=-8087 \text{ kNm}</math> <math>M33_{min}=-7045 \text{ kNm}</math> <math>M22_{corr}=-4729 \text{ kNm}</math></p>		



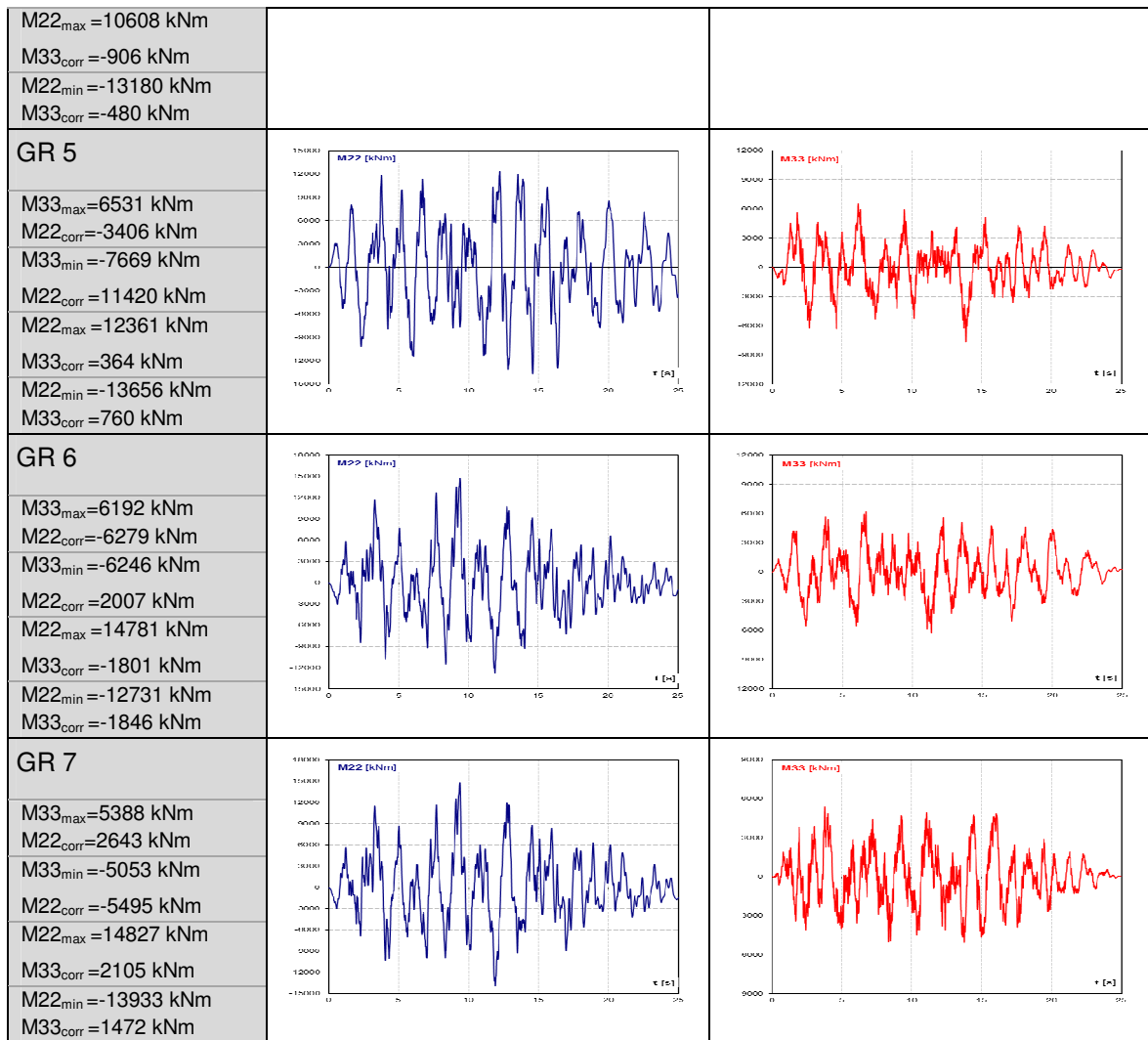


Figura 4-56. Diagrammi M33 ed M22 pila centrale

Le sollecitazioni di verifica per la combinazione considerata valgono dunque:

#### Condizione 1

$$M_{33Ed} = \text{media}(M_{33max,i}, i=1 \div 7) = 6479 \text{ kNm}$$

$$M_{22Ed} = \text{media}(M_{22con,i}, i=1 \div 7) = 4791 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \text{media}(N_{con,i}, i=1 \div 7) = 10981 \text{ kN}$$

#### Condizione 2

$$M_{22Ed} = \text{media}(M_{22max,i}, i=1 \div 7) = 13919 \text{ kNm}$$

$$M_{33Ed} = \text{media}(M_{33con,i}, i=1 \div 7) = 1877 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \text{media}(N_{con,i}, i=1 \div 7) = 10476 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza per le condizioni sopra riportate sono mostrate di seguito in formato grafico, tramite i domini di interazione.

La sezione della pila è armata con nr. 80 barre  $\phi 26$  in acciaio B450C. Il calcestruzzo è di classe C32/40.

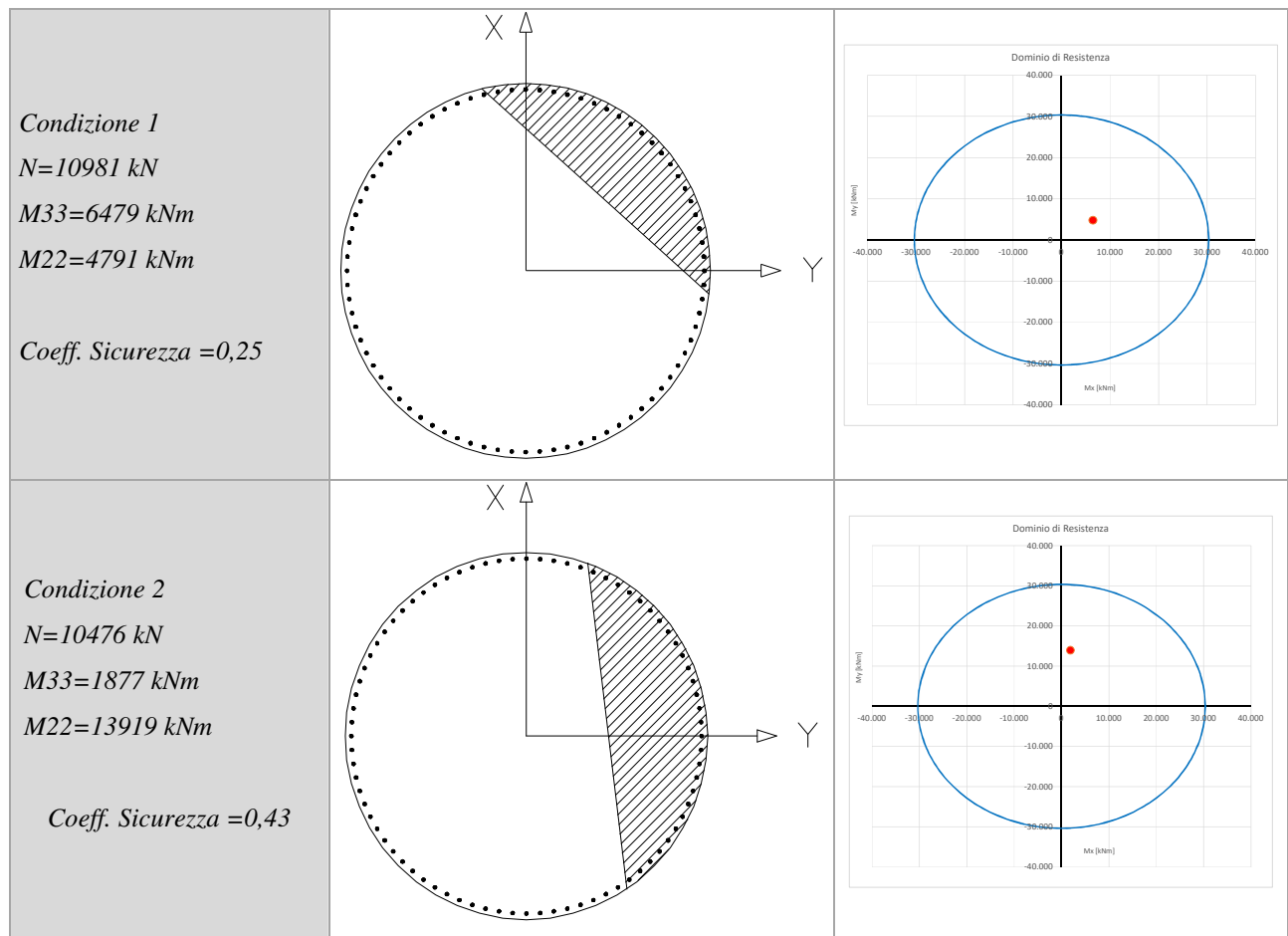


Figura 4-57. Esito verifiche di resistenza

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 4.3.8.2 Verifiche spostamenti allo SLC

Per il calcolo dello spostamento di verifica del dispositivo di isolamento si opera come segue:

- le componenti di spostamento ottenute dall'analisi sismica vengono sommate, ad ogni step temporale (tenendo anche conto dei coefficienti parziali di combinazione) agli spostamenti derivanti da:
  - variazioni termiche e/o ritiro (longitudinali);
  - residui allo *SLD* (longitudinali e trasversali);
  - variabilità spaziale del moto (la somma è fatta secondo la *SSRS*);
  - per ogni istante di integrazione viene calcolato lo spostamento totale con la radice quadrata della somma dei quadrati;

- si determina il massimo spostamento totale nel tempo per ognuno dei 7 gruppi di accelerogrammi;
- si effettua la media fra i 7 massimi calcolati ottenendo lo spostamento di progetto.

Le combinazioni di azioni previste in fase sismica sono riportate di seguito:

$$I\_SISMA) F_d = G_k + \varepsilon_2 + 0,50 \times \varepsilon_3 + E$$

- $G_k$  pesi propri e carichi permanenti ( $g_1 + g_2$ )
- $\varepsilon_2$  ritiro
- $\varepsilon_3 = (-42^\circ\text{C})$  variazione termica uniforme sull'impalcato negativa
- $E$  azione sismica

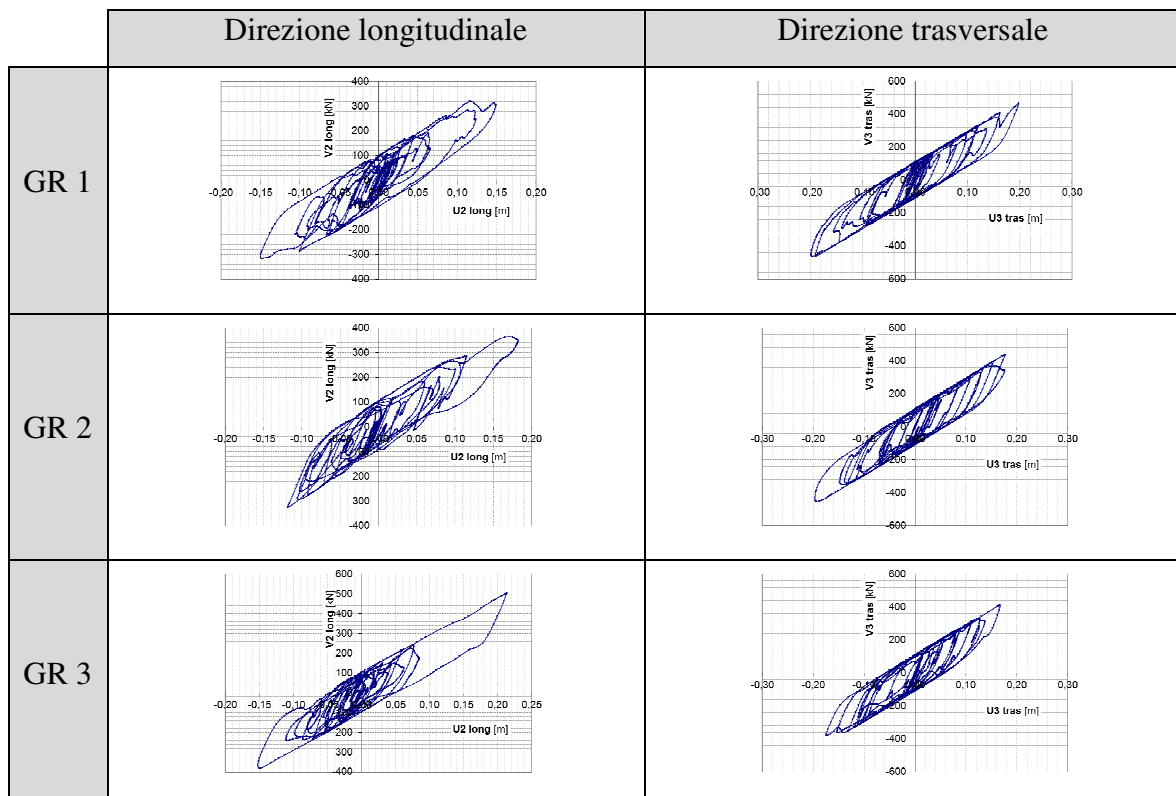
$$II\_SISMA) F_d = G_k + 0,50 \times \varepsilon_3 + E$$

- $\varepsilon_3 = (+49^\circ\text{C})$  variazione termica uniforme sull'impalcato positiva

In questo paragrafo sono mostrati i cicli dei dispositivi di isolamento in corrispondenza della pila centrale (*link 6*, Figura 4-59) e della pila laterale (*link 4*, Figura 4-58), per *LBDP*, con riferimento all'azione sismica definita per lo Stato Limite di Collasso (*SLC*).

I risultati non includono gli effetti di temperatura e ritiro/viscosità nelle combinazioni sismiche di progetto.

Le forze sono espresse in [kN], gli spostamenti in [m].



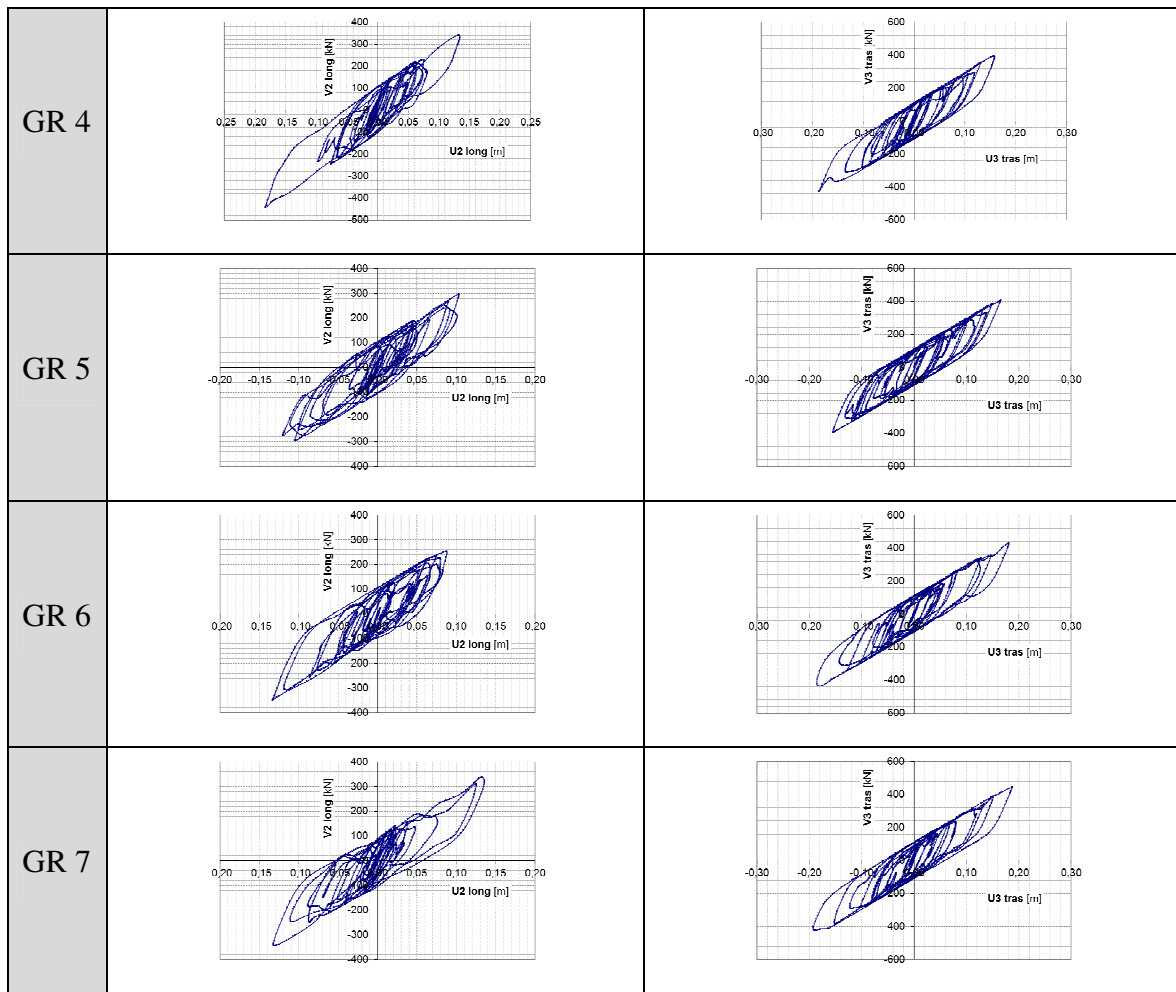
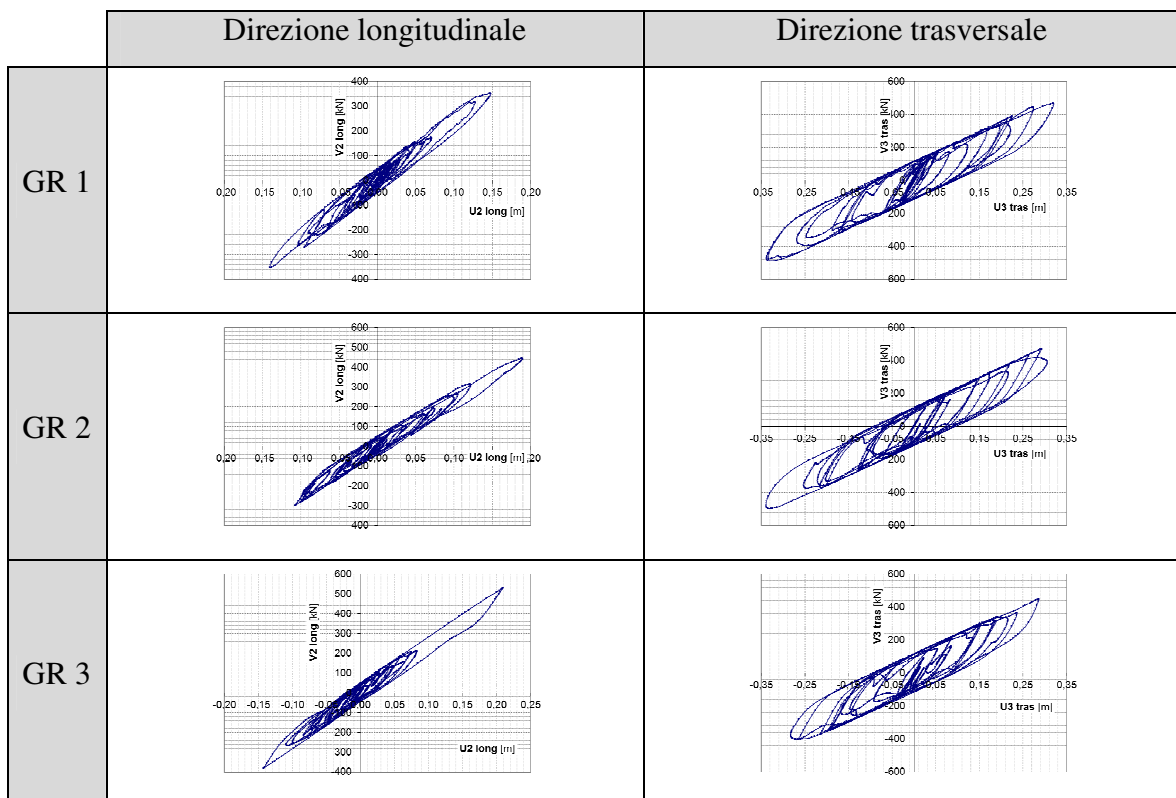


Figura 4-58. Cicli isteretici di un isolatore posizionato sulla pila laterale [link 4] per l'analisi con LBDP



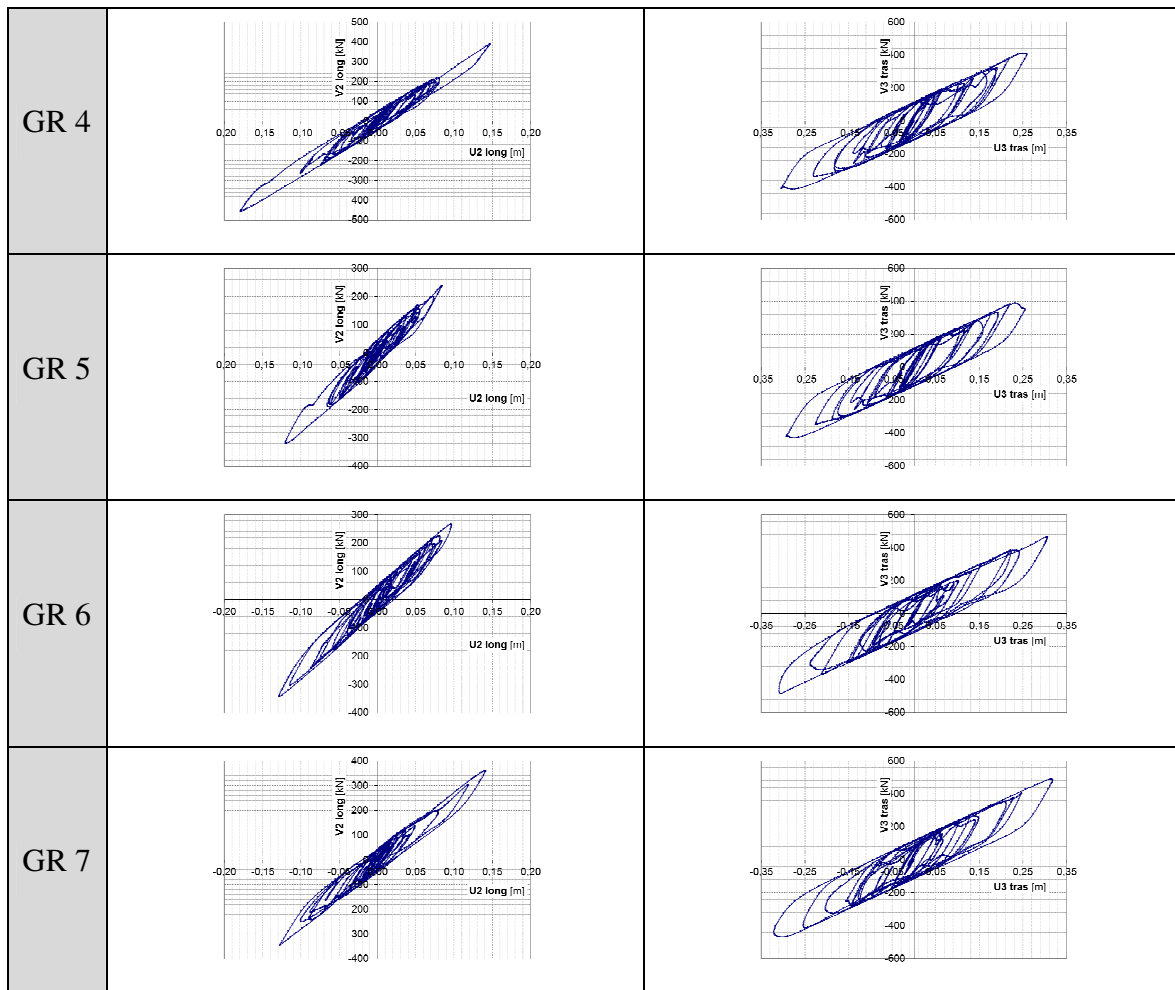


Figura 4-59. Cicli isteretici di un isolatore posizionato sulla pila centrale [link 6] per l'analisi con LBDP

Nella presente applicazione la procedura descritta conduce ai seguenti valori di progetto, inerenti gli isolatori collocati in corrispondenza della pila laterale e quella centrale, scaturiti dalla combinazione degli spostamenti complessivi nelle due direzioni principali:

Pila Laterale [link 4]  $d_{Ed,1} = 246$  mm [I\_SISMA]

Pila Centrale [link 6]  $d_{Ed,1} = 364$  mm [II\_SISMA]

#### *Spostamenti degli isolatori di progetto nelle analisi con LBDP*

Di seguito sono riportati in forma tabellare i massimi degli spostamenti relativi dei link 4 [PL] - link 6 [PC] ottenuti dalle 7 analisi time history non lineari, nella condizione LBDP, allo SLC per entrambe le combinazioni sopra riportate.

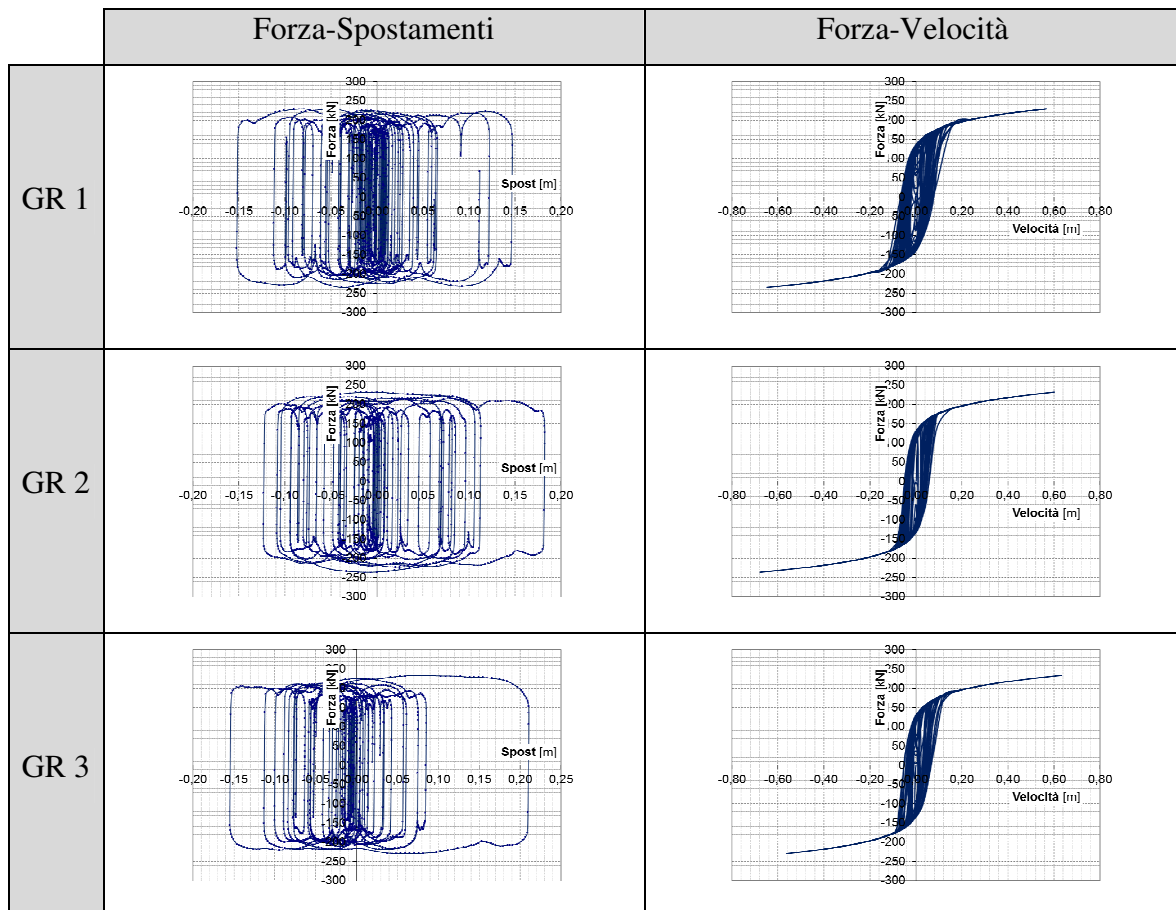
$$U_{Tot} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2}$$

DEFORMAZIONI RELATIVE ISOLATORI (link 4)				DEFORMAZIONI RELATIVE ISOLATORI (link 6)			
Link	OutputCase	Comb II	Comb I	Link	OutputCase	Comb II	Comb I
		m	m			m	m
4	TI SLC_1	0,241	0,240	6	TI SLC_1	0,380	0,380
4	TI SLC_2	0,274	0,277	6	TI SLC_2	0,400	0,400
4	TI SLC_3	0,235	0,240	6	TI SLC_3	0,324	0,324
4	TI SLC_4	0,253	0,256	6	TI SLC_4	0,356	0,356
4	TI SLC_5	0,239	0,236	6	TI SLC_5	0,368	0,368
4	TI SLC_6	0,230	0,231	6	TI SLC_6	0,360	0,360
4	TI SLC_7	0,242	0,244	6	TI SLC_7	0,363	0,363

Tabella 4-38. Massimi spostamenti relativi isolatori (P1, P2) - LBPD.

Nel caso in esame per il link 6 i risultati di entrambe le combinazioni coincidono per via dell'assenza degli spostamenti dovuti al ritiro e alle variazioni termiche avendo ipotizzato che il ponte si deformi con riferimento alla mezzeria.

Si riportano i grafici relativi ai cicli del damper (*link 6*, Figura 4-60) posto in corrispondenza della spalla SA.



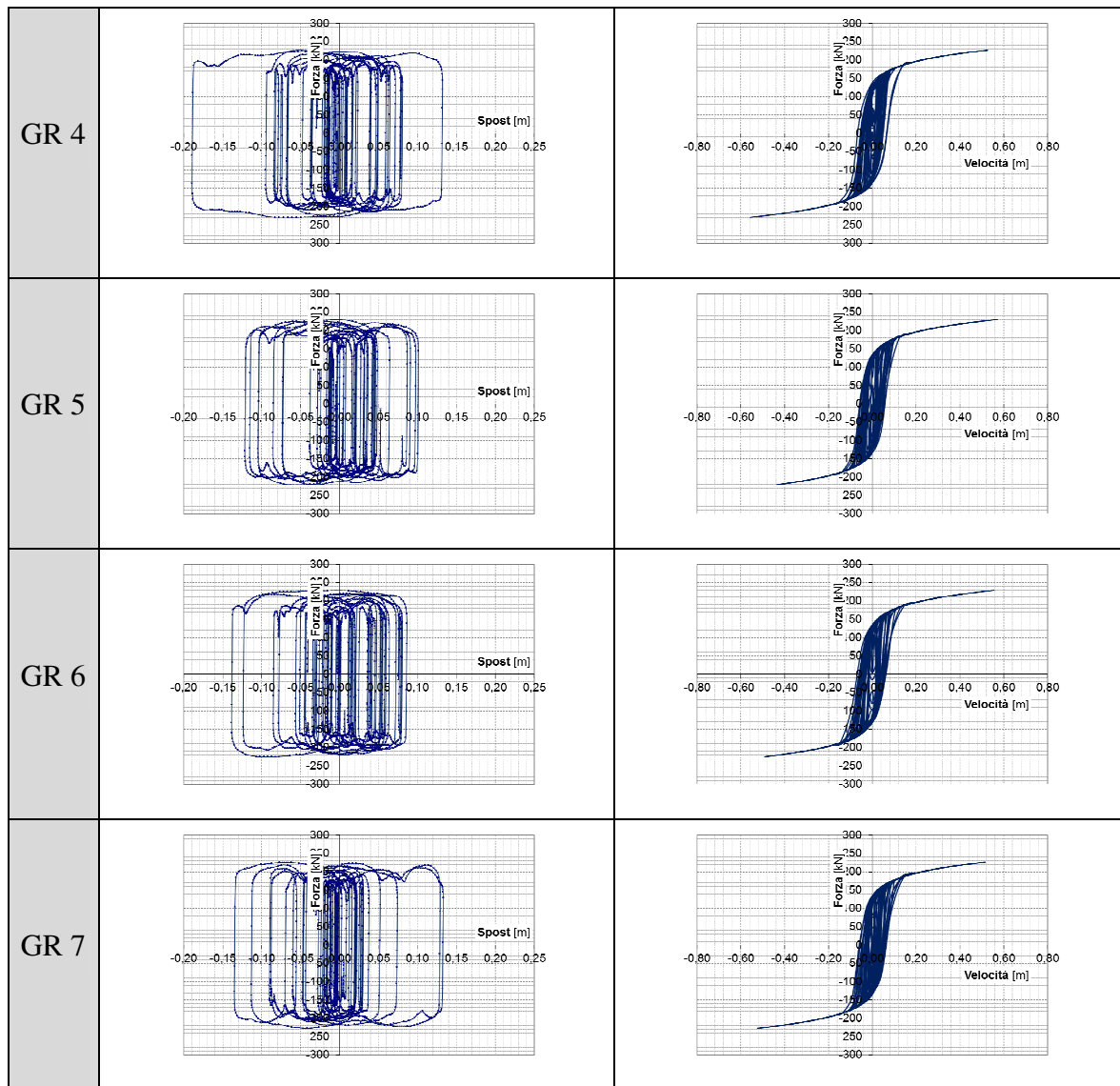


Figura 4-60. Cicli isteretici di un damper posizionato sulla spalla SA [link 11] allo SLC

Come si evince i diagrammi sono molto vicini a quanto emerge dai risultati sperimentali su dispositivi di questo genere. Per quanto riguarda i grafici Forza-Velocità è possibile notare che in tutti i casi nella zona centrale si registra uno “spanciamento”. Tale comportamento è legato strettamente agli effetti numerici della modellazione, in particolare ai valori di rigidezza della molla nel modello di Maxwell. In generale si registra che all’aumentare di tale rigidezza si hanno grafici Forza-Velocità più vicini a quelli sperimentali caratterizzati da un tratto centrale poco spanciato. Tuttavia dal punto di vista della modellazione l’aumento notevole, oltre qualche ordine di grandezza della rigidezza sopra detta, comporterebbe delle instabilità numeriche nel software utilizzato (*SAP 2000*) che conduce a risultati errati soprattutto in termini di spostamento.

#### 4.4 Approfondimento sugli effetti della variabilità di input sismico e parametri isolatori

Dai precedenti paragrafi risulta chiaro come i risultati ottenuti sia in termini di sollecitazioni che di spostamenti derivino sempre da valori mediati secondo le modalità esposte. Tuttavia nel corso delle analisi dinamiche non lineari si sono spesso registrati valori superiori ai valori medi assunti come parametri oggettivi di verifica. Tale scostamento risulta inevitabile in una analisi di tipo step by step come le time history ed è imputabile ai diversi accelerogrammi impiegati.

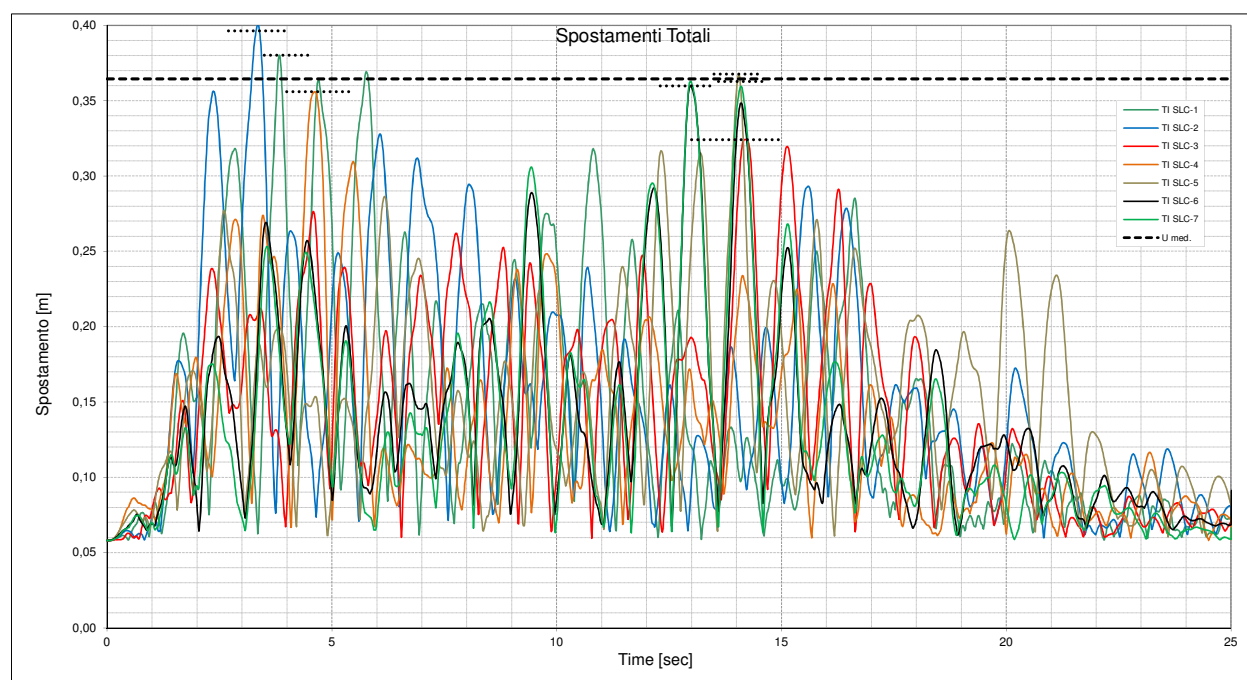


Figura 4-61. Spostamenti isolatori  $U_{tot}$  derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC con i diversi accelerogrammi

Dalla Figura 4-61 è facile capire come il valore medio che si assume a valore finale dello spostamento di progetto sia in realtà superato in più di un caso di analisi.

Una ulteriore variabilità dei risultati deriva direttamente dalle caratteristiche dei dispositivi impiegati. Infatti come più volte ricordato nel caso degli isolatori di tipo elastomerici occorre necessariamente tener conto di quella che può essere definita la variabilità dei materiali stessi che compongono l'isolatore. Per questo motivo l'Eurocodice 8 all'appendice JJ definisce dei coefficienti correttivi per tener conto della suddetta variabilità delle caratteristiche di rigidità. Dall'analisi dei risultati scaturisce come sia imprescindibile una doppia analisi al fine di limitare quello che può essere definito l'intervallo entro cui oscillano le grandezze di interesse.



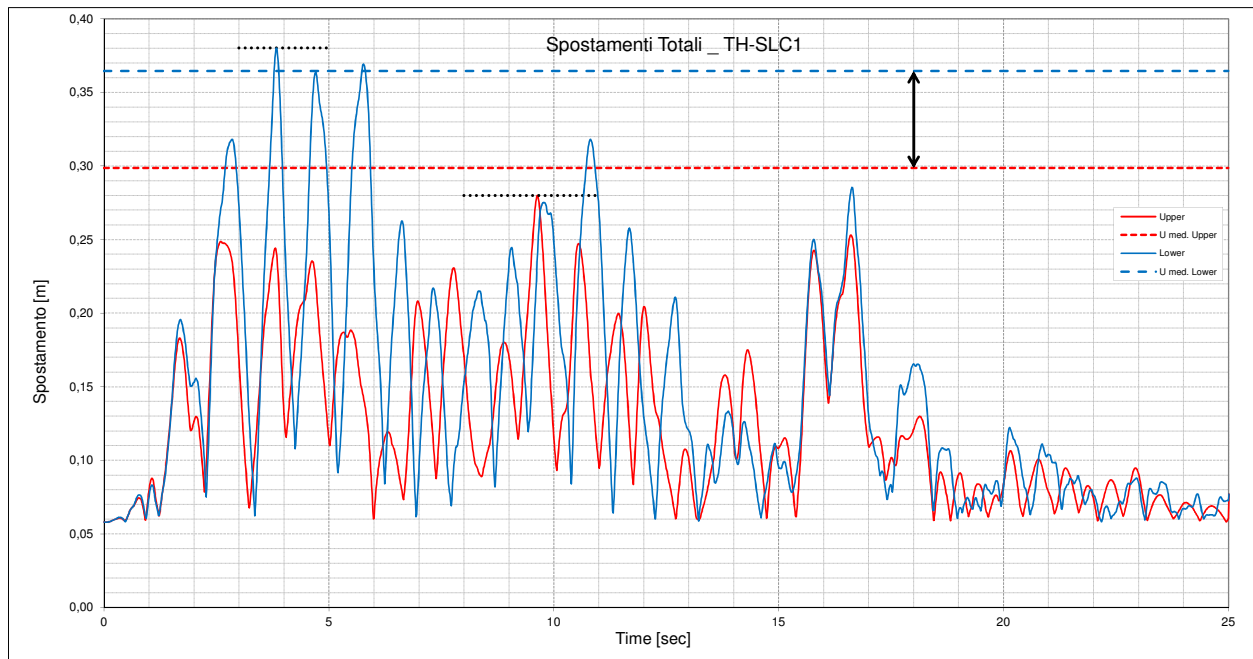


Figura 4-62. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC1 con proprietà Upper e Lower

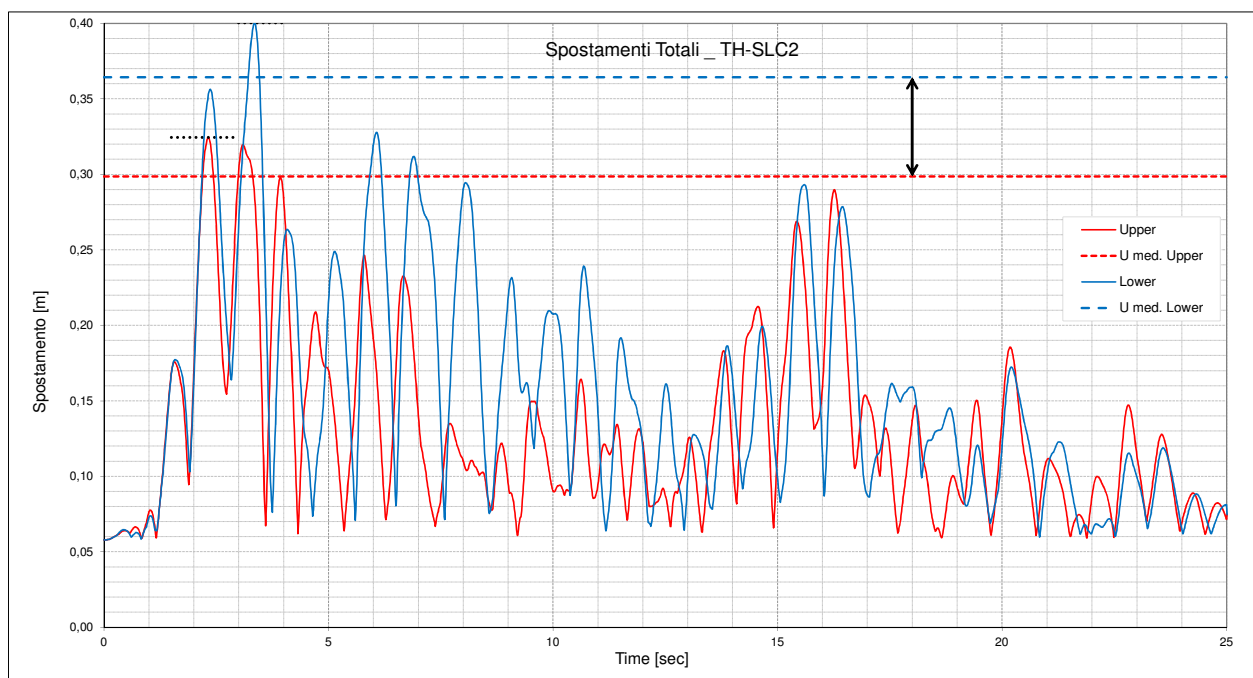


Figura 4-63. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC2 con proprietà Upper e Lower

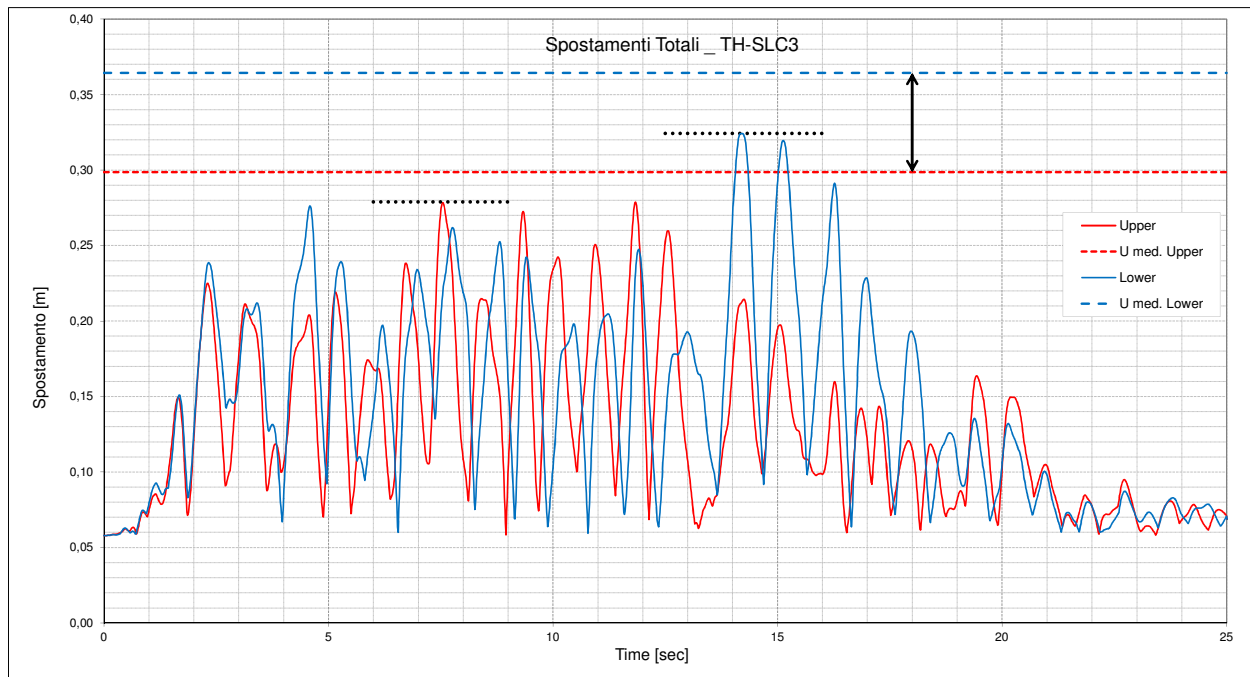


Figura 4-64. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC3 con proprietà Upper e Lower

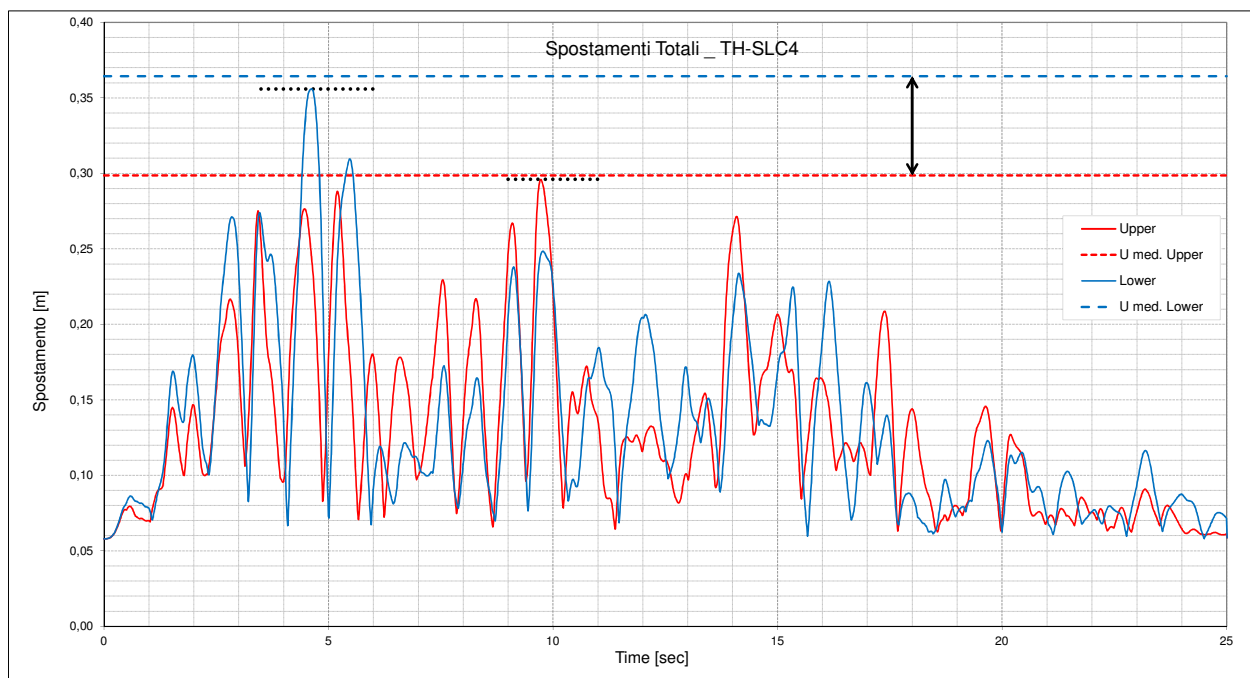


Figura 4-65. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC4 con proprietà Upper e Lower

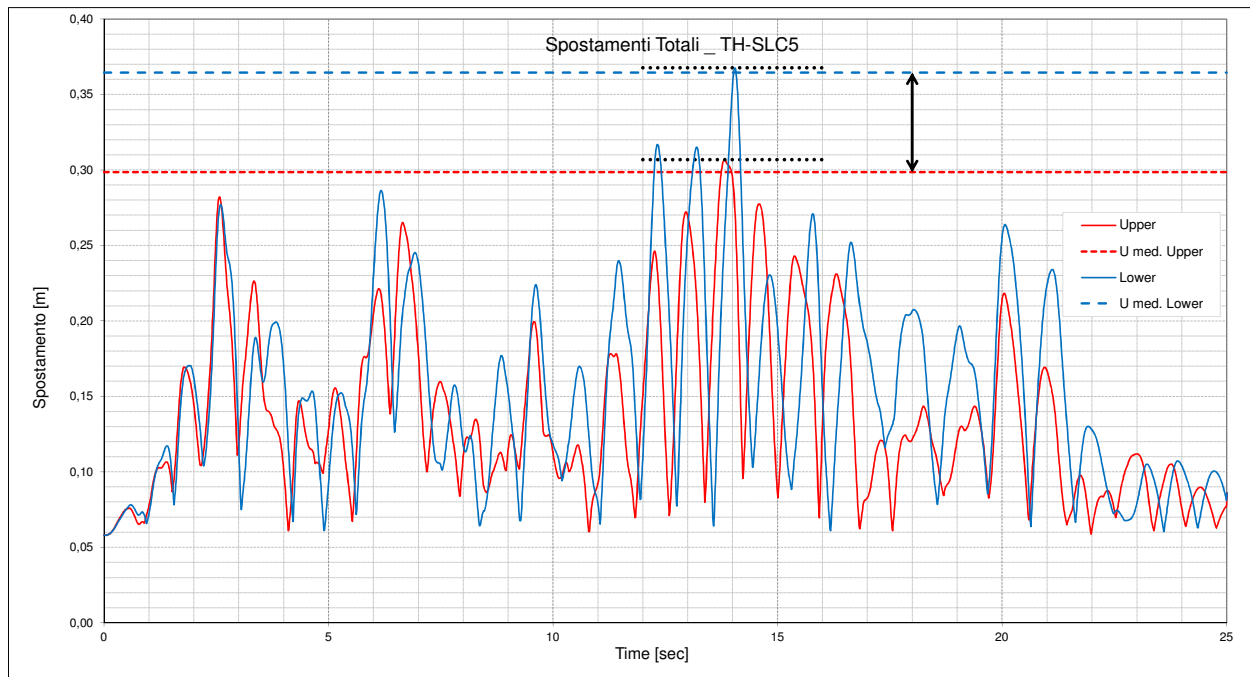


Figura 4-66. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC5 con proprietà Upper e Lower

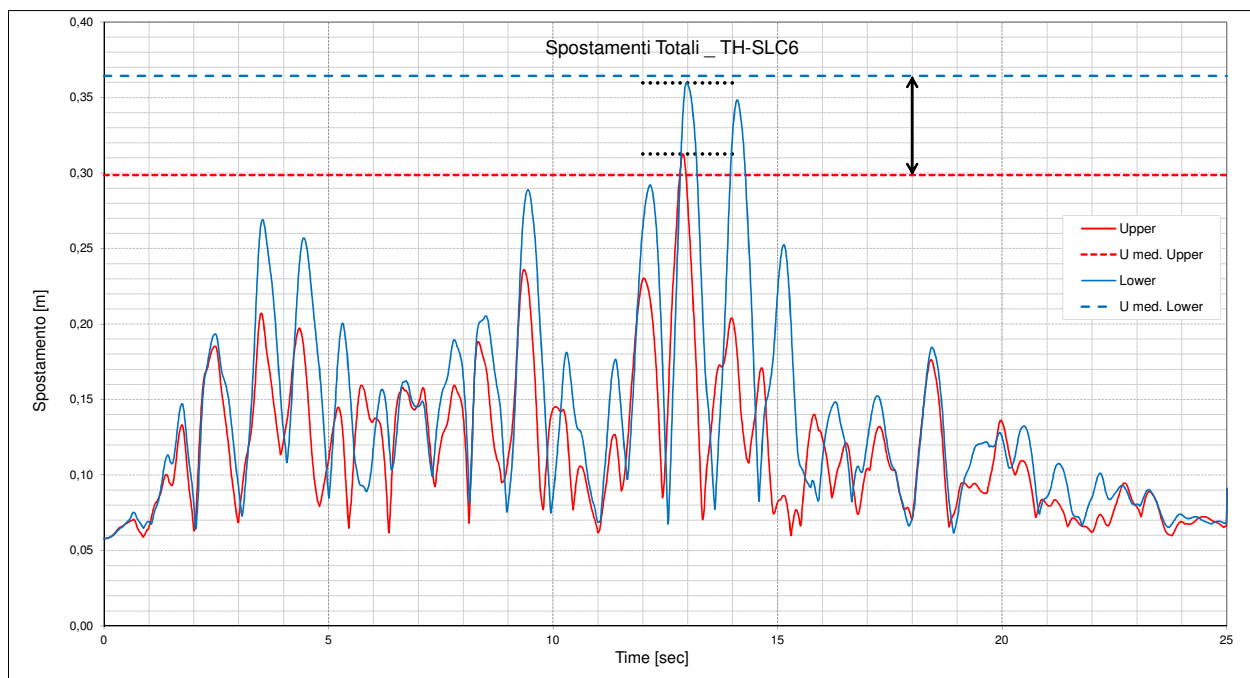


Figura 4-67. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC6 con proprietà Upper e Lower

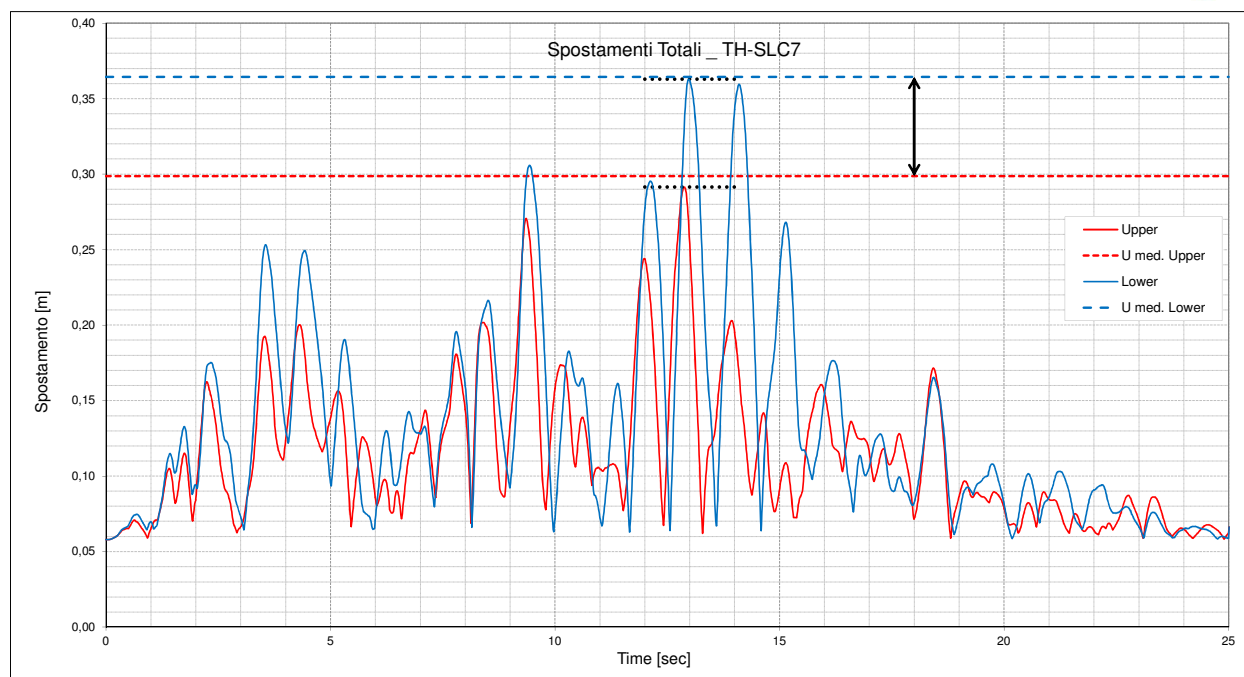


Figura 4-68. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC7 con proprietà Upper e Lower

Dai grafici sopra riportati si deduce come per ciascun caso di analisi diventa fondamentale eseguire delle analisi con entrambe le proprietà degli isolatori, vale a dire sia con UBDP (*Upper Bound Design Properties*) che LBDP (*Lower Bound Design Properties*). Infatti la variabilità in termini di valori medi risulta notevole così come pure tra gli stessi valori medi e ciascun picco registrato durante la singola analisi. In base a questa considerazione si sottolinea come sarebbe opportuno magari prevedere un adeguato coefficiente di sicurezza per gli spostamenti, che ad oggi non è presente sulla normativa nazionale. Questo perché a causa della aleatorietà appunto sia degli input sismici ma anche delle caratteristiche dei dispositivi si rischia di compromettere il funzionamento di tutto il sistema di isolamento con conseguente vulnerabilità che ne derivano. Questo aspetto potrebbe essere oggetto di ulteriori approfondimenti e magari anche recepito dai testi normativi.



## 5 Ponti Totalmente Isolati (BRSI)

### 5.1 Descrizione generale

L'applicazione dell'isolamento sismico totale o bilaterale rappresentano sicuramente il caso più diffuso nella pratica professionale corrente. Dal punto di vista computazionale per opere relativamente limitate nello sviluppo longitudinale, il procedimento e la definizione di quelle che sono le proprietà degli isolatori può ritenersi semplice e condursi per via algebrica. Inoltre per via delle conseguenze che l'adozione di un sistema di isolamento sismico comporta per le altre parti strutturali la progettazione che ne deriva risulta ancora più speditiva rispetto al caso di sottostrutture duttili. Infatti l'adozione di un fattore di struttura unitario  $q=1$  o  $q=1,5$  come permesso dagli EC secondo cui la struttura deve conservarsi *pressoché elastica*, permette di saltare i principi di gerarchia delle resistenze e l'inosservanza dei quantitativi di armatura minima per le strutture in zona sismica. La semplificazione deriva ancora una volta dall'idealizzazione della sovrastruttura ad oscillatore semplice nelle due direzioni, il cui comportamento è governato da pochi parametri in ingresso.

Molto più complicato e per certi versi interessante risulta invece il caso di ponti avente totale isolamento sismico ma con caratteristiche geometriche lontani dal permettere una approssimazione con il sistema SDOF equivalente. Queste opere rappresentano la casistica più generale di ponti isolati. Tipicamente fanno parte di questa categoria ponti per così dire "lunghi" caratterizzati inevitabilmente da un numero elevato di sottostrutture che con buona probabilità avranno altezze differenti da cui derivano irregolarità nelle distribuzioni delle rigidezze che si ripercuotono sul comportamento trasversale del ponte.

### 5.2 Descrizione caso studio

Il caso studio è ancora una volta costituito da un impalcato con travata continua a sezione mista acciaio-calcestruzzo. La configurazione morfologica del sito è caratterizzata da una unica vallata e le pile hanno altezza compresa fra 9,50 m e 34,70 m. La pila è caratterizzata da un fusto unico con un pulvino che si raccorda architettonicamente al fusto stesso.

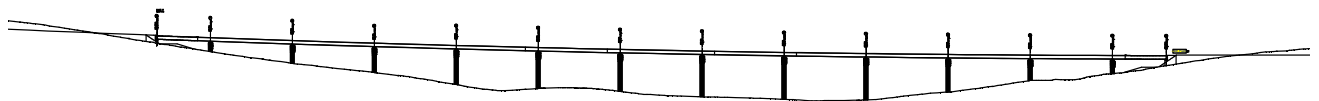


Figura 5-1 – Prospetto ponte

Le pile presentano una sezione particolare arrotondata sui vertici e con delle "gole" al centro di ciascuna facciata. Questi incavi hanno una profondità di 0,25 m e larghezza complessiva di 0,40 m sul lato corto e 0,90 m sul lato lungo. Tuttavia la geometria si può inscrivere in un rettangolo avente dimensioni massime pari a 3,00 m x 4,00 m.

Tutte le pile del viadotto sono fondate su pali trivellati di grande diametro Ø1500mm posti ad interasse di 4.50m.

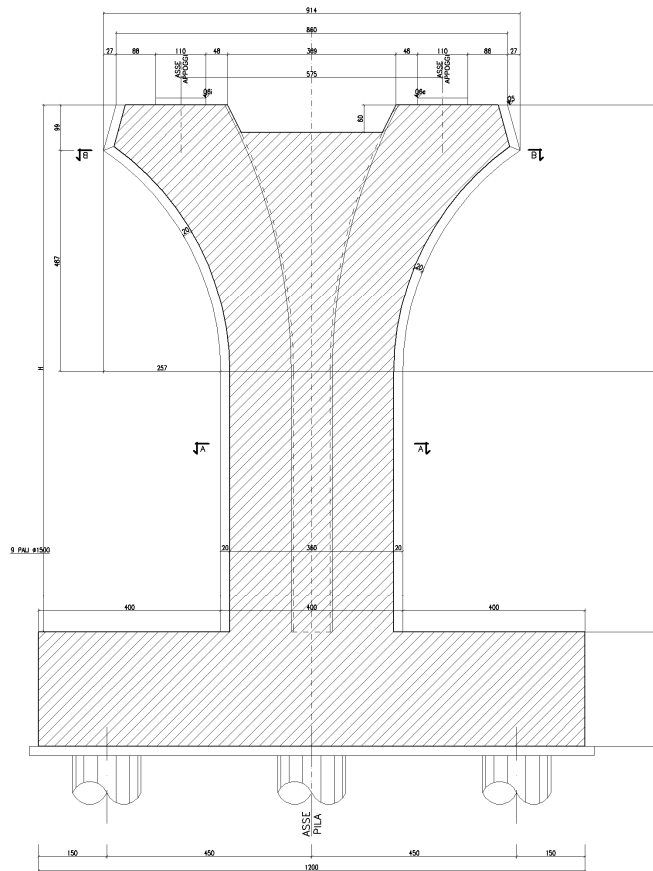


Figura 5-2 – Sezione trasversale con fondazione tipo

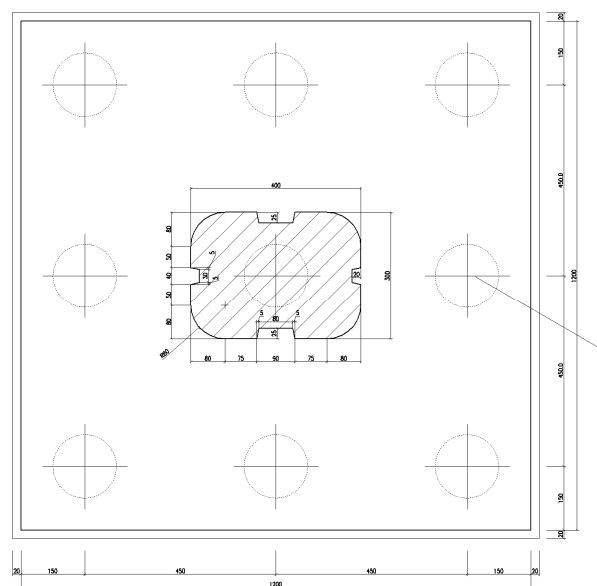


Figura 5-3 - Pianta spiccato fondazione tipo

### 5.2.1 Geometria

L'impalcato è continuo su 13 campate con luci  $42,5 + 11 \times 65 + 42,5$  m per una lunghezza totale di 800 m.

L'impalcato è costituito da due travi a doppio T, collegate da traversi ad anima piena posizionati circa a metà altezza delle travi. Le caratteristiche geometriche della sezione corrente sono riportate in Figura 5-4.

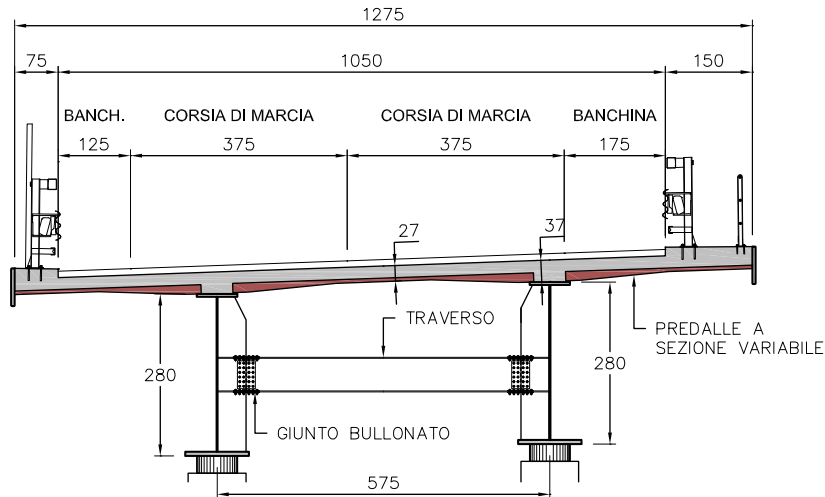


Figura 5-4 - Sezione trasversale impalcato

La piattaforma stradale ha una larghezza complessiva di **12,75** m e comprende:

- due corsie di marcia da **3,75** m
- due banchine con larghezza di **1,75** e **1,25** m;
- un marciapiede con larghezza di **1,50** m su cui sono alloggiati sicurvia e parapetto;
- un cordolo da **0,75** m sul quale è disposta la barriera di sicurezza.

Le travi metalliche hanno altezza pari a **2,80** m e sono poste ad interasse di **5,75** m, con sbalzi laterali della soletta di lunghezza pari a **3,50** m.

I traversi sono posizionati lungo lo sviluppo dell'impalcato ad interasse di circa **7,60** m. Tale distanza si riduce a **4,75** m per i traversi a cavallo delle pile.

La soletta ha spessore variabile secondo lo schema seguente:

- TRATTO 1: in corrispondenza delle travi principali e per la larghezza di **94** cm lo spessore è costante e pari a **37** cm;
- TRATTO 2: a partire dal TRATTO 1 per una distanza di **158** cm a destra e a sinistra dell'asse delle travi principali lo spessore varia linearmente da **37** a **27** cm;
- TRATTO 3: sugli sbalzi oltre il TRATTO 2 lo spessore è costante e pari a **27** cm;

- TRATTO 4: sulla mezzeria dell'impalcato per una larghezza di 165 cm lo spessore è costante e pari a 27 cm.

La soletta sarà gettata su predalles a spessore variabile ( $s_{\max} = 17 \text{ cm}$ ,  $s_{\min} = 7 \text{ cm}$ ).

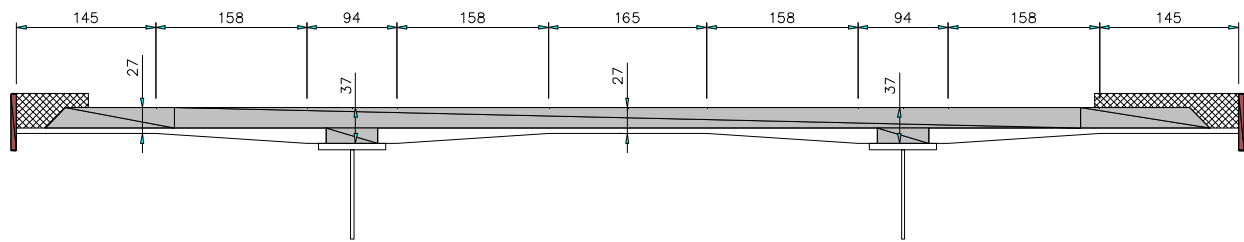


Figura 5-5 – Discretizzazione soletta

La solidarizzazione della soletta alla trave metallica sarà garantita tramite connettori a piolo tipo Nelson  $\varnothing 22$  con altezza di 29 cm.

## 5.2.2 Materiali

In questo paragrafo vengono riportati tutte le caratteristiche tecniche dei materiali impiegati per il progetto, conformi a quanto indicato al D.M. del 14/08/2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*”.

### 5.2.2.1 Conglomerati cementizi

I conglomerati cementizi da porre in opera saranno composti da:

- aggregato (UNI ENV 12620 e UNI EN 13055-1);
- acqua (UNI EN 1008: 2003);
- cemento (UNI EN 197);
- additivi (UNI EN 934-2) super fluidificanti e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto;

ed avranno le seguenti caratteristiche:

- calcestruzzo di completamento della soletta:(classe C32/40)  $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
- calcestruzzo elevazione pile e pulvini:(classe C32/40)  $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
- calcestruzzo fondazioni pile:(classe C28/35)  $R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$

### 5.2.2.2 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica delle travi principali, dei traversi, dei fazzoletti di collegamento, dei coprigiunti e delle piastre in genere sarà realizzata con acciai conformi alle seguenti tipologie:





- tipo S355J2W+N - UNI EN 10025-05 per spessori  $s \leq 40$  mm;
- tipo S355K2W+N - UNI EN 10025-05 per spessori  $40 < s \leq 80$  mm;
- tipo S355NLW+N - UNI EN 10025-05 per spessori  $\geq 80$  mm.

e rispettare le prescrizioni del D.M. 14.1.2008 e delle Istruzioni CNR 10011, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- |                                  |                        |
|----------------------------------|------------------------|
| • tensione di rottura a trazione | $f_t \geq 510$ MPa     |
| • tensione di snervamento        | $f_y \geq 355$ MPa     |
| • allungamento (lamiere)         | $\epsilon_t \geq 21\%$ |
| • modulo elastico                | $E_a = 210.000$ MPa    |

Tutte le giunzioni per l'assemblaggio dei conci delle travi portanti, sia quelle da eseguire in officina che quelle in cantiere, saranno di tipo saldato a completa penetrazione.

### 5.2.2.3 Acciaio per armature lenta

L'acciaio per armatura lenta è di tipo B450C, con le seguenti proprietà meccaniche:

- Peso per unità di volume:  $78,5$  kN/m<sup>3</sup>
- Resistenza caratteristica a rottura:  $f_{stk} = 540$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a snervamento:  $f_{syk} = 450$  N/mm<sup>2</sup>
- Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo:  $\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{sd} = f_{syk} / \gamma_s = 374$  N/mm<sup>2</sup>
- Modulo di elasticità:  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione o qualsiasi altra sostanza che possa ridurre l'aderenza al conglomerato, dovranno inoltre presentarsi a sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

### 5.2.2.4 Pioli tipo Nelson

I pioli dovranno essere realizzati in acciaio tipo S235J2+C450 secondo EN ISO 13918 avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

- |                                  |                       |
|----------------------------------|-----------------------|
| • tensione di snervamento        | $f_{yk} \geq 350$ MPa |
| • tensione di rottura a trazione | $f_u \geq 450$ MPa    |

### 5.2.3 Analisi dei carichi e Azione sismica

Le azioni di progetto considerate nell'analisi della struttura in esame sono riportate di seguito:

- *Pesi propri e carichi permanenti ( $g_1, g_2$ ):*
  - peso della carpenteria metallica;
  - peso della soletta;
  - peso del fusto pila e del pulvino;
  - carichi permanenti trasferiti dall'impalcato.

- *Carpenteria metallica  $g_{1,1}$*

La valutazione del peso proprio della carpenteria metallica comprende tutti quegli elementi che formano la struttura portante. Fanno parte di questo gruppo le travi in acciaio, i traversi, tutta la carpenteria secondaria.

Travi principali = da geometria

Carpenteria secondaria = da geometria

- *Soletta in cls  $g_{1,2}$*

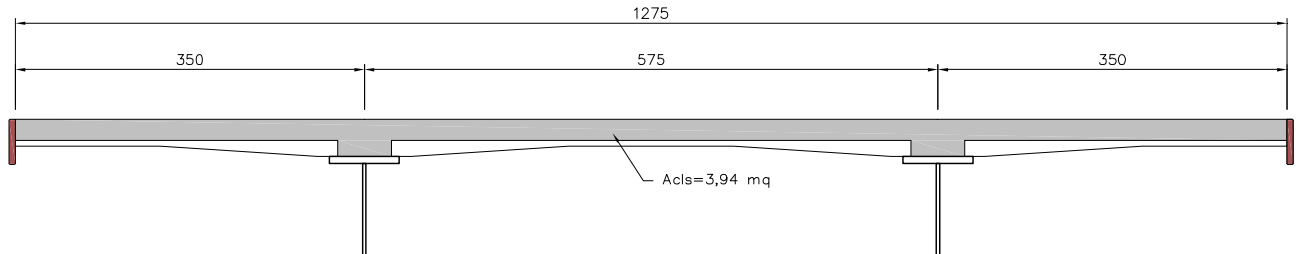


Figura 5-6 – Particolare soletta

Soletta in c.a.

$$25 \text{ kN/mc} \times 3,944 \text{ mq} = 98,60 \text{ kN/m}$$

Per quanto riguarda il peso del fusto della pila e del pulvini viene determinato in automatico dal programma di calcolo assumendo per gli elementi in c.a.  $\gamma=25\text{kN/m}^3$ .

- *Carichi permanenti portati  $G_2$*

Per carichi permanenti portati si intendono tutta quella categoria di carichi che sono sempre presenti sulla struttura ma non fanno parte degli elementi portanti bensì sono portati da questi. Generalmente sono indicati con il termine  $G_2$  e raggruppano tutta gli elementi secondari e di “arredamento” del viadotto. Con riferimento alla sezione trasversale tipo si riporta l'analisi dei carichi relativi a questi elementi:

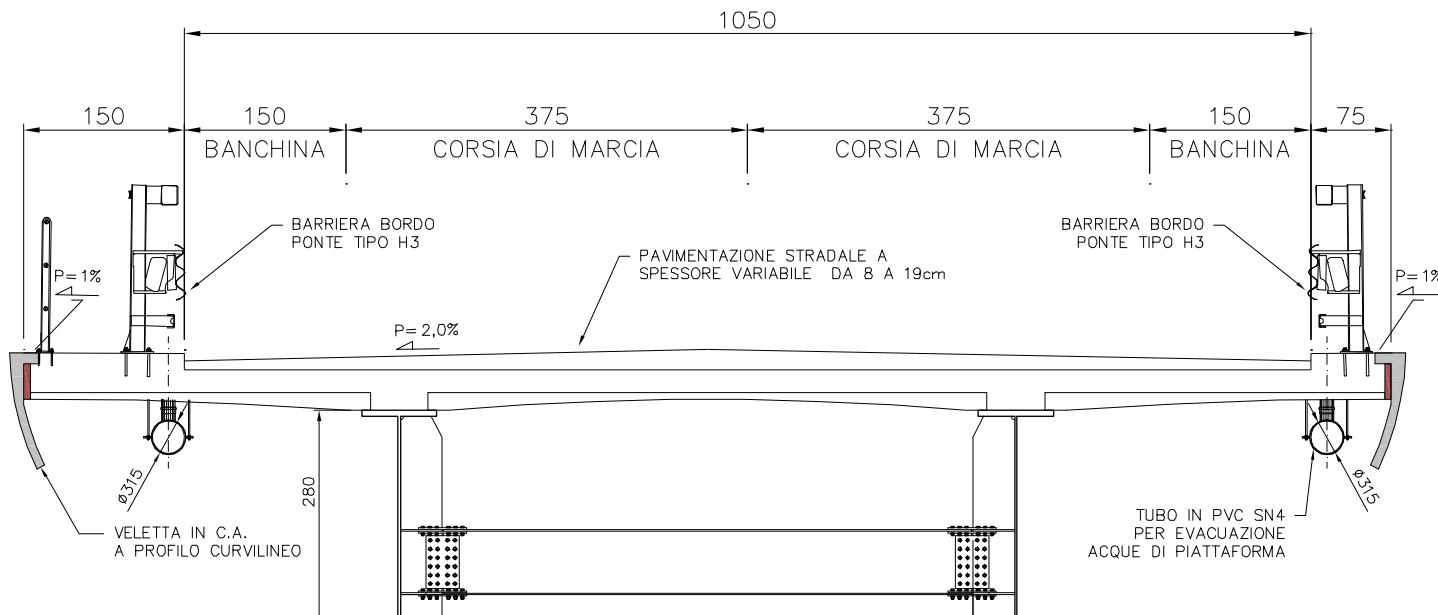


Figura 5-7 – Particolare sezione trasversale sede stradale

- Pavimentazione stradale in conglomerato bituminoso:  
 $q = 22 \text{ kN/m}^3 \times 0,14 \text{ m} \times 10,50 \text{ m} = \dots\dots 32,34 \text{ kN/ml}$
- Marciapiede in cls:  
 $q = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} = \dots\dots 5,63 \text{ kN/ml}$
- Cordolo in cls:  
 $q = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} = \dots\dots 3,38 \text{ kN/ml}$
- Guard rail metallico:  
 $q = 1,00 \text{ kN/m} \times 2 = \dots\dots 2,00 \text{ kN/ml}$
- Parapetto metallico:  
 $q = 0,50 \text{ kN/m} \times 1 = \dots\dots 0,50 \text{ kN/ml}$
- Canaletta smaltimento acque:  
 $q = 0,60 \text{ kN/m} \times 2 = \dots\dots 1,20 \text{ kN/ml}$
- Velelte:  
 $q = 0,70 \text{ kN/m} \times 2 = \dots\dots 1,40 \text{ kN/ml}$
- Reti paramassi:  
 $q = 0,35 \text{ kN/m} \times 1 = \dots\dots 0,35 \text{ kN/ml}$

TOTALE CARICHI PERMANENTI  $G_2$

$\Rightarrow 46,80 \text{ kN/ml}$



- Azioni variabili da traffico ( $q_1+q_2$ )

Il viadotto oggetto di studio è stato dimensionato nelle sue strutture portanti seguendo il D.M. del 14-01-2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” capitolo 5 relativo alle strutture da ponte considerando l’opera di I<sup>a</sup> categoria. Si identificano le corsie convenzionali sulle quali si disporranno le colonne di carico. Secondo la tabella qui riportata:

Larghezza di carreggiata “w”	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Tabella 5-1 Definizione dei carichi mobili per ciascuna corsia convenzionale

le corsie convenzionali hanno una larghezza di 3 m dato che nel caso in esame  $w=9,75$  m e di conseguenza la fascia rimanente sarà pari a 0,75 m.

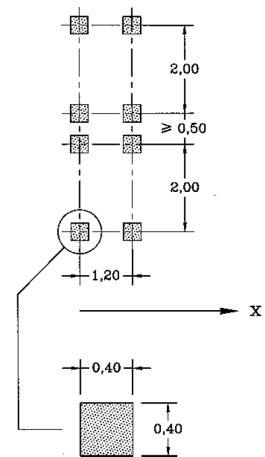
Per quanto riguarda i carichi da disporre sulle corsie convenzionali si prendono in considerazione lo *schema di carico 1*, così definito: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella figura sottostante.

Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il valore di questo carico tandem,  $Q_{ik}$  dipende dalla corsia considerata così come pure il carico uniformemente distribuito  $q_{ik}$  che a differenza della vecchia normativa è applicato lungo tutta la corsia. Volendo essere più precisi nella NTC è scomparso il fattore  $q_2$  così definito:

$$q_2 = (\phi - 1) \cdot q_1$$

che maggiorava il carico mobile per tener conto dell’effetto dinamico associato al moto dei veicoli. Nel caso in esame è necessario utilizzare anche lo *schema di carico numero 5*: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza. Chiaramente la normativa fissa anche gli altri schemi di carico dal 1al 6 ma questi fanno riferimento alle situazioni di verifica locali e per tale motivo non vengono riportate in questa tesi.

I valori di riferimento dei carichi tandem e dei carichi distribuiti sono riportati nella tabella sottostante:



Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 5-2 Schema di carico tipo 1 per ciascuna corsia

Una precisazione in merito al termine “*Altre corsie*”, infatti qualora la situazione di progetto obbliga il progettista ad assumere più di 3 corsie, nei casi specificati dalla normativa, in queste corsie aggiuntive si dovrà disporre solamente il carico uniformemente distribuito  $q_{ik}$ . Inoltre la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l’effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

In conclusione la disposizione dei carichi finale sarà di quella riportata nella figura sottostante:

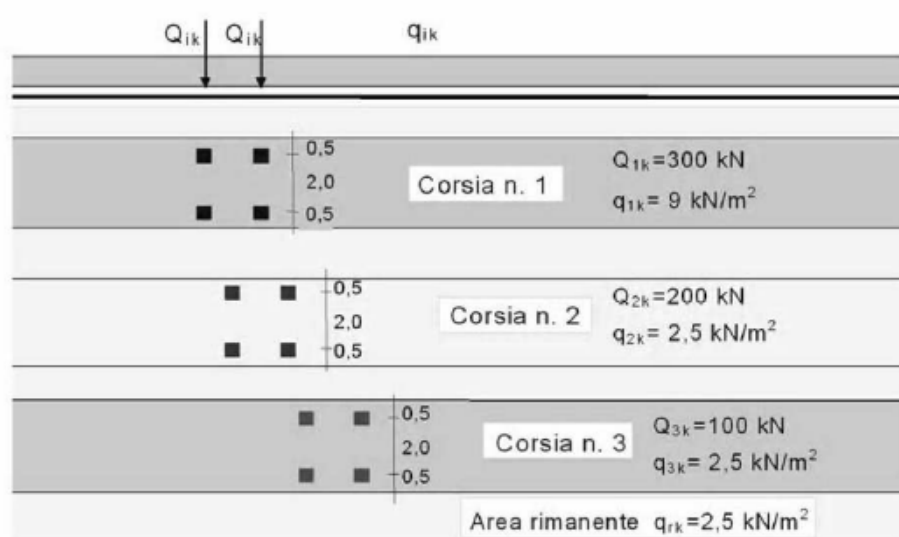


Figura 5-8. Pianta e prospetto per i carichi mobili da adottare

Vista in sezione avremo:

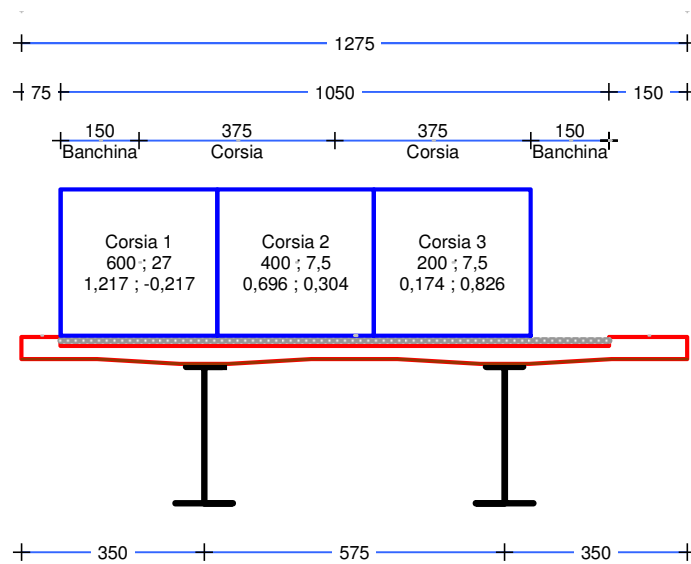


Figura 5-9 – Disposizione trasversale dei carichi mobili per il dimensionamento delle travi principali (SLU – SLE Controllo delle Tensioni )

- *Azione longitudinale di frenamento o accelerazione ( $q_3$ )*

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

Essendo  $w_1$  la larghezza della corsia ed  $L$  la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

Lunghezza di riferimento	L	800	m
Azione di frenamento totale	$q_3$	900	kN

- *Ritiro del calcestruzzo ( $\epsilon_2$ )*

L'azione del ritiro è valutata a lungo termine ( $t=25550$  giorni).

Trascurando la componente termica, la deformazione da ritiro vale:

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = (2,101 \cdot 10^{-4}) + (5,80 \cdot 10^{-5}) = 2,681 \cdot 10^{-4}$$

Con:

- $\epsilon_{cd}(t)$  ritiro da essiccamento;
- $\epsilon_{ca}(t)$  ritiro autogeno.

Il valore della deformazione da ritiro da essiccamento ( $\epsilon_{cd}$ ) è pari a:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \epsilon_{cd, \infty} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd, 0} = 0,9787 \cdot 0,7 \cdot 3,066 \cdot 10^{-4} = 2,101 \cdot 10^{-4}$$

in cui:



$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = \frac{(25550 - 1)}{(25550 - 1) + 0,04 \cdot \sqrt{577^3}} = 0,9787$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 3946500}{13673} \cong 577 \text{ mm};$$

$$k_h = 0,7;$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3,066 \cdot 10^{-4};$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{75}{100} \right)^3 \right] = 0,896 .$$

$f_{cm} = 41.2 \text{ N/mm}^2$  è la resistenza media a compressione del calcestruzzo;

$$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2;$$

$$\alpha_{ds1} = 4$$

$$\alpha_{ds2} = 0.12$$

$$RH = 75\%;$$

$$RH_0 = 100\%$$

Il valore della deformazione da ritiro autogeno ( $\varepsilon_{ca}$ ) è pari a:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1 \cdot (5,80 \cdot 10^{-5}) = 5,80 \cdot 10^{-5}$$

con

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 5,80 \cdot 10^{-5} \text{ con } f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2;$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2\sqrt{t})} = 1 - e^{(-0,2\sqrt{25550})} = 1 .$$

#### - Viscosità

Gli effetti della viscosità del calcestruzzo, che influiscono nel caso di applicazione di azioni di lungo termine quali ritiro e carichi permanenti, sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto secondo la relazione:

$$E_c^* = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

in cui

- $E_{cm}$  è il modulo di elasticità secante a breve termine;



- $\psi_L$  è il moltiplicatore della deformazione viscosa che dipende dal tipo di carico applicato (per il ritiro si assume  $\psi_L=0,55$ , mentre per i carichi permanenti  $\psi_L=1,10$ );
- $\varphi(t, t_0)$  è il coefficiente di viscosità, definito secondo l'Appendice B della EN1992-1-1;
- $t_0$  è l'età del calcestruzzo in giorni all'istante di applicazione del carico (per i carichi permanenti si assume  $t_0 = 28$  giorni, mentre per il ritiro  $t_0 = 1$  giorno).
- Dal punto di vista operativo, nella valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta mediante l'omogeneizzazione della soletta in calcestruzzo alla trave metallica, gli effetti della viscosità possono essere considerati adottando un coefficiente di omogeneizzazione per il calcestruzzo dipendente dal tipo di carico (cfr. 5.4.2.2 della EN1994-1-1 e 5.4.2.2 della EN1994-2):

$$n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)]$$

In base alla durata delle azioni, si definiscono dunque i seguenti rapporti modulari:

- Azioni di breve durata:

$$n = n_0 = E_a / E_{cm} = 206000 / 33643 \cong 6,12;$$

- Azioni di lunga durata:

$$n = n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)],$$

$$\text{Carichi permanenti } n_g = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] = 6,12 \cdot [1 + 1,10 \cdot 1,547] = 16,53;$$

$$\text{Ritiro: } n_{cs} = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] = 6,12 \cdot [1 + 0,55 \cdot 2,879] = 15,81.$$

- *Variazione termica ( $\varepsilon_3$ )*

La massima e minima temperatura dell'aria all'ombra (definite con periodo di ritorno di 50 anni) alle quali la struttura è soggetta sono ricavate dalle *Mappe delle temperature massime e minime dell'aria all'ombra a livello del mare* (cfr. Appendice Nazionale alla EN 1991-1-5).

Per la zona in cui si trova il viadotto in esame, evidenziata in nelle mappe di Figura 4-14 si hanno i seguenti valori di temperatura all'ombra massima e minima:

$$T_{max} = + 40^\circ\text{C}$$

$$T_{min} = - 11^\circ\text{C}$$

La temperatura "iniziale" (di costruzione e montaggio) è assunta, secondo il punto 3.5.4 delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, pari a:

$$T_0 = + 15^\circ\text{C}.$$



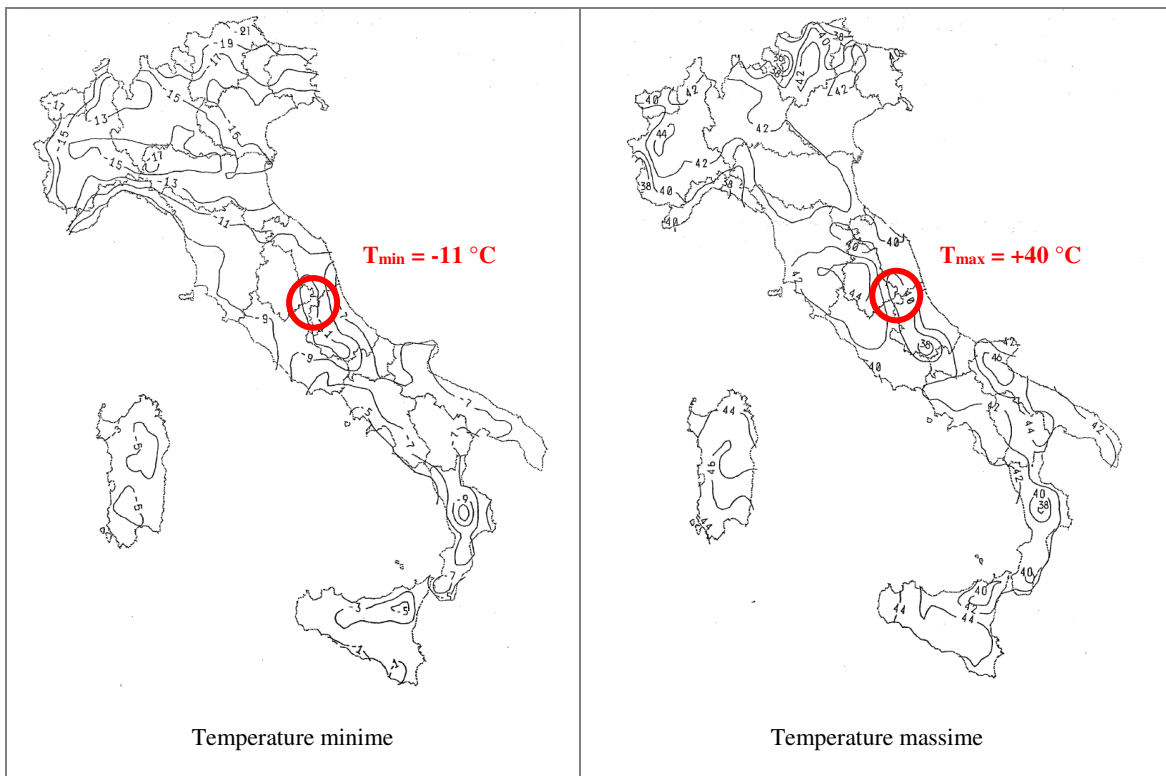


Figura 5-10. Mappe delle massime e minime temperature dell'aria all'ombra attese con tempo di ritorno 50 anni a livello del mare

Le temperature uniformi negli elementi strutturali del ponte  $T_{e,max}$  e  $T_{e,min}$  sono calcolate a partire dai valori  $T_{max,p}$  e  $T_{min,p}$  usando le indicazioni contenute in figura 6.1 di EN 1991-1-5, con riferimento alle curve nr. 2 [ $T_{e,max} = f(T_{max,p})$ ] e 5 [ $T_{e,min} = f(T_{min,p})$ ] relative alla tipologia di impalcato a sezione composta acciaio-calcestruzzo.

La Figura 4-15 mostra graficamente la procedura che permette di definire le componenti di temperatura uniforme del ponte, partendo dalle massime e minime temperature dell'aria all'ombra:

$$T_{e,min} = T_{min,p} + 4^{\circ}\text{C} = -11^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C} = -7^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = T_{max,p} + 4^{\circ}\text{C} = +40^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C} = +44^{\circ}\text{C}$$

Gli intervalli delle componenti di temperatura uniforme nel ponte sono poi definiti secondo il punto 6.1.3.3 della EN 1991-1-5:

$$\text{massimo intervallo di contrazione } \Delta T_{U,con} = T_0 - T_{e,min} = 15^{\circ}\text{C} - (-11^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C}) = 22^{\circ}\text{C}$$

$$\text{massimo intervallo di espansione } \Delta T_{U,exp} = T_{e,max} - T_0 = (40^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C}) - 15^{\circ}\text{C} = 29^{\circ}\text{C}$$

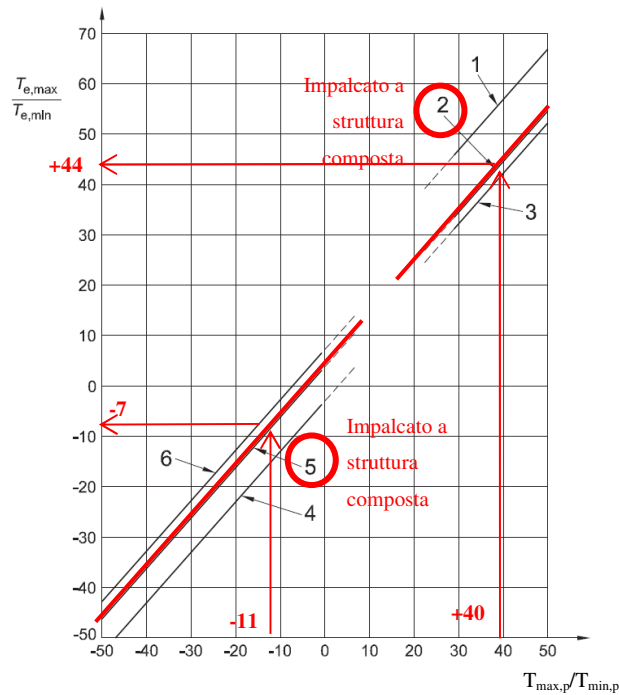


Figura 5-11. Correlazione tra la temperatura dell'aria all'ombra ( $T_{\min,p} / T_{\max,p}$ ) e componente di temperatura uniforme del ponte ( $T_{e,\min} / T_{e,\max}$ )

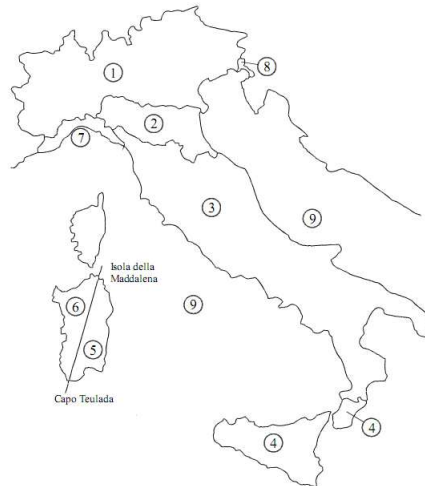
Per il progetto di appoggi (e giunti di espansione) per i quali non sono disposti interventi di pre-regolazione all'atto della posa in opera, quali gli isolatori impiegati nel presente caso di studio, in accordo con quanto specificato in EN 1991-1-5, 6.1.3.3(3) *nota 2*, i valori massimo e minimo degli intervalli di temperatura sono incrementati come segue:

massimo intervallo di contrazione appoggi  $\Delta T_{U, con} + 20\text{ °C} = 22\text{ °C} + 20\text{ °C} = 42\text{ °C}$

massimo intervallo di espansione appoggi  $\Delta T_{U, exp} + 20\text{ °C} = 29\text{ °C} + 20\text{ °C} = 49\text{ °C}$

#### - Azione del vento ( $q_5$ )

L'azione del vento è stata valutata, secondo quanto specificato al §3.3 del DM 14 gennaio 2008, assimilandola ad un carico orizzontale statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua alta 3,0 m dal piano stradale. Tale azione dà luogo ad una sollecitazione torcente che provoca una flessione differenziale dalle due travi portanti.



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Figura 5-12 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$

L'opera in esame è ubicata nel Lazio. La zona del territorio italiano di riferimento è la 3.

Velocità di riferimento di base del vento	$V_{b,0}$	27	m/s
	$a_0$	500	m
	$k_a$	0,02	1/s
Altitudine del sito dove sorge la costruzione	$a_s$	950	m
Velocità di riferimento del vento	$V_{ref}$	36	m/s
Pressione cinetica di riferimento	$q_{ref}$	810,0	N/mq
Categoria di esposizione		III	
	$z_0$	0,1	m
	$z_{min}$	5	m
	$k_r$	0,2	
Altezza di calcolo dell'azione del vento	$z$	35	m
Coefficiente di topografia	$C_t$	1,00	
Coefficiente di esposizione	$C_e(z)$	3,013	
Coefficiente dinamico	$C_d$	1,00	

Per quanto riguarda l'altitudine del sito  $a_s$ , si precisa che lungo il tracciato del viadotto il terreno supera la quota assoluta di 500 m. Pertanto, secondo la formula [3.3.1] del DM 14 gennaio 2008, risultando  $a_s > a_0$  (500 m), la velocità di riferimento del vento è dipendente dalla quota del sito.

Assumendo:

- $c_e(z)$  coefficiente di esposizione delle pressioni, che dipende dall'altezza dell'impalcato  $z$  dal suolo, dalla rugosità del terreno (**classe D**), dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito ove sorge il manufatto (**Categoria III**) secondo l'espressione:

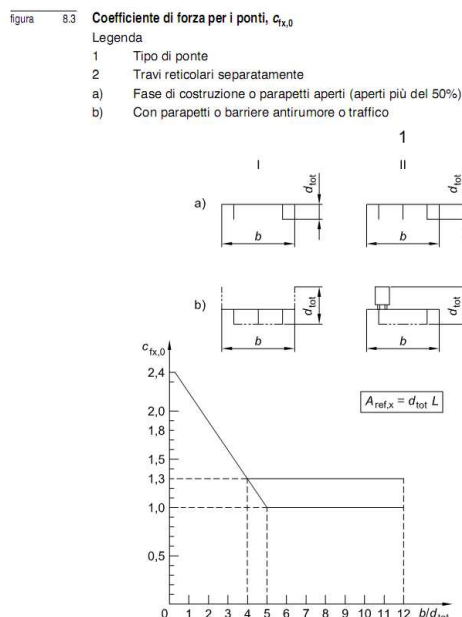
$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times ((7 + c_t \times \ln(z/z_0)) \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

dove  $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  si ricavano dalla Tabella 4-7;

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 5-3 – Parametri per la definizione del coefficiente d'esposizione

- $c_{fx} = c_{fx,0} = 1,90$  coefficiente di forza in funzione del rapporto  $b / d_{\text{tot}} = 2,02$  dove:  
 $b = 12,75$  m è la larghezza dell'impalcato;  
 $d = 2,80 + 0,37 + 0,14 + 3 = 6,31$  m è l'altezza della superficie investita dal vento



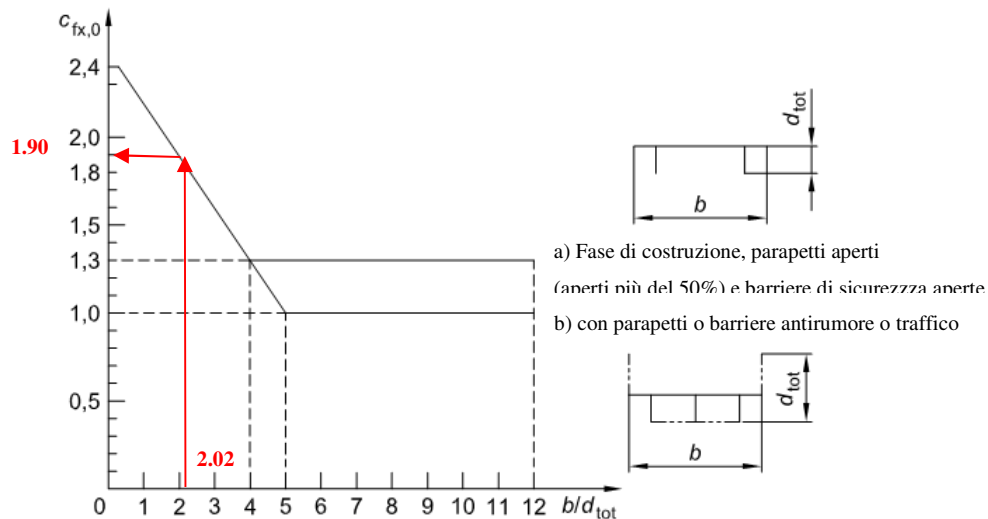


Figura 5-13 – Grafici del coefficiente di forza per la determinazione della pressione del vento

la pressione del vento risulta<sup>2</sup>:

$$p = q_{\text{ref}} \times c_e(z) \times c_{f,x} \times c_d = 4,63 \text{ kNm}^{-2} .$$

La forza trasversale esercitata dal vento è perciò  $R = 4,63 \times 6,31 = 28,75 \text{ kNm}^{-1}$

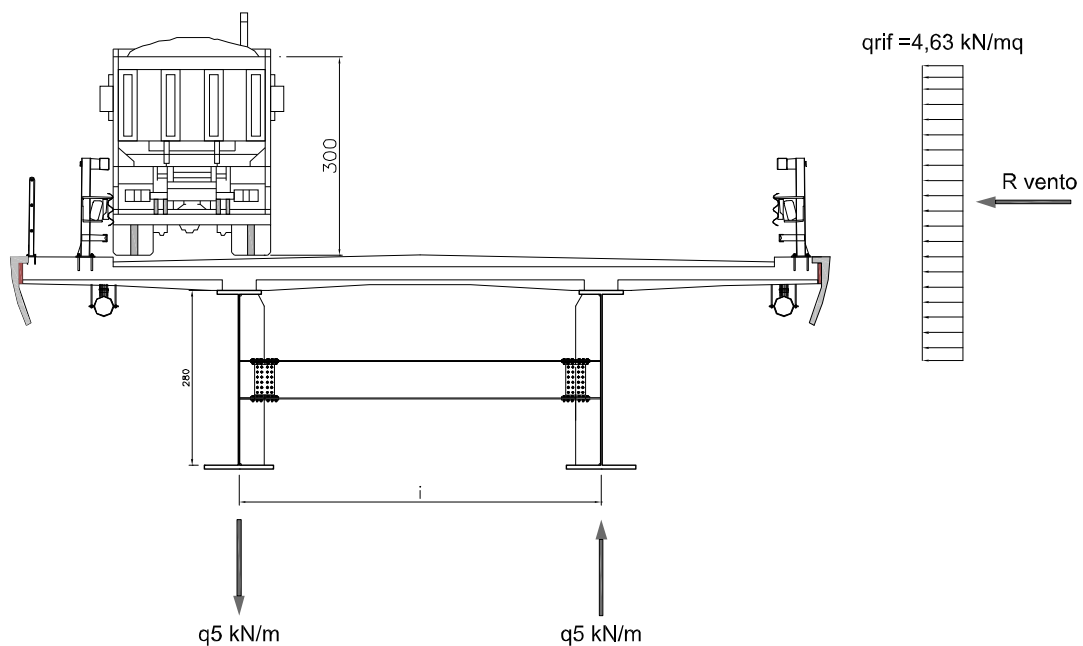


Figura 5-14 – Schema delle azioni indotte dal vento

<sup>2</sup> Si veda EN1991-1-4:2005 p.to 8.3.2



### Azione del sisma ( $q_6$ )

La vita nominale dell'opera  $V_N$  è scelta pari a 200 anni, come definito nelle NTC 14/01/2008 per la categoria di costruzioni 3 (Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica).

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la struttura è inseribile nella classe d'uso IV relativa a *Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*

A tale classe è associato un valore del coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2,0.

Le azioni sismiche sono valutate quindi in relazione ad un periodo di riferimento:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2,0 = 200 \text{ anni.}$$

La pericolosità sismica nel DM 14 gennaio 2008 è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli allegati alla norma forniscono, in relazione ad un reticolo spaziale con maglia di 5 km e per valori di TR compresi tra 30 e 2475 anni, i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione considerata è la B ovvero *"Rocce tenere e terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fine).*



La categoria topografica è la  $T_I$  ovvero “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* ”. Il coefficiente  $S_T$  assume quindi il valore 1,00.

L’azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, considerate tra loro indipendenti.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_O} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali è invece definito dalle relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con:

- $S$  coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
- $S = S_S \times S_T$ , con  $S_S$  coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;
- $F_O$ ,  $F_V$  fattori che quantificano l’amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $T_C$  periodo corrispondente all’inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da
- $T_C = C_C \times T_C^*$ , con  $T_C^*$  è definito in base al sito di riferimento e  $C_C$  funzione della categoria di sottosuolo;
- $T_B$  periodo corrispondente all’inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,
- $T_B = T_C / 3$  ;
- $T_D$  periodo corrispondente all’inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione  $T_D = 4,0 (a_g/g) + 1,6$  ;
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi



convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = [10/(5 + \xi)]^{0,5} \geq 0,55$  ;

- Sotto l'effetto delle azioni sismiche, il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio si considera conseguito:
- se per le sottostrutture e le fondazioni nei confronti dello SLD sono soddisfatte tutte le verifiche nei confronti dello SLV in quanto il requisito del sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche nei confronti dello SLU fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD;
- nei confronti dello SLV se per la sottostruttura e la sovrastruttura risultano soddisfatte le verifiche di resistenza con i  $\gamma_M$  utilizzati per le costruzioni non isolate;
- gli spostamenti degli isolatori in fase sismica valutati allo SLC non superano i valori limite forniti dal fabbricatore del dispositivo stesso.

La definizione della pericolosità sismica è fatta mediante un approccio “*sito dipendente*”.

Per la struttura in esame i valori dei parametri indipendenti e dipendenti che definiscono gli spettri elastici e di progetto si riferiscono alle seguenti coordinate [comune di Amatrice (RI)]:

Latitudine 42,374577

Longitudine 13,171814

PARAMETRI INDIPENDENTI		
Stato Limite	SLV ( $P_{VR}=10,0\%$ - $T_R=1898$ anni)	SLC ( $P_{VR}=5,0\%$ - $T_R=2475$ anni)
$a_g / g$	0,409	0,445
$F_0$	2,435	2,448
$T_C^*$ [sec]	0,371	0,376
$S_S$	1,003	1,000
$C_C$	1,341	1,338
$S_T$	1,000	1,000
PARAMETRI DIPENDENTI		
$S$	1,003	1,197
$\eta$	1,000	1,000
$T_B$ [sec]	0,166	0,168
$T_C$ [sec]	0,497	0,503
$T_D$ [sec]	3,230	3,382

Tabella 5-4– Parametri per lo spettro di risposta elastico *orizzontale*

PARAMETRI INDIPENDENTI		
Stato Limite	SLV ( $P_{VR}=10,0\%$ - $T_R=1898$ anni)	SLC ( $P_{VR}=5,0\%$ - $T_R=2475$ anni)
$a_{gv} / g$	0,351	0,401
$T_B$ [sec]	0,050	0,050
$T_C$ [sec]	0,150	0,150
$T_D$ [sec]	1,000	1,000
$S_S$	1,000	1,000
$S_T$	1,000	1,000



PARAMETRI DIPENDENTI		
S	1,000	1,000
$\eta$	1,000	1,000
F <sub>v</sub>	2,099	2,205

Tabella 5-5– Parametri per lo spettro di risposta elastico *verticale*

Gli spettri di risposta elastici allo *SLV* e *SLC* sono mostrati nelle figure seguenti.

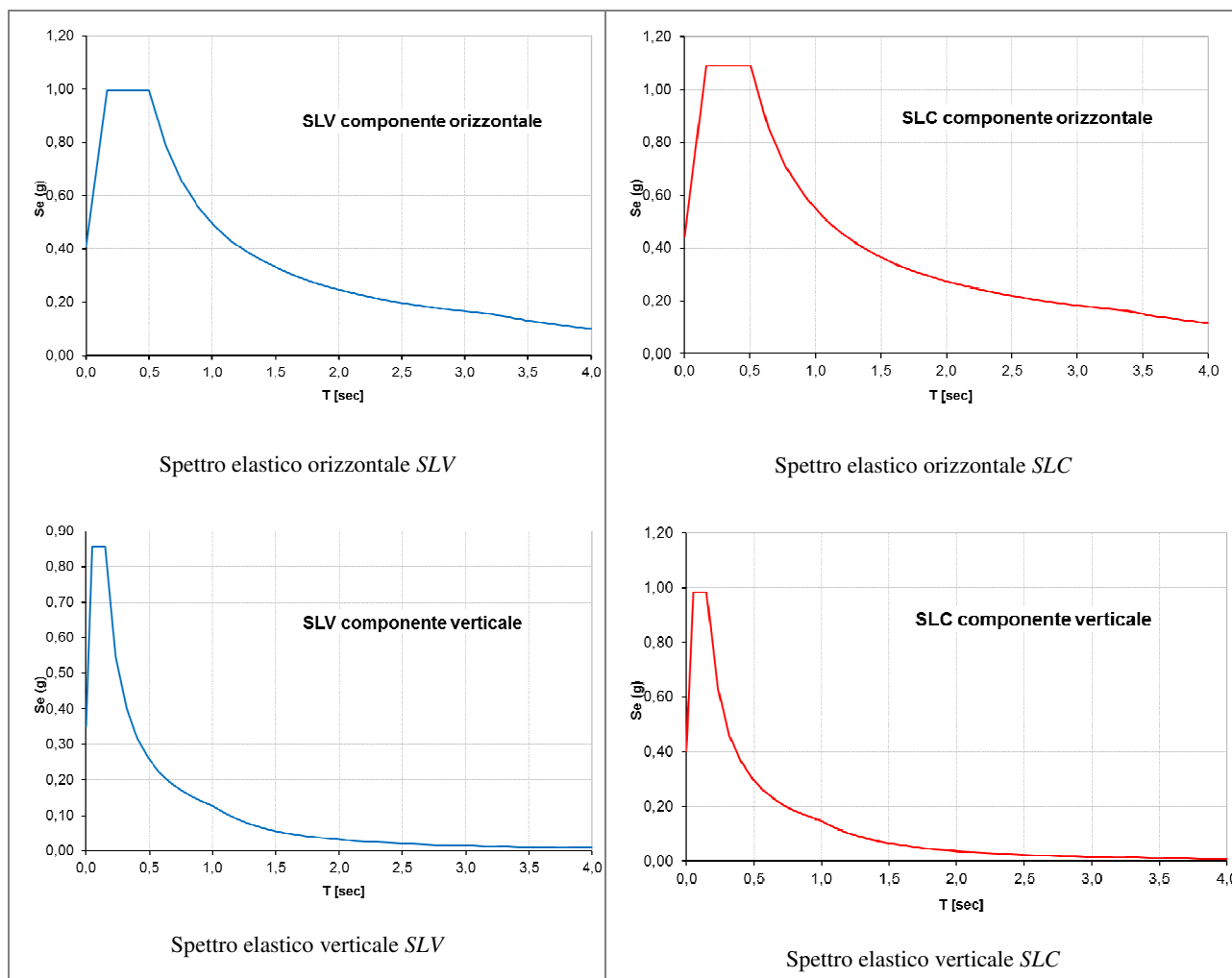


Figura 5-15. Spettri di risposta elastici orizzontali e verticali

Entrambi gli stati limite di collasso e di salvaguardia della vita sono verificati mediante l'uso di accelerogrammi, simulati artificialmente tramite il programma "SIMQKE\_GR 1.2", a partire dagli spettri di risposta elastici definiti in precedenza. La coerenza degli accelerogrammi con gli spettri di riferimento è stata verificata secondo le regole riportate al paragrafo 3.2.3.6 del D.M. 14.01.2008. Si adottano n. 7 gruppi di accelerogrammi, come indicato al paragrafo 7.3.5 del D.M. 14.01.2008.

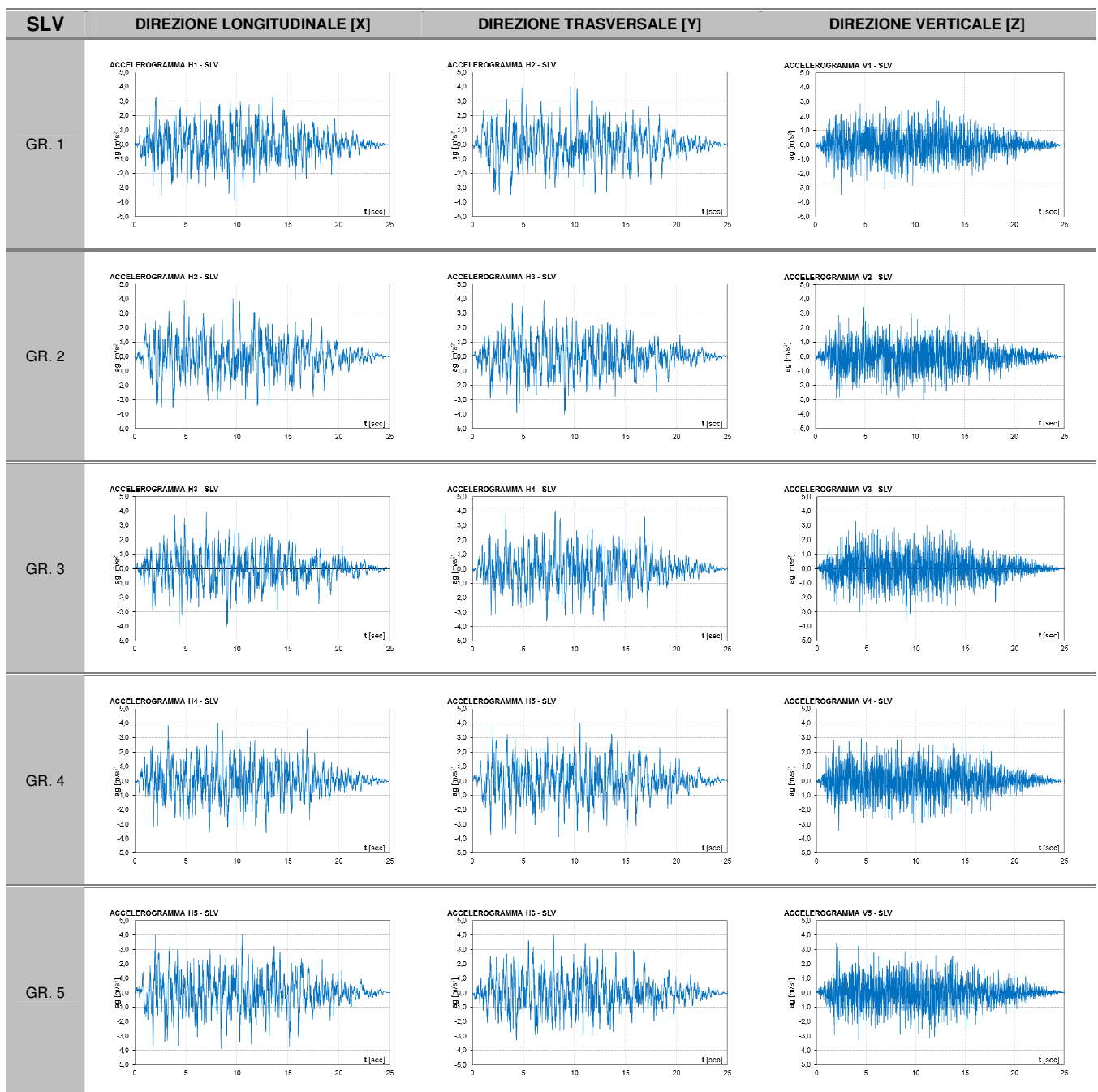
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}.$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.I del D.M. 14.01.2008.

Per quanto riguarda i carichi da traffico, sia le Norme Italiane che gli Eurocodici, solo nel caso di ponti stradali sottoposti a condizioni di intenso traffico, suggeriscono di considerare una massa associata ad un'aliquota di carico mobile (calcolata in funzione del carico *UDL* del modello di carico 1), supposta presente in situazione sismica, con il coefficiente  $\psi_2$  pari a 0.2. Nella presente applicazione si pone  $\psi_2 = 0$ .

I gruppi di accelerogrammi spettro-compatibili utilizzati sono riportati nel seguito.



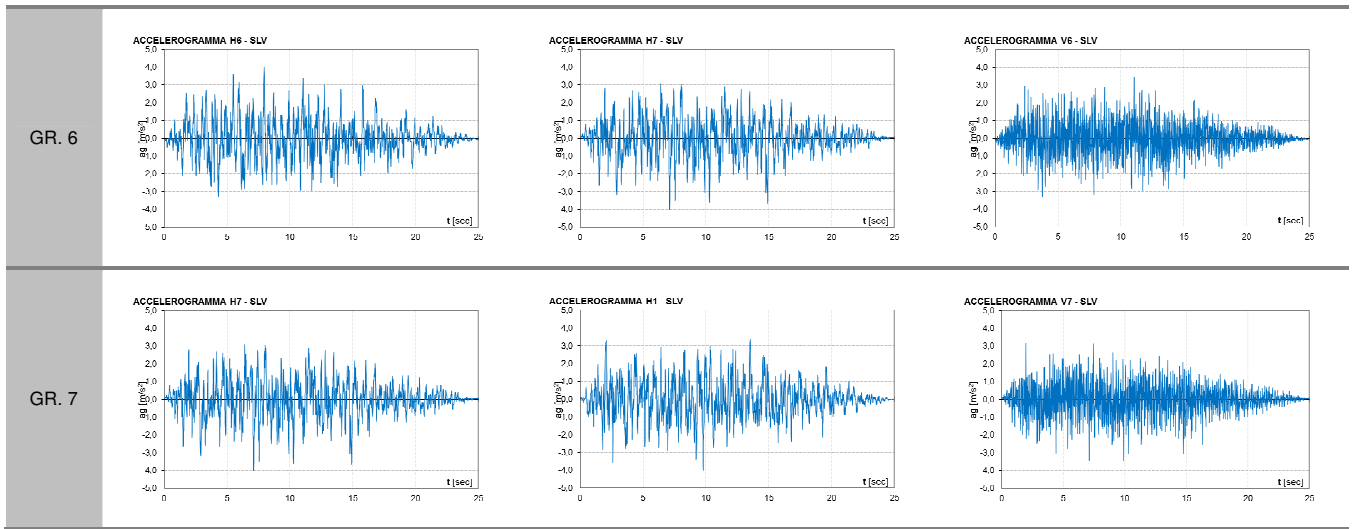
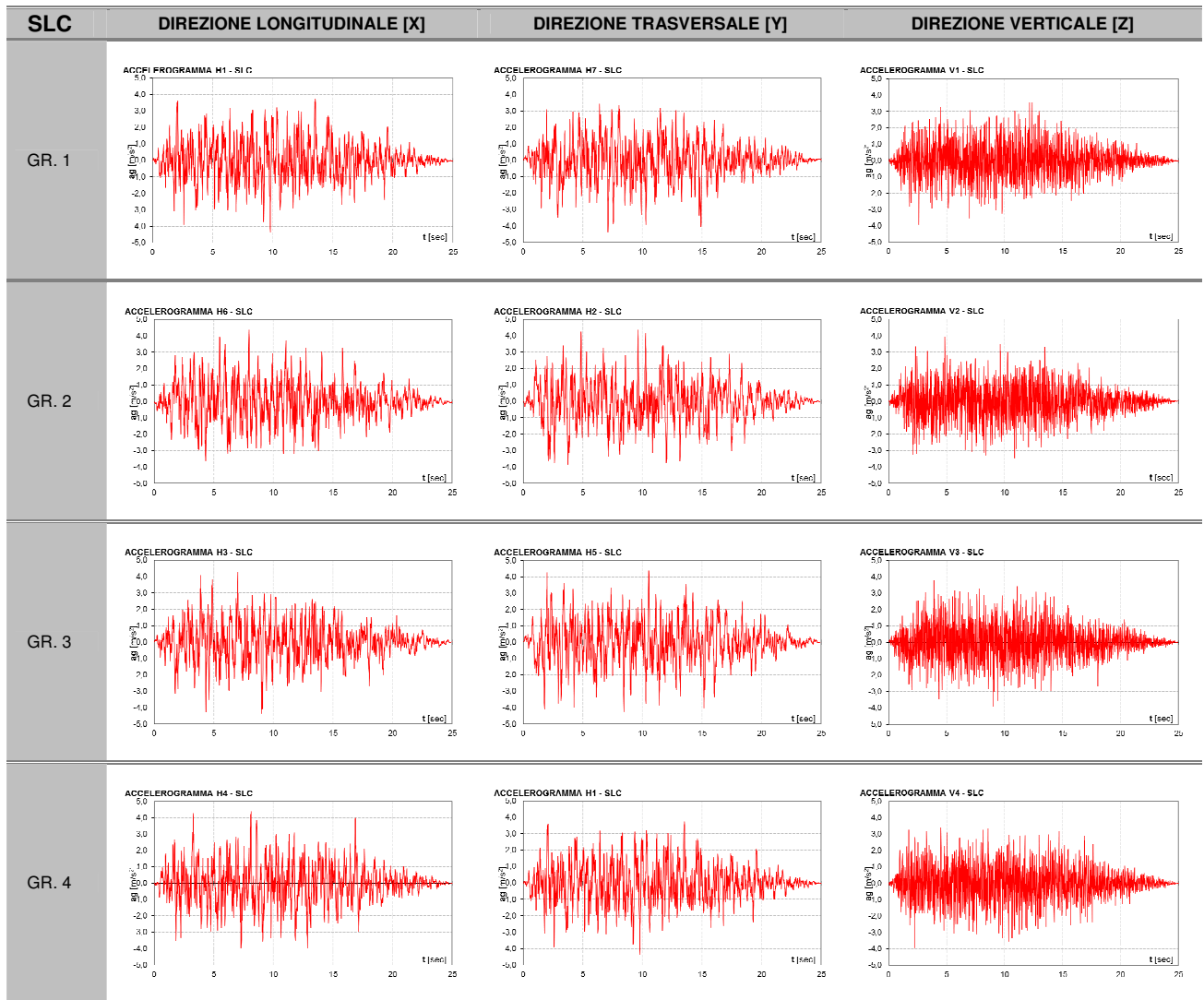


Figura 5-16. Accelerogrammi SLV



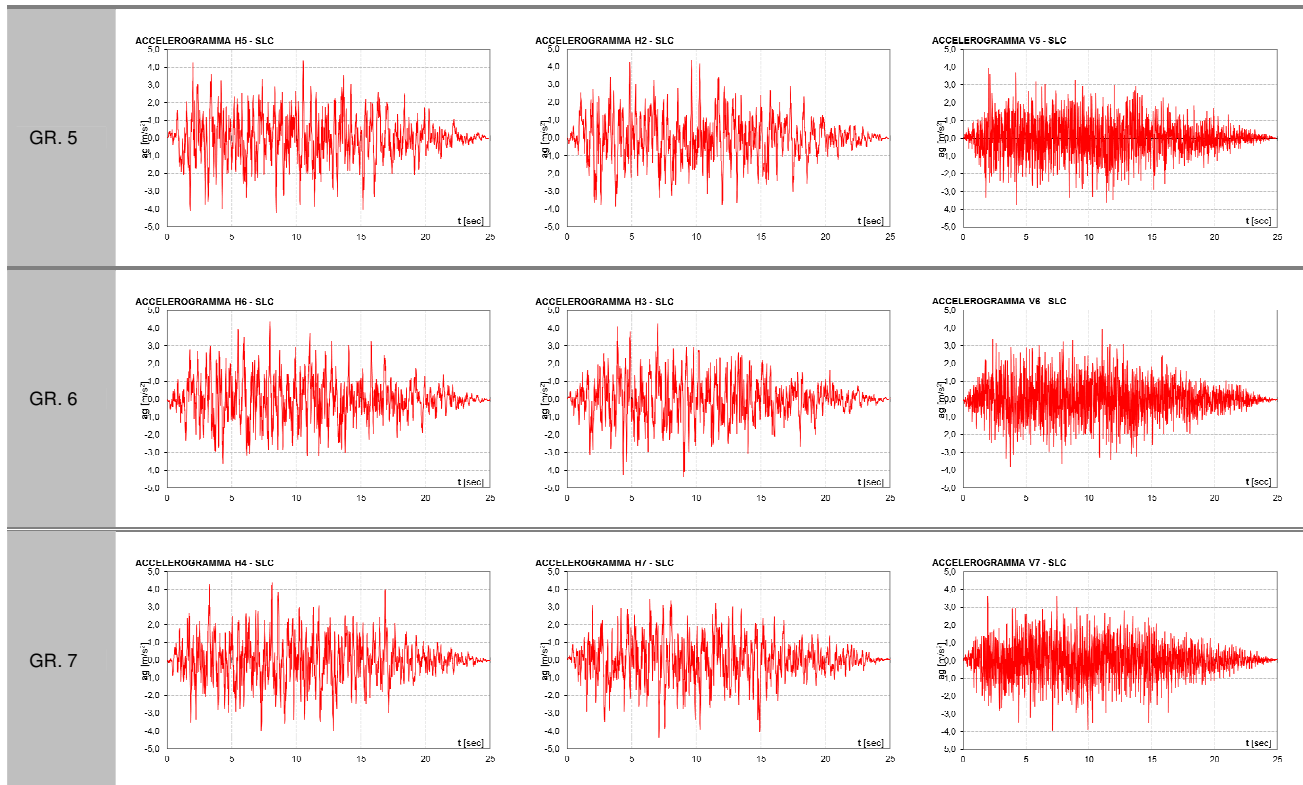


Figura 5-17. Accelerogrammi SLC

- *Effetti della variabilità spaziale del moto sismico*

Gli effetti del moto non sincrono dei punti del terreno alla base dei supporti del ponte (pile e spalle) sono valutati secondo la procedura semplificata prevista nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, che consentono di sovrapporre agli effetti dinamici, valutati con lo spettro di risposta o con le analisi time history, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Il calcolo è condotto per lo Stato Limite di Collasso (SLC) con lo scopo di stimare l'influenza della variabilità spaziale del moto nel dimensionamento della corsa dei dispositivi di isolamento.

Il massimo spostamento relativo si verifica per la coppia di punti reciprocamente più distanti, ossia quelli in corrispondenza delle spalle ( $x=800$  m).

Si considera che il moto relativo non sia indipendente, pertanto il massimo spostamento relativo fra le due spalle vale:

$$d_{ij}(x)_{SLC} = d_{ij0} + (d_{ijmax,SLC} - d_{ij0}) \times [1 - e^{-1.25(x/V_s)^{0.7}}] = 0,240 \text{ m}$$

dove:

$$d_{gi,SLC} = d_{gi,SLC} = 0,025 \times S \times a_g \times S \times T_C \times T_D = 0,025 \times 0,342 \text{ g} \times 1,197 \times 0,498 \times 2,966 = 0,148 \text{ m}$$

$$d_{ij0} = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}| = 0,0 \text{ m}$$

$$d_{ijmax,SLC} = 1,25 (d_{gi,SLC}^2 + d_{gj,SLC}^2)^{0.5} = 0,262 \text{ m}$$

$V_s$  velocità delle onde di taglio assunta pari a 400 m/s



Lo spostamento relativo fra le due spalle può essere applicato secondo uno dei due “set” di spostamenti riportati di seguito.

- A. Una spalla è fissa e l'altra subisce lo spostamento  $\pm d_{ij}(800)_{SLC}$ . Alle basi delle pile sono imposti spostamenti relativi rispetto alla spalla fissa in funzione della distanza da questa.
- B. Entrambe le spalle subiscono uno spostamento pari a  $\pm 0,5 d_{ij}(800)_{SLC}$ . Alle basi delle pile sono imposti spostamenti relativi rispetto alle spalle in funzione della distanza da queste, con spostamento nullo nella sezione di mezzeria dell'impalcato (asse di simmetria della struttura).

#### 5.2.4 Combinazioni delle azioni

Per le combinazioni delle azioni da adottare per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) di resistenza non sismici si fa riferimento all'espressione:

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, da adottare ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi (SLV, SLC) si utilizza l'espressione:

$$G_k + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

essendo  $E$  l'azione sismica per lo stato limite in esame.

Il significato dei simboli è il seguente:

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali e non strutturali;

$Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;

$\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;

$\psi_0$ ,  $\psi_2$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Nel caso in esame sono state adottate le combinazioni specificate nelle tabelle seguenti:

COMBINAZIONI GRUPPO 1 - SLU A1 STR										
CARICO	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	SLU-5	SLU-6	SLU-7	SLU-8	SLU-9	SLU-10
PESO ELEMENTI TRUTTURALI	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
CARICHI MOBILI - TS	1,35	1,35	0	0	1,0125	1,0125	0	0	1,0125	1,0125
CARICHI MOBILI - UDL	1,35	1,35	0	0	0,54	0,54	0	0	0,54	0,54
CARICHI MOBILI FRENAMENTO	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0
VENTO	0,9	0,9	0,9	0,9	1,5	1,5	0	0	0,9	0,9
FRENAMENTO	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0
RITIRO DEL GLS SOLETTA	1,2	0	1,2	0	1,2	0	1,2	0	1,2	0
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,72	0	0,72	0	0,72	0	0,72	0	1,2
VAR TERMICA NEGATIVA	0,72	0	0,72	0	0,72	0	0,72	0	1,2	0

Tabella 5-6 Combinazioni di calcolo statiche allo SLU



COMBINAZIONI GRUPPO 2 – SISMICHE		
[Analisi Non Lineare con accelerogrammi]		
CARICO	S-1	S-2
PESO ELEMENTI TRUTTURALI	1	1
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1	0
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,5
VAR TERMICA NEGATIVA	0,5	0
SISMA LONGITUDINALE	1	1
SISMA TRASVERSALE	1	1
SISMA VERTICALE	1	1

Tabella 5-7 Combinazioni di calcolo sismiche allo SLU per analisi non lineari

COMBINAZIONI GRUPPO 2 – SISMICHE						
[Analisi Lineare con spettro di risposta]						
CARICO	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
PESO ELEMENTI TRUTTURALI	1	1	1	1	1	1
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1	0	1	0	1	0
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,5	0	0,5	0	0,5
VAR TERMICA NEGATIVA	0,5	0	0,5	0	0,5	0
SISMA LONGITUDINALE	1	1	0,3	0,3	0,3	0,3
SISMA TRASVERSALE	0,3	0,3	1	1	0,3	0,3
SISMA VERTICALE	0,3	0,3	0,3	0,3	1	1

Tabella 5-8 Combinazioni di calcolo sismiche allo SLU per analisi lineari

### 5.2.5 Descrizione sistema di isolamento sismico

I dispositivi antisismici che formano l'assetto sismico del ponte sono del tipo a pendolo rovescio a doppia superficie di scorrimento, (FIP-D). La scelta è ricaduta su questo tipo isolatore in quanto riesce a garantire un discreto ricentraggio abbinato a caratteristiche di smorzamento notevoli, nell'ordine del 40%. A questo va aggiunto che nel caso di carichi assiali elevati, come nel caso studio in esame, gli isolatori a pendolo sono preferibili rispetto a quelli elastomerici per via dell'ingombro fisico del dispositivo. Infatti a parità di carico massimo presentano ingombri ridotti sia a livello planimetrico che di spessore. Nella tabella seguente sono riassunti gli isolatori adottati:

Appoggi	Sigla Isolatore	Max Carico Verticale SLC [kN]
Spalla A, Spalla B	FIP-D M 1450/800 (3100)	1196
P1, P12	FIP-D M 2600/800 (3100)	4930
P2, P11	FIP-D M 2600/800 (3100)	5520
P3	FIP-D L 2200/900 (3100)	5400
Da P4 a P10	FIP-D L 2200/800 (3100)	5400

Tabella 5-9. Isolatori utilizzati e carichi verticali corrispondenti

La sigla per ciascun isolatore fornisce le seguenti indicazioni:

- ..... La lettera **L** o **M** si riferisce al valore dell'attrito nominale ed indica *Low* (2,5%) e *Medium*(5,5%);
- ..... La prima cifra ha significato soltanto per il produttore ma non sintetizza nessuna proprietà meccanica;
- ..... 800, indica lo spostamento complessivo dell'isolatore e quindi nel caso in esame +/- 400 mm;
- ..... (3100), il numero tra parentesi si riferisce al raggio di curvatura dell'isolatore.

La distribuzione degli isolatori non è l'unico elemento caratterizzante l'assetto sismico del ponte in esame, riassunto nello stralcio in figura successiva:

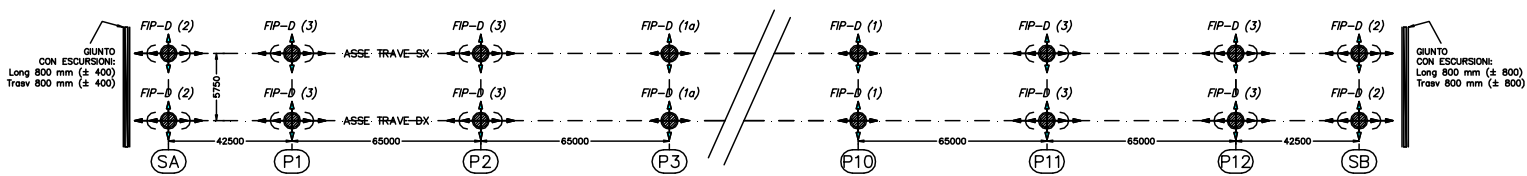


Figura 5-18 – Schema appoggi e giunti

LEGENDA				
SIMBOLO	DESCRIZIONE DISPOSITIVO	SIGLA ABBREVIATA	SIGLA	QUANTITA'
	ISOLATORE A SCORRIMENTO A DOPPIA SUPERFICIE CURVA	FIP-D (1)	FIP-D L 2600/800(3100)	12
	ISOLATORE A SCORRIMENTO A DOPPIA SUPERFICIE CURVA	FIP-D (1a)	FIP-D L 2600/900(3100)	4
	ISOLATORE A SCORRIMENTO UNIDIR. A DOPPIA SUPERFICIE CURVA + SLITTA UNIDIREZIONALE	FIP-D (2)	FIP-D M 1450/500(3100)/800	4
		FIP-D (3)	FIP-D M 2700/800(3100)/800	8

Si sottolinea la presenza di una “slitta” unidirezionale sugli appoggi più esterni, vale a dire le spalle e le pile 1 e 2, 11 e 12. Sostanzialmente si tratta di un particolare dispositivo realizzato attraverso l'accoppiamento di un appoggio unidirezionale con al di sotto l'isolatore vero e proprio. Le superfici sono sempre rivestite in PTFE ma aventi caratteristiche diverse al fine di garantire diversi valori di attrito. Il funzionamento dovrebbe garantire il disaccoppiamento delle deformazioni aventi natura diversa. In fase non sismica con la presenza delle azioni indotte da ritiro e variazioni termiche si hanno spostamenti soltanto nella slitta dato il minor attrito di quest'ultima. In fase sismica in direzione longitudinale l'isolatore non subisce alcun spostamento

per via del maggiore attrito delle calotte sferiche rispetto alla superficie di scorrimento della slitta sovrastante.

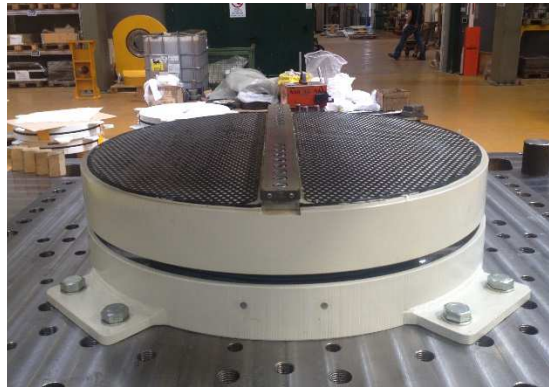


Figura 5-19 – Dispositivo accoppiato slitta - isolatore

L'introduzione di questo dispositivo accoppiato, realizzato su richiesta, nasce da una idea progettuale ben precisa. Dato lo sviluppo longitudinale notevole del ponte sulle regioni di estremità derivano spostamenti significativi dovuti agli effetti di variazioni termiche e ritiro. Questi spostamenti seppur ridotti vanno sommati agli effetti dovuto dal sisma per cui la capacità di spostamento dell'isolatore dovrebbe essere assai maggiore rispetto ai comuni isolatori presenti in commercio.

Per quanto riguarda la distribuzione lungo lo sviluppo longitudinale dell'impalcato occorre specificare la natura dei diversi valori attritivi adoperati. Come si può notare sulle spalle e le pile di estremità 1 e 2, 11 e 12 gli isolatori sono caratterizzati dalla sigla *medium* a differenza degli isolatori sulle sottostrutture centrali di tipo *low*. La scelta di questo particolare assetto sismico deriva dalla volontà di dare all'impalcato una deformazione di tipo sinusoidale concedendo maggiori spostamenti al centro e minore sulle estremità. Per i singoli isolatori quanto appena esposto si traduce in spostamenti simili tra i diversi dispositivi collocati sulle diverse pile. In questo modo si segue quello che sarebbe la deformazione "naturale" ovvero maggiore flessibilità sulle pile alte a discapito di quelle più basse, collocate sui fianchi data la conformazione del sito da attraversare. In questo modo si indirizzano anche nelle sottostrutture una maggiore omogeneità di sollecitazione flettente. Di fatti sulle pile alte si hanno minori tagli in testa ma la maggiore altezza determina sollecitazioni considerevoli (al netto degli effetti dinamici innescati dalle pile stesse), mentre sulle pile basse si registrano tagli in testa maggiori che tuttavia dato il limitato sviluppo altimetrico della sottostruttura non comporta grosse amplificazioni in termini flessionali.

Per il caso studio in esame la scelta dell'isolatore è stato dettato da considerazioni di questa natura qualitativa che ha portato ad un progetto preliminare, successivamente validato da analisi





numeriche. Queste perché si ritiene che la geometria fortemente irregolare e la notevole altezza delle pile rende difficile l'approssimazione del comportamento sismico dell'opera con un oscillatore semplice.

L'unico calcolo seguito in fase di pre-dimensionamento ha riguardato la determinazione del periodo di isolamento. L'isolatore a pendolo permette di definire il valore del periodo di isolamento a partire dal raggio di curvatura del pendolo stesso, e in seconda approssimazione dal valore del coefficiente di attrito.

Il periodo di isolamento, senza considerare l'attrito, è superiore ai 3 sec, come riportato nella tabella seguente (Tabella 5-10):

$T = 2\pi \sqrt{\frac{R_0}{g}}$	Con $R_0=3,10$ m $\rightarrow$ $T=3,53$ sec
$T_e = 2\pi \frac{1}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{N_{sd}}{g \cdot N_{sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{d}\right)}} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{d}\right)}}$	Con $R_0=3,10$ m $\mu_{med}=30\%$ $\rightarrow T=1,94$ sec

Tabella 5-10 Periodi di isolamento

Il periodo di isolamento ottenuto considerando anche un attrito medio del 35% è inferiore ( $T_{is}=1,85$  sec, come riportato in Tabella 5-10) ma restano comunque superiori rispetto ad una configurazione a base fissa del ponte in cui si ha:

$$T_{is, Long}=0,82 \text{ sec}$$

$$T_{is, Trasv}=1,40 \text{ sec}$$

Infine si riporta l'influenza, per la tipologia di isolatore in esame, del carico verticale su quelle che sono le caratteristiche di attrito del sistema di isolamento attraverso la correlazione fornita direttamente dal produttore:

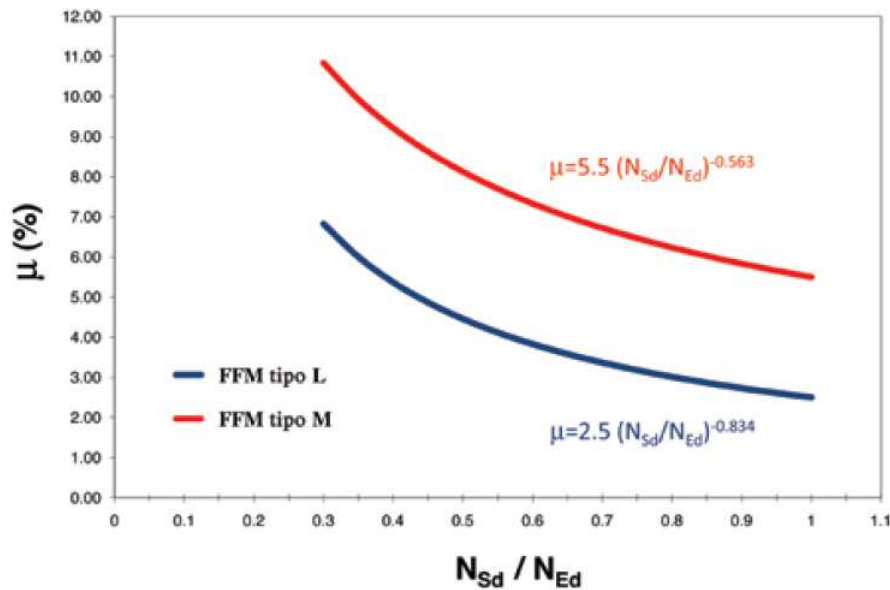


Figura 5-20 Influenza del carico verticale sul valore dell'attrito dei dispositivi

Il valore sull'ordinata  $N_{Sd}/N_{Ed}$  rappresenta il rapporto fra il carico verticale agente sull'isolatore considerato costante ed uguale al valore del carico quasi permanente (carichi gravitazionali) e il carico verticale massimo che l'isolatore può sopportare nelle combinazioni di carico SLU compressive del sisma, o comunque in qualsiasi combinazione dove si prevedono spostamenti orizzontali. Le due curve si riferiscono a diversi valori del coefficiente di attrito, rispettivamente il 2,5% Low e il 5% Medium. L'andamento dell'attrito rispecchia le caratteristiche del materiale PTFE in grado di garantire minor attrito all'aumentare del carico verticale. Il valore degli attriti nominale sono riassunti nella tabella di seguito:

Appoggi	Sigla Isolatore	$\mu$ nominale [%]
SA, SB	FIP-D M 1450/500 (3100)	12,98
P1, P12	FIP-D M 2600/800 (3100)	8,86
P2, P11	FIP-D M 2600/800 (3100)	8,31
P3	FIP-D L 2200/900 (3100)	8,31
Da P4 a P10	FIP-D L 2200/800 (3100)	5,86

Tabella 5-11 Isolatori utilizzati e valori di attrito nominale

Tutti gli isolatori devono essere conformi alla norma EN 15129:2009 Dispositivi Antisismici o devono essere accompagnati da una ETA (documento di approvazione tecnica europea).

Questo tipo di isolatori a comportamento attritivo con superficie di scorrimento sferica, forniscono una risposta in termini di forza composta da due parti: la prima è la componente all'incipiente distacco, la seconda invece è la componente di richiamo laterale relativa allo spostamento del caso.

$$F_{\max} = F_{\text{distacco}} + F_{\text{richiamo}} = \mu_d \cdot N_{sd} \text{sign}(d) + \frac{N_{sd}}{R} d \quad [5.1]$$

dove:

- $\mu_d$  coefficiente di attrito dinamico;
- $N_{sd}$  carico verticale agente nella combinazione in esame;
- $\dot{d}$  velocità di scorrimento;
- $R$  raggio di curvatura delle superfici di scorrimento ;
- $d$  spostamento relativo tra le due superfici;

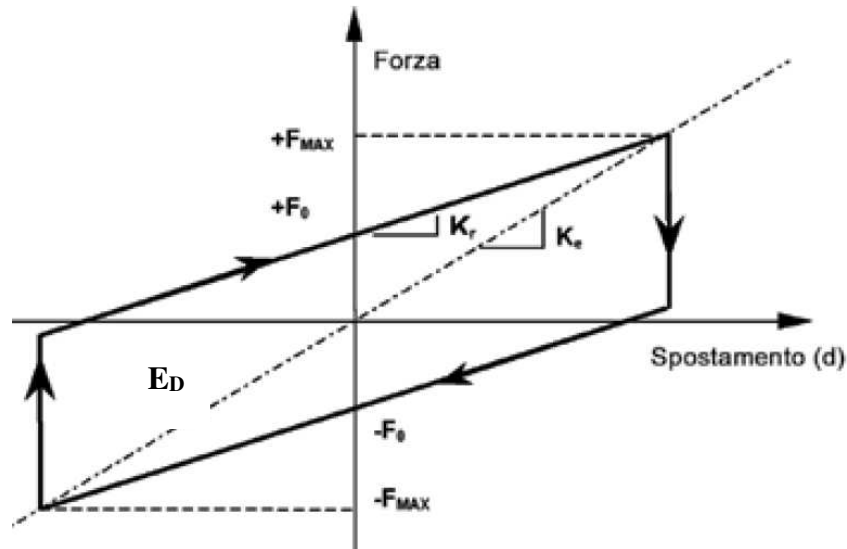


Figura 5-21 Ciclo isteretico ideale per un dispositivo a pendolo con attrito

Questa formulazione vale quando il rapporto  $d/R$  è minore di 0,25.

Volendo descrivere in maniera sintetica il comportamento dinamico, si può dire che, il dispositivo rimane rigido finché lavora con forze minori di quella di distacco, questa è detta fase di “*sticking*” mentre, quando incassa forze maggiori, si distacca ed inizia ad oscillare con tipico movimento a pendolo. Come si può vedere dal legame costitutivo, l’area racchiusa rappresenta l’energia dissipata ed è valutabile con la seguente formula

$$E_D = 2F_0 \cdot 2d = 4F_0 d \quad [5.2]$$

Nel caso di modello lineare equivalente, la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente derivano dalle seguenti formule:

$$K_e = \frac{F_{\max}}{d} = N_{sd} \left( \frac{\mu_d}{d} + \frac{1}{R} \right) \quad [5.3]$$

$$\xi_e = \frac{E_D}{4\pi E_{\max,el}} = \frac{4F_0 \cdot d}{4\pi K_e d^2 / 2} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu + R}} \cdot 1 \quad [5.4]$$

Il periodo proprio equivalente associato alla rigidezza equivalente di una struttura isolata con isolatori a superficie curva avente massa  $M$  può essere calcolato come:

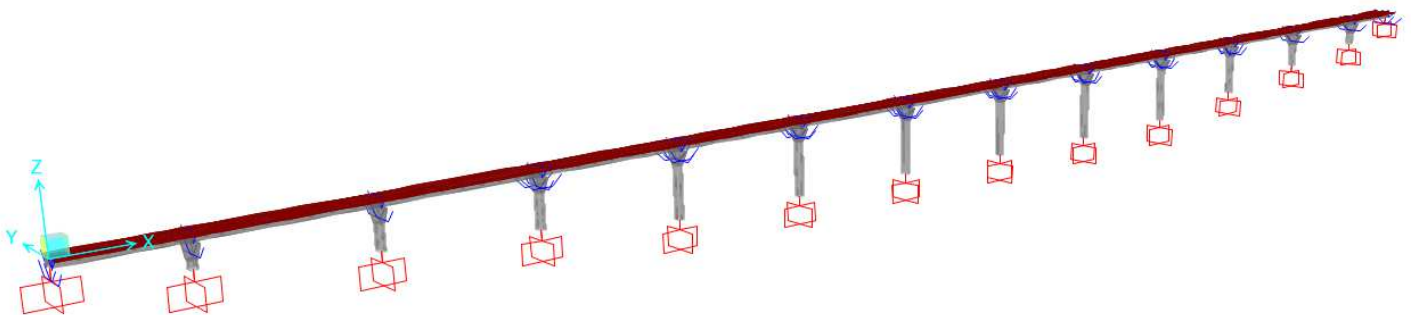
$$T_e = 2\pi \frac{1}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{N_{sd}}{g \cdot N_{sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{d}\right)}} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{d}\right)}}$$

Come si può notare infatti, sia la rigidezza che lo smorzamento equivalente dipendono dallo spostamento, pertanto per arrivare a convergenza con l'equilibrio si deve iterare sullo spostamento.

Va sottolineato come nel caso in esame lo smorzamento complessivo che ne deriva risulta superiore al valore limite del 28% per l'applicabilità delle analisi in campo lineare attraverso il metodo con spettro di risposta. Per questo tutte le analisi sono state condotte in campo non lineare attraverso le Time History, tuttavia una analisi con spettro di risposta è stata comunque utilizzata per cercare di avere un confronto ed uno strumento in grado di fornire un grado di approssimazione ragionata. Come sarà esposto in seguito l'applicazione di una analisi modale con spettro di risposta ha portato a riadattare un modello di calcolo con successive iterazioni manuali e quindi con maggiore laboriosità.

### 5.2.6 Modellazione per analisi non lineari

Il calcolo degli spostamenti e delle sollecitazioni, viene effettuato ricorrendo ad un modello tridimensionale agli elementi finiti dell'intero ponte attraverso il codice di calcolo SAP2000 v18. Il modello vede l'impiego simultaneo di elementi frame, shell e link. A differenza del caso studio precedente ora le non linearità sono concentrate oltre che negli elementi link anche sugli elementi frame che compongono i fusti delle pile. Infatti sui singoli frame che discretizzano le pile vengono assegnate delle cerniere plastiche di tipo flessionali derivanti da un modello a fibre sulle sezioni. In questo modo pur operando ancora il software a plasticità concentrata grazie alla discretizzazione si può comunque ritenere un modello a plasticità diffusa.



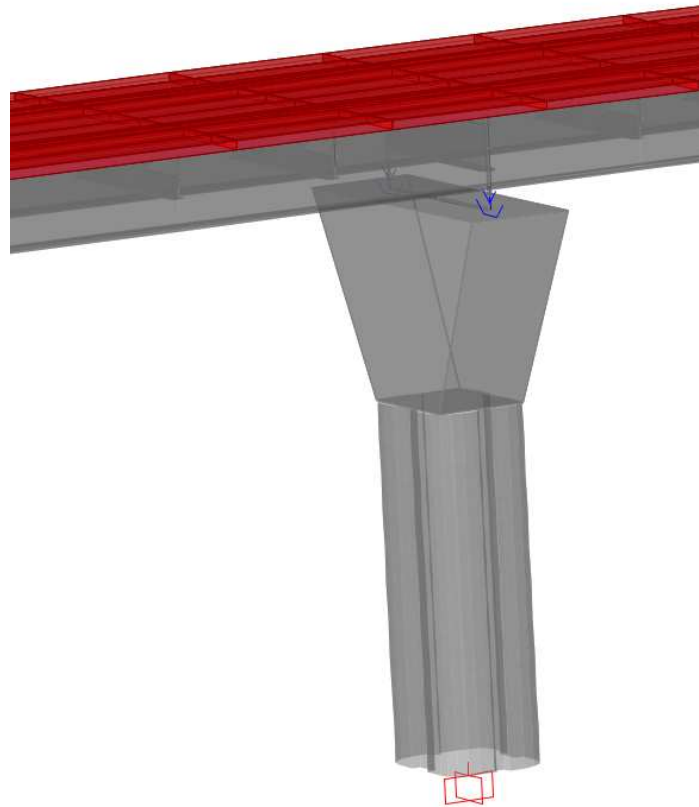


Figura 5-22 Modello agli elementi finiti delle componenti della struttura

### 5.2.6.1 Impalcato

L'impalcato è stato modellato nella sua completezza con elementi di tipo "beam" a comportamento lineare. In particolare il frame longitudinale rappresenta la trave in acciaio a doppio T mentre il collegamento di questa alla soletta sovrastante è garantita da elementi tipo "rigid" in grado di simulare la perfetta connessione e solidarizzazione tra le parti. Lungo tutto lo sviluppo longitudinale del ponte è stata inserita la corretta geometria delle travi, con spessori variabili, oltre che i traversi sempre attraverso elementi tipo "beam". Anche i traversi sono stati modellati con elementi "beam" con i relativi interassi.

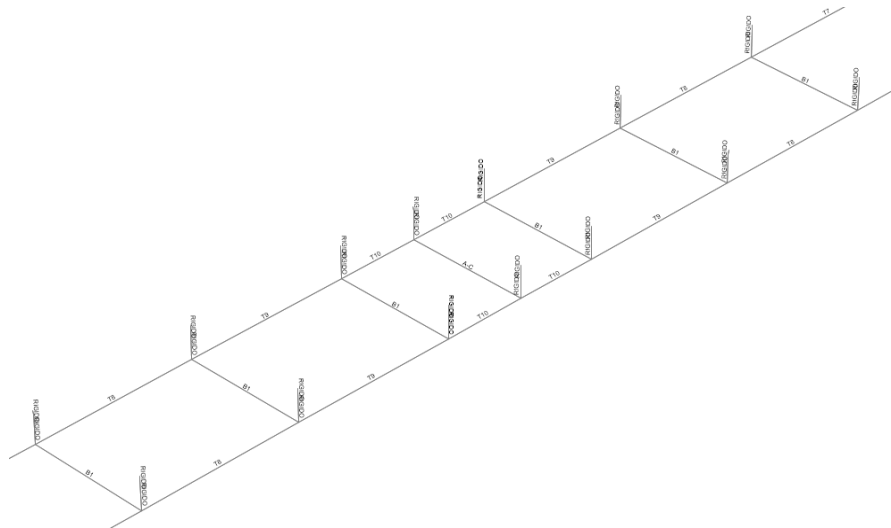


Figura 5-23 Particolare elementi “beam” che compongono l’impalcato

Infine la soletta viene rappresentata con elementi tipo “shell” in grado di cogliere il comportamento sia nel piano principale che in quello ortogonale in ciascun punto della soletta stessa. Data la geometria a spessore variabile della soletta anche gli elementi shell sono stati suddivisi al fine di rappresentare con layer a sezione costante il contributo in termini di massa e rigidezza.

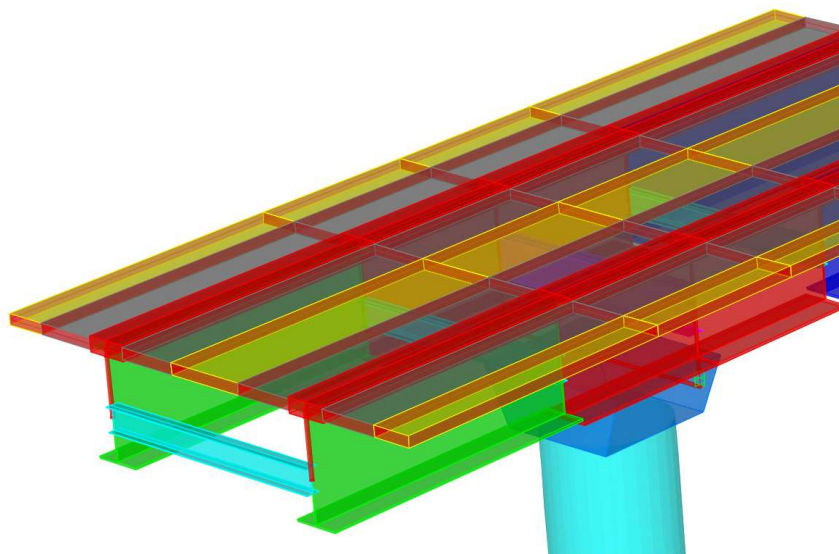


Figura 5-24 Particolare elementi “shell” con spessore diversi della soletta

Per gli elementi shell è stato assunto sempre un comportamento di tipo elastico lineare anche nel caso delle analisi time history (non lineare). Tale assunzione trova fondamento nel basso regime di sollecitazione che si instaura sulla soletta anche in fase sismica in direzione trasversale per cui non si è ritenuto necessario assumere un comportamento non lineare anche per questo elemento che avrebbe comportato un maggior onere computazionale a fronte di una scarsa influenza ai fini



dei risultati finali. In questo modo per l'impalcato si ha una modellazione completa delle diverse parti che lo compongono.

### 5.2.6.2 Isolatori

I dispositivi di isolamento a doppia superficie di scorrimento sono modellati mediante elementi link del tipo "*friction isolator*" a comportamento lineare equivalente e non lineare.

Il legame costitutivo nelle direzioni orizzontali è costituito da una legge bi-lineare definita in funzione dell'attrito e del carico verticale agente sull'elemento. In direzione verticale l'elemento assume il comportamento di un appoggio rigido che reagisce esclusivamente a compressione.

Nelle analisi non lineari il valore reale del carico verticale sul dispositivo in ogni istante temporale è tenuto in conto per stabilire il legame costitutivo del l'isolatore. Il coefficiente di attrito corrispondente è assunto costante pari al valore corrispondente al carico verticale agente nella condizione esaminata. Gli effetti della deformabilità verticale del dispositivo e del sisma verticale sono anch'essi tenuti in conto per definire il carico agente sull'isolatore.

I valori nominali dei coefficienti di attrito in fase sismica, riferiti al carico quasi-permanente agente sul dispositivo, sono (per le pile si assume il carico medio agente sui vari dispositivi):

isolatori spalle	$N_{sd}=1196 \text{ kN } \mu = 0,1298 \pm 20\%$
isolatori pile 1 e 12	$N_{sd}=4930 \text{ kN } \mu = 0,0886 \pm 20\%$
isolatori pile 2 e 11	$N_{sd}=5520 \text{ kN } \mu = 0,0831 \pm 20\%$
isolatori pile da 3 a 10	$N_{sd}=5400 \text{ kN } \mu = 0,0586 \pm 20\%$

Le proprietà nominali dell'isolatore, e dunque quelle di tutto il sistema di isolamento, possono subire modifiche dovute all'invecchiamento, temperatura, storia di carico. Questa variabilità è tenuta in conto in accordo alla EN1998-2 [punto 7.5.2.4(2)P], tramite l'utilizzo di due gruppi di caratteristiche del sistema di isolamento:

- proprietà di progetto limiti superiori [upper bound design properties (*UBDP*)]
- proprietà di progetto limiti inferiori [lower bound design properties (*LBDP*)]

In generale devono essere effettuate due distinte analisi, una usando l'*UBDP*, ed un'altra usando l'*LBDP*. L'analisi con *UBDP* conduce in genere alle azioni massime su sottostrutture ed impalcato, mentre quella con *LBDP* porta ai massimi spostamenti dei dispositivi di isolamento.

Nel caso dei dispositivi a pendolo scorrevole solo il coefficiente di attrito ( $\mu$ ) è soggetto a variabilità rispetto del valore di progetto, mentre per il raggio equivalente della superficie di scorrimento ( $R$ ) non si considera soggetto ad alcuna variabilità.



I valori di progetto  $UBDP$  e  $LBDP$  di  $\mu$  sono calcolati in accordo alle EN1998-2 (Appendici J e JJ), secondo quanto riportato di seguito.

Valori nominali di  $\mu$  (Design Properties):

$DP_{nom}$

SPALLE  $\mu_{nom} = DP_{nom} = 0,1298 \pm 20\% = 0,1038 \div 0,1558$

PILE 1 e 12  $\mu_{nom} = DP_{nom} = 0,0886 \pm 20\% = 0,0709 \div 0,1064$

PILE 2 e 11  $\mu_{nom} = DP_{nom} = 0,0831 \pm 20\% = 0,0665 \div 0,0998$

PILE da 3 a 10  $\mu_{nom} = DP_{nom} = 0,0586 \pm 20\% = 0,0469 \div 0,0703$

Valori limite inferiore (LBPD) e superiore (UBPD)

LBDP:

SPALLE  $\mu_{min} = \min DP_{nom} = 0,1038$

PILE 1 e 12  $\mu_{min} = \min DP_{nom} = 0,0709$

PILE 2 e 11  $\mu_{min} = \min DP_{nom} = 0,0665$

PILE da 3 a 10  $\mu_{min} = \min DP_{nom} = 0,0469$

UBDP:  $\mu_{max}$  è calcolato in accordo alla EN1998-2:

$$\mu_{max} = \max DP \times \lambda_{U,f1} \times \lambda_{U,f2} \times \lambda_{U,f3} \times \lambda_{U,f4} \text{ (equazione J.4 EN1998-2)}$$

con

$$\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{max} - 1) \times \psi_{fi} \text{ (equazione J.5 EN1998-2)}$$

I fattori  $\lambda_{max}$  dipendono dall'invecchiamento, la temperatura, l'alterazione superficiale e l'accumulo di spostamento. Per valutare la dipendenza dalla temperatura è necessario valutare preventivamente la temperatura minima dell'isolatore in situazione sismica (Appendice J della EN1998-2):

$$\begin{aligned} T_{min, b} &= T_{av} - \psi_2 \times (T_{av} - T_{min}) + \psi_2 \times \Delta T_1 = \\ &= 14 - 0.5 \times [14 - (-11)] + 0.5 \times [-8 - (-11)] = +3.3^\circ\text{C} \end{aligned}$$

dove:

- $T_{av} = (T_{max} + T_{min})/2 = [40 + (-11)]/2 = +14,5^\circ\text{C}$ , è la temperatura media annuale dell'aria all'ombra del sito di costruzione del ponte. Può essere considerata pari alla media dei valori caratteristici delle temperature massime e minime dell'aria all'ombra del sito di costruzione del ponte;





- $\psi_2 = 0.5$  è il fattore di combinazione delle azioni termiche in situazione sismica;
- $T_{min} = -11^\circ\text{C}$  è la temperatura dell'aria minima nel sito con periodo di ritorno 50 anni;
- $\Delta T_1 = T_{e,min} - T_{min}$  è la differenza fra la minima temperatura uniforme dell'elemento del ponte  $T_{e,min}$  e la minima temperatura dell'aria all'ombra  $T_{min}$ .

Definiamo ora i fattori  $\lambda_{max}$ , come specificato in EN1998-2, Appendice JJ; i valori riferiti al PTFE non lubrificato possono essere impiegati anche per appoggi a pendolo con attrito (cfr. JJ.2 EN1998-2):

- $f_1$ -invecchiamento  $\lambda_{max,f1} = 1.1$  (Tabella JJ.5, per ambiente normale, PTFE non lubrificato, presenza di sigilli di protezione);
- $f_2$ -temperatura  $\lambda_{max,f2} = 1.085$  (Tabella JJ.6 per  $T_{min,b} = +3.3^\circ\text{C}$ , PTFE non lubrificato);
- $f_3$ -alterazione superficiale  $\lambda_{max,f3} = 1.0$  (Tabella JJ.7 per superfici protette, PTFE non lubrificato);
- $f_4$ -Accumulo di spostamento  $\lambda_{max,f4} = 1.0$  (Tabella JJ.8 per distanza < 1 km, PTFE non lubrificato).

Il fattore di combinazione  $\psi_{fi}$  è assunto pari a 0.90, per classe di importanza III (cfr. tabella J.2 EN EN1998-2):

Classe di importanza	$\psi_{fi}$
III	0.9
II	0.7
I	0.6

Tabella 5-12. Fattori di combinazione  $\psi_{fi}$

Si calcolano a questo punto i fattori modificatori:  $\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{max} - 1) \times \psi_{fi}$ :

- $f_1$ -invecchiamento:  $\lambda_{U,f1} = 1 + (1.1 - 1) \times 0.9 = 1.0900$
- $f_2$ -temperatura:  $\lambda_{U,f2} = 1 + (1.085 - 1) \times 0.9 = 1.0765$
- $f_3$ -contaminazione:  $\lambda_{U,f3} = 1 + (1.0 - 1) \times 0.9 = 1.0000$
- $f_4$ -usura:  $\lambda_{U,f4} = 1 + (1.0 - 1) \times 0.9 = 1.0000$

In definitiva, i valori massimi (UBPD) del coefficiente di attrito valgono:

SPALLE:  $\mu_{max} = 0,1558 \times 1.09 \times 1.0765 \times 1.0 \times 1.0 = 0,1828$

PILE 1 e 12:  $\mu_{max} = 0,1064 \times 1.09 \times 1.0765 \times 1.0 \times 1.0 = 0,1248$

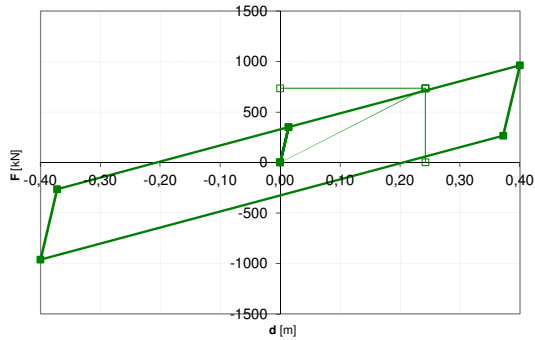
PILE 2 e 11:  $\mu_{max} = 0,0998 \times 1.09 \times 1.0765 \times 1.0 \times 1.0 = 0,1165$

PILE da 3 a 10:  $\mu_{max} = 0,0703 \times 1.09 \times 1.0765 \times 1.0 \times 1.0 = 0,0825$

Il campo di variabilità del coefficiente  $\mu$  in fase sismica ( $\mu_{min} - \mu_{max}$ ) è evidenziato nelle figure seguenti, che mostrano i legami costitutivi di progetto nelle situazioni *LBPD* e *UBPD*.

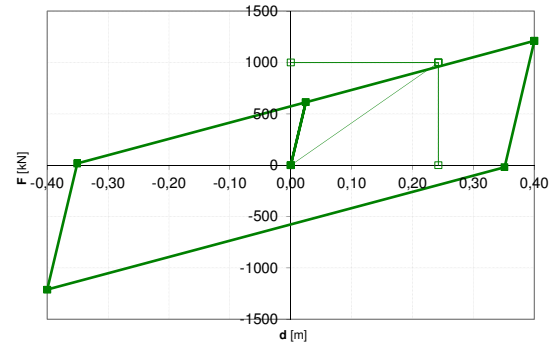
### LEGAMI COSTITUTIVI ISOLATORI PILE 1 e 12

LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO



**LBPD  $\mu = 0,0709$**

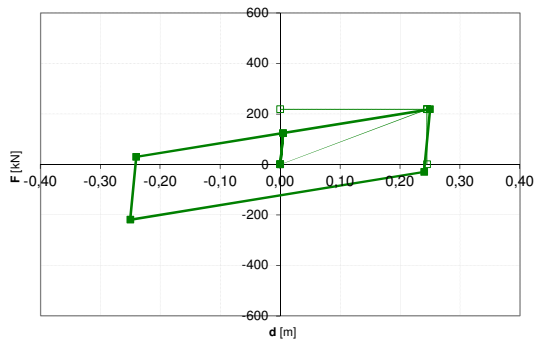
LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO



**UBPD  $\mu = 0,1248$**

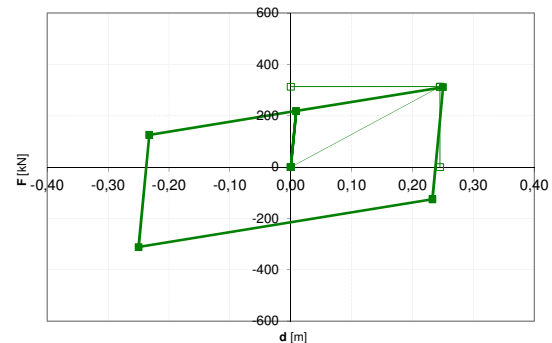
### LEGAMI COSTITUTIVI ISOLATORI SPALLE

LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO



**LBPD  $\mu = 0,1039$**

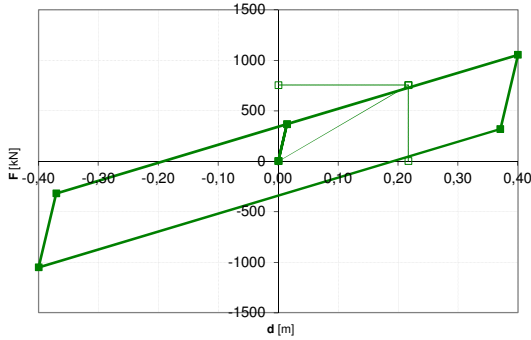
LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO



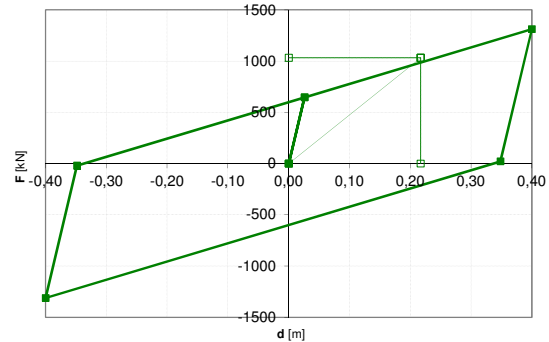
**UBPD  $\mu = 0,1828$**

## LEGAMI COSTITUTIVI ISOLATORI PILE 2 e 11

LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO

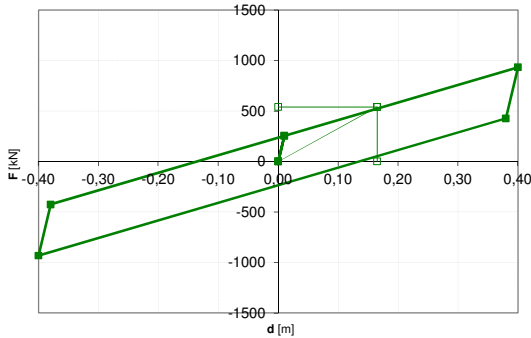
LBDP  $\mu = 0,0665$ 

LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO

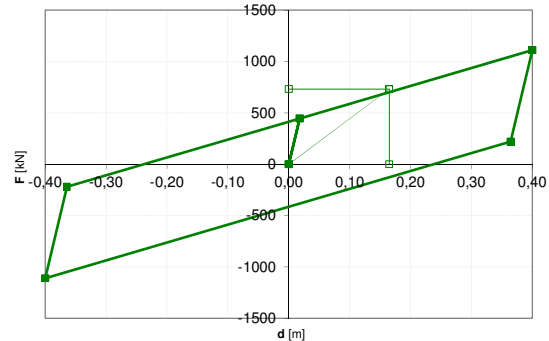
UBDP  $\mu = 0,1165$ 

## LEGAMI COSTITUTIVI ISOLATORI PILE da 4 a 10

LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO

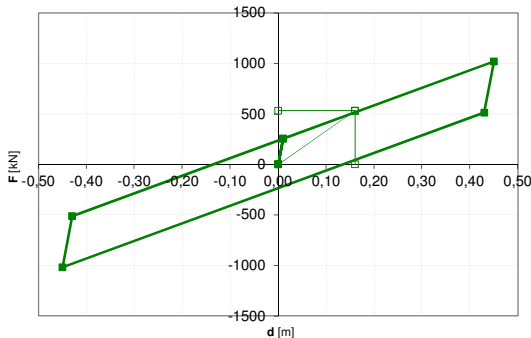
LBDP  $\mu = 0,0469$ 

LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO

UBDP  $\mu = 0,0825$ 

## LEGAMI COSTITUTIVI ISOLATORI PILE 3

LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO

LBDP  $\mu = 0,0469$ 

LEGAME COSTITUTIVO DISPOSITIVO

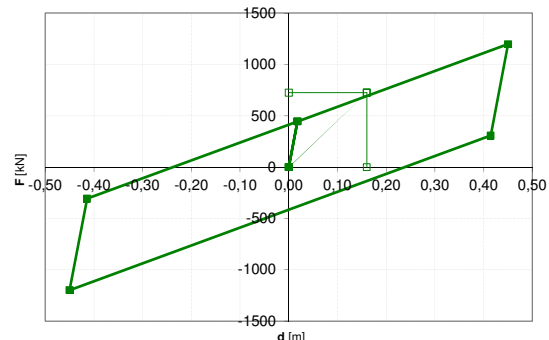
UBDP  $\mu = 0,0825$ 

Tabella 5-13. Variabilità legami costitutivi Friction Pendulum

Per il caso in esame si è potuto accertare, dai risultati ottenuti e mostrati nei paragrafi successivi che non è possibile fare a meno dei modelli di calcolo non lineari, in quanto il sistema di



isolamento impiegato non soddisfa tutte le condizioni richieste dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Per quanto riguarda invece la modellazione per le analisi in campo non lineare occorre definire una rigidezza secante iniziale, corrispondete a piccole deformazioni orizzontali ai quali l'isolatore esibisce una maggiore rigidezza, una forza di "stacco" che rappresenta matematicamente il punto in cui si ha un cambio nel comportamento reologico, un coefficiente che esprime il rapporto tra il valore dell'attrito statico e dinamico (assunto unitario per mancanza di specifica da parte del produttore) e il valore del raggio.

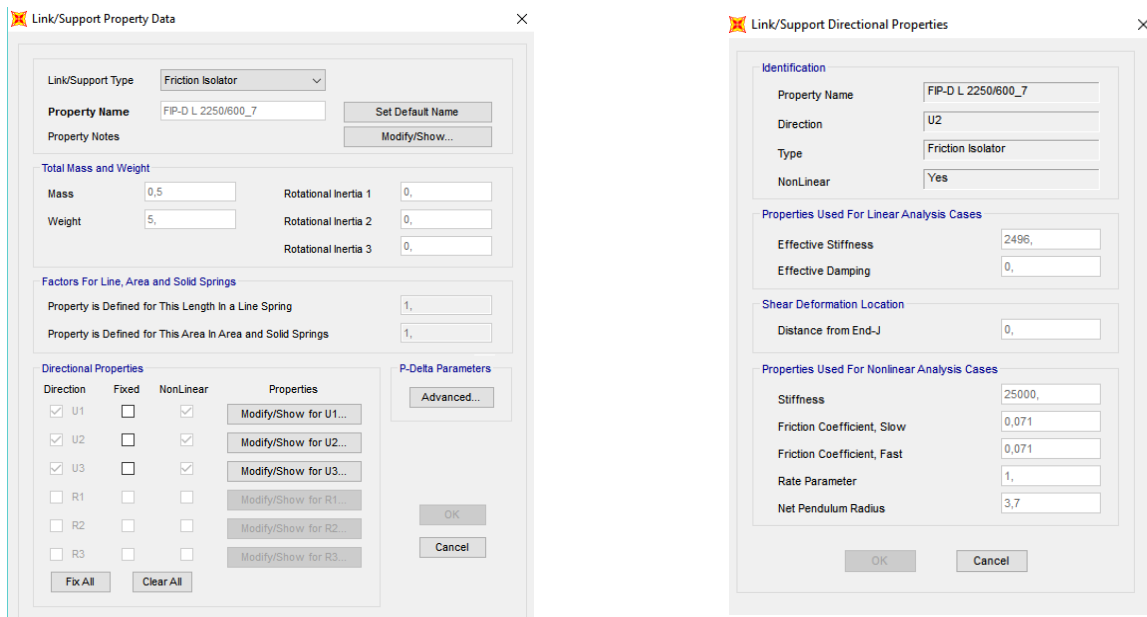


Figura 5-25 Schermata Software di assegnazione caratteristiche isolatori

**T/C FRICTION ISOLATOR**

Park, Wen ed Ang (1986) e suggerito per analisi in occasione di isolamento alla base Nagarajaiah, Reinhorn e Constantinou (1991). Il comportamento del pendolo è come quello proposto da Zayas e da Low (1990).

$$P \equiv f_{u1} = \begin{cases} k1 d_{u1} & \text{if } d_{u1} < 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Il Friction Isolator è dotato di un elemento gap nella direzione verticale per lavorare solo compresso.

$$f_{u2p} = -P \frac{d_{u2}}{\text{radius2}}$$

$$f_{u3p} = -P \frac{d_{u3}}{\text{radius3}}$$

$$f_{u2f} = -P \mu_2$$

$$f_{u3f} = -P \mu_3$$

$$\mu_2 = \text{fast2} - (\text{fast2} - \text{slow2}) e^{-r v}$$

$$\mu_3 = \text{fast3} - (\text{fast3} - \text{slow3}) e^{-r v}$$

Bassa velocità

Alta velocità

Figura 5-26 Legame costitutivo implementato all'interno del software SAP 2000

### 5.2.6.3 Pile

Per il caso studio in esame la modellazione delle pile ha richiesto una particolare attenzione. Dal punto di vista geometrico il fusto delle pile è rappresentato con aste avente l'esatta sezione geometrica. Tutto il fusto è stato suddiviso in aste con lunghezza massima 1 m al fine di rappresentare al meglio la distribuzione di massa lungo l'altezza. Il pulvino è stato sempre rappresentato con frame di tipo "NonPrismatic" che raccorda due frame a sezione costante.

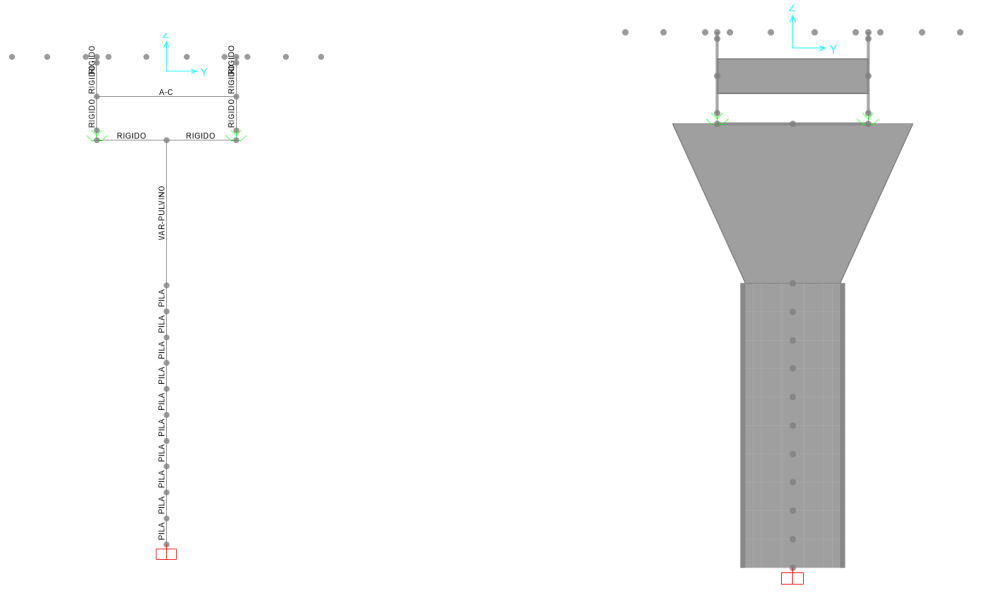


Figura 5-27 Vista Frame ed estrusa delle pile

Al fine di realizzare un modello più coerente possibile alla situazione reale è necessario tener conto dell'effettiva rigidità delle sezioni in relazioni loro effettivo stato di fessurazione.

Data l'irregolarità delle pile e l'altezza considerevole al fine di valutare l'esatta influenza di quest'ultimo parametro si è utilizzato un modello a fibre. Il software di calcolo permette di definire una cerniera plastica a partire da una discretizzazione a fibre della sezione. In realtà per la precisione va specificato che il software parte da quella discretizzazione a fibre a concentra alla fine una cerniera per cui il modello è da definirsi a plasticità concentrata. Tuttavia l'aumento di frame, a carico di un maggior onere computazionale, e quindi di cerniere distribuite lungo l'altezza del fusto permette di approssimare il modello come se fosse a plasticità diffusa limitando l'onere computazionale rispetto ad un modello a fibre dell'intero fusto.

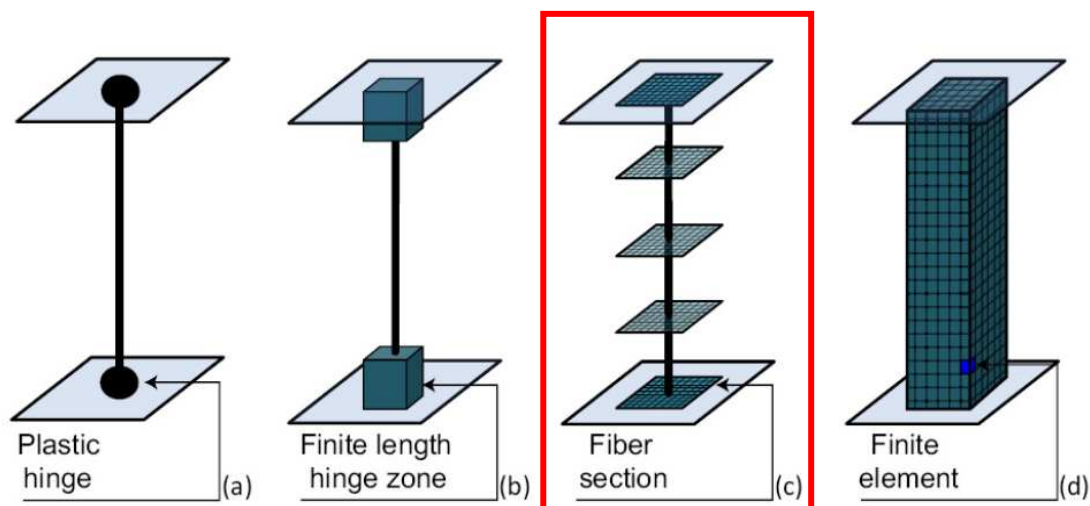


Figura 5-28 Assegnazione cerniere plastiche a partire dalla discretizzazione a fibre

Il ricorso a questo tipo modellazione deriva dalla volontà di indagare il reale comportamento per ogni singola sezione in campo dinamico senza dover stimare una rigidezza equivalente. Questo processo sarebbe risultato senza dubbio meno accurato e nel caso studio qui proposto di difficile interpretazione per via dei fattori che influenzano il grado reale di fessurazione (maggiore incidenza dei modi propri della pila).

Nel campo della modellazione di elementi finiti mono-dimensionali, la modellazione a fibre, pur richiedendo oneri computazionali maggiori, permette di descrivere in maniera più accurata il reale comportamento della sezione. Tale strumento, risulta inoltre valido, non solo per lo scopo per cui è più conosciuto, cioè simulare la plasticità, ma anche per valutare in generale l'effettivo stato in termini di sforzo e deformazione di qualsiasi punto della sezione. Questo approccio infatti, diventa utile, quando si vuole tener conto dell'effettiva rigidezza flessionale degli elementi in c.a. che, pur rimanendo la sezione in campo elastico, varia con il momento sollecitante. Con questo approccio si possono distinguere nell'elemento finito tre livelli:

1. Elemento
2. Sezione
3. Fibra

A livello di fibra sono contenute le leggi costitutive del materiale. La sezione rappresenta il campo di integrazione delle risposte delle fibre, attraverso cui si ottengono le caratteristiche di sollecitazione. L'integrazione delle risposte di sezione conduce alla definizione delle forze nodali, che rappresentano il punto di arrivo dell'algoritmo di elemento.

L'algoritmo si basa sulle ipotesi di sezioni piane e perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo.

La sezione è discretizzata in un certo numero di fibre di calcestruzzo, mentre ogni barra di armatura è rappresentata da una fibra. Ciascuna fibra è caratterizzata dalla rispettiva area e

posizione sulla sezione. Le fibre hanno un comportamento uniassiale, pertanto ognuna avrà uno sforzo  $\sigma$  e deformazione  $\epsilon$  secondo il legame costitutivo del materiale ed la conseguente risultante  $N$ . La sezione rappresenta l'entità intermedia tra elemento e le fibre. In essa viene integrata mediante sommatoria, la risposta delle singole fibre per ottenere le sollecitazioni generalizzate di sezione. Anche longitudinalmente l'elemento strutturale viene suddiviso in un numero sufficiente di fibre.

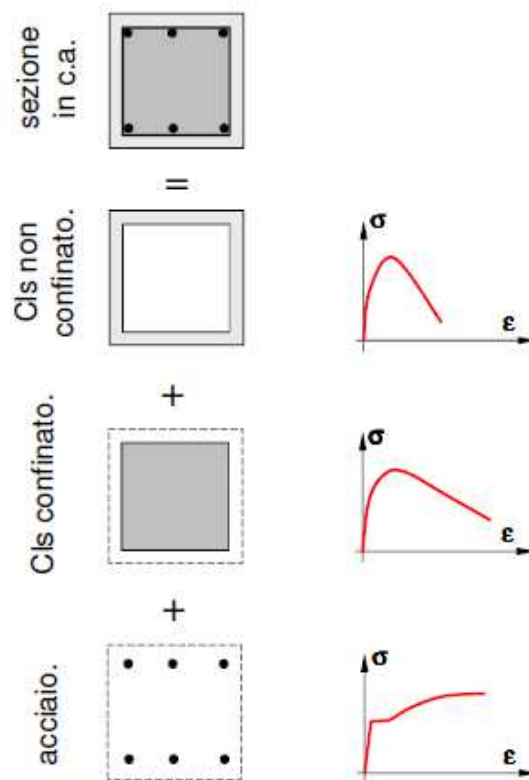


Figura 5-29 Fibre costituenti una generica sezione in c.a.

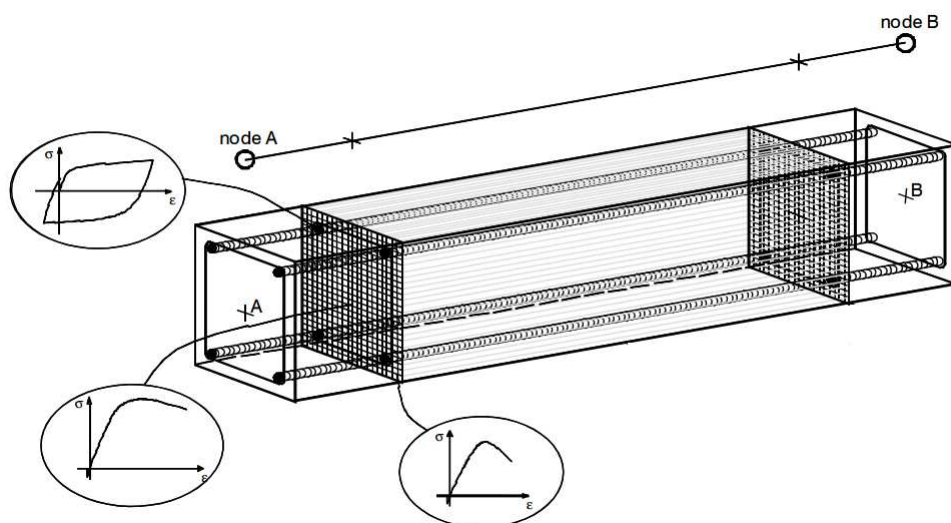


Figura 5-30 Elemento finito modellato a fibre



Nel caso di analisi di tipo dinamica non lineare, occorre tener conto del comportamento degradante ciclico del materiale. Per elementi sottoposti a pressoflessione il ciclo deve inoltre apprezzare la perdita di rigidezza a causa del fenomeno detto “*effetto pinching*”. A tal proposito sono presenti in letteratura diversi modelli del ciclo di isteresi sia per l'acciaio che per il calcestruzzo, proposti da vari autori.

La pila, come già detto, è già discretizzata in elementi beam di lunghezza massima 1 m. Viene inserita una cerniera nella mezzeria di ogni elemento beam, del fusto tranne quelli relativi al pulvino che è stato considerato a comportamento elastico lineare.

La sezione, è stata discretizzata con 235 fibre complessive, di cui 100 di calcestruzzo (10x 12) e 135 fibre di acciaio corrispondente al numero di barre. La scelta è stata fatta dopo vari tentativi sul numero di fibre valutando la sua incidenza sugli output.

I legami costitutivi delle fibre sono gli stessi utilizzati per l'analisi momento-curvatura mostrati in precedenza.

Per il calcestruzzo è stato impiegato come modello ripreso dalla EN1992-1-1, mentre per l'acciaio il modello elasto-plastico senza riduzioni di rigidezza.



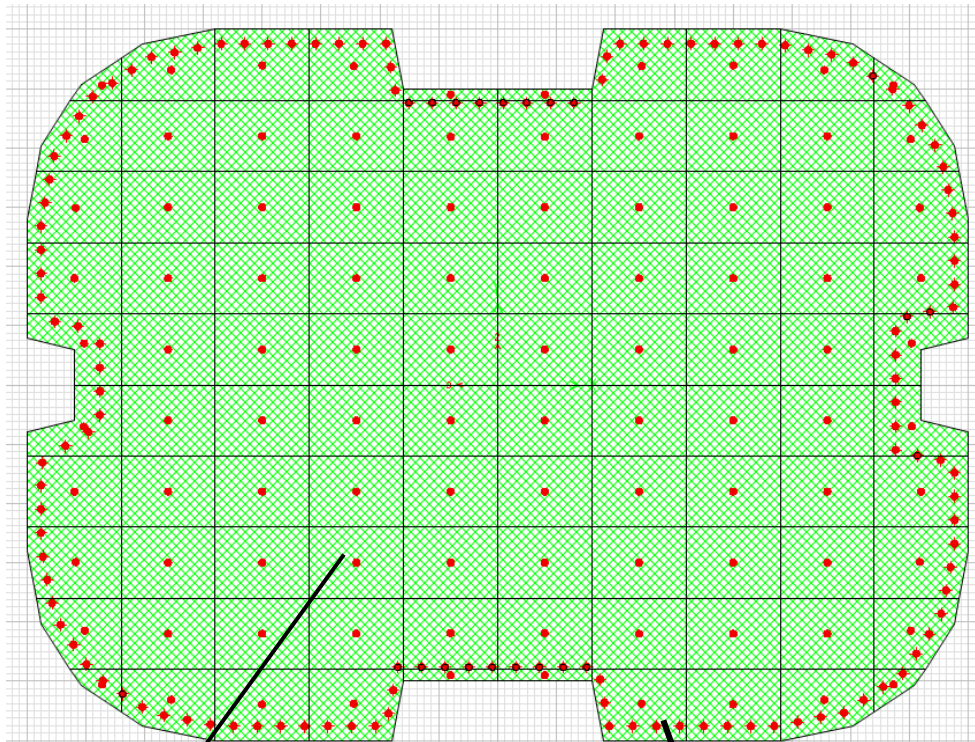
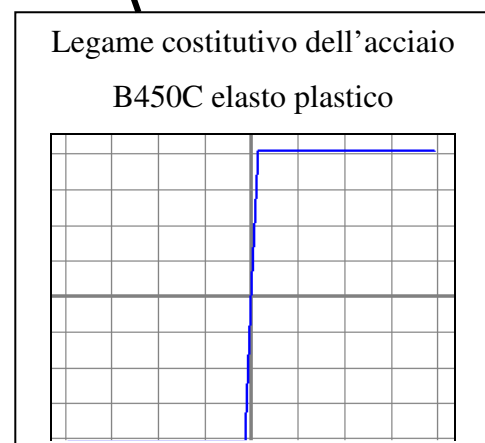
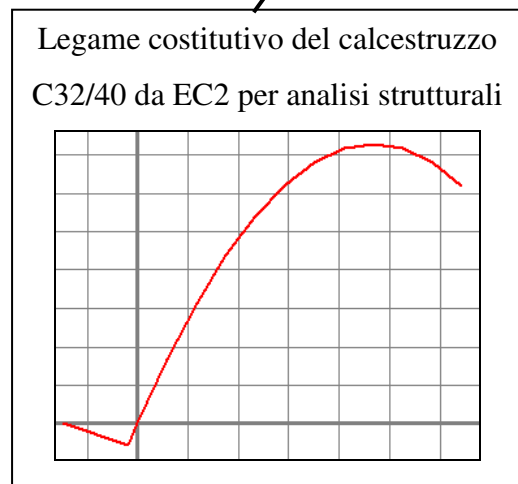


Figura 5-31 Discretizzazione a fibre della sezione trasversale delle pile



Rispetto al semplice elemento beam, in grado di fornire le risultanti delle sollecitazioni, la modellazione a fibre della sezione permette di vedere le condizioni sforzo deformazione dei punti interni alla sezione precisamente in corrispondenza del baricentro di ogni fibra.

### 5.2.7 Risultati analisi non lineari

Nel seguente paragrafo si illustrano i risultati ottenuti per il caso studio in esame. Tutti i risultati ottenuti si riferiscono ad analisi dinamiche non lineari (Time History) con dispositivi aventi proprietà UBDP e LDBP a partire dal valore nominale di riferimento per il dispositivo commerciale utilizzato.

Ancora una volta si procede alla verifica di resistenza delle sottostrutture per gli SLV con gli isolatori in configurazione UBDP mentre gli spostamenti degli isolatori sono analizzati allo SLC relativamente agli isolatori con proprietà LBDP.

Si sottolinea subito come data la particolare configurazione delle pile e lo sviluppo longitudinale notevole confermano che il comportamento delle pile possa essere descritto da rigidezze in serie del sistema pila-isolatore.

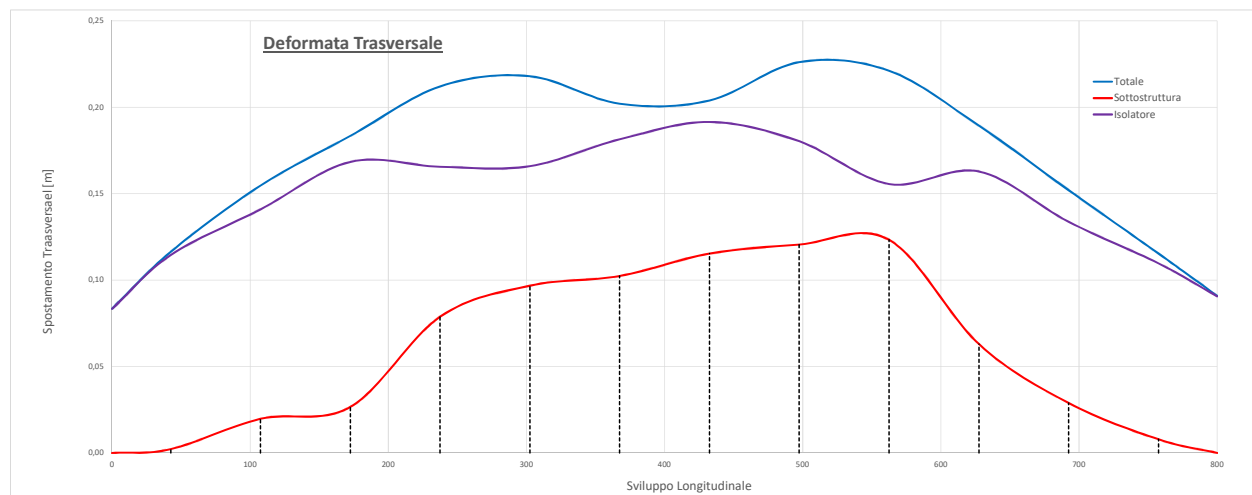


Figura 5-32 Spostamenti in direzione trasversale TH-1\_SLV

Come si può intuire dalla figura riportata sopra per le pile più alte, ovvero quelle centrali, gli spostamenti sono comparabili con quelle degli isolatori. Mentre per le pile marginali lo spostamento degli isolatori risulta maggiore rispetto alle sottostrutture. La deformata complessiva risulta maggiormente “vincolata” ai lati. Gli spostamenti degli isolatori sotto la sola azione sismica sono pressoché vicini tra loro con valori compresi grosso modo tra 150 e 350 mm.

### 5.2.7.1 Verifiche a pressoflessione allo SLV

Si esegue la verifica per la sezione di base della pila laterale n°3 e una delle pile centrali (n°7), che risulta essere la maggiormente sollecitata. Per le altre pile, ipotizzando stesse barre di armatura nella sezione trasversale, si opera in favore di sicurezza.

Le sollecitazioni di progetto scaturiscono dalle analisi *SLV* effettuate con le proprietà *UBDP* che,

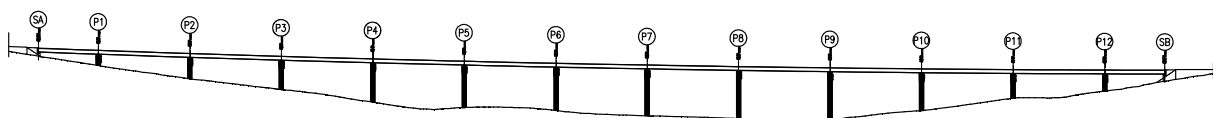


Figura 5-33 Prospetto Viadotto

come anticipato sopra, determinano le condizioni più impegnative sulla sottostruttura. L'andamento delle sollecitazioni flettenti nel tempo è mostrato nella Figura 5-40 e Figura 5-42 seguenti per tutti i 7 gruppi di accelerogrammi.

Per la definizione delle sollecitazioni di progetto si procede come segue:

- si determina il massimo valore assoluto di  $M_{33}$  per ogni analisi che prevede un gruppo di accelerogrammi,  $M_{33max,i}$ ;
- si effettua la media fra i 7 massimi trovati e si ottiene il valore di progetto nella direzione longitudinale:

$$M_{33Ed} = \text{media}(M_{33max,i} \quad i=1 \div 7)$$

- si definiscono i valori delle forze assiali  $N_{con,i}$  e sollecitazioni flettenti  $M_{22con,i}$  concomitanti ai valori massimi  $M_{33max,i}$  selezionati ai passi precedenti per l'altra direzione;
- si mediano i 7 valori concomitanti  $N_{con,i}$  ed i 7 valori concomitanti  $M_{22con,i}$  e si ottengono i valori di progetto concomitanti a  $M_{33Ed}$ :

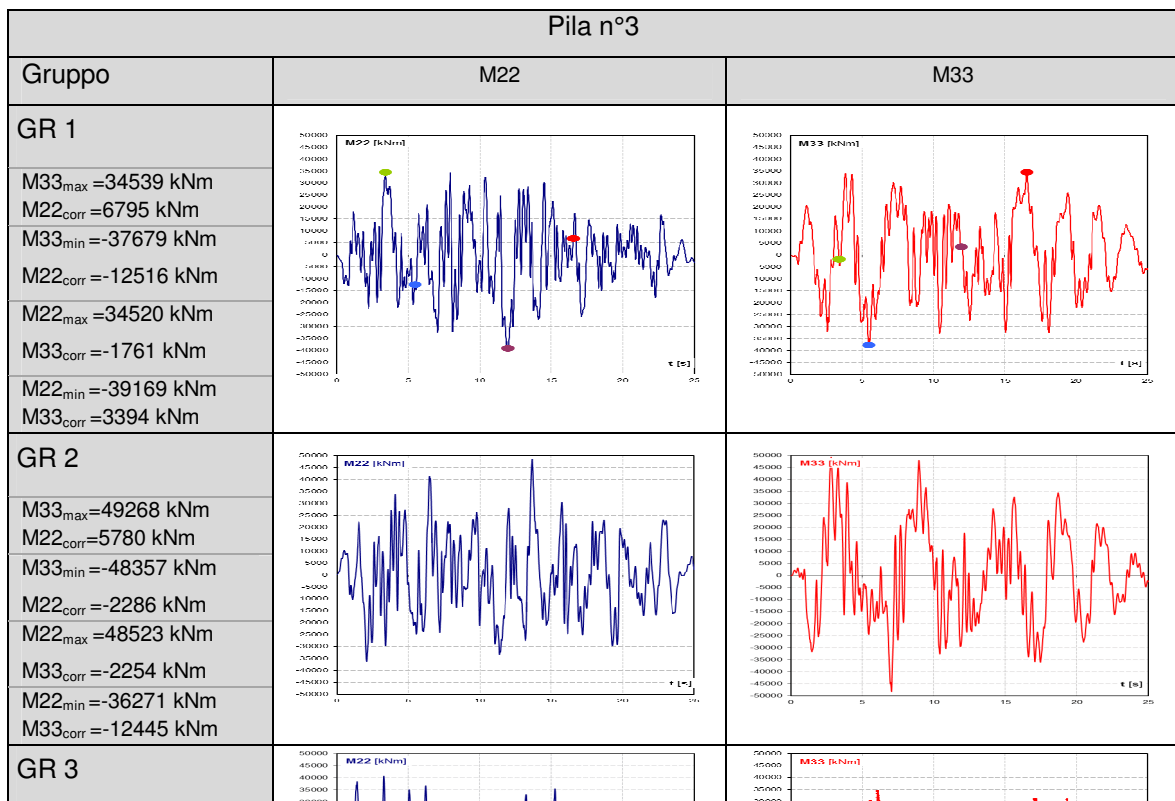
$$N_{con,Ed} = \text{media}(N_{con,i} \quad i=1 \div 7)$$

$$M_{22con,Ed} = \text{media}(M_{22con,i} \quad i=1 \div 7)$$

- si ripete lo stesso procedimento anche per i valori massimi di  $M_{22}$ , ottenendo un'altra condizione di verifica per la sezione in esame.

Le sollecitazioni impiegate per la verifica delle pile sono definite secondo le combinazioni:

$$F_d = G_k + \varepsilon_2 + 0,50 \times \varepsilon_3 + E$$



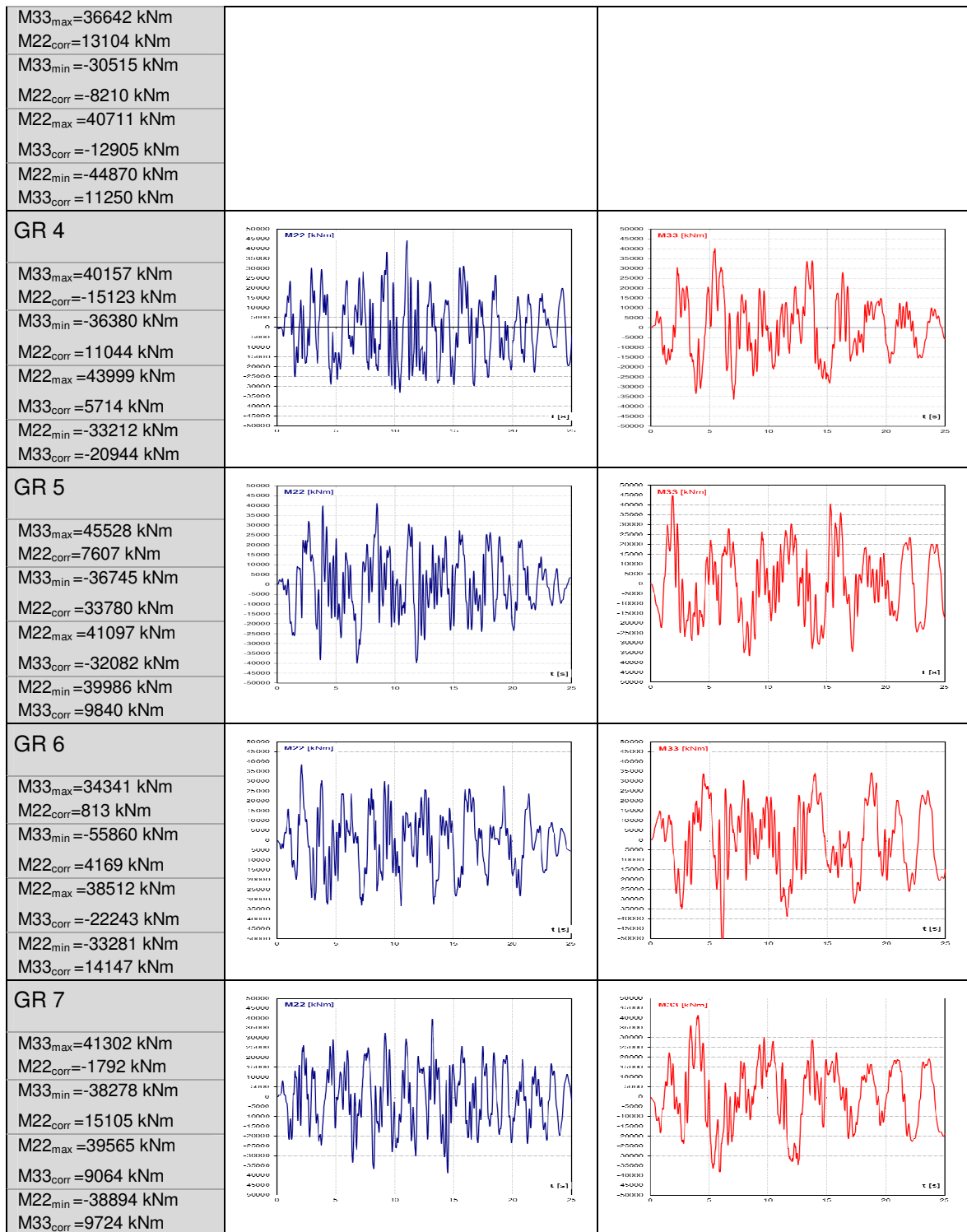


Figura 5-34. Diagrammi M33 ed M22 pila n°3 [frame 74]

Le sollecitazioni di verifica nella combinazione 1 valgono dunque:

Condizione 1

$$M_{33Ed} = \text{media}(M_{33max,i}, i=1 \div 7) = 43491 \text{ kNm}$$

$$M_{22Ed} = \text{media}(M_{22con,i}, i=1 \div 7) = 8584 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = \text{media}(N_{con,i}, i=1 \div 7) = 18263 \text{ kN}$$

## Condizione 2

$$\begin{aligned}
 M_{22Ed} &= \text{media } (M_{22max,i}, i=1 \div 7) & = & 42248 \text{ kNm} \\
 M_{33Ed} &= \text{media } (M_{33con,i}, i=1 \div 7) & = & 12286 \text{ kNm} \\
 N_{Ed} &= \text{media } (N_{con,i}, i=1 \div 7) & = & 18476 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Le verifiche di resistenza per le condizioni sopra riportate sono mostrate di seguito in formato grafico, tramite i domini di interazione.

La sezione della pila è armata con nr. 135 barre  $\phi 26$  in acciaio B450C. Il calcestruzzo è di classe C32/40.

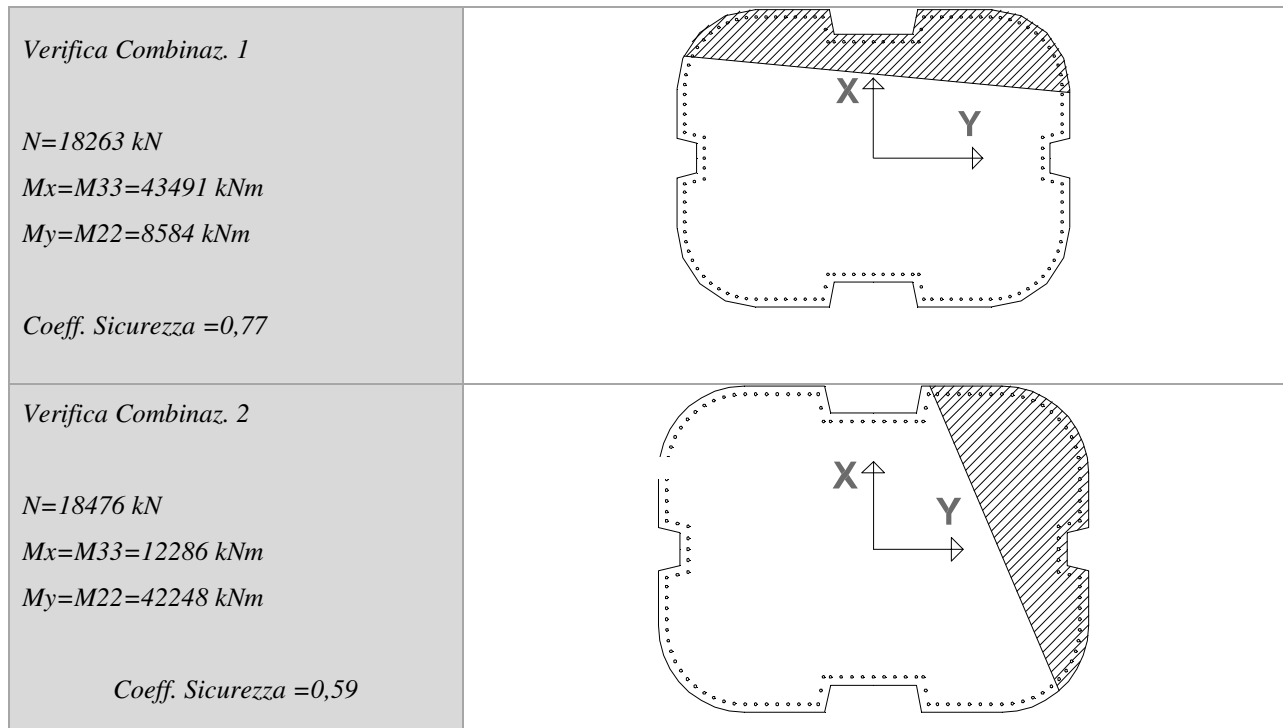
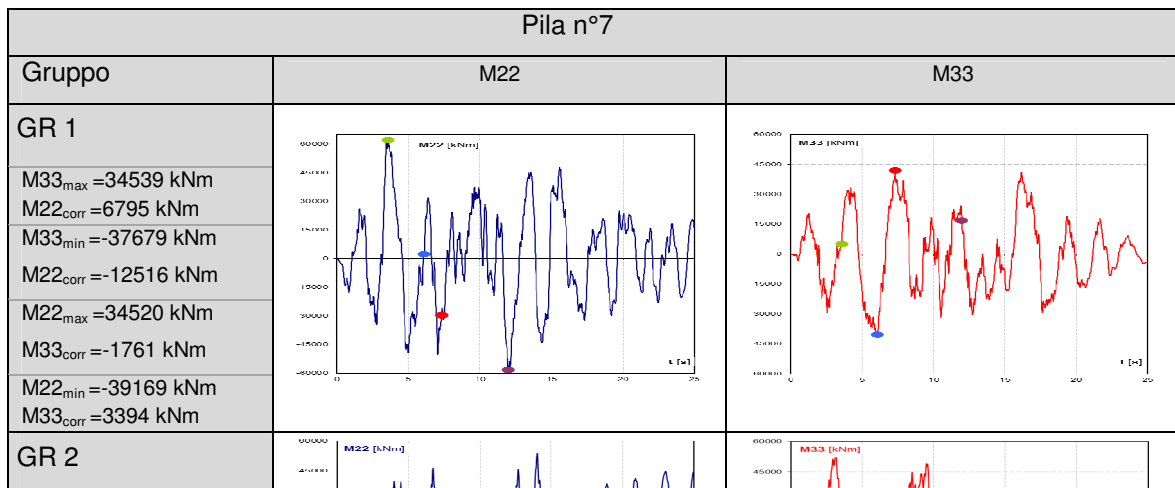


Figura 5-35. Esito verifiche di resistenza Pila 3

Le verifiche risultano soddisfatte.



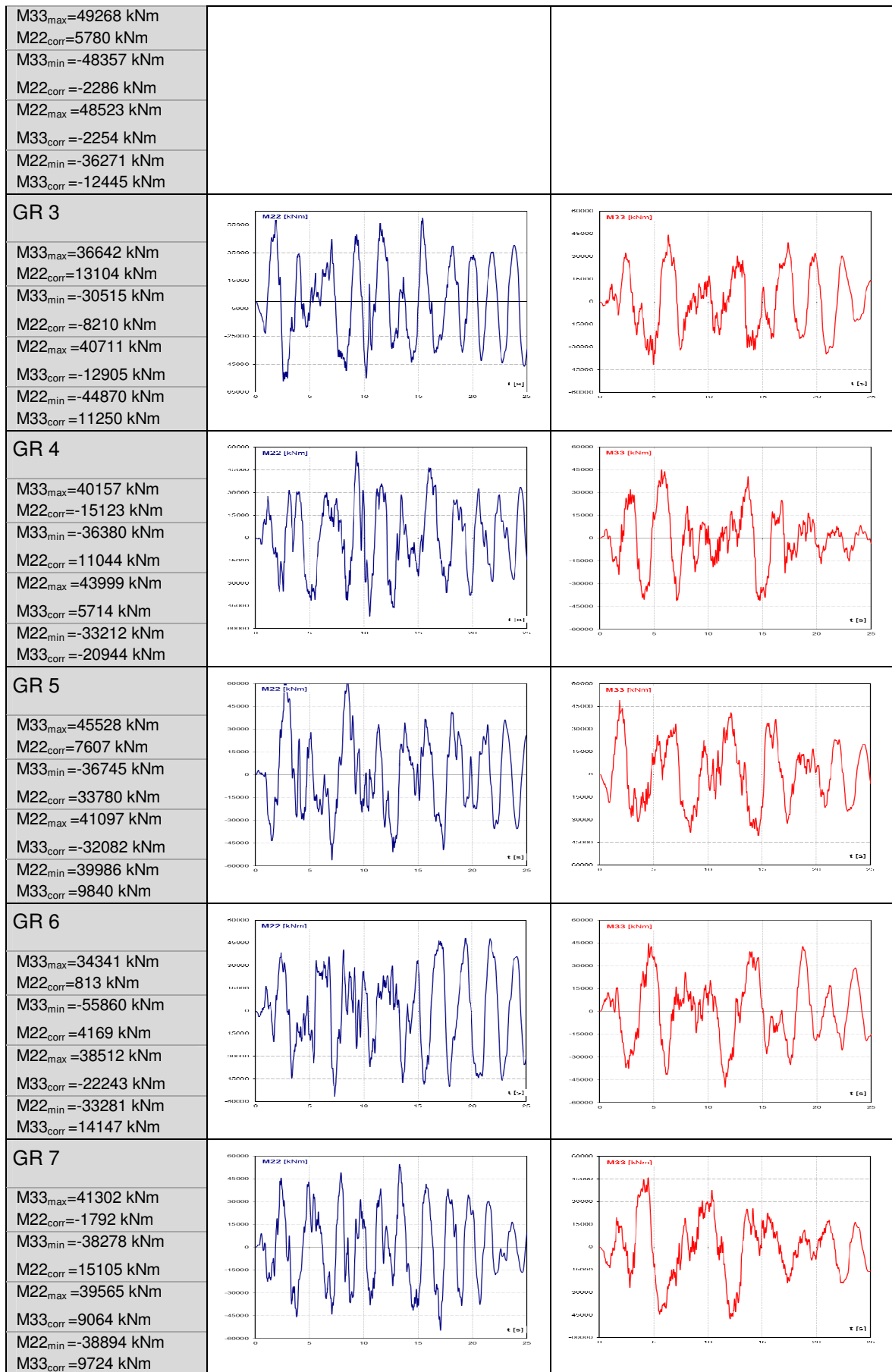


Figura 5-36. Diagrammi M33 ed M22 pila n°7 [frame 1184]

Le sollecitazioni di verifica nella combinazione 1 valgono dunque:

*Condizione 1*

$$\begin{aligned}
 M_{33Ed} &= \text{media}(M_{33max,i}, i=1 \div 7) & = & 47176 \text{ kNm} \\
 M_{22Ed} &= \text{media}(M_{22con,i}, i=1 \div 7) & = & 15590 \text{ kNm} \\
 N_{Ed} &= \text{media}(N_{con,i}, i=1 \div 7) & = & 21010 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

*Condizione 2*

$$\begin{aligned}
 M_{22Ed} &= \text{media}(M_{22max,i}, i=1 \div 7) & = & 58982 \text{ kNm} \\
 M_{33Ed} &= \text{media}(M_{33con,i}, i=1 \div 7) & = & 7967 \text{ kNm} \\
 N_{Ed} &= \text{media}(N_{con,i}, i=1 \div 7) & = & 21667 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Le verifiche di resistenza per le condizioni sopra riportate sono mostrate di seguito in formato grafico, tramite i domini di interazione.

La sezione della pila è armata con nr. 135 barre  $\phi 26$  in acciaio B450C. Il calcestruzzo è di classe C32/40.

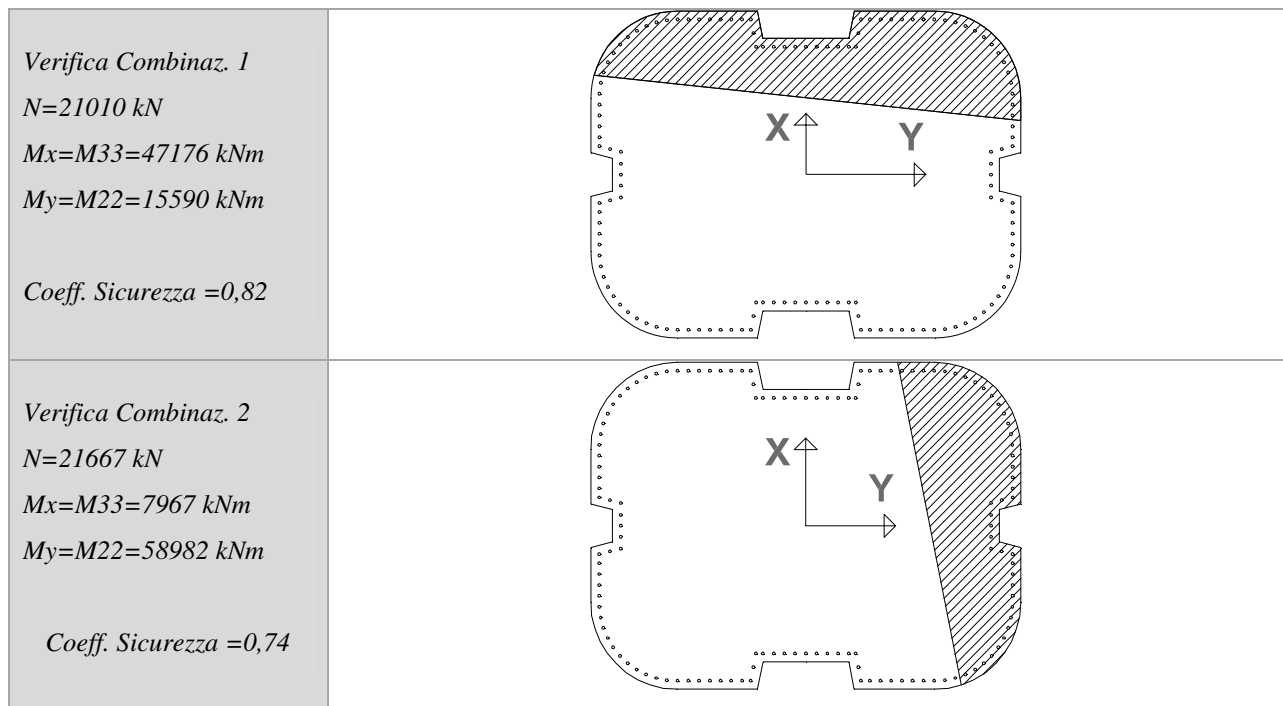


Figura 5-37. Esito verifiche di resistenza Pila 7

Le verifiche risultano soddisfatte.



### 5.2.7.2 Verifiche degli isolatori allo SLC

La verifica è riportata per i dispositivi posizionati in corrispondenza della pila n°3 e la pila n°7, che subiscono i maggiori spostamenti per effetto delle variazioni termiche e ritiro. La situazione di progetto cui si fa riferimento è quella *LBDP*, che conduce a spostamenti relativi maggiori.

Gli spostamenti longitudinali con segno (-) indicano un movimento relativo con l'impalcato che trasla verso la mezzeria. Gli spostamenti relativi trasversali sono assunti come positivi.

Per il calcolo dello spostamento di verifica del dispositivo di isolamento si opera come segue:

- le componenti di spostamento ottenute dall'analisi sismica vengono sommate, ad ogni step temporale (tenendo anche conto dei coefficienti parziali di combinazione) agli spostamenti derivanti da:
  - variazioni termiche e/o ritiro (longitudinali);
  - residui allo *SLD* (longitudinali e trasversali);
  - variabilità spaziale del moto (la somma è fatta secondo la *SSRS*);
- per ogni istante di integrazione viene calcolato lo spostamento totale con la radice quadrata della somma dei quadrati;
- si determina il massimo spostamento totale nel tempo per ognuno dei 7 gruppi di accelerogrammi;
- si effettua la media fra i 7 massimi calcolati ottenendo lo spostamento di progetto.

Il calcolo degli spostamenti dovuti alle variazioni termiche è condotto assumendo che il punto fisso di espansione si trovi in corrispondenza della mezzeria dell'impalcato. I valori di progetto delle variazioni termiche uniformi sono  $+49^{\circ}\text{C}/-42^{\circ}\text{C}$  (cfr. paragrafo *Analisi dei carichi e Azione sismica*). Gli spostamenti relativi in corrispondenza delle pile n°3 e n°7 valgono (la lunghezza effettiva di espansione/contrazione è pari a  $L_T = 227,5$  m e  $32,5$  m):

#### Pila 3

$$d_{T, X^+} = \Delta T^+ \times L_T \times \alpha = 49^{\circ}\text{C} \times 227500 \text{ mm} \times 1.0 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C} = 111 \text{ mm (verso la spalla)}$$

$$d_{T, X^-} = \Delta T^- \times L_T \times \alpha = 42^{\circ}\text{C} \times 227500 \text{ mm} \times 1.0 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C} = 95 \text{ mm (verso la mezzeria)}$$

Gli spostamenti residui allo *SLD* valgono:

$$d_{SLD, X\_MAX} = \pm 44 \text{ mm}$$

$$d_{SLD, Y\_MAX} = \pm 29 \text{ mm}$$

Lo spostamento relativo dovuto agli effetti del ritiro vale:



$$d_{S, X} = +24 \text{ mm (verso la mezzeria del viadotto)}$$

### Pila 7

$$d_{T, X^+} = \Delta T^+ \times L_T \times \alpha = 49^\circ\text{C} \times 32500 \text{ mm} \times 1.0 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C} = 16 \text{ mm (verso la spalla)}$$

$$d_{T, X^-} = \Delta T^- \times L_T \times \alpha = 42^\circ\text{C} \times 32500 \text{ mm} \times 1.0 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C} = 14 \text{ mm (verso la mezzeria)}$$

Gli spostamenti residui allo *SLD* valgono:

$$d_{SLD, X\_MAX} = \pm 44 \text{ mm}$$

$$d_{SLD, Y\_MAX} = \pm 29 \text{ mm}$$

Lo spostamento relativo dovuto agli effetti del ritiro vale:

$$d_{S, X} = +3 \text{ mm (verso la mezzeria del viadotto)}$$

Le combinazioni di azioni previste in fase sismica sono riportate di seguito:

$$I\_SISMA) F_d = G_k + \varepsilon_2 + 0,50 \times \varepsilon_3 + E$$

- $G_k$  pesi propri e carichi permanenti ( $g_1 + g_2$ )
- $\varepsilon_2$  ritiro
- $\varepsilon_3 = (-42^\circ\text{C})$  variazione termica uniforme sull'impalcato negativa
- $E$  azione sismica

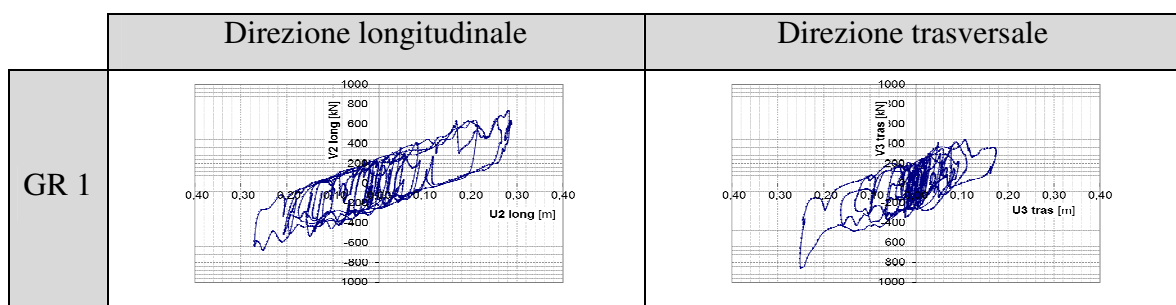
$$II\_SISMA) F_d = G_k + 0,50 \times \varepsilon_3 + E$$

- $\varepsilon_3 = (+49^\circ\text{C})$  variazione termica uniforme sull'impalcato positiva

In questo paragrafo sono mostrati i cicli isteretici dei dispositivi di isolamento in corrispondenza della pila 7 (*link 16*) e della pila 3 (*link 8*), per *LBDP*, con riferimento all'azione sismica definita per lo Stato Limite di Collasso (*SLC*).

I risultati non includono gli effetti di temperatura e ritiro/viscosità nelle combinazioni sismiche di progetto.

Le forze sono espresse in [kN], gli spostamenti in [m].



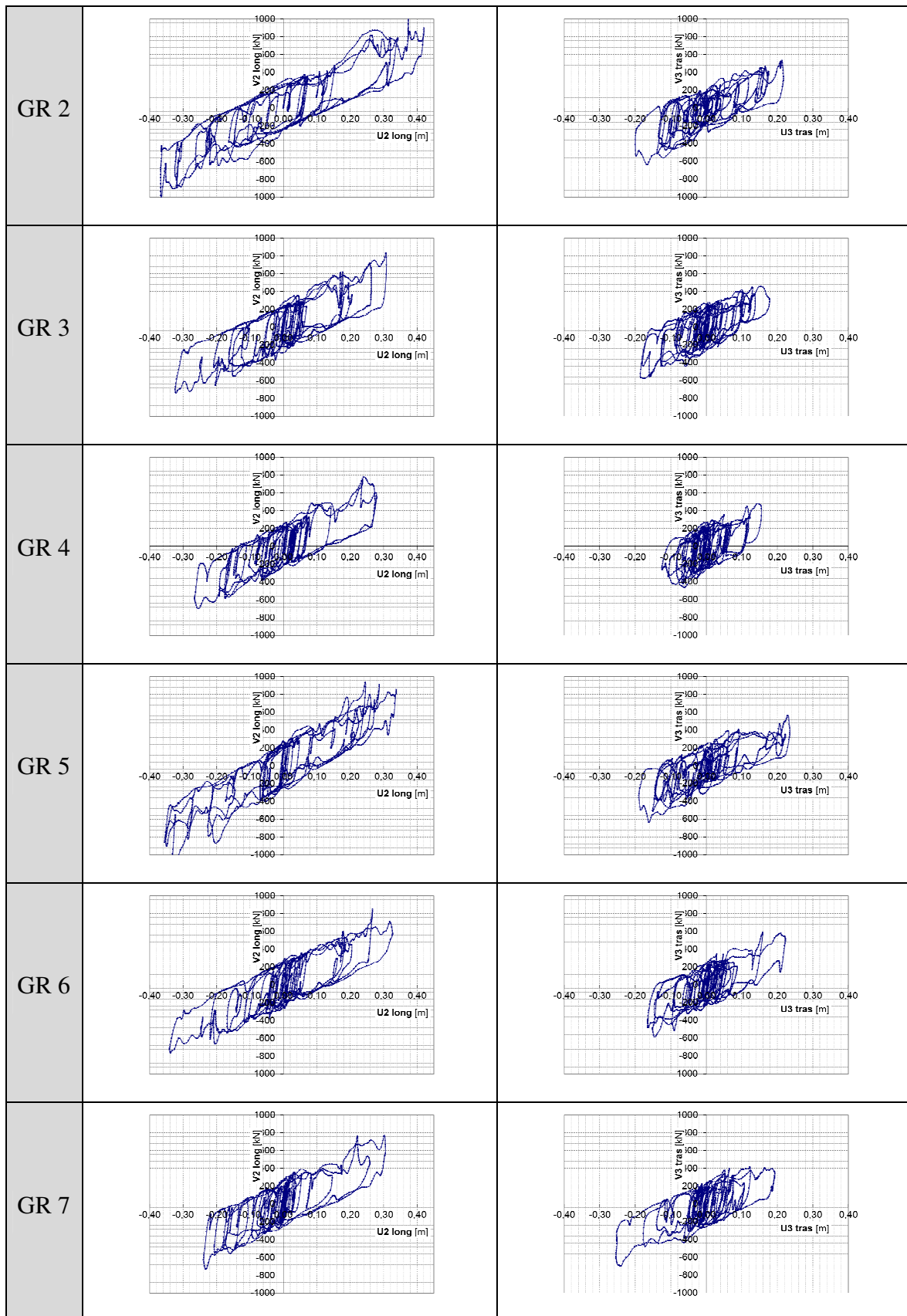
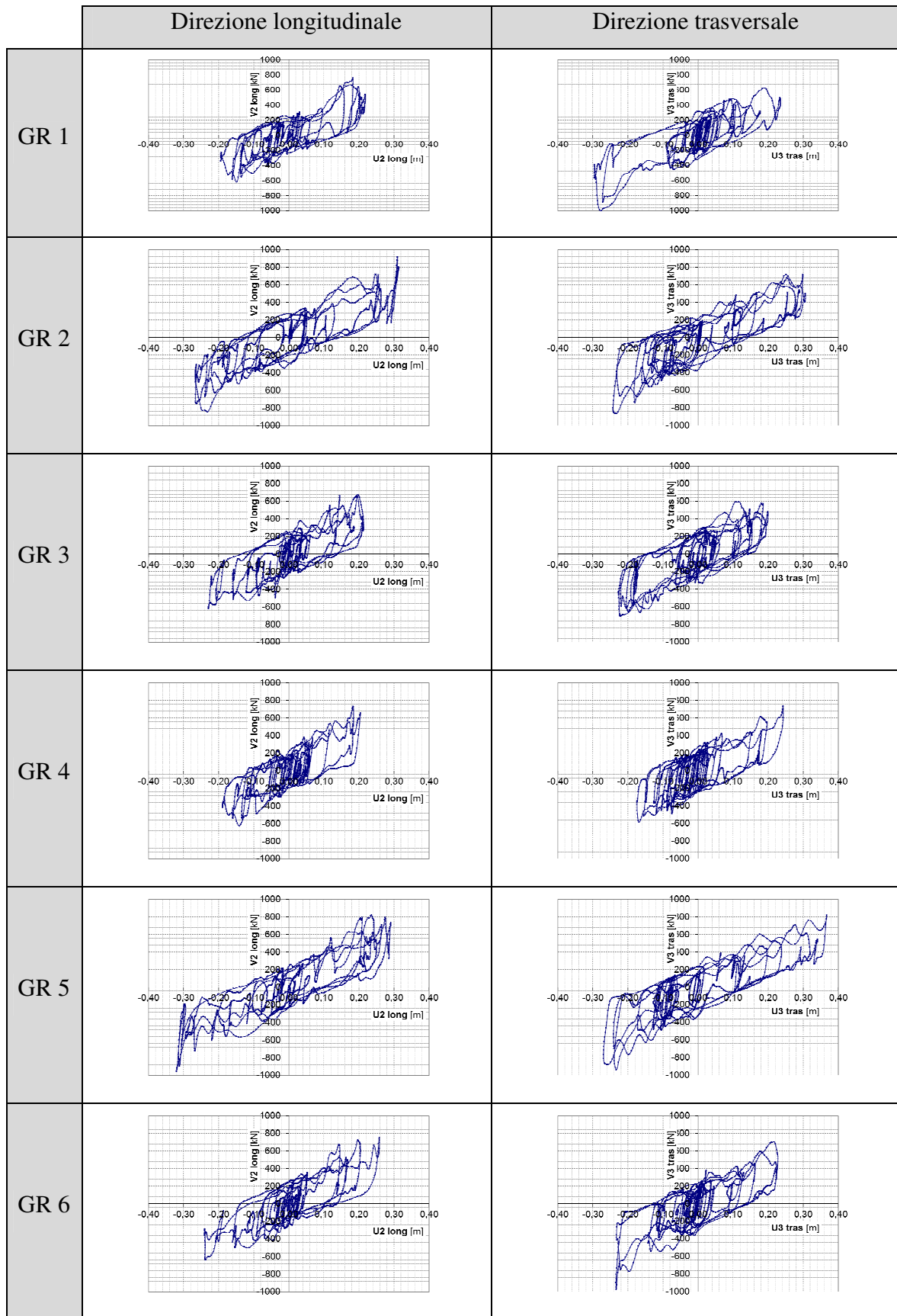


Figura 5-38. Cicli isteretici di un isolatore posizionato sulla pila 3 [link 8] per l'analisi con LBDP



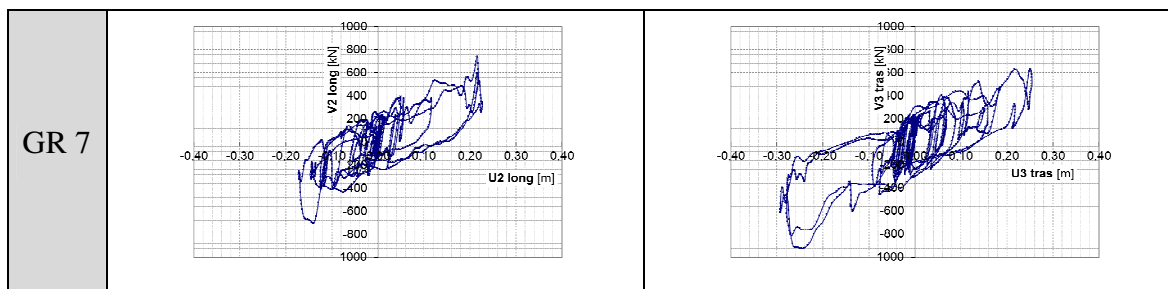


Figura 5-39. Cicli isteretici di un isolatore posizionato sulla pila nr. 7 [link 16] per l'analisi con LBDP

Nella presente applicazione la procedura descritta conduce ai seguenti valori di progetto, inerenti gli isolatori collocati in corrispondenza della pila laterale e quella centrale, scaturiti dalla combinazione degli spostamenti complessivi nelle due direzioni principali:

Pila nr. 3 [link 8]  $d_{Ed,1} = 442$  mm [I\_SISMA]

Pila nr. 7 [link 16]  $d_{Ed,1} = 378$  mm [I\_SISMA]

#### *Spostamenti degli isolatori di progetto nelle analisi con LBDP*

Di seguito sono riportati in forma tabellare i massimi degli spostamenti relativi dei *link* 8 [Pila 3] - *link* 16 [Pila 7] ottenuti dalle 7 analisi time history non lineari, nella condizione *LBDP*, allo *SLC* per entrambe le combinazioni sopra riportate.

$$U_{Tot} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2}$$

DEFORMAZIONI RELATIVE ISOLATORI (link 8)				DEFORMAZIONI RELATIVE ISOLATORI (link 16)			
Link	OutputCase	Comb II	Comb I	Link	OutputCase	Comb II	Comb I
		m	m			m	m
8	TI SLC_1	0,387	0,401	16	TI SLC_1	0,347	0,357
8	TI SLC_2	0,515	0,509	16	TI SLC_2	0,409	0,417
8	TI SLC_3	0,426	0,444	16	TI SLC_3	0,340	0,327
8	TI SLC_4	0,397	0,389	16	TI SLC_4	0,308	0,317
8	TI SLC_5	0,450	0,532	16	TI SLC_5	0,498	0,510
8	TI SLC_6	0,429	0,468	16	TI SLC_6	0,345	0,357
8	TI SLC_7	0,418	0,375	16	TI SLC_7	0,375	0,363

Tabella 5-14. Massimi spostamenti relativi isolatori (P3, P7) - LBDP.

#### **5.2.8 Approfondimento sugli effetti della variabilità di input sismico e parametri isolatori**

Anche per il caso studio in esame, e probabilmente in maniera ancora più marcata rispetto a quanto visto per il caso studio precedente, si registrano degli scostamenti fra i valori degli spostamenti di progetto e i risultati delle singole time history. Chiaramente, come ribadito in precedenza tale scostamento risulta inevitabile in una analisi di tipo step by step come le time history ed è imputabile ai diversi accelerogrammi impiegati.

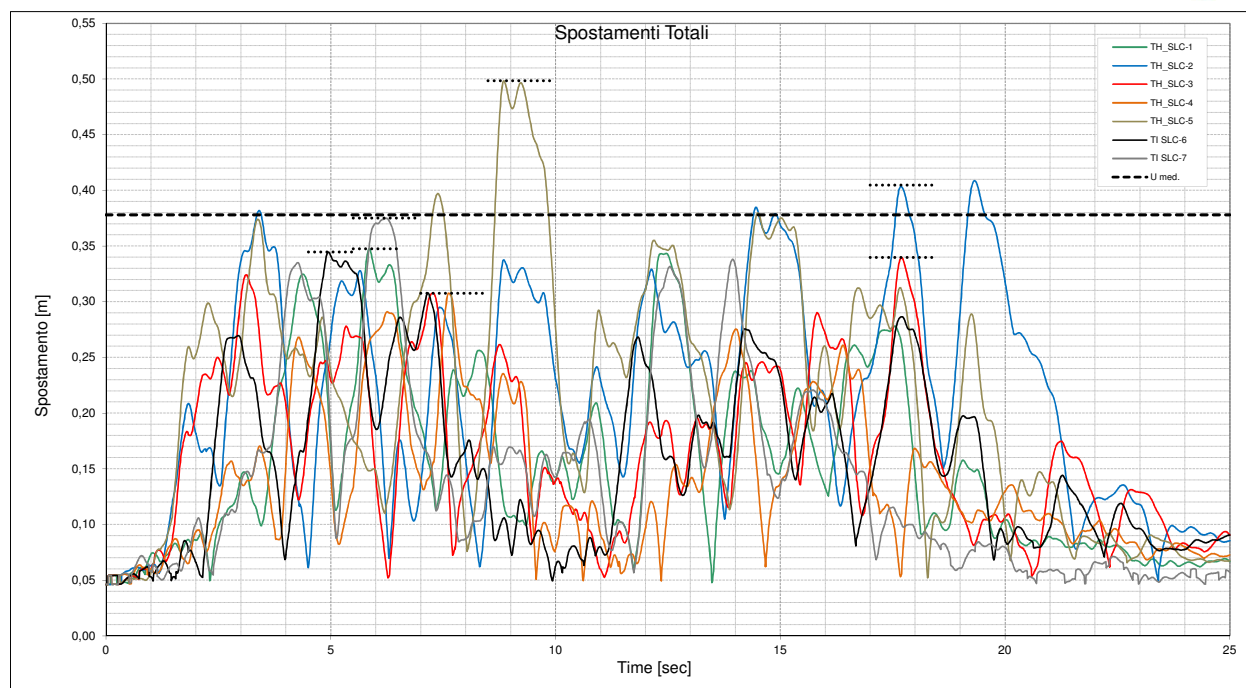


Figura 5-40. Spostamenti isolatori  $U_{tot}$  derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila n°7 [Link 16] allo SLC con i diversi accelerogrammi

Dalla Figura 5-40 si evidenzia come per il caso in esame si hanno due casi di analisi in cui i valori degli spostamenti massimi risultano superiori ai valori medi.

In base a questa considerazione si sottolinea come sarebbe opportuno prevedere un adeguato coefficiente di sicurezza per gli spostamenti, che ad oggi non è presente sulla normativa nazionale, per tener conto degli effetti dell'aleatorietà dell'input sismico.

Una ulteriore variabilità dei risultati deriva direttamente dalle caratteristiche dei dispositivi impiegati. Infatti come più volte ricordato nel caso degli isolatori di tipo elastomerici occorre necessariamente tener conto di quella che può essere definita la variabilità dei materiali stessi che compongono l'isolatore. Per questo motivo l'Eurocodice 8 all'appendice JJ definisce dei coefficienti correttivi per tener conto della suddetta variabilità delle caratteristiche di rigidezza. Dall'analisi dei risultati scaturisce come sia imprescindibile una doppia analisi al fine di limitare quello che può essere definito l'intervallo entro cui oscillano le grandezze di interesse.

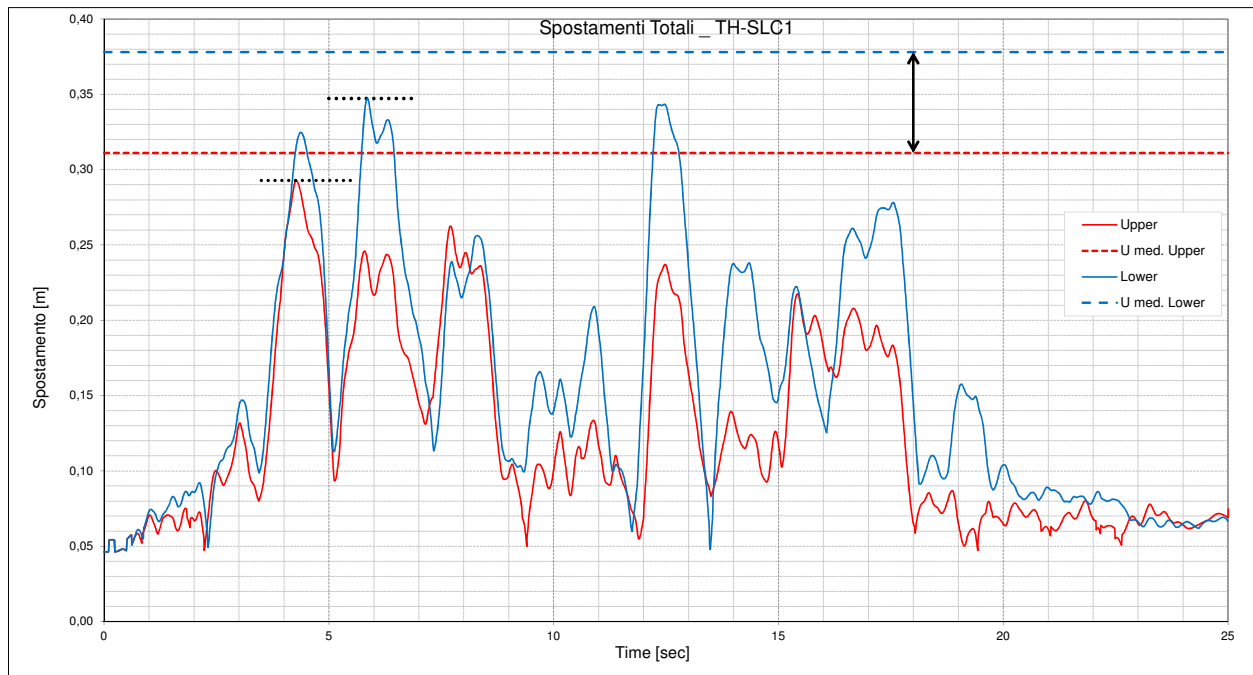


Figura 5-41. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila n°7 [Link 16] allo SLC1 con proprietà Upper e Lower

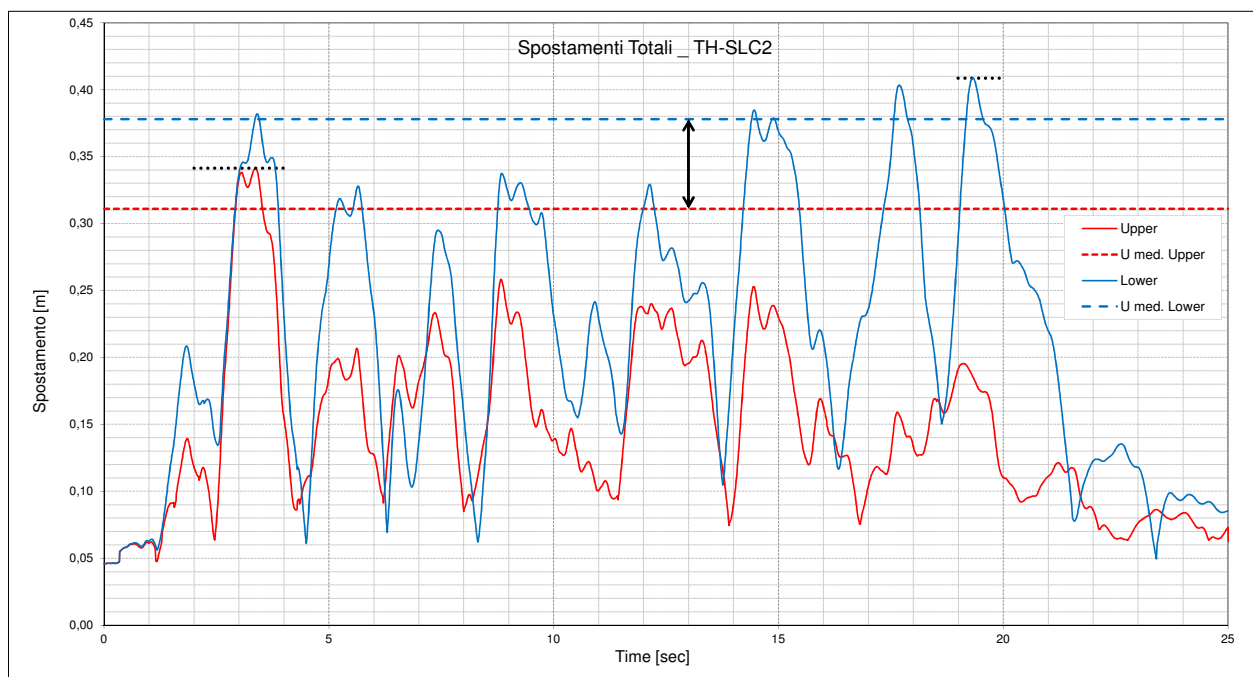


Figura 5-42. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila n°7 [Link 16] allo SLC2 con proprietà Upper e Lower

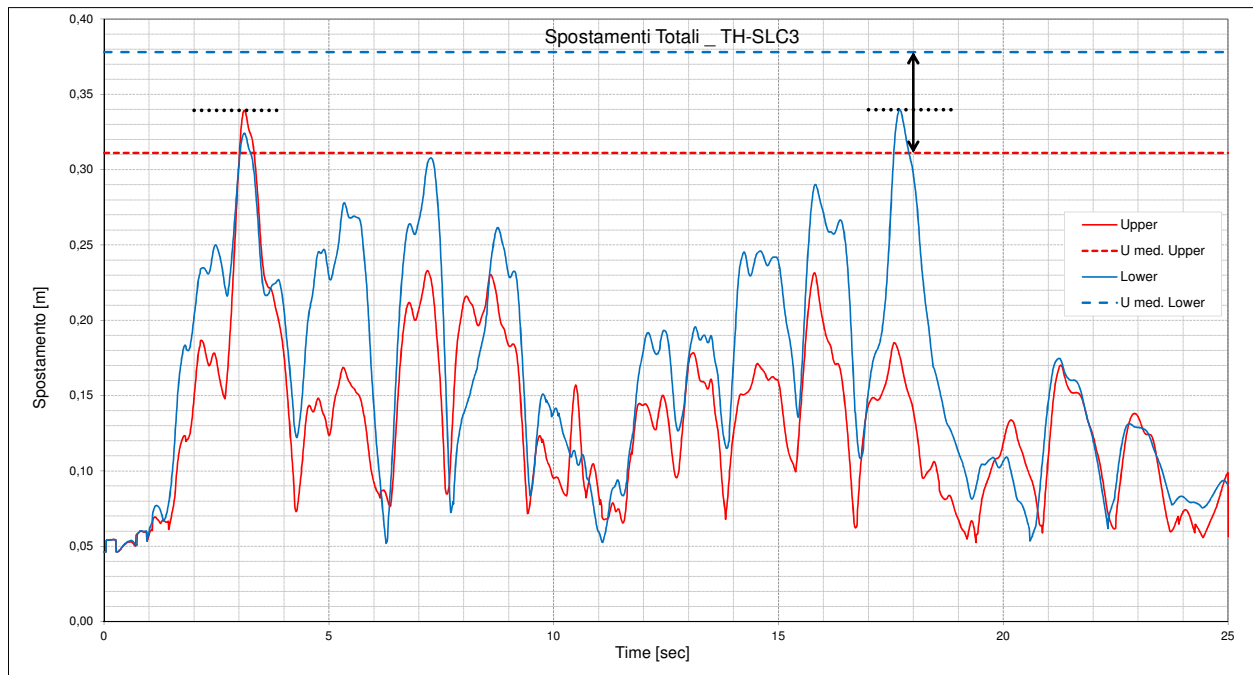


Figura 5-43. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila n°7 [Link 16] allo SLC3 con proprietà Upper e Lower

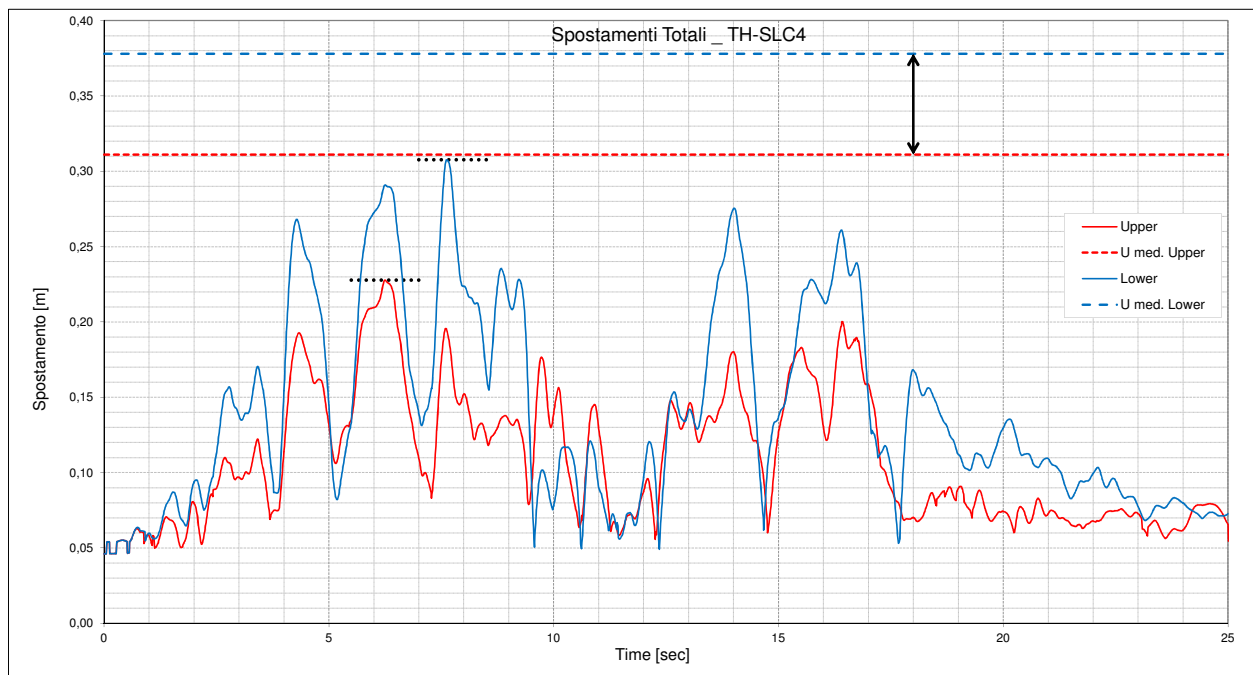


Figura 5-44. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC4 con proprietà Upper e Lower

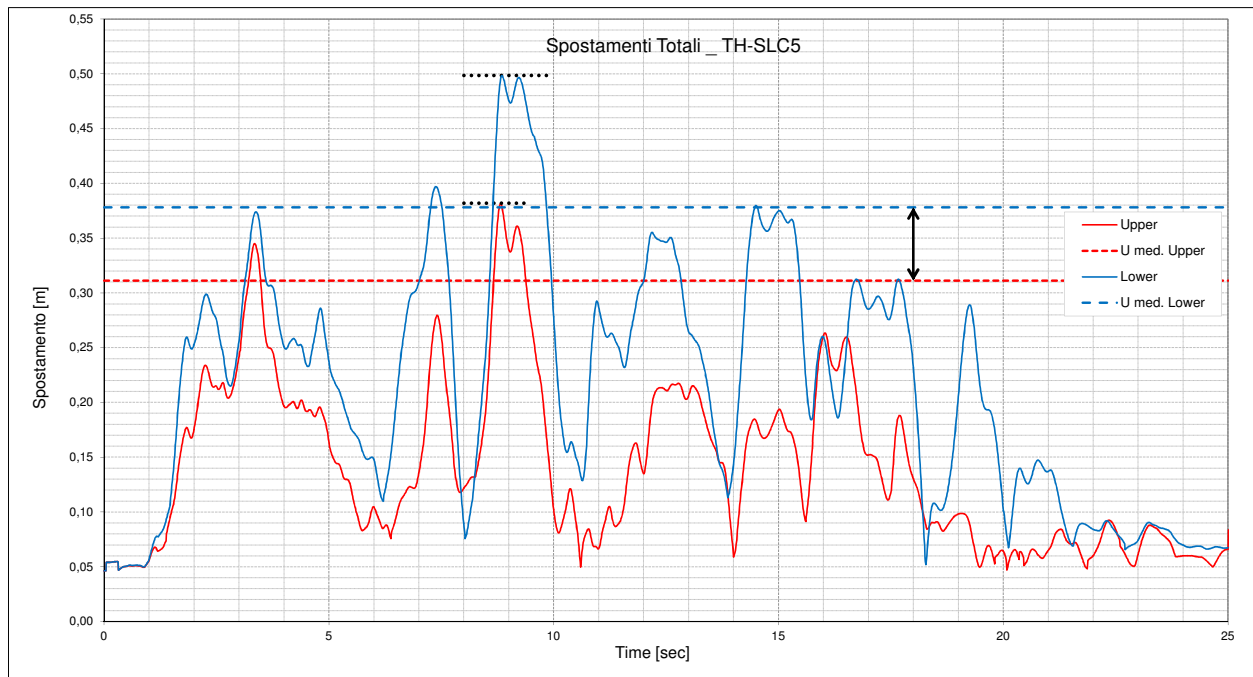


Figura 5-45. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC5 con proprietà Upper e Lower

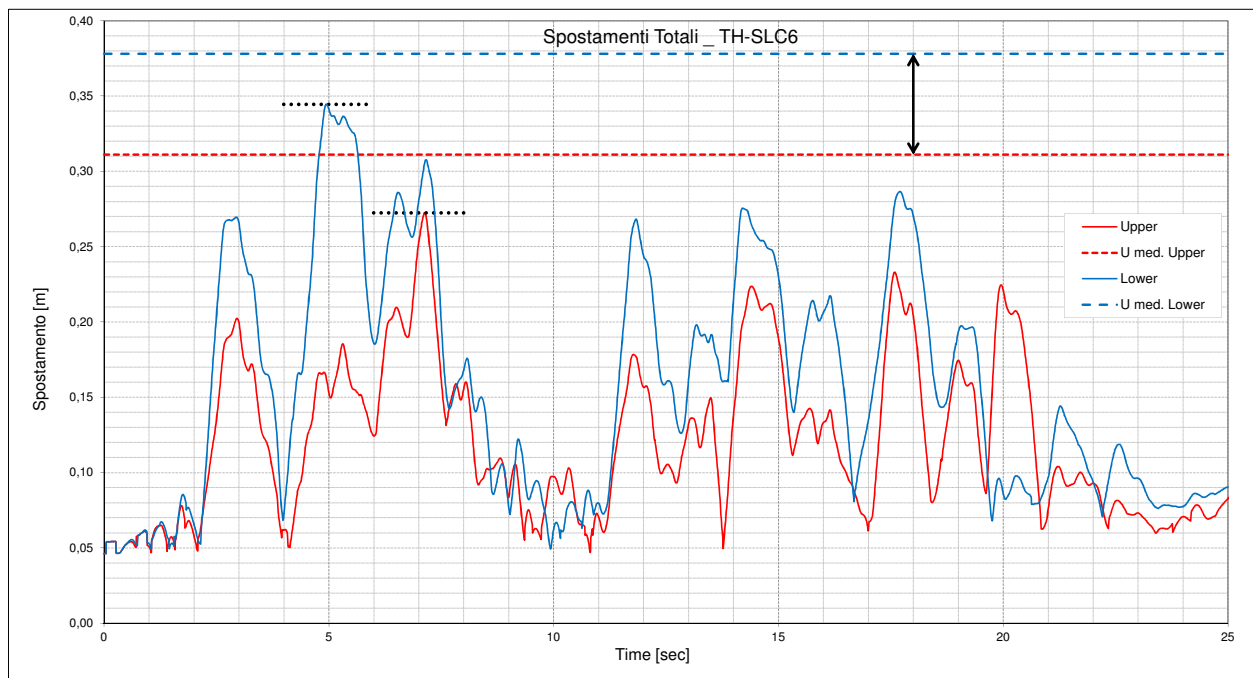


Figura 5-46. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC6 con proprietà Upper e Lower



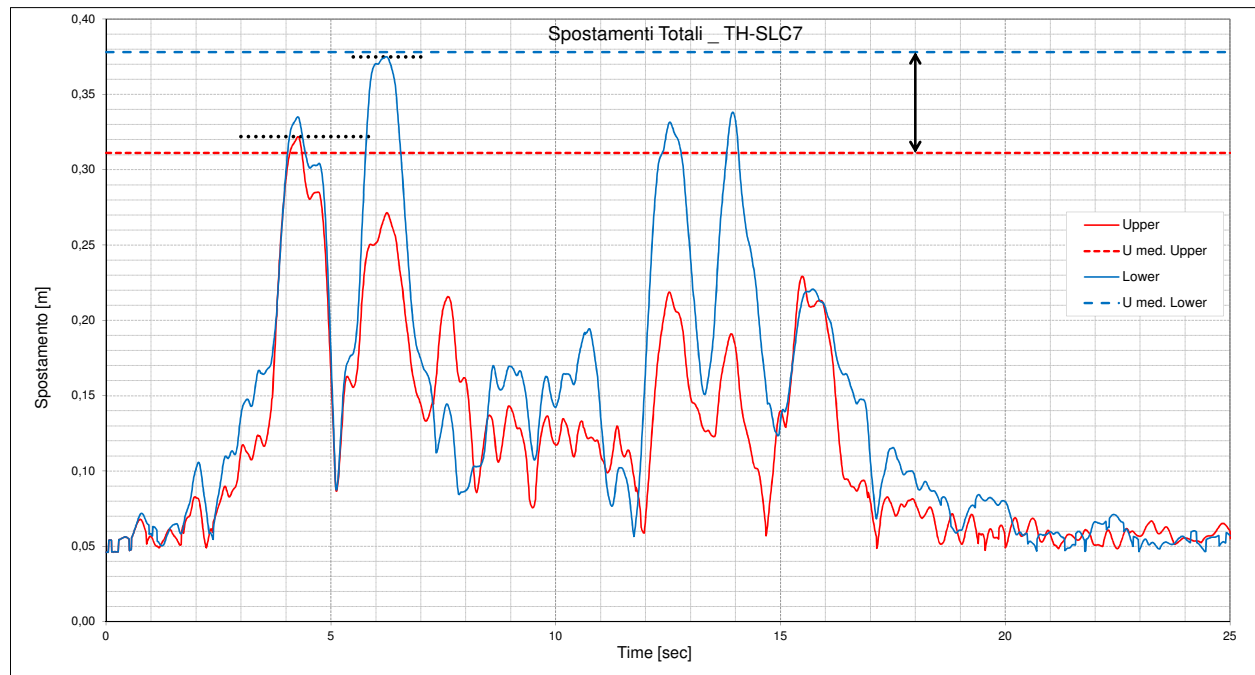


Figura 5-47. Confronto Spostamenti Utot derivanti dalla Combinazione II per l'isolatore della pila centrale [Link 6] allo SLC7 con proprietà Upper e Lower

Dai grafici sopra riportati si deduce come per ciascun caso di analisi diventa fondamentale eseguire delle analisi con entrambe le proprietà degli isolatori, vale a dire sia con UBDP (*Upper Bound Design Properties*) che LBDP (*Upper Bound Design Properties*). Infatti la variabilità in termini di valori medi risulta notevole così come pure tra gli stessi valori medi e ciascun picco registrato durante la singola analisi. In base a questa considerazione si sottolinea come sarebbe opportuno magari prevedere un adeguato coefficiente di sicurezza per gli spostamenti, che ad oggi non è presente sulla normativa nazionale. Questo perché a causa della aleatorietà appunto sia degli input sismici ma anche delle caratteristiche dei dispositivi si rischia di compromettere il funzionamento di tutto il sistema di isolamento con conseguente vulnerabilità che ne derivano. Questo aspetto potrebbe essere oggetto di ulteriori approfondimenti e magari anche recepito dai testi normativi.

### 5.2.9 Analisi con rigidezza equivalente

Come specificato in precedenza per il caso studio in esame non è possibile applicare delle analisi in campo lineare e tanto meno una analisi di tipo modale con spettro di risposta. Oltre a questo limite imposto dalla normativa va evidenziata la difficoltà nel tener in conto correttamente del reale grado di fessurazione negli elementi in c.a. maggiormente soggetti a flessione, ovvero le pile. Per questo motivo l'unico modo per avere a disposizione uno strumento di paragone con quanto fatto in precedenza è stata una analisi dinamica non lineare non eseguita però non su un modello a fibre come fatto in precedenza bensì su un modello con rigidezze ridotta sulle singole aste. Per valutare gli effetti indotti dalla fessurazione anche su un modello per così dire semplificato in cui si è introdotta una rigidezza equivalente sulle singole aste è necessario seguire un processo iterativo.

Si riporta la procedura effettuata:

- Ciascuna pila è stata suddivisa in sezioni ad intervallo di circa 1,00 m come mostrato in figura:

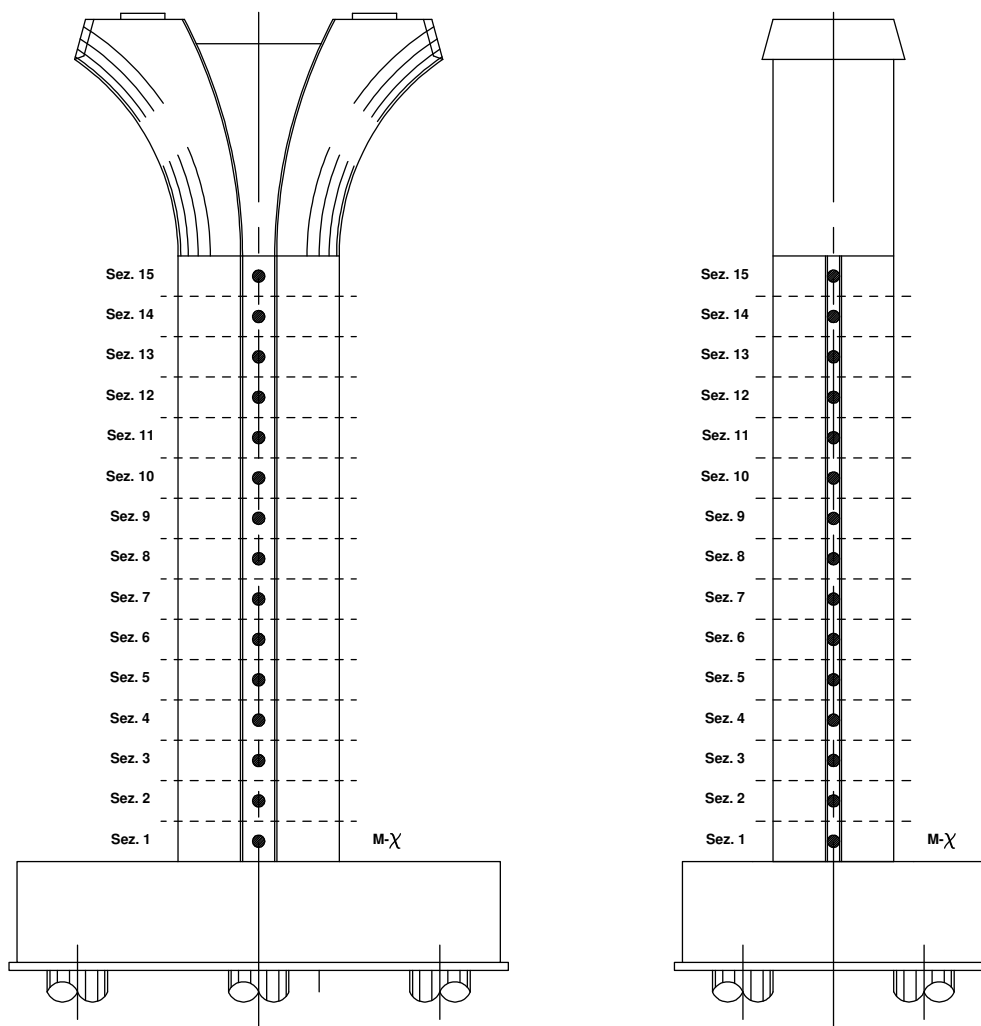


Figura 5-48 Discretizzazione in sezioni per la pila 3 in cui sono state condotte le analisi momento curvatura

- Si considerano i momenti della sezione d'interesse, si confronta nel legame momento-curvatura della sezione per ottenere la curvatura corrispondente, per ciascuna direzione;
- Si calcola la rigidezza flessionale effettiva come  $EJ_{\text{eff}} = M/\Phi$
- Si esegue il rapporto tra  $EJ_{\text{eff}}$  e  $EJ$  intero con  $E$  modulo di elasticità del calcestruzzo definito dalla norma ed  $J$  momento d'inerzia della sezione.
- Viene implementato questo valore nella finestra relativa alle proprietà della sezione nel programma di calcolo e rifatta girare l'analisi dinamica modale con smorzamento equivalente di circa 40%.

Si ripete questa procedura finchè la rigidezza effettiva non varia significativamente tra iterazioni successive.

Dopo poche iterazioni si è raggiunto la convergenza arrivando a tali risultati.

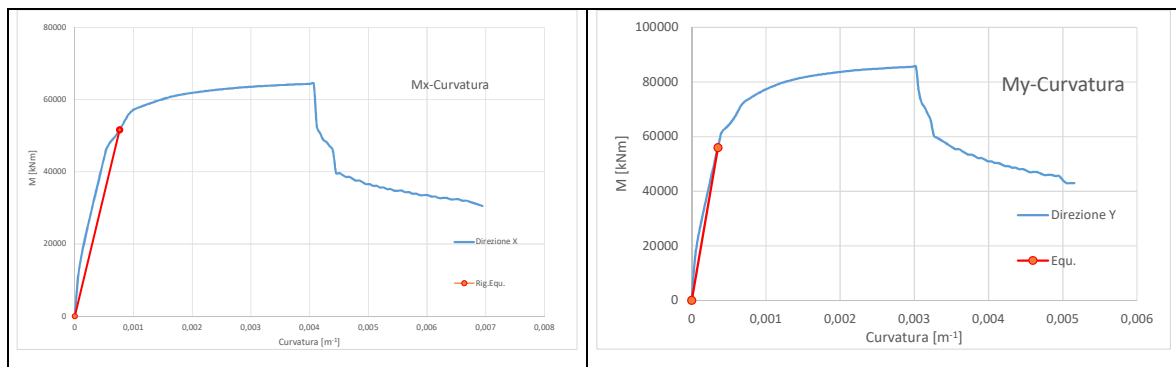


Figura 5-49 rigidezze efficaci per la pila 3 [frame 74] valutate in direzione X e Y allo SLV

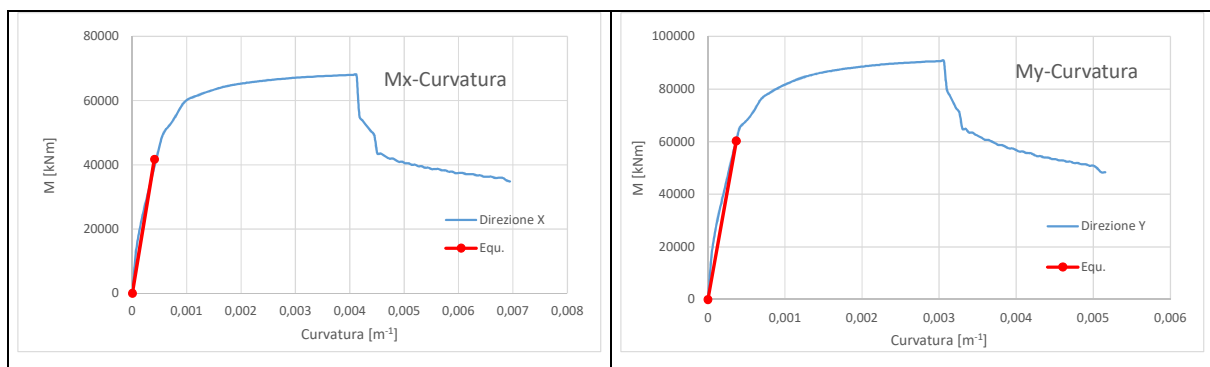


Figura 5-50 rigidezze efficaci per la pila 7 [frame 1184] valutate in direzione X e Y allo SLV

In figura Figura 5-51 e Figura 5-52 si riportano i valori di rigidezza efficace  $EJ_{\text{eff}}$  valutate lungo l'altezza delle pile 3 e 7.

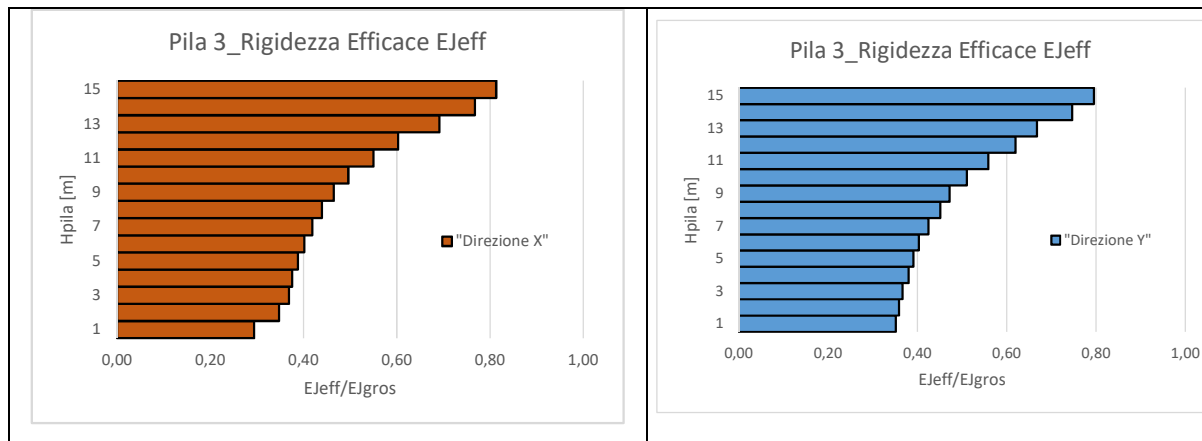


Figura 5-51 Distribuzione rigidezze efficaci in altezza pila 3 [frame 74] valutate in direzione X e Y allo SLV

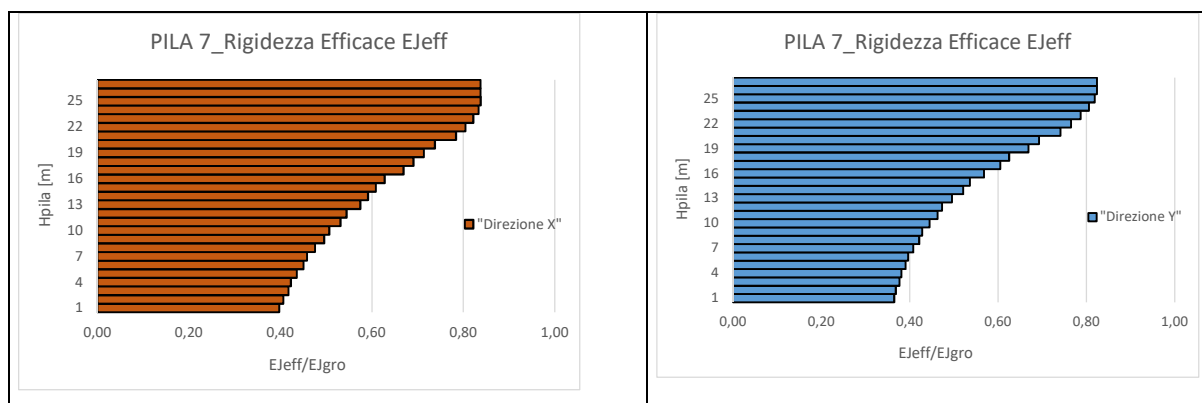


Figura 5-52 Distribuzione rigidezze efficaci in altezza pila 7 [frame 1184] valutate in direzione X e Y allo SLV

Come si può valutare, in genere, le riduzioni maggiori sulla rigidezza si concentrano fino ai 2/3 dell'altezza. Inoltre la riduzione della rigidezza per effetto della fessurazione non mostra un andamento lineare per cui sarebbe anche complicato valutare in maniera semplificata un andamento lungo l'altezza del fusto delle pile.

Questo processo di calibrazione ha permesso di avere risultato in termini di sollecitazioni nelle singole aste che compongono le pile simili a quanto ottenuto con la modellazione a fibre. Infatti dopo aver introdotto gli opportuni coefficienti riduttivi sono state eseguite nuovamente delle analisi time history in campo non lineare ma in assenza di cerniere plastiche per i singoli frame. Nelle figure seguenti sono confrontati i momenti sollecitanti in direzione longitudinale alla base per la pila 3 trasversale per la pila 7 per 3 time history allo SLV.

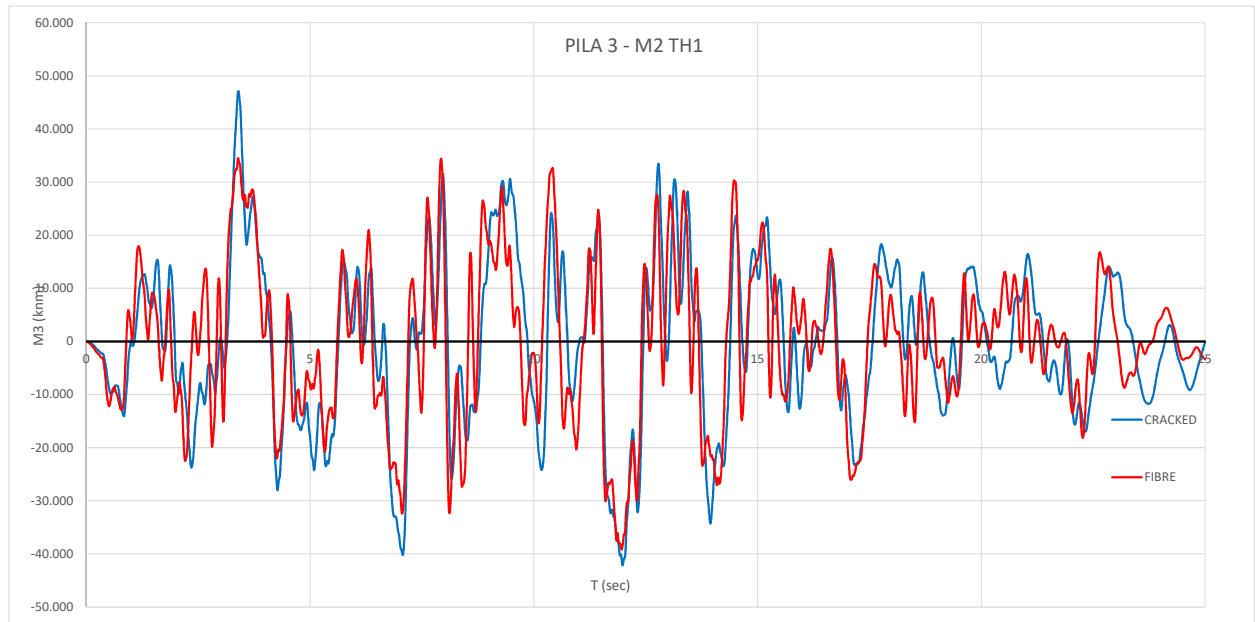


Figura 5-53 Pila 3 [frame 74] M2 Time-History 1 SLV

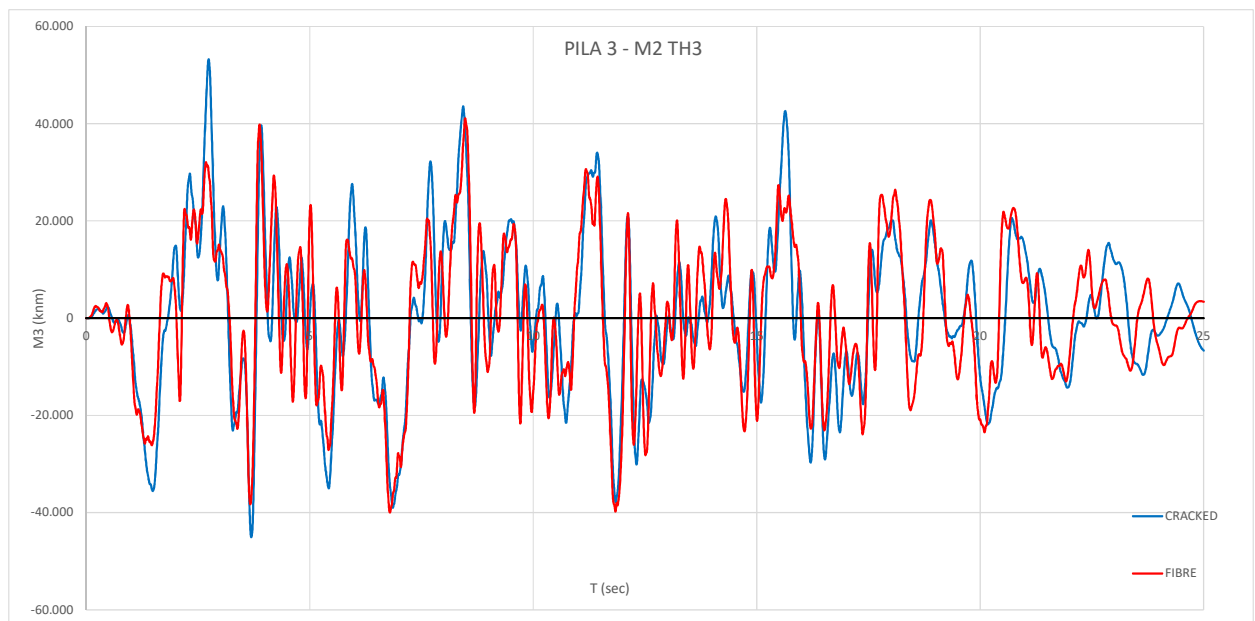


Figura 5-54 Pila 3 [frame 74] M2 Time-History 3 SLV

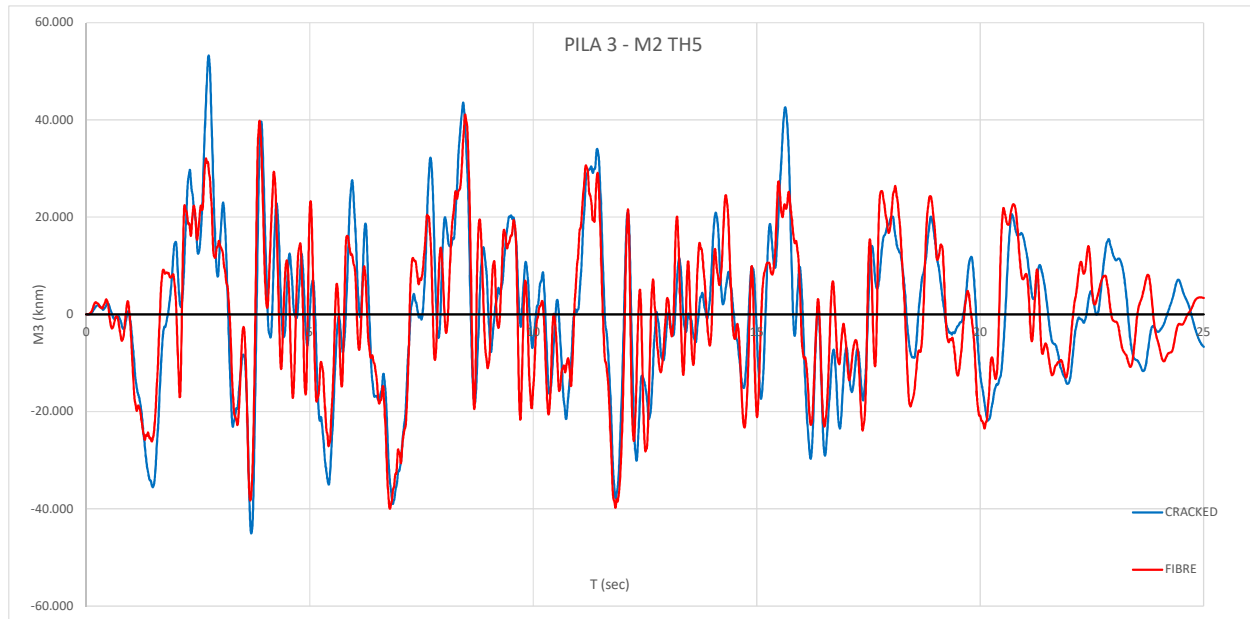


Figura 5-55 Pila 3 [frame 74] M2 Time-History 5 SLV

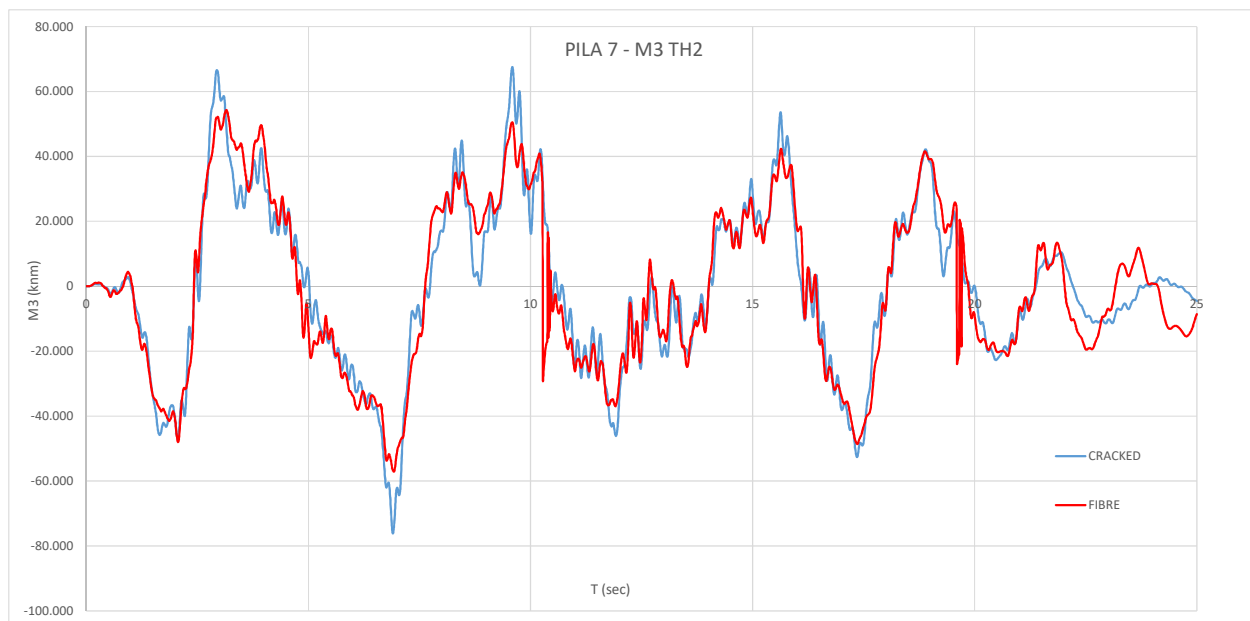


Figura 5-56 Pila 7 [frame 1184] M3 Time-History 2 SLV

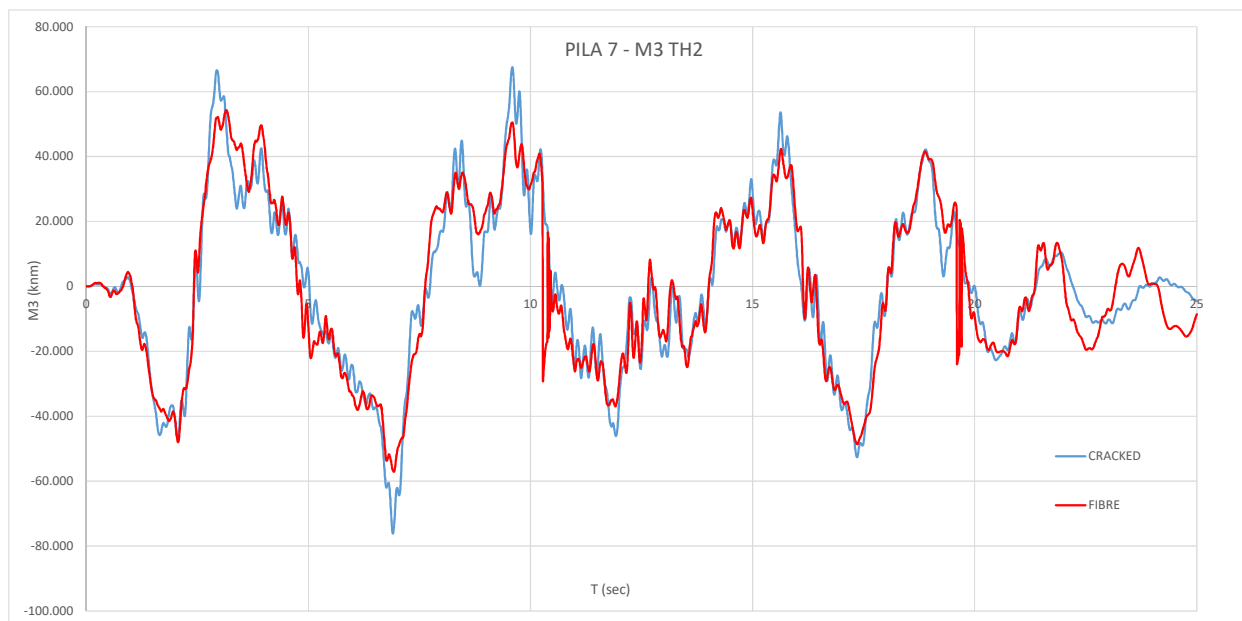


Figura 5-57 Pila 7 [frame 1184] M3 Time-History 4 SLV

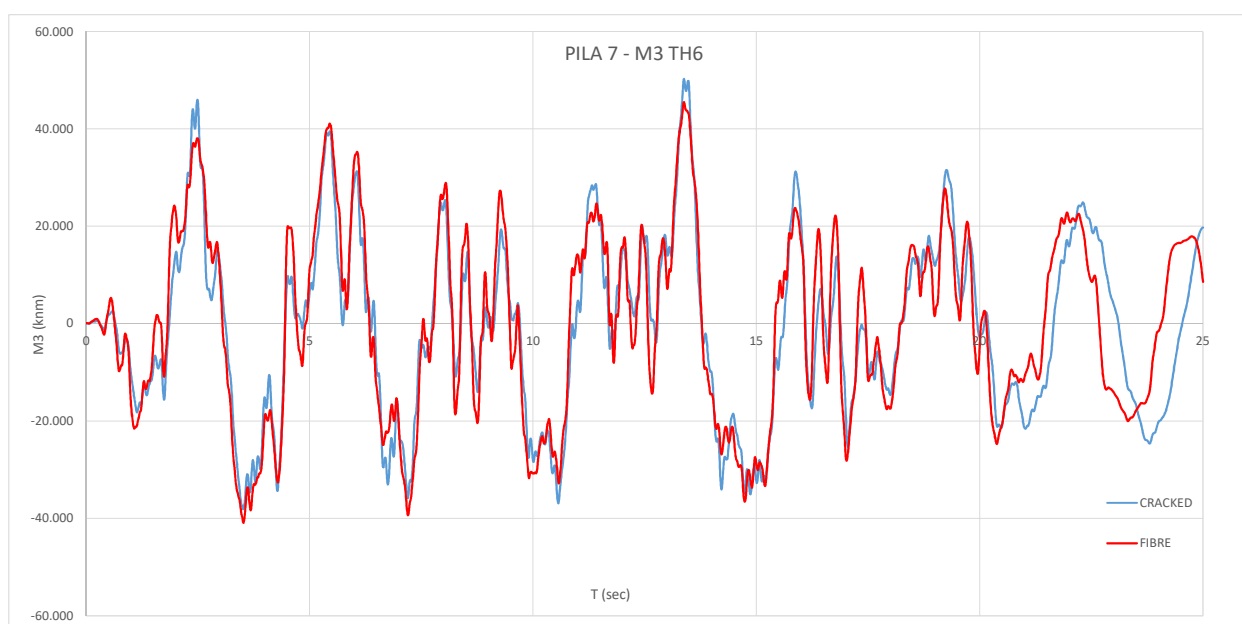


Figura 5-58 Pila 7 [frame 1184] M3 Time-History 6 SLV

Da quanto riportato è possibile valutare la congruenza fra le due modellazioni. In generale si ha una buona corrispondenza tra quanto ottenuto dal modello a fibre e dal modello con rigidezza ridotta. Si può notare come in generale gli andamenti nel tempo siano molto vicini con le maggiori discrepanze che si manifestano in corrispondenza dei picchi laddove in generale il modello con rigidezze equivalente si mostra più gravoso. Tale differenza è imputabile alla maggior precisione della modellazione a fibre in grado di cogliere istantaneamente la reale rigidezza nelle membrature.



## 6 Conclusioni

Nella presente tesi sono stati analizzati ponti con irregolarità riguardanti sia la configurazione di vincolo che quella geometrica relativa soprattutto alla diversa altezza delle pile in ponti ad elevato sviluppo longitudinale. A tale scopo sono stati selezionati ed analizzati nel dettaglio due casi studio, il primo relativo ad un ponte parzialmente isolato (trasversalmente) o **PRSI** (**P**artially **R**estrained **S**eismically **I**solated), il secondo relativo ad un ponte totalmente isolato (sia trasversalmente che longitudinalmente) o **BDSI** (**B**i-**D**irectional **S**eismically **I**solated) con elevato sviluppo longitudinale.

Relativamente al caso di ponti definiti **PRSI** lo studio svolto ha visto l'applicazione del metodo di progetto messo a punto per definire la configurazione degli isolatori sismici in grado di garantire una determinata deformata obiettivo associata a delle sollecitazioni obiettivo alla base delle pile.

Il metodo di progetto è stato applicato a 3 diverse configurazioni geometriche caratterizzate da un diverso coefficiente di regolarità RSI (Relative Stiffness Index). Per ciascuno di questi casi sono state successivamente condotte delle analisi dinamiche lineari con spettro di risposta con la finalità di valutare l'efficacia del metodo di progetto. In tutte le configurazioni i risultati in termini di periodi di vibrazione della struttura e spostamenti dei singoli sistemi pila/isolatori hanno evidenziato differenze generalmente comprese tra 1 e 5%.

Sulla base di quanto appena descritto si può affermare che il metodo di progetto consente di determinare in maniera abbastanza esatta le grandezze ingegneristicamente rilevanti per ponti irregolari nello schema di vincolo. Inoltre per uno dei 3 casi studio descritti in precedenza sono state condotte sia l'analisi modale con spettro di risposta che le analisi dinamiche non lineari. Entrambe le analisi hanno evidenziato una buona rispondenza sia per quanto riguarda gli spostamenti nei dispositivi di isolamento che nelle membrature delle pile.

In particolare rispetto a quanto determinato nella prima fase con il metodo di progetto i maggiori scostamenti, comunque contenuti nell'ordine del 15-20%, hanno interessato le sezioni di base delle pile e in particolare per le sollecitazioni flettenti. Tale differenza va imputata alla massa stessa delle pile e del relativo pulvino che in fase di applicazione del metodo di progetto è stata trascurata.

Inoltre risulta verificato l'obiettivo principale del metodo di progetto che prevedeva di perseguire per le pile uno stato di sollecitazione simile e tale da limitare l'effetto della fessurazione per conservare quanto più integre le sezioni.





## BDSI

Per quanto riguarda il caso studio di ponte tipo **BDSI** è stato innanzitutto condotto uno studio preliminare finalizzato ad individuare la configurazione ottimale degli isolatori. La configurazione adottata prevede sulle pile più esterne isolatori più rigidi rispetto a quelli previsti per le pile centrali.

Per questo caso studio inoltre è stata posta una maggiore attenzione alla definizione del modello di analisi ed in particolare degli elementi rappresentative delle pile, sulle quali risulta fondamentale una corretta modellazione del grado di fessurazione delle membrature, che influenza in maniera importante il comportamento dinamico dell'intero ponte. Ogni pila è stata modellata con elementi frame lineari discretizzati lungo il fusto ad intervalli regolari. Su ciascuno di questi elementi rappresentativi della pila è stato inserito un elemento non lineare a plasticità concentrata, definito sulla base di un modello a fibre della sezione trasversale. Le analisi condotte sono state sempre di tipo non lineare nel dominio del tempo con 7 gruppi di accelerogrammi artificiali. Sulla base dei risultati forniti da queste analisi è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- 1) La disposizione degli isolatori caratterizzati da differenti rigidità sulle diverse pile permette effettivamente di ottenere spostamenti circa omogenei nei diversi dispositivi e sollecitazioni alla base delle pile confrontabili. Quindi in direzione trasversale si è avuta una regolarizzazione del comportamento dinamico nonostante lo sviluppo longitudinale notevole e le pile ad altezze notevolmente diverse;
- 2) Il grado di fessurazione delle pile è risultato assai variabile sia lungo lo sviluppo della pila che diverso da pila a pila. Pertanto, al fine di una corretta analisi sismica del ponte, è necessario procedere con una modellazione avanzata delle sottostrutture attraverso modelli non lineari a fibre, in grado di cogliere il reale comportamento nelle diverse sezioni durante l'analisi nel dominio del tempo.
- 3) Per opere a rilevante sviluppo longitudinale la sovrapposizione degli effetti, in termini di spostamento, sismici con quelli termici e di eventuali spostamenti residui sui dispositivi può portare all'utilizzo di isolatori con una capacità di spostamento elevata. In questi casi l'introduzione di elementi in grado di disaccoppiare gli spostamenti sismici da quelli legati alla variazione termica risulta l'unica via percorribile per non utilizzare dispositivi con caratteristiche particolari.



- 4) La variabilità delle caratteristiche degli isolatori, in accordo al EC-2, risulta di notevole importanza per dispositivi come i Friction Pendulum. Pertanto non si può prescindere dall'eseguire una doppia analisi con set UBDP (*Upper Bound Design Properties*) e LBDP (*Upper Bound Design Properties*), in modo da dimensionare tutti gli elementi costruttivi nelle configurazioni più sfavorevoli.

Infine per il caso studio in esame sono state condotte anche analisi dinamiche attraverso un modello con aste a comportamento lineare e rigidezza equivalente. Le analisi condotte sono sempre del tipo dinamiche non lineari nel dominio del tempo e hanno permesso di calibrare le diverse rigidezze dei singoli frame al fine di riprodurre il comportamento del modello a fibre. I risultati hanno confermato la variabilità del grado di fessurazione da pila a pila e lungo il fusto delle pile, infatti solo adottando rigidezze equivalenti diverse e opportunamente calibrate per le diverse pile e per i diversi tratti in cui ogni pila è stata discretizzata lungo l'altezza della stessa, è stato possibile ottenere risultati molto simili con il modello a fibre. E' pertanto possibile concludere che una corretta valutazione della risposta sismica della tipologia analizzata di ponti isolati non può essere fatta adottando valori univoci di rigidezza, cioè valori costanti per tutta la pila e/o uguali per tutte le pile, come usualmente avviene quando non si adotta la modellazione a fibre.



## Bibliografia

- [1] Cardone, Dolce, Palermo. *Direct displacement-based design of seismically*;
- [2] J.S.Hwang, K.C.Chang and M.H.Tsai. *Composite damping ratio of seismically isolated regular bridges*. ELSEVIER
- [3] M.C. Kunde and R.S.Jangid. *Seismic behavior of isolated bridges:A-state-of-the-art review*. Electronic Journal of Structural Engineering, 3 (2003).
- [4] Kazuhiko Kawashima. *Seismic Isolation Of Highway Bridges*. Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 3 (Special Issue), 2004.
- [5] Meng-Hao Tsai. *Transverse earthquake response analysis of a seismically isolated regular bridge with partial restraint*. Engineering Structures 30 (2008).
- [6] P. Franchin, G. Monti and P. E. Pinto. *On the accuracy of simplified methods for the analysis of isolated bridges*. Earthquake Engineering And Structural Dynamics (30).
- [7] Jenn-Shin Hwang and Yi-Shane Tseng. *Design formulations for supplemental viscous dampers to highway bridges*. Earthquake Engineering And Structural Dynamics (34).
- [8] Chiara Cassarotti. *Bridge Isolation and Dissipation Devices: state of the art review of seismic response and modelling of modern seismic isolation and dissipation devices*. Earthquake Engineering.
- [9] Farzad Naeim and James M.Kelly. *Design of seismic Isolated Structures, From Theory to Practice*.
- [10] 6th Meeting,(2005). *Structural Solutions for Bridge Seismic Design and Retrofit*. Kobe Japan.
- [11] FIB Group. *Design for enhanced control of damage*. Chapter 6.
- [12] Wang, Yen-Po. *Fundamentals of Seismic Base Isolation*. International Training Programs for Seismic Design of Building Structure.
- [13] Tzu-Ying LEE and Kazuhiko Kawashima. *Effectiveness Of Seismic Displacement Response Control For Non Linear Isolated Bridge*. Earthquake Engineering And Structural Dynamics No.1 15s-January 2006.
- [14] Masato Abe, Yozo Fujino and Junji Yoshida. Dynamic behaviour and seismic performance of base isolated bridges. *12WCCCE 2000*.
- [15] Kyu-Sik Park, Hyung-Jo Jung, In-Won Lee. *A comparative study on aseismic performances of base isolation systems for multi-span continuous bridge*. Engineering Structures 24 (2002).
- [16] Damian N. Grant, Gregory L. Fenves and Ferdinando Auricchio. *Bridge isolation with high damping rubber bearings – Analytical modelling and system response*. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004.
- [17] Gloria Terenzi. *Dynamics of SDOF systems with non linear viscous damping*.
- [18] Nicos Makris and Shih-Po Chang. *Effect of Damping Mechanisms on the Response of Seismically Isolated Structure*. PEER Report 1998/06 Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [19] Giuseppe C. Marano and Rita Greco. *A performance reliability based criterion for the optimum desing of bridges isolator*. ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 451, Vol. 41.
- [20] Kazuhiko Kawashima, Hiroyuki and Hideaki Iwasaki. *Evaluation of modal damping ratio based on strain energy proportional damping method*. Journal of structural Engineering, Vol. 40A.
- [21] Samuele Infanti, H.T. Kang, M.G. Castellano. *Retrofit of bridges in Korea using viscous damper technology*. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004.
- [22] Damian Grant. *Bidirectional modelling of High-Damping Rubber Bearings*. Earthquake Engineering.
- [23] A. Dall'Asta and L. Ragni. *Nonlinear behavior of dynamic systems with high damping rubber devices*. Engineering Structures.
- [24] A. Dall'Asta and E. Tubaldi. *A design method for seismically isolated bridges with abutment restraint*. ELSEVIER
- [25] Stergios A. Mitoulis. *The inefficacy of seismic isolation in bridges with tall piers*. 15 WCEE Lisboa 2012.
- [26] M.R. Wackhaure and Varpe Charulata S. *Effect of cracked section on lateral response of reinforced concrete flanged beams*. International Journal of Modern Engineering Research, Vol. 2 Issue 5 September-October 2012.
- [27] Priestley M.J.N., Seible F. and Calvi, G.M. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley, New York.
- [28] Priestley M.J.N. and Calvi G.M. *Direct displacement-based seismic design of concrete bridges*. Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Bridge Design and Retrofit for Earthquake Resistance, La Jolla, California.