



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

---

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e dell'Architettura

**Analisi probabilistiche di vulnerabilità sismica di ponti a sezione  
composta acciaio calcestruzzo**

**Probabilistic seismic vulnerability analyses of steel concrete  
composite bridges**

**Relatore:**

Prof. Ing. Fabrizio Gara

**Correlatori:**

Dott. Ing. Sandro Carbonari

Dott. Ing. Lucia Minnucci

**Tesi di Laurea di:**

Paolo Morresi

A.A. 2019 / 2020

---

|  |           |
|--|-----------|
| <b>INTRODUZIONE</b>  | <b>6</b>  |
| <b>CAP. 1 – INTRODUZIONE ALLA VULNERABILITÀ, FRAGILITÀ E RISCHIO SISMICO</b> | <b>8</b>  |
| 1.1 CURVE DI FRAGILITÀ   | 9         |
| 1.2 VULNERABILITÀ  | 12        |
| 1.3 PERICOLOSITÀ SISMICA   | 12        |
| 1.4 LIVELLI PRESTAZIONALI  | 13        |
| <b>CAP. 2 – DEFINIZIONE DEL CASO STUDIO</b>                                  | <b>15</b> |
| 2.1 GEOMETRIA DELL'IMPALCATO   | 15        |
| 2.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELLE AZIONI E LE VERIFICHE      | 19        |
| 2.1.1 NORMATIVA PRE '90  | 19        |
| 2.2.2 NORMATIVA POST '90   | 26        |
| 2.3 CALCOLO DELLE AZIONI   | 30        |
| 2.3.1 CARICHI PERMANENTI G1 E G2   | 32        |
| 2.3.2 CARICHI MOBILI Q1  | 34        |
| 2.3.3 INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI Q2                              | 35        |
| 2.3.4 CARICHI DA VENTO Q5  | 36        |
| 2.3.1 CARICHI SISMICI Q6   | 37        |
| <b>CAP. 3 – DISPOSITIVI DI APPOGGIO</b>                                      | <b>39</b> |
| 3.1 SCELTA DISPOSITIVO   | 43        |

---

---

|  |           |
|--|-----------|
| <b>3.2 DISPOSITIVI DI APPOGGIO MOBILI</b>                            | <b>46</b> |
| 3.2.1 MODELLO OPENSEES - FLAT-SLIDER-BEARINGS                        | 47        |
| 3.2.2 VARIABILITÀ DELL'ATTRITO CON LA PRESSIONE VERTICALE            | 52        |
| 3.2.3 VARIABILITÀ DELL'ATTRITO CON LA VELOCITÀ                       | 53        |
| <b>3.3 DISPOSITIVI DI APPOGGIO FISSI</b>                             | <b>54</b> |
| 3.3.1 MODELLO OPENSEES – APPOGGIO FISSO                              | 55        |
| <b>3.4 SOGLIE PRESTAZIONALI DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO</b>          | <b>59</b> |
| <br>   |           |
| <b>CAP. 4 – TRAVERSI</b>   | <b>64</b> |
| <hr/>  |           |
| <b>4.1 VERIFICA DELLE SEZIONI TRASVERSALI</b>                        | <b>64</b> |
| <b>4.2 MODELLO SEMPLIFICATO DI CARDEN-BUCKLE-ITANI</b>               | <b>66</b> |
| 4.2.1 RIGIDEZZA TORSIONALE DELLA TRAVE IN ACCIAIO                    | 67        |
| 4.2.2 RIGIDEZZA ROTAZIONALE DELL'APPOGGIO                            | 69        |
| 4.2.3 RIGIDEZZA ROTAZIONALE DELLA CONNESSIONE TRAVE SOLETTA          | 69        |
| 4.2.4 RIGIDEZZA DEGLI IRRIGIDIMENTI D'ANIMA DELLA TRAVE METALLICA    | 70        |
| 4.2.5 RIGIDEZZA TRASVERSALE COMBINATA                                | 71        |
| 4.2.6 RIGIDEZZA TRASVERSALE DEL SISTEMA SOLETTA - CORRENTE SUPERIORE | 72        |
| <b>4.3 MODELLO 2D EQUIVALENTE - SEISMOSTRUCT</b>                     | <b>74</b> |
| 4.3.1 METODOLOGIA DI ANALISI   | 74        |
| 4.3.2 RISULTATI DELL'ANALISI PUSHOVER DI INSTABILITÀ NEL PIANO       | 75        |
| 4.3.3 RISULTATI DELL'ANALISI PUSHOVER DI INSTABILITÀ FUORI PIANO     | 80        |

---

---

|   |                   |
|---|-------------------|
| 4.3.4 RIGIDEZZA EQUIVALENTE DEL SISTEMA RETICOLARE                | 83                |
| <b>4.4 MODELLAZIONE DEL SISTEMA TRASVERSALE SU OPENSEES</b>       | <b>87</b>         |
| 4.4.1 MATERIALI UTILIZZATI  | 88                |
| 4.4.2 MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO PRE E POST ROTTURA           | 90                |
| <b>4.5 VALIDAZIONE DEL MODELLO OPENSEES</b>                       | <b>92</b>         |
| <b>4.6 LIVELLI PRESTAZIONALI DEL SISTEMA TRASVERSALE</b>          | <b>94</b>         |
| <b><u>CAP. 5 – VULNERABILITÀ SISMICA</u></b>                      | <b><u>96</u></b>  |
| <b>5.1 DEFINIZIONE MODELLAZIONE CASO STUDIO</b>                   | <b>96</b>         |
| 5.1.1 IMPALCATO   | 97                |
| 5.1.2 SPALLA  | 98                |
| 5.1.3 PILE  | 99                |
| 5.1.4 APPOGGI   | 100               |
| 5.1.5 TRAVERSI  | 101               |
| <b>5.2 METODOLOGIA DI ANALISI</b>                                 | <b>102</b>        |
| <b>5.3 ELABORAZIONE OUTPUT ANALISI</b>                            | <b>103</b>        |
| 5.3.1 CURVE DI FRAGILITÀ DEI DISPOSITIVI DI APPOGGI               | 105               |
| 5.3.2 CURVE DI FRAGILITÀ DEL SISTEMA DI IRRIGIDIMENTO TRASVERSALE | 108               |
| <b><u>CONCLUSIONI</u></b>   | <b><u>111</u></b> |
| <b><u>BIBLIOGRAFIA</u></b>  | <b><u>113</u></b> |

---

---

---

---

## INTRODUZIONE

Ponti e viadotti sono delle strutture chiave della rete stradale e la loro efficienza è cruciale in caso di emergenza. Per questo motivo la valutazione preventiva del probabile danno che andrà a manifestarsi nel caso di catastrofi naturali, è di vitale importanza. Qualora i ponti siano ubicati in zone critiche dal punto di vista sismico, la valutazione della loro vulnerabilità sismica è quindi un aspetto di notevole interesse.

La struttura che viene trattata è quella dei ponti a sezione composta acciaio-calcestruzzo: questa tipologia si è ampiamente diffusa in tutto il territorio nazionale a partire dagli anni '90 ed oggi è la tipologia verso la quale si è spostato il baricentro delle realizzazioni in Italia. I ponti a sezione composta presentano notevoli vantaggi, a partire dal peso ridotto dei materiali utilizzati in relazione alla resistenza, la facilità di posa in opera con metodologie sempre più avanzate e veloci dal punto delle tempistiche di cantiere e la facilità di manutenzione e ripristino.

Lo studio ha come scopo quello del miglioramento della modellazione strutturale dei ponti a sezione composta, con il fine di ottenere una più accurata valutazione della vulnerabilità sismica.

Nei capitoli tre e quattro viene approfondita la modellazione dei dispositivi di appoggio e della sezione trasversale dell'impalcato, in relazione alla tipologia di ponti presi in considerazione. I dispositivi di appoggio trattati sono quelli realizzati in acciaio, con superficie di scorrimento acciaio-PTFE, poiché questa tipologia di dispositivi insieme a quelli elastomerici sono i più diffusi in ambito infrastrutturale. Il sistema di irrigidimento trasversale studiato è quello composto da una struttura reticolare con traversi disposti a V, i quali rendono la struttura rigida connettendo le due travi principali tramite un corrente superiore ancorato alla soletta mediante connessione a pioli e due diagonali a connettere il corrente superiore con il corrente inferiore.

---

Vengono eseguite analisi dinamiche non lineari, realizzando un modello del ponte con il programma OpenSees, sviluppato dalla “Pacific Earthquake Engineering Research” (PEER). Gli output delle analisi sono gli effetti (spostamenti) degli elementi componenti il ponte sotto le azioni sismiche agenti sul modello, questi vengono confrontati con le capacità di risposta di ogni singolo elemento. La capacità degli elementi viene valutata attraverso lo studio delle soglie di danno.

Per ogni elemento studiato del ponte, viene effettuato il confronto degli effetti con le capacità, questo tramite approccio probabilistico, effettuando la costruzione delle curve di fragilità.

---

## CAP. 1 – Introduzione alla vulnerabilità, fragilità e rischio sismico

Sono circa 13000 i ponti ed i viadotti che insistono sul territorio nazionale per uno sviluppo di circa 30000 chilometri. Dei 13000 ponti circa un terzo sono lunghi almeno 100 metri e la maggior parte di essi risale agli anni '60, dimostrando un'età superiore della durabilità dei materiali messi in opera in quegli anni. Dal 2013 ad oggi si sono verificati 12 crolli e nella metà dei crolli ci sono stati morti e feriti.

Esempio della criticità della situazione in Italia, viene fornita dal parco infrastrutturale abruzzese delle autostrade A24 ed A25, composto da ben 175 viadotti, della quale la maggior parte ha manifestato problematiche conseguenti agli eventi sismici che nel 2009 hanno colpito l'Aquila.

Nonostante l'elevata importanza dal punto di vista strategico dei ponti e dei viadotti, non esistono in Italia specifiche linee guida e piani di manutenzione che tengano in conto dell'azione sismica. Per questo motivo un approfondimento di questa tematica è di notevole interesse, soprattutto per lo sviluppo in futuro di un vero e proprio sistema standardizzato di monitoraggio ed analisi delle strutture esistenti in Italia.

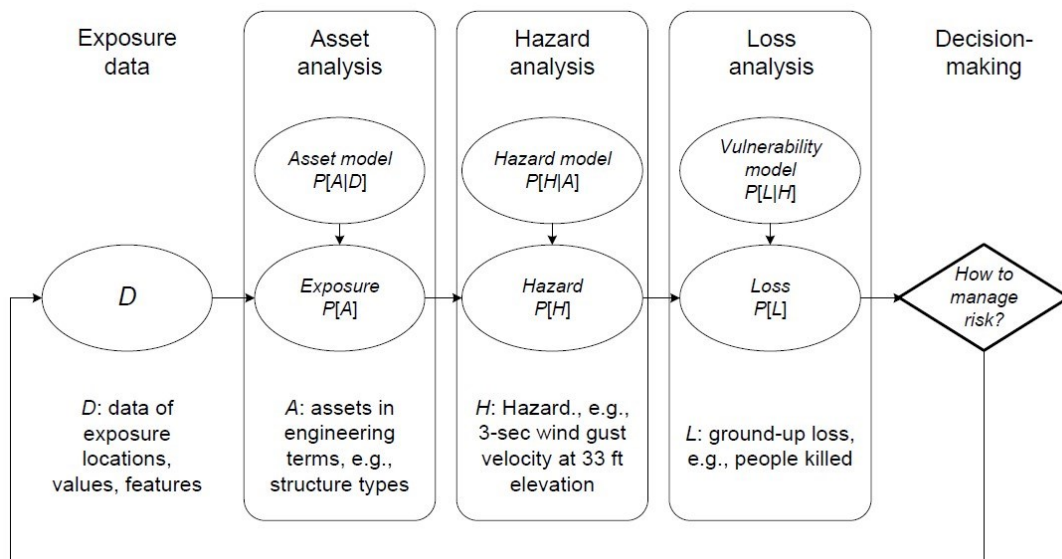
La costruzione delle curve di fragilità è un ambito di notevole interesse negli ultimi decenni, questo poiché grazie allo studio delle stesse, è possibile la valutazione preventiva del possibile danno che andrà a manifestarsi nella maggior parte dei ponti attualmente esistenti sulla rete stradale.

Ci sono molti metodi per quantificare la vulnerabilità sismica, uno di questi è il metodo ingegneristico di seguito presentato in fig. 1.1 e proposto da K. Porter (2018) [5], caratterizzato dalle seguenti fasi:

- Acquisizione dei dati definendo le peculiarità dell'opera oggetto di analisi e le caratteristiche oggetto di indagine;



- Analisi di pericolosità, che rappresentano nel nostro caso la pericolosità sismica di cui è soggetta l'opera, ad esempio l'eccitazione ambientale alla quale l'opera è sensibile. Viene quindi stimata la relazione tra la gravità dell'eccitazione ambientale e la frequenza alla quale queste soglie di eccitazione vengono eguagliate o superate;
- Analisi di vulnerabilità, si relazionano i vari livelli di eccitazione ambientale che causano una diversa perdita in funzionalità dell'opera, stimabile in costi di riparazione, tempo di perdita della funzionalità etc.
- Decision making, risultato dell'analisi di vulnerabilità che nella maggior parte dei casi vengono usate per decidere se e come intervenire sull'opera.



*Fig.1.1 Approccio ingegneristico all'analisi di rischio [5]*

## 1.1 Curve di Fragilità

Una definizione comune di fragilità è "la qualità di essere facilmente rotto o danneggiato" [5] Il concetto di funzione di fragilità nell'ambito dell'ingegneria sismica può essere definito

---

come la funzione matematica che esprime la probabilità che un evento indesiderato capiti, in funzione di un certo grado di eccitazione sismica.

Un'altra definizione è la seguente: la funzione di fragilità rappresenta la funzione di distribuzione cumulativa della capacità di resistere ad un determinato stato limite.

Per funzione di distribuzione cumulativa si intende la probabilità che un parametro monitorato sia pari o minore di una determinata soglia.

La forma più comune della funzione di fragilità sismica è la funzione di distribuzione cumulativa log-normale, espressa come segue:

$$F_d(x) = P [ds \geq ds|IM] = \phi \left( \frac{1}{\beta_d} \ln \frac{IM}{IM_{mi}} \right) \quad d \in \{1, 2, \dots, N_D\}$$

Dove:

- $F_d(x)$  = funzione di fragilità per un livello di danno  $ds$  valutato per un determinato livello di intensità sismica  $IM$ ;
- $P [ds \geq ds|IM]$  = probabilità che uno stato di danno sia raggiunto o superato per un livello di intensità sismica prefissata e definita dalla misura di intensità  $IM$ ;
- $N_D$  = numero degli stati di danno assegnati;
- $IM$  = misura di intensità sismica, determinata con approccio probabilistico;
- $\phi$  = funzione di distribuzione cumulativa standard normalizzata, comunemente definita *Gaussiana*;
- $\beta_d$  = deviazione standard;
- $IM_{mi}$  = mediana dello stato di intensità sismica che causa lo stato di danno  $i$ -esimo.

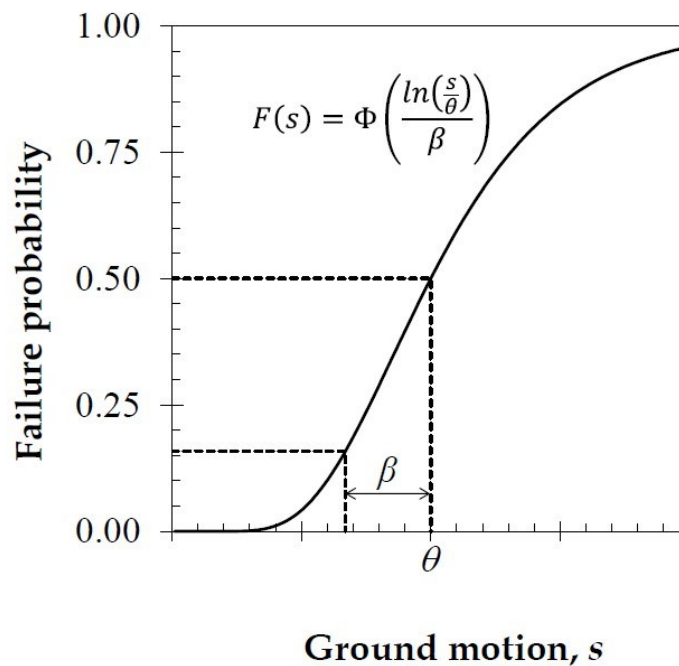
Si possono distinguere tre classi generali di funzioni di fragilità tramite il metodo utilizzato per la loro creazione, questi metodi possono essere:

---

- 
- Empirico, una funzione di fragilità di tipo empirico viene creata approssimando la funzione stessa ad un campione di dati misurati in laboratorio oppure in situ;
  - Analitico, una funzione di fragilità di tipo analitico viene ottenuta tramite un'analisi strutturale su un modello che rappresenta l'opera studiata;
  - Opinione di esperti, una funzione di fragilità ottenuta da esperti è quella derivata da un insieme di esperienze ed opinioni di persone che sono esperte nell'ambito considerato.

Si possono creare funzioni di fragilità anche combinando tra loro diversi metodi.

Un esempio di funzione di fragilità è raffigurato in fig. 1.2, K. Porter (2018) [5].



*Fig.1.2 Esempio di funzione di fragilità [5]*

---

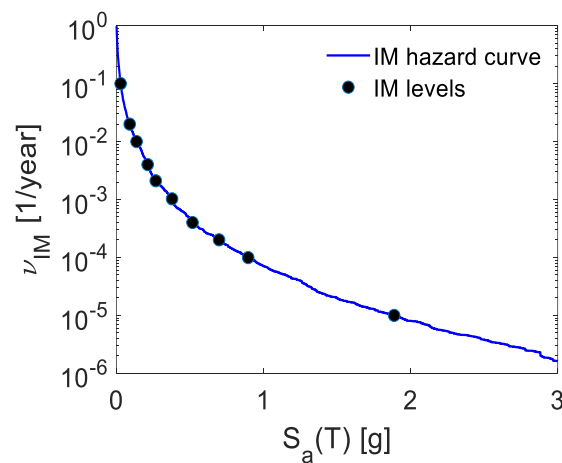
## 1.2 Vulnerabilità

Una funzione di vulnerabilità sismica correla una qualsiasi perdita ad una misura di intensità sismica. Vulnerabilità e fragilità sono due cose distinte che indicano differenti parametri. La vulnerabilità misura una perdita, mentre la fragilità misura una probabilità. Una funzione di vulnerabilità può essere riferita a diverse variabili, quale una funzione di danneggiamento, una funzione di perdita, una curva di fragilità ed altre.

## 1.3 Pericolosità sismica

La pericolosità sismica si riferisce ad una relazione tra un determinato livello di eccitazione sismica e la frequenza o probabilità che un determinato luogo abbia verificato tale eccitazione sismica.

La pericolosità sismica può essere quantificata in diversi modi, tra cui le curve di pericolosità. Queste sono caratterizzate da due parametri, l'intensità sismica sul sito nell'asse delle ascisse e la probabilità di eccedenza in un determinato periodo di tempo nell'asse delle ordinate. Minore è l'intensità sismica e maggiore sarà la probabilità di eccedenza, maggiore è l'intensità sismica e minore sarà la probabilità di eccedenza.



*Fig.1.3 Pericolosità sismica [5]*

---

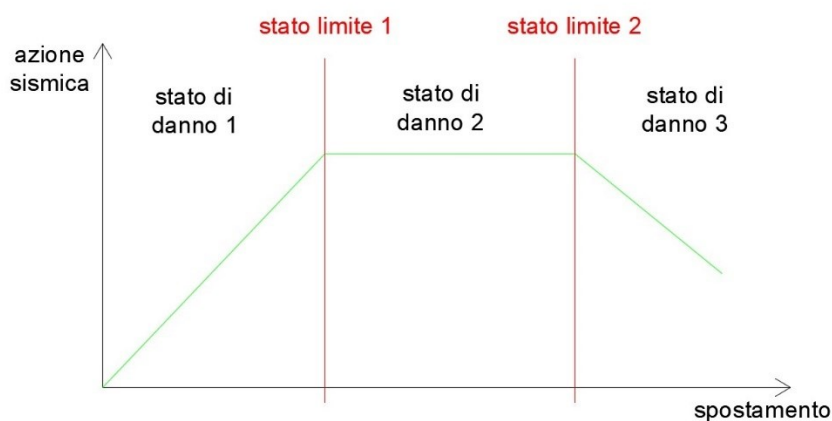
---

La selezione della misura di intensità sismica (IM) che caratterizza il terreno risulta di fondamentale importanza per la determinazione della funzione di fragilità.

L'intensità sismica può essere riferita a diverse unità di misura degli eventi sismici, quali la PGA (accelerazione di picco del suolo), PGV (velocità di picco del terreno), PGD (spostamento di picco del terreno),  $S_a(T)$  (accelerazione spettrale al periodo fondamentale della struttura "T"), ..., etc.

#### 1.4 Livelli prestazionali

Attraverso le soglie di danno (o stato limite) possiamo definire diversi livelli prestazionali. Lo stato limite definisce il valore alla quale si passa attraverso due stati di danno differenti, ad esempio, per due stati limite differenti possiamo determinare tre stati di danno. Un esempio è riportato in fig. 1.4.

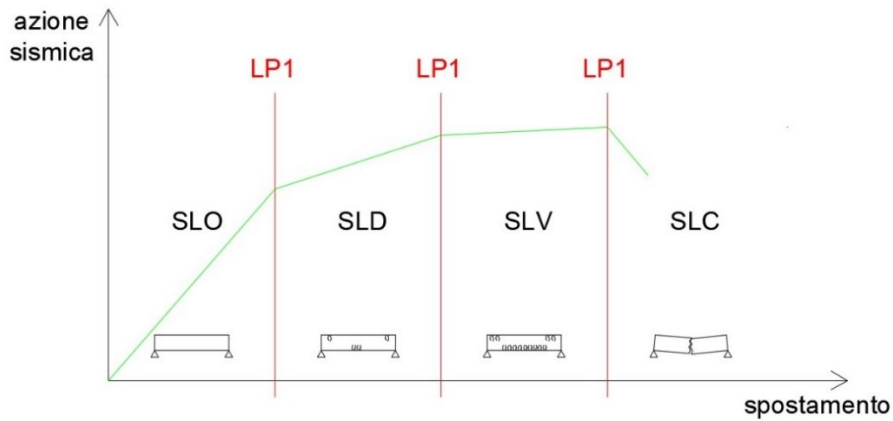


*Fig.1.4 Stato di danno e Stato limite*

I più diffusi stati di danno, illustrati in fig. 1.5, sono i seguenti:

- SLO, stato limite di operatività;

- 
- SLD, stato limite di danno;
  - SLV, stato limite di salvaguardia della vita;
  - SLC, stato limite di collasso.



*Fig.1.5 Stati limite comunemente usati.*

Questa suddivisione richiede la definizione del livello prestazionale a cui riferirsi per ogni singolo stato di danno, per ogni elemento che compone la struttura da elaborare. Per ogni singolo elemento preso in considerazione nello studio della struttura verranno quindi definite diverse soglie prestazionali.

---

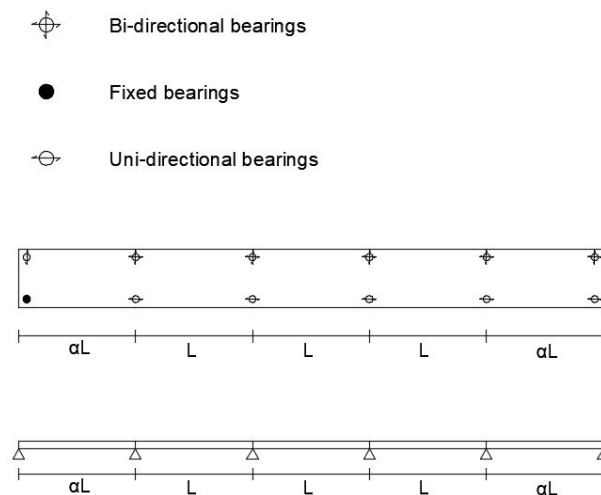
## CAP. 2 – Definizione del caso studio

I ponti a sezione composta acciaio calcestruzzo sono molto versatili dal punto di vista geometrico, soprattutto per quanto riguarda la lunghezza delle campate. Essi, infatti, vengono utilizzati per luci dai 25m fino ai 70m, risolvendo ad esempio la necessità di campate più lunghe per gli attraversamenti idraulici e comunque riducono l'impatto visivo dovuto ad un numero troppo elevato di pile.

Dal punto di vista economico i ponti a sezione composta sono competitivi rispetto al c.a.p. (a parità di luce) e questo è dovuto a numerosi aspetti, quali la semplificazione delle sezioni, il miglioramento dei metodi di calcolo e la disponibilità di piatti metallici di elevato spessore e resistenza costante.

### 2.1 Geometria dell'impalcato

Il ponte analizzato è della tipologia a sezione mista acciaio-calcestruzzo con le seguenti dimensioni geometriche illustrate in fig.2.1 e tab.2.1-2:



*Fig.2.1 – Impalcato*

---

| Geometria Generale ponte |            |                |
|--------------------------|------------|----------------|
| L Campate principali     | $\alpha L$ | Numero Campate |
| [m]                      | [m]        | [-]            |
| 50                       | 40         | 5              |

*Tab.2.1 – lunghezza campate*

La sezione trasversale dell'impalcato è composta da due travi metalliche a doppio T, poste a 6m tra di loro, connesse ad una soletta c.a. tramite connessione di taglio con pioli di tipo Nelson. Le travi sono rese rigide trasversalmente tramite una struttura reticolare a V.

Le dimensioni geometriche degli elementi descritti sono elencate nelle seguenti tabelle 2.3-4-5 e fig. 2.2-3.

| Geometria trave metallica |       |       |       |       |       |          |                   |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|-------------------|
| H                         | $b_1$ | $b_2$ | $t_1$ | $t_2$ | $h_w$ | tw.medio | A                 |
| [mm]                      | [mm]  | [mm]  | [mm]  | [mm]  | [mm]  | [mm]     | [m <sup>2</sup> ] |
| 1900                      | 800   | 1000  | 65    | 65    | 1770  | 22       | 0.15594           |
| 1900                      | 800   | 1000  | 25    | 40    | 1835  | 12       | 0.08202           |

*Tab.2.3 – Travi principali*

| Geometria soletta cls |     |      |      |                   |
|-----------------------|-----|------|------|-------------------|
| B                     | b   | a    | h    | Ac                |
| [m]                   | [m] | [m]  | [m]  | [m <sup>2</sup> ] |
| 12.5                  | 6   | 3.25 | 0.25 | 3.125             |

*Tab.2.4 – soletta*



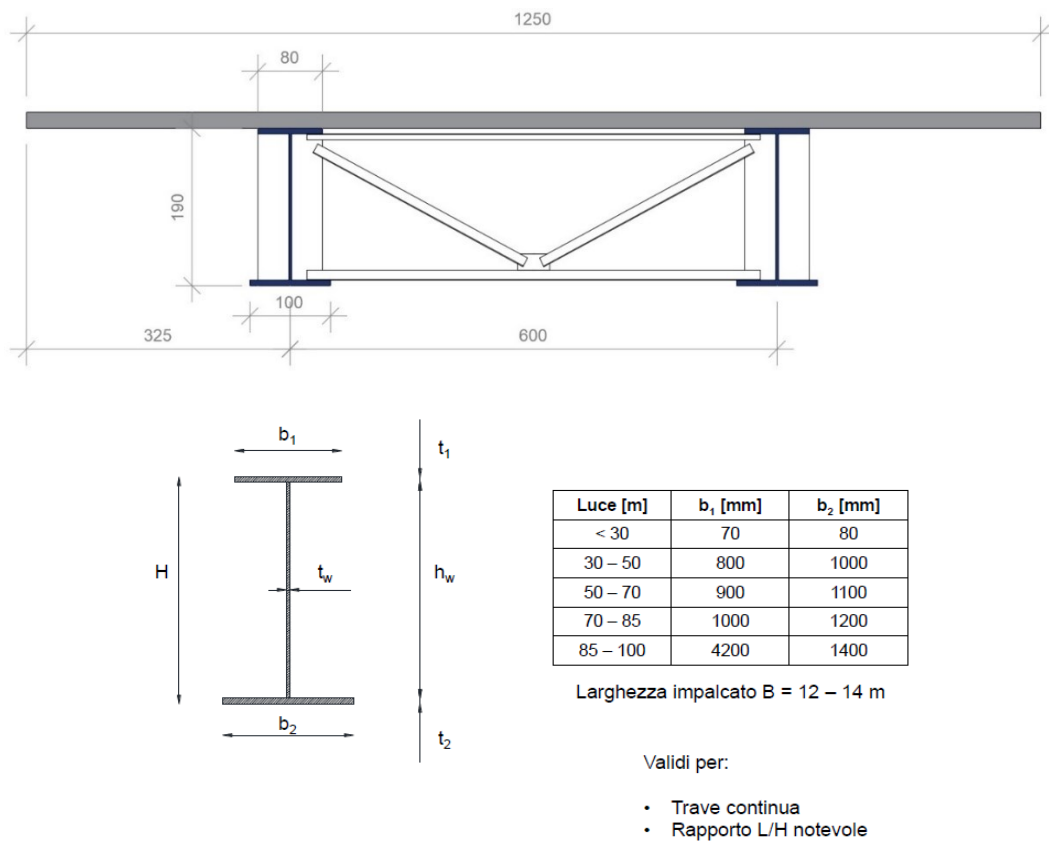


Fig.2.2 – Travi principali

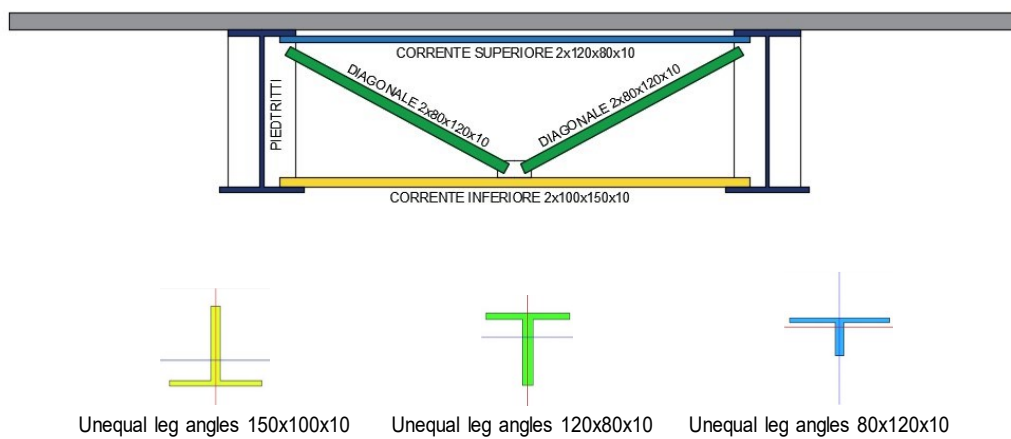


Fig.2.3 – sezione trasversale

| Travi Angolari a lati disuguali spigoli tondi ACCOPPIATI UNI 5784-66 |     |     |    |    |      |                 |                    |                 |
|--|-----|-----|----|----|------|-----------------|--------------------|-----------------|
| Profilo  | b   | h   | a  | r  | Peso | Sezione         | Momenti di inerzia |                 |
| mm   | mm  | mm  | mm | mm | kg/m | cm <sup>2</sup> | Jx                 | Jy              |
|  |     |     |    |    |      |                 | cm <sup>4</sup>    | cm <sup>4</sup> |
| 120x80x10  | 120 | 80  | 10 | 11 | 30   | 38.2            | 196.2              | 552             |
| 80x120x10  | 80  | 120 | 10 | 11 | 30   | 38.2            | 552                | 196.2           |
| 150x100x10   | 150 | 100 | 10 | 12 | 38   | 48.4            | 397                | 1105.2          |
| 100x150x10   | 100 | 150 | 10 | 12 | 38   | 48.4            | 1105.2             | 397             |

*Tab.2.5 – Traversi*

Si riportano in tab.2.6-7, le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati per i diversi elementi che compongono l'impalcato.

| Materiali      |            |
|----------------|------------|
| Acciaio        | S355       |
| Calcestruzzo   | Rck 40 Mpa |
| Armature lente | B450       |

*Tab.2.6 – materiali impiegati*

In generale per i ponti a sezione composta il rapporto tra altezza della pila "H" e diametro della stessa "D", può essere tabulato in funzione del rapporto tra lunghezza impalcato "L" e larghezza del ponte "B" come in tab. 2.7.

| H/D \ L/B | 12 | 20 | 40 |
|-----------|----|----|----|
| 3         | B1 | A2 | C1 |
| 5         | B2 | A1 | C2 |
| 7         | B3 | A3 | C3 |

*Tab.2.7 – classificazione dei ponti in base ai rapporti geometrici degli elementi costruttivi*

---

Il caso studio prende in esame la categoria A1, dove si considera un rapporto H/D pari a 5 ed un rapporto L/B pari a 20.

Di conseguenza le pile del ponte considerato avranno un diametro pari a 2.2m ed una altezza pari a 11m.

## 2.2 Normativa di riferimento per il calcolo delle azioni e le verifiche

La tipologia dei ponti a sezione composta acciaio-calcestruzzo ha visto il suo sviluppo in un periodo storico recente, posizionato all'incirca negli anni '90. Dagli anni'90, a livello normativo, c'è stata una vera e propria svolta. Per questo motivo è interessante ai fini del lavoro di tesi, considerare le normative vigenti nell'epoca della realizzazione dei ponti dai noi considerati.

### 2.1.1 Normativa pre '90

Precedentemente agli anni '90, le normative vigenti sulle costruzioni sono principalmente le seguenti:

- D.M. 30 maggio 1972, “norme tecniche relative alla realizzazione di costruzioni in c.a, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2 febbraio 1974 n.64, “Provvedimenti per le costruzioni in zona sismica”;
- D.M. 3 marzo 1975, sezione B, “criteri generali di progettazione per le costruzioni”;
- D.M. 2 agosto 1980, “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali” [6];
- D.M. dei lavori pubblici 2 gennaio 1986, “Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche” [7];

- 
- CNR 10011-88, “Costruzioni in acciaio, istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.

Il D.M. 2 agosto 1980 [6] definisce i criteri e le prescrizioni tecniche per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo, relativamente ai ponti stradali. Nello specifico, le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti stradali sono quelle del capitolo B.7, cioè:

- $g_1 =$  peso proprio della struttura;
- $g_2 =$  carichi permanenti portati;
- $g_3 =$  altri carichi permanenti;
- $\varepsilon_1 =$  distorsioni di progetto (esclusa la precompressione);
- $\varepsilon_2 =$  ritiro del calcestruzzo;
- $\varepsilon_3 =$  variazioni termiche;
- $q_1 =$  carichi mobili;
- $q_2 =$  incremento dinamico dei carichi mobili;
- $q_3 =$  azioni longitudinali di frenamento;
- $q_4 =$  azione centrifuga;
- $q_5 =$  azione del vento;
- $q_6 =$  azioni sismiche;
- $q_7 =$  resistenza di attrito agli appoggi;
- $q_8 =$  azioni sui parapetti - urto di un autocarro in svio contro un elemento strutturale;
- $q_9 =$  altri carichi variabili.

Nello studio delle azioni per il modello, si prenderanno in considerazione solamente i pesi propri della struttura, i pesi portati, e le azioni sismiche.

---

---

Per quanto concerne la valutazione delle azioni sismiche viene definito il coefficiente di risposta (cap. B.4) e vengono considerati gli effetti sismici mediante un'analisi statica (cap. B.5), come segue [6]:

*Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T<sub>0</sub> della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata:*

*per*

$$T_0 > 0,8 \text{ secondi } R = 0,862/T_0^{2/3}$$

$$T_0 \leq 0,8 \text{ secondi } R = 1$$

*se il periodo T<sub>0</sub> non viene determinato si assumerà R = 1, 0.*

*Gli effetti sismici possono essere valutati mediante l'analisi statica della struttura soggetta a:*

*A) un sistema di forze orizzontali parallele alla direzione prevista per il sisma;*

*La risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:*

$$F_h = C R W$$

*Essendo:*

- $C = \frac{S-2}{100}$  il coefficiente d'intensità sismica;
- S il grado di sismicità ( $S \geq 2$ );
- R il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;
- W il peso complessivo delle masse strutturali.

---

Qualora la costruzione non rientri nei casi contemplati nelle sezioni C e d, la forza complessiva  $Fh$  deve considerarsi distribuita sulla struttura proporzionalmente alle singole masse presenti;

B) un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà:

$$F_v = m C W$$

nella quale è, in genere,  $m = 2$ , salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.

Indicando con  $\alpha_h$  e  $\eta_h$  rispettivamente le sollecitazioni (momento flettente, forza assiale, forza di taglio e momento torcente) e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze orizzontali, e con  $\alpha_v$  e  $\eta_v$  le sollecitazioni e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze verticali la singola componente di sollecitazione  $a$  e la singola componente di spostamento  $n$  risultano:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2} \quad \eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

l'analisi statica degli effetti sismici si può adottare per le costruzioni la cui struttura portante abbia uno schema statico semplice nei riguardi del suo comportamento sotto la azione sismica, e che non presenti elementi spingenti o di luce notevole.

Per le combinazioni di carico, lo stesso D.M. 2 agosto 1980 [6], nel capitolo 3.13, definisce:

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto prescritto dalle «Norme sulla sicurezza e sui carichi». In ogni caso dovranno essere prese in conto le combinazioni di cui ai punti seguenti. In tali combinazioni con il termine  $g$  si indica l'insieme di tutti i carichi permanenti ( $g_1, g_2, g_3$ ); con  $\Sigma$  l'insieme di tutte le azioni indirette ( $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ ) e dei carichi variabili  $q_7, q_8, q_9$  che,

---

sulla base delle indicazioni sotto riportate devono, di volta in volta, essere associati a quelli esplicitamente indicati nelle formule di combinazione G.

Le verifiche di sicurezza con il metodo delle tensioni ammissibili devono essere effettuate considerando almeno le seguenti combinazioni di carico:

$$GI = g + q_5 + \Sigma$$

$$GII = g + q_1 + q_2 + 0,6 q_5 + \Sigma$$

$$GIII = g + q_1 + q_2 + q_3 + 0,5 q_5 + \Sigma$$

Per i ponti in zona sismica occorre inoltre considerare almeno la seguente combinazione:

$$GVI = g + q_6 + \Sigma$$

Per le verifiche allo stato limite di fessurazione si considerano le seguenti combinazioni di carico:

$$G_{FI} = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + 0,3q_5$$

$$G_{FII} = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \psi_1(q_1 + q_2) + 0,18q_5$$

$$G_{FIII} = g + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \psi_2(q_1 + q_2)$$

Dove:

$$\psi_1 = 1 \text{ e } \psi_2 = 0,7$$

Per solette, traversi e strutture principali di luce inferiore a metri 10;

---

---

$$\psi_1 = 0,4 + 0,74\left(\frac{100-L}{100}\right)^2$$

$$\psi_2 = 0,25 + 0,556\left(\frac{100-L}{100}\right)^2$$

*Per struttura principali con luce di calcolo L compresa fra 10 e 100 metri;*

$$\psi_1 = 0,4 \text{ e } \psi_2 = 0,25$$

*Per luci superiori a 100 metri.*

*Le verifiche agli altri stati limite di esercizio devono essere effettuate adottando le stesse combinazioni di carico indicate al punto 3.13.1.*

*Le verifiche di stabilità agli stati limite ultimi devono essere effettuate considerando almeno le seguenti combinazioni di carico:*

$$G_{UI} = 1,35g + 1,5q_5 + \Sigma_U$$

$$G_{UII} = 1,35g + 1,5(q_1 + q_2) + 0,9q_5 + \Sigma_U$$

$$G_{UIII} = 1,35g + 1,5(q_1 + q_2 + q_3) + 0,75q_5 + \Sigma_U$$

*Quando i contributi delle azioni permanenti sono a favore della sicurezza in luogo delle espressioni sopraindicate devono essere adottate le seguenti:*

$$G_{UI} = 0,9g + 1,5q_5 + \Sigma_U$$

$$G_{UII} = 0,9g + 1,5(q_1 + q_2) + 0,9q_5 + \Sigma_U$$

$$G_{UIII} = 0,9g + 1,5(q_1 + q_2 + q_4) + 0,75q_5 + \Sigma_U$$

$$G_{UIV} = 0,95g + 1,5(q_1 + q_2 + q_4) + 0,75q_5 + \Sigma_U$$

---



---

$$G_{UV} = 0,9g + 1,5(q_1 + q_2) + 0,6(q_3 + q_4 + q_5) + \Sigma_U.$$

Il D.M. dei lavori pubblici del 24 gennaio 1986 [7] relativamente alle norme tecniche, nel capitolo B4.2, introduce i coefficienti di protezione sismica, come segue:

*Per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume:  $I = 1,4$ .*

*Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume:  $I = 1,2$ .*

*Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti, si assume:  $I = 1,0$ .*

*Il coefficiente di protezione sismica sarà applicato sia alle azioni orizzontali che a quelle verticali.*

Si assume  $I = 1,0$ .

*Gli effetti sismici possono essere valutati mediante analisi statica delle strutture soggette a:*

- a) *un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:*

$$F_h = C R I W$$

- b) *un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà:*

$$F_h = m C I W$$

*nella quale è, in genere,  $m = 2$ , salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.*

---

### 2.2.2 Normativa post '90

Nel periodo successivo agli anni '90 sono stati introdotti aggiornamenti alle normative vigenti e nuove prescrizioni, tra cui:

- D.M. dei lavori pubblici 4 maggio 1990, “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali” [8];
- D.M. 14 febbraio 1992, “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” [9];
- D.M. 9 gennaio 1996, “norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- CNR 10011/97, Aggiornamento delle CNR 10011/88, “Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.

Un notevole passo avanti nel calcolo della risultante delle azioni orizzontale, viene raggiunto col il D.M. 4 maggio 1990 [8], il quale aggiunge il coefficiente di struttura come segue:

*Deve essere stabilito in relazione allo schema strutturale del ponte, tenuto conto delle caratteristiche di duttilità dell'opera.*

*In particolare, salvo specifiche indagini, potranno essere assunti i seguenti valori:*

*per strutture a telaio, quali travate solidali con le pile, archi incastrati, pile a telaio limitatamente alle azioni nel piano del telaio, ecc.:  $\beta = 1,0$ ;*

*per strutture isostatiche ed in genere per strutture con limitata duttilità, quali pile singole di ponti a travata e pile a telaio per quanto riguarda le azioni fuori del piano del telaio:*

*$\beta = 1,2$ ;*

---

per gli apparecchi di appoggio e i dispositivi di ritegno in genere:  $\beta = 2,5$ .

Nell'ambito delle combinazioni di carico, la norma tecnica nazionale al capitolo 3.13 [8], cambia come segue:

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dalle «Norme sulla sicurezza e sui carichi». Di regola, salvo casi particolari adeguatamente motivati, saranno prese in conto le combinazioni di cui alla tabella allegata, con le seguenti precisazioni:

| <b>Metodo tensioni ammissibili</b> |                      |                      |                      |                                   |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |
|------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| <b>AZIO<br/>NE<br/>GRUP<br/>PO</b> | <b>g<sub>1</sub></b> | <b>g<sub>2</sub></b> | <b>g<sub>3</sub></b> | <b>e<sub>1</sub><br/>**<br/>*</b> | <b>e<sub>2</sub></b> | <b>e<sub>3</sub></b> | <b>e<sub>4</sub></b> | <b>q<sub>1</sub></b> | <b>q<sub>2</sub></b> | <b>q<sub>3</sub></b> | <b>q<sub>4</sub></b> | <b>q<sub>5</sub></b> | <b>q<sub>6</sub></b> | <b>q<sub>7</sub></b> | <b>q<sub>8</sub></b> | <b>q<sub>9</sub></b> |
| A I                                | 1                    | 1                    | 1<br>( $\beta_1$ )   | 1                                 | 1                    | 1                    | 1                    | 0                    | 0                    | 0                    | 0                    | 1                    | 0                    | 1                    | 0                    | 1                    |
| A II                               | 1                    | 1                    | 1<br>( $\beta_1$ )   | 1                                 | 1                    | 1                    | 1                    | 1                    | 1                    | 0                    | 0                    | 0,6<br>*             | 0                    | 1                    | 1                    | 1                    |
| A III                              | 1                    | 1                    | 1<br>( $\beta_1$ )   | 1                                 | 1                    | 1                    | 1                    | 1                    | 1                    | 1                    | 0                    | 0,2                  | 0                    | 1                    | 1                    | 1                    |
| A IV                               | 1                    | 1                    | 1<br>( $\beta_1$ )   | 1                                 | 1                    | 1                    | 1                    | 1                    | 1                    | 0                    | 1                    | 0,2                  | 0                    | 1                    | 1                    | 1                    |
| A V                                | 1                    | 1                    | 1<br>( $\beta_1$ )   | 1                                 | 1                    | 1                    | 1                    | 0                    | 0                    | 0                    | 0                    | 0                    | 1                    | 0                    | 0                    | 0                    |

| <b>Stati limite di esercizio fessurazione</b> |                      |                      |                      |                               |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |
|---|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| <b>AZIO<br/>NE<br/>GRUP<br/>PO</b>            | <b>g<sub>1</sub></b> | <b>g<sub>2</sub></b> | <b>g<sub>3</sub></b> | <b>e<sub>1</sub><br/>****</b> | <b>e<sub>2</sub></b> | <b>e<sub>3</sub></b> | <b>e<sub>4</sub></b> | <b>q<sub>1</sub></b> | <b>q<sub>2</sub></b> | <b>q<sub>3</sub></b> | <b>q<sub>4</sub></b> | <b>q<sub>5</sub></b> | <b>q<sub>6</sub></b> | <b>q<sub>7</sub></b> | <b>q<sub>8</sub></b> | <b>q<sub>9</sub></b> |
| FI  | 1                    | 1                    | 1<br>( $\beta_1$ )   | 1                             | 1                    | 1                    | 1                    | 0                    | 0                    | 0                    | 0,4                  | 0                    | 0                    | 0                    | 0                    | 0                    |

|       |   |   |                    |   |   |   |   |          |          |   |   |   |   |   |   |   |
|-------|---|---|--------------------|---|---|---|---|----------|----------|---|---|---|---|---|---|---|
| F II  | 1 | 1 | 1<br>( $\beta_1$ ) | 1 | 1 | 1 | 1 | $\psi_1$ | $\psi_0$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| F III | 1 | 1 | 1<br>( $\beta_1$ ) | 1 | 1 | 1 | 1 | $\psi_2$ | $\psi_0$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

**Stati limite ultimi**

| AZION<br>E<br>GRUPP<br>O | $g_1$     | $g_2$     | $g_3$             | $\epsilon_1$<br>(***) | $\epsilon_2$ | $\epsilon_3$ |
|--------------------------|-----------|-----------|-------------------|-----------------------|--------------|--------------|
| U I                      | 1,5 (1,0) | 1,5 (1,0) | 1,5 ( $\beta_2$ ) | 1,2<br>(0,85)         | 1,2 (0)      | 1,2 (0)      |
| U II                     | 1,5 (1,0) | 1,5 (1,0) | 1,5 ( $\beta_2$ ) | 1,2<br>(0,85)         | 1,2 (0)      | 1,2 (0)      |
| U III                    | 1,5 (1,0) | 1,5 (1,0) | 1,5 ( $\beta_2$ ) | 1,2<br>(0,85)         | 1,2 (0)      | 1,2 (0)      |
| U IV                     | 1,5 (1,0) | 1,5 (1,0) | 1,5 ( $\beta_2$ ) | 1,2<br>(0,85)         | 1,2 (0)      | 1,2 (0)      |

**Stati limite ultimi**

| $\epsilon_4$ | $q_1$ | $q_2$ | $q_3$ | $q_4$ | $q_5$ | $q_6$ | $q_7$ | $q_8$ | $q_9$ |
|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1,2<br>(0)   | 0     | 0     | 0     | 0     | 1,5   |       | 1,5   | 1,5   | (**)  |
| 1,2<br>(0)   | 1,5   | 1,5   | 0     | 0     | 0,9   |       | 1,5   | 1,5   |       |
| 1,2<br>(0)   | 1,5   | 1,5   | 1,5   | 0     | 0,3   |       | 1,5   | 1,5   |       |
| 1,2<br>(0)   | 1,5   | 1,5   | 0     | 1,5   | 0,3   |       | 1,5   | 1,5   |       |

$\beta_1 = 0,7$  per spinta delle terre

$\beta_2 = 0,5$  per spinta delle terre

$\beta_1 = 0$  per azioni spingenti di origine idraulica

$\beta_2 = 0$  per azioni spingenti di origine idraulica

(\*) 0,4 per verifiche agli stati limite di esercizio

(\*\*) da valutare per caso

(\*\*\*) operando con il metodo delle tensioni ammissibili, si rammenta l'obbligo di effettuare la verifica a rottura della sezione.

---

Dal D.M. 14 febbraio 1992 [9], vengono inoltre modificate le sezioni riguardanti il metodo delle tensioni ammissibili, definendo nel capitolo 3.1 quanto segue:

*Le tensioni del conglomerato compresso e dell'armatura sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato, assumendo come area della sezione resistente quella corrispondente al conglomerato compresso ed alle aree metalliche tese e compresse affette dal coefficiente convenzionale di omogeneizzazione  $n = 15$ . Il calcolo delle sezioni resistenti deve essere eseguito con i metodi della scienza delle costruzioni basati sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali.*

*Le tensioni ammissibili  $\sigma_{c,amm}$ , vengono definite in base alla formula sotto indicate, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni  $R_{ck}$ :*

$$\sigma_{c,amm} = 6 + \frac{R_{ck}-15}{4} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

*I valori di  $\sigma_{c,amm}$  sopraindicati valgono per travi, solette e pilastri soggetti a flessione o pressoflessione. Nella sollecitazione di pressoflessione la tensione media dell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice.*

*Non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di  $\tau_{c0,amm}$  ottenuti con l'espressione:*

$$\tau_{c0,amm} = 0,4 + \frac{R_{ck}-15}{75} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

*Nelle zone ove le tensioni tangenziali superano  $\tau_{c0,amm}$  gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento. La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:*

$$\tau_{c1,amm} = 1,4 + \frac{R_{ck}-15}{35} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

---

La tensione ammissibile non deve superare i valori indicati nel successivo prospetto 6.  
Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde lisce:

| PROSPETTO 6      |   |             |              |
|------------------|---|-------------|--------------|
| Tipo di acciaio  |   | Fe B 22 k   | Fe B 32 k    |
| $\bar{\sigma}_s$ | N(mm <sup>2</sup> )<br>[kgf/cm <sup>2</sup> ] | 115<br>1200 | 155<br>1600] |

Per le barre ad aderenza migliorata si devono adottare le tensioni ammissibili indicate nel prospetto 7. Tensioni ammissibili negli acciai in barre ad aderenza migliorata:

| PROSPETTO 7      |   |             |              |
|------------------|---|-------------|--------------|
| Tipo di acciaio  |   | Fe B 38 k   | Fe B 44 k    |
| $\bar{\sigma}_s$ | N(mm <sup>2</sup> )<br>[kgf/cm <sup>2</sup> ] | 215<br>2200 | 255<br>2600] |

### 2.3 Calcolo delle azioni

Poiché le sezioni di campata e di appoggio differiscono per quanto riguarda le sezioni della carpenteria metallica, viene effettuata l'analisi dei carichi dell'impalcato separatamente per le due distinte zone. La suddivisione dell'impalcato è illustrata in fig. 2.4., mentre in fig. 2.5 viene rappresentato un diagramma degli spessori della carpenteria metallica ed in fig. 2.6 vengono illustrate le due sezioni.

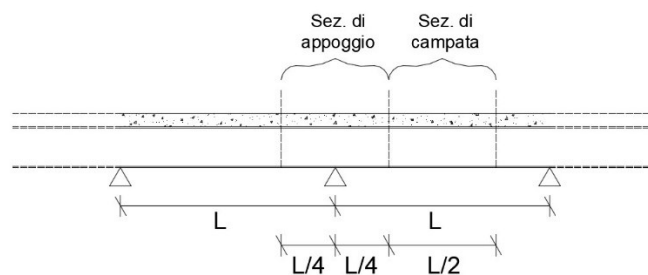


Fig.2.4 – Sviluppo longitudinale dell'impalcato e suddivisione in zone omogenee

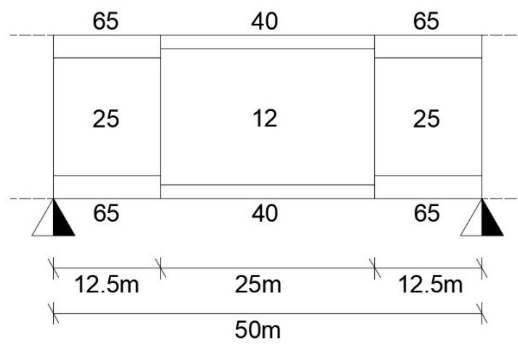


Fig.2.5 – Diagramma degli spessori della carpenteria metallica

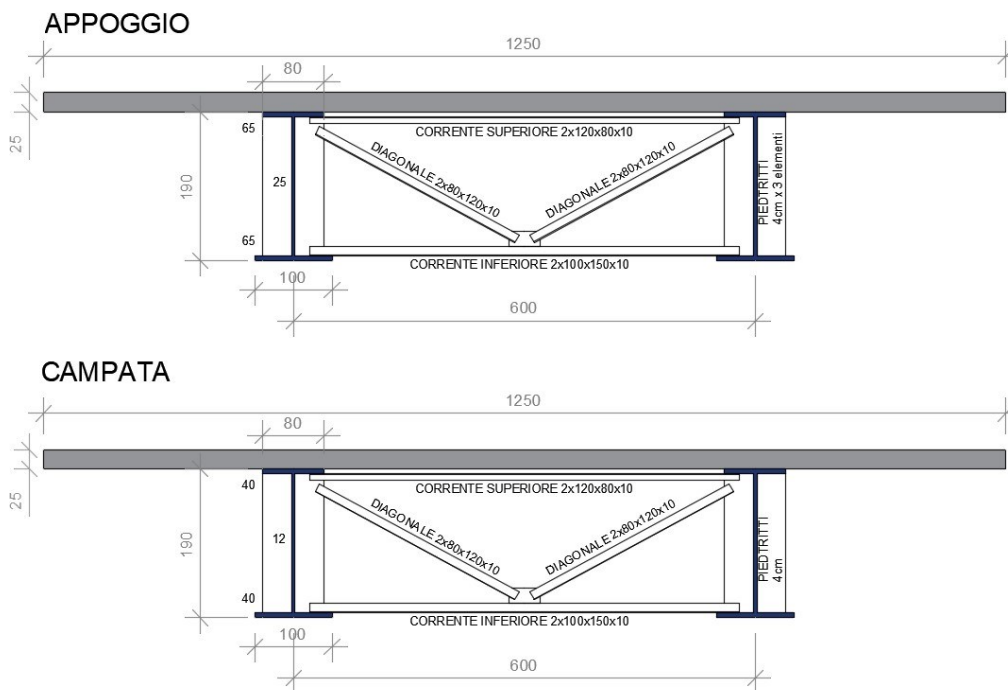


Fig.2.6 – Sezioni trasversali dell'impalcato nella sezione di campata (sopra) ed appoggio (sotto)

---

### 2.3.1 Carichi permanenti $g_1$ e $g_2$

Dalle dimensioni geometriche degli elementi della carpenteria metallica, riportate nel cap.2.1 e di seguito richiamate, è possibile calcolare il peso proprio degli elementi strutturali al fine di determinare i pesi permanenti strutturali ( $g_1$ ) e portati ( $g_2$ ).

I pesi permanenti strutturali comprendono i soli elementi che compongono la struttura portante, quindi le travi metalliche e la soletta, calcolati in tab. 2.8.

| Peso Carpenteria    |                                 |          |
|---------------------|---------------------------------|----------|
| A [m <sup>2</sup> ] | $\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ] | [kN/m]   |
| 0.15594             | 78.5                            | 12.24129 |

| Peso soletta        |                                 |        |
|---------------------|---------------------------------|--------|
| A [m <sup>2</sup> ] | $\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ] | [kN/m] |
| 3.125               | 25                              | 78.125 |

Tab. 2.8 – *Pesi permanenti strutturali*

I pesi permanenti non strutturali sono quelle parti dell'impalcato che sono presenti per l'intera vita del ponte, essi comprendono: i cordoli, le barriere di sicurezza, la pavimentazione e la veletta, riportati in tab. 2.9.

| Cordoli |        |                               |    |        |
|---------|--------|-------------------------------|----|--------|
| s [cm]  | L [cm] | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | n° | [kN/m] |
| 17      | 75     | 25                            | 2  | 6.38   |

| Barriera di sicurezza |      |
|-----------------------|------|
| n°                    | kN/m |
| 2                     | 2    |



| Pavimentazione |        |                               |        |
|----------------|--------|-------------------------------|--------|
| s [cm]         | L [cm] | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | [kN/m] |
| 11             | 1100   | 22                            | 26.62  |

| Veletta |        |                               |    |        |
|---------|--------|-------------------------------|----|--------|
| h [cm]  | s [cm] | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | n° | [kN/m] |
| 60      | 6      | 25                            | 2  | 1.8    |

Tab. 2.9 – Pesi propri portati

Vengono in fine sommati i vari pesi permanenti per ottenere i parametri  $g_1$  e  $g_2$ , relativi alle due sezioni tipo di campata ed appoggio, tab.2.10.

| APPOGGIO              | $G_1$ [kN/m]  | CAMPATA               | $G_1$ [kN/m]  |
|-----------------------|---------------|-----------------------|---------------|
| Carpenteria           | 12.241        | Carpenteria           | 6.439         |
| Soletta               | 78.125        | Soletta               | 78.125        |
| <b>TOTALE</b>         | <b>90.366</b> | <b>TOTALE</b>         | <b>84.564</b> |
|                       | $G_2$ [kN/m]  |                       | $G_2$ [kN/m]  |
| Cordoli               | 6.375         | Cordoli               | 6.375         |
| Barriera di sicurezza | 2.000         | Barriera di sicurezza | 2.000         |
| Pavimentazione        | 26.620        | Pavimentazione        | 26.620        |
| Veletta               | 1.800         | Veletta               | 1.800         |
| <b>TOTALE</b>         | <b>36.795</b> | <b>TOTALE</b>         | <b>36.795</b> |

Tab. 2.10 – Pesi propri  $g_1$  e  $g_2$

### 2.3.2 Carichi mobili q1

La determinazione dei carichi q1 è definita nel D.M. 90, assegnando i diversi carichi riportati in fig. 2.7, ognuno con la propria disposizione planimetrica, per la categoria 1 definita al cap. 3.4.2. D.M. 90.

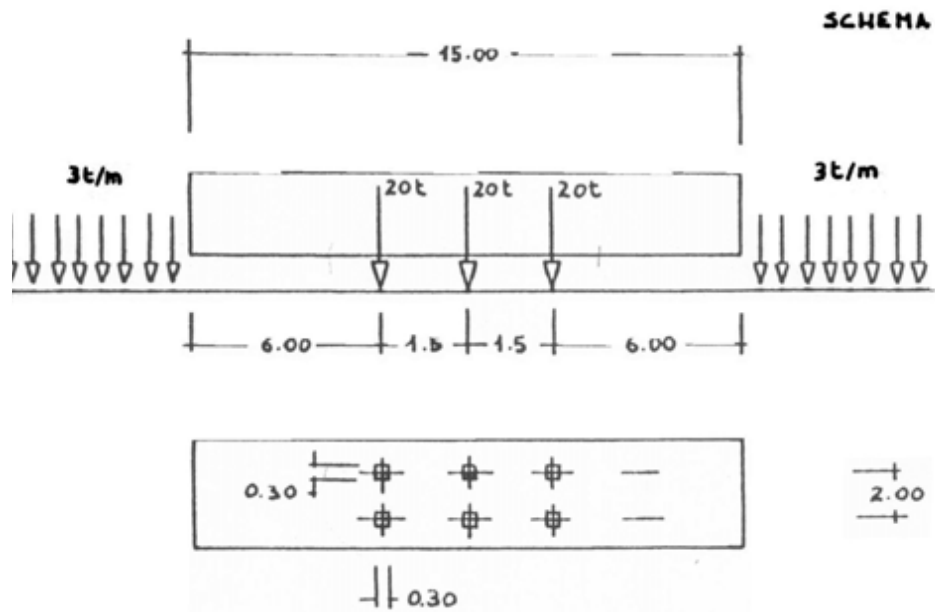


Fig. 2.7 – Schema dei carichi mobili q1 [8]

Vengono di seguito riportati, in tab.2.11, i carichi puntuali e distribuiti.

#### CARICHI PUNTUALI

| Q1k  | Q2k  | Q3k  | impronta          | P1k                  | P2k                  | P3k                  |
|------|------|------|-------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| [kN] | [kN] | [kN] | [m <sup>2</sup> ] | [kN/m <sup>2</sup> ] | [kN/m <sup>2</sup> ] | [kN/m <sup>2</sup> ] |
| 200  | 100  | 70   | 0.09              | 2222.222             | 1111.111             | 777.778              |
|      |      |      | 0.16              | 1250.000             | 625.000              | 437.500              |

---

**CARICHI DISTRIBUITI**

| <b>Q1k</b> | <b>Q2k</b> | <b>Q3k</b> | <b>corsia conv.</b> | <b>P1k</b>           | <b>P2k</b>           | <b>P3k</b>           |
|------------|------------|------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| [kN/m]     | [kN/m]     | [kN/m]     | [m]                 | [kN/m <sup>2</sup> ] | [kN/m <sup>2</sup> ] | [kN/m <sup>2</sup> ] |
| 29.43      | 14.715     | 10.3005    | 3.5                 | 8.408571429          | 4.204285714          | 2.943                |

*Tab. 2.11 – Carichi mobili q1*

### 2.3.3 Incremento dinamico dei carichi mobili q2

Il cap. 3.5 del D.M. 90 definisce l'incremento dinamico di carichi mobili dovuto ad azioni dinamiche, q2 come segue:

$$q2 = q1 * (\phi - 1)$$

Dove:

$$\phi = 1,4 - (L - 10)/150$$

$$L = \text{luce di calcolo}$$

I calcoli sono riportati in tab. 2.12.

| <b>q1</b> | <b>L</b> | <b>φ</b> | <b>q2</b> |
|-----------|----------|----------|-----------|
| [kN/m]    | [m]      | [-]      | [Kn/m]    |
| 4126.667  | 50.000   | 1.133    | 550.222   |

*Tab. 2.12 – Incremento dinamico dei carichi mobili q2*

---

### 2.3.4 Carichi da vento $q_5$

Il carico da vento, definito al cap. 3.8 D.M. 90, viene assimilato ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e nelle direzioni più sfavorevoli, agente sulle superfici esposte.

In tab. 2.13 vengono riportati i calcoli relativi alle superfici esposte, al carico da vento trasversale e verticale.

#### ALTEZZE

| Htravi | Ssoletta | Spaviment | Hveicolo | Htot |
|--------|----------|-----------|----------|------|
| [m]    | [m]      | [m]       | [m]      | [m]  |
| 1.9    | 0.25     | 0.11      | 3        | 5.26 |

#### AZIONE VENTO TRASVERSALE

| $q_5$                | $q_5$                | $q_5.lin$ | $F_5$ | $H_{F5}$ |
|----------------------|----------------------|-----------|-------|----------|
| [kg/m <sup>2</sup> ] | [kN/m <sup>2</sup> ] | [kN/m]    | [kN]  | [m]      |
| 250                  | 2.45                 | 2.45      | 12.90 | 2.63     |

#### AZIONE VENTO VERTICALE

| $q_5$                | $q_5$                | $q_5.lin$ | $F_5$ | $F_5$ |
|----------------------|----------------------|-----------|-------|-------|
| [kg/m <sup>2</sup> ] | [kN/m <sup>2</sup> ] | [kN/m]    | [kN]  | [kg]  |
| 250                  | 2.45                 | 2.45      | 0.49  | 50    |

*Tab. 2.13 Azione del vento  $q_5$*

---

### 2.3.1 Carichi sismici q6

Viene assegnato un periodo fondamentale  $T_0$  della struttura inferiore e 0.8, si assumerà quindi un coefficiente di risposta  $R$  pari ad 1.

$$T_0 > 0,8 \text{ secondi } R = 0,862/T_0^{2/3}$$

$$T_0 \leq 0,8 \text{ secondi } R = 1$$

Gli effetti sismici vengono valutati mediante analisi statica, assumendo una risultante orizzontale pari a:

$$F_h = C * R * I * W * \varepsilon * \beta$$

Essendo:

- $C = \frac{S-2}{100}$  il coefficiente d'intensità sismica;
- $S$  il grado di sismicità ( $S \geq 2$ );
- $R$  il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;
- $W$  il peso complessivo delle masse strutturali;
- $I$  il coefficiente di protezione sismica, pari ad 1
- $\beta$  coefficiente di struttura, pari ad 1;
- $\varepsilon$  il coefficiente di fondazione, pari ad 1.

Mentre per le azioni verticali gli effetti saranno valutati tramite la seguente formula:

$$F_v = C * I * W * \varepsilon * \beta$$

Essendo:

- $C = \frac{S-2}{100}$  il coefficiente d'intensità sismica;
- $S$  il grado di sismicità ( $S \geq 2$ );

- 
- $W$  il peso complessivo delle masse strutturali;
  - $I$  il coefficiente di protezione sismica, pari ad 1
  - $\beta$  coefficiente di struttura, pari ad 1;
  - $\varepsilon$  il coefficiente di fondazione, pari ad 1.

I risultati vengono di seguito riportati in tab. 2.14.

AZIONE SISMICA

| R   | I   | S   | C   | m   |
|-----|-----|-----|-----|-----|
| [-] | [-] | [-] | [-] | [-] |
| 1   | 1   | 12  | 0.1 | 2   |

| g1+g2    | Fh      | Fv        |
|----------|---------|-----------|
| [kN]     | [kN]    | [kN]      |
| 6358.065 | 635.806 | 1271.6129 |

Tab. 2.14 Azione sismica  $q_6$

---

## CAP. 3 – Dispositivi di Appoggio

Il ruolo dei dispositivi di appoggio è quello di trasferire le azioni dalla sovrastruttura alla sottostruttura, soddisfacendo i requisiti prestazionali della struttura inerenti a forze, spostamenti e rotazioni. Gli appoggi devono quindi resistere a tutte le forze esterne, azioni termiche, variazioni di umidità dell'aria e le condizioni metereologiche della regione.

Gli appoggi possono essere di diverso tipo ed accoppiati tra di loro, in configurazioni stabili in relazione alle forze ed agli spostamenti indotti dalla struttura, fornendo i gradi di libertà progettuali previsti. Si distinguono due tipologie di appoggi: quelli fissi, che impediscono gli spostamenti orizzontali sia longitudinalmente che trasversalmente alla sovrastruttura e gli appoggi mobili monodirezionali e bidirezionali che permettono uno o più spostamenti orizzontali.

I dispositivi di appoggio a scorrimento, fin dalla loro introduzione negli anni '60, sono i dispositivi più comuni per i ponti, in quanto supportano elevati carichi verticali e permettono grandi spostamenti e rotazioni, restituendo bassissime reazioni. Ogni dispositivo può infatti sopportare carichi verticali dell'ordine dei 40'000kN e garantire spostamenti e rotazione dell'ordine dei 1500mm e 0,04 rad [4].

Lo scorrimento avviene all'interfaccia tra un foglio polimerico, denominato poly-tetra-fluor-ethylene (PTFE), ed una superficie metallica in acciaio inossidabile.

È utile considerare un dispositivo tipo esistente in commercio, consentendo di poter effettuare una simulazione più accurata.

I dispositivi presenti in commercio ed assimilabili alla tipologia da noi considerata vengono prodotti dall'azienda FIP Industriale e vengono contraddistinti dal nome commerciale di Sferopol® [13]. Questi dispositivi vengono considerati cerniere sferiche nelle quali le rotazioni attorno a qualsiasi asse orizzontale avvengono tramite lo scorrimento di elementi convessi su di una base concava rivestita con un materiale composto simile al PTFE. Le

---

---

traslazioni orizzontali sono garantite attraverso superfici di scorrimento piane in contatto tra loro. Nel catalogo sono presenti quattro differenti tipologie di questi dispositivi a seconda che essi siano:

- fissi (Sferopol® SF);
- mobili unidirezionali con guida centrale (Sferopol® SU);
- mobili unidirezionali con guide laterali (Sferopol® SU\*);
- mobili multidirezionali (Sferopol® SM\*);

Per ognuna delle tipologie, per rappresentare le caratteristiche di portanza e di spostamenti ammissibili vengono riportati i seguenti indici:

- V -> Capacità ai carichi verticali in kN/10 allo stato limite ultimo (SLU);
- H -> Capacità ai carichi orizzontali in kN/10 allo stato limite ultimo (SLU);
- LM -> Movimento longitudinale totale in mm;
- TM -> Movimento trasversale totale in mm;

Ogni tipologia di dispositivo sarà quindi identificata tramite la sua sigla, seguito dalle caratteristiche che ne determinano il comportamento nei confronti dei carichi e degli spostamenti, cioè:

- SF V-H Appoggi fissi con capacità ai carichi verticali ed orizzontali V-H
- SU V/LM-H Appoggi mobili unidirezionali con capacità ai carichi verticali V, movimento longitudinale LM e capacità ai carichi orizzontali H
- SM V/LM/TM Appoggi mobili unidirezionali con capacità ai carichi verticali V, movimento longitudinale LM e movimento trasversale TM



- 
- Viene riportato in “figura a” uno schema dei diversi dispositivi elencati e presente nel catalogo FIP Industriale.

Ognuna delle tipologie di dispositivo descritte è raffigurata in fig.3.1 [13].



**Sferopol® SF tipo Fisso**



**Sferopol® SU con guida centrale**



**Sferopol® SU con guide laterali**



**Sferopol® SM tipo Multidirezionale**

*Fig.3.1 – Dispositivi di appoggio Sferopol® FIP Industriale [13]*

La FIP propone come materiale di scorrimento lo SMF ossia un Ultra High Molecular Weight Polyethylene (UHMWPE), con caratteristiche di capacità portante e resistenza all’abrasione maggiore rispetto al PTFE.

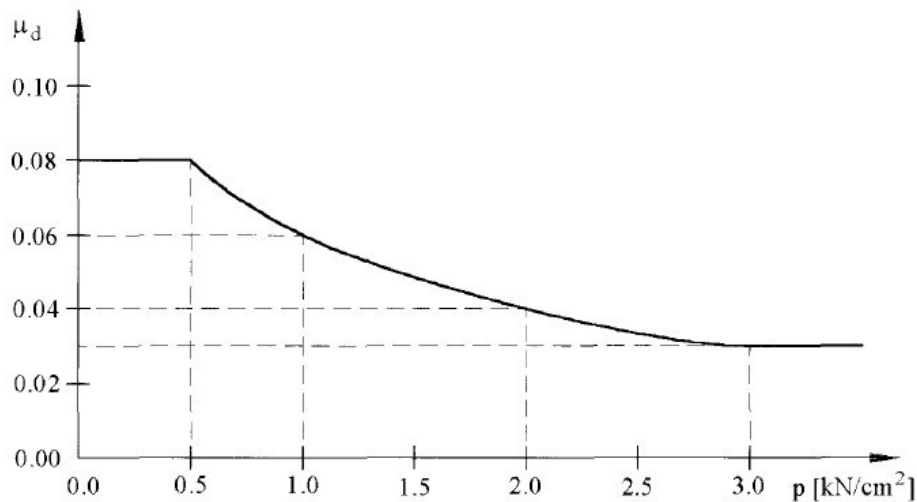
---

### Coefficiente di attrito acciaio-ptfe

I valori del coefficiente di attrito di questo materiale sono in linea con le disposizioni della norma UNI EN1337-2 [14], con valori del coefficiente leggermente minori rispetto a quelli indicati dalla norma e pertanto con minori resistenze allo scorrimento, garantendo un migliore isolamento sismico.

Tuttavia, ai fini della valutazione di nostro interesse i valori del coefficiente di attrito da noi considerati saranno quelli relativi al PTFE, visto che trattiamo ponti esistenti realizzati prima degli anni '90, e quindi pari ai valori raccomandati dalla UNI EN1337-2.

I valori di attrito acciaio-PTFE considerati sono pari ad un valore decrescente all'aumentare della pressione normale applicata sul dispositivo stesso come in fig. 3.2.



*Fig.3.2 – Legame attrito e pressione verticale*

La legge matematica che descrive questa curva è la seguente:

$$0.08 \geq \mu = \frac{1.2}{10 + p} \geq 0.03$$

Dove p è espresso in [N/mm<sup>2</sup>.]

---

### **Coefficiente di attrito acciaio- acciaio**

Per quanto riguarda il coefficiente di attrito caratteristico acciaio-acciaio può essere considerato pari a 0.4 ed il coefficiente di sicurezza parziale da utilizzare per l'attrito è pari a 2.

$$\begin{aligned}\mu_k &= 0.4 && \text{acciaio} - \text{acciaio} \\ \gamma &= 2 && \text{acciaio} - \text{acciaio}\end{aligned}$$

Il coefficiente di attrito di progetto è quindi pari a:

$$\mu_d = \frac{\mu_k}{\gamma} = 0.2 \quad \text{acciaio} - \text{acciaio}$$

Questi valori sono presi dalla UNI EN 1337-2:2004 - Structural bearings – Part 2: Sliding elements [14].

### 3.1 Scelta dispositivo

La UNI EN 1337 richiede che lo spostamento massimo dei dispositivi di appoggio deve essere pari a quello di progetto incrementato di 40mm e stabilisce che lo spostamento minimo totale deve essere di 100mm nella direzione principale di scorrimento.

Per questo motivo il catalogo FIP Industriale prevede per i suoi dispositivi i seguenti spostamenti minimi [13]:

- SU -> longitudinalmente 100mm(±50mm), -> trasversalmente 0mm
- SU\* -> longitudinalmente 0mm, -> trasversalmente 100mm(±50mm)
- SM -> longitudinalmente 100mm(±50mm), -> trasversalmente 100mm(±50mm)

Le rotazioni massime consentite sono pari a ±0.010 rad, aumentata in accordo con la UNI EN1337-1 con una rotazione aggiuntiva pari a ±0.005 rad.

Considerando l'azione verticale agente sul singolo appoggio allo stato limite ultimo derivante dal D.M. 2 agosto 1980, l'azione verticale massima allo stato limite ultimo, risulta pari a quella ottenuta dalle seguenti combinazioni di carico di tab. 3.1-2:

|                 |  |             |
|-----------------|--|-------------|
| $G_{UI}$ [kN]   | $1.35 g + 1.5 q_5 + \Sigma$                          | 9891.79     |
| $G_{UII}$ [kN]  | $1.35 g + 1.5 (q_1+q_2) + 0.9 q_5 + \Sigma$          | 16892.40632 |
| $G_{UIII}$ [kN] | $1.35 g + 1.5 (q_1+q_2+q_3) + 0.75 q_5 + \Sigma$     | 16888.72757 |
| $G_{UIV}$ [kN]  | $0.95 g + 1.5 (q_1+q_2+q_4) + 0.75 q_5 + \Sigma$     | 14345.50177 |
| $G_{UV}$ [kN]   | $0.9 g + 1.5 (q_1+q_2) + 0.6 (q_3+q_4+q_5) + \Sigma$ | 14023.9198  |

*Tab.3.1 – Combinazioni di carico*

Dove:

**AZIONI**

|     |                                 |             |
|-----|---------------------------------|-------------|
| g1  | peso proprio struttura          | 4518.31[kN] |
| g2  | carichi permanenti portati      | 1839.75[kN] |
| g3  | altri carichi permanenti        |             |
| q1  | carichi mobili                  | 4126.67[kN] |
| q2  | inc. dinamico carichi mobili    | 550.22[kN]  |
| q3  | azioni long. di frenamento      |             |
| q4  | azione centrifuga (ponti curvi) |             |
| q5t | azione del vento trasversale    | 645.01[kN]  |
| q5v | azione del vento verticale      | 24.53[kN]   |
| q6t | azioni sismiche trasversale     | 635.81[kN]  |
| q6v | azioni sismiche verticali       | 1271.61[kN] |

*Tab.3.2 – Azioni considerate*

La forza verticale massima agente su ogni coppia di dispositivi pari a 16892.41kN, della quale ogni singolo dispositivo ne assume la metà, pari a 8446.20 kN.

La dilatazione termica massima dell'impalcato, di lunghezza pari a 250m, dovuta ad una variazione di temperatura  $\Delta T=40^{\circ}\text{C}$  ed un coefficiente di dilatazione termica pari a  $1.2 \cdot 10^{-5} [1/^{\circ}\text{C}]$ , è pari a:

$$\Delta l = \alpha * \Delta T * L = 1.2 * 10^{-5} * 40 * 250 = 0.12m$$

Assumendo un coefficiente di sicurezza di 1.5, si ottiene una dilatazione termica di 0.18m.

Vengono di seguito riportate le tabelle del catalogo FIP [13] per ognuna delle tipologie di dispositivo trattate e verranno scelti per ognuna di esse un dispositivo tipo.

I dispositivi sono scelti in relazione ai carichi verticali calcolati allo stato limite ultimo ( $N_{ULS}$ ) ed alla dilatazione termica massima e sono illustrati in tab. 3.3 ed in fig.3.3-4-5.

| mark           | $N_{SLS}$ | $N_{ULS}$ | $V_{ULS}$ | $\phi$ base | upper    | height | weight |
|----------------|-----------|-----------|-----------|-------------|----------|--------|--------|
|                | [kN]      | [kN]      | [kN]      | [mm]        | [mm]     | [mm]   | [kg]   |
| SF 900-90      | 6429      | 9000      | 900       | 560         | 560      | 158    | 274    |
| mark           | $N_{SLS}$ | $N_{ULS}$ | $V_{ULS}$ | $\phi$ base | upper    | height | weight |
|                | [kN]      | [kN]      | [kN]      | [mm]        | [mm]     | [mm]   | [kg]   |
| SU 900/400-900 | 6429      | 9000      | 900       | 560         | 560x1010 | 191    | 365    |
| mark           | $N_{SLS}$ | $N_{ULS}$ | $V_{ULS}$ | $\phi$ base | upper    | height | weight |
|                | [kN]      | [kN]      | [mm]      | [mm]        | [mm]     | [mm]   | [kg]   |
| SU 900/400/50  | 6429      | 9000      | -         | 550         | 550x1560 | 136    | 250    |

*Tab.3.3 – Dispositivo scelti dal catalogo FIP [13]*

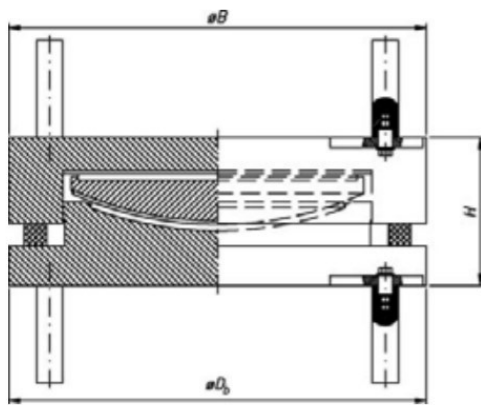


Fig.3.3 – Dispositivo fisso [13]

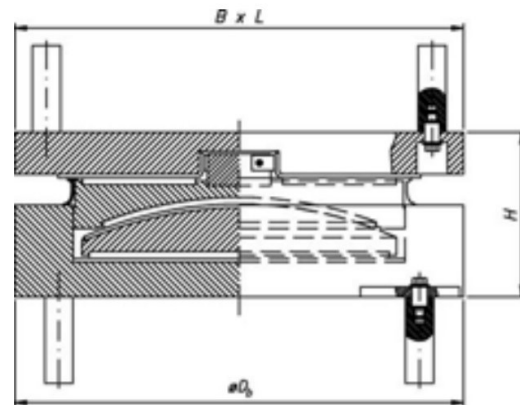


Fig.3.4 – Dispositivo mobile unidirezionale [13]

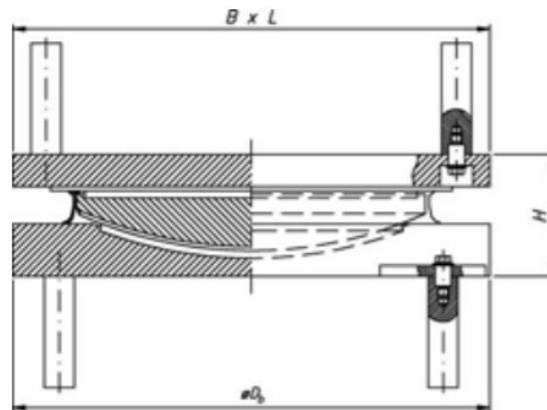


Fig.3.5 – Dispositivo mobile [13]

I dispositivi da modellare tramite OpenSees sono principalmente due, uno mobile ed uno fisso, l'analisi viene scorporata preliminarmente tra le due direzioni di scorrimento trattando il problema come se fosse monodimensionale.

### 3.2 Dispositivi di appoggio mobili

I dispositivi mobili che siano unidirezionali o bidirezionali vengono modellati mediante un materiale che lega il coefficiente di attrito sia con la pressione verticale sia con la velocità di

---

scorrimento, come ampiamente dimostrato di studi di comprovata validità, quali ad esempio Constantinou et al. (1990) [1].

Il programma OpenSees propone nella sua libreria un elemento specifico per simulare il comportamento di scorrimento tra due superfici a contatto, il “Flat Slider Bearing Element” [10]. Questo elemento appena citato richiede al suo interno la definizione di un materiale che descriva il comportamento attritivo. Tra i vari materiali proposti dal manuale è implementato un materiale specifico per rappresentare i risultati di ricerca ottenuti da Constantinou et al.[1], il “Velocity and Normal Force Dependent Friction Material” [11].

### 3.2.1 Modello OpenSees - FLAT-SLIDER-BEARINGS

OpenSees propone tra gli elementi per modellare gli appoggi questa tipologia in particolare di dispositivi illustrati in fig. 3.6-7 [10]. Questo dispositivo permette di adottare il coefficiente di attrito con un legame biunivoco con l’accelerazione o la forza verticale. Nel caso dei dispositivi a scorrimento acciaio-PTFE è utile questa tipologia di modellazione relazionando i carichi verticali al coefficiente di attrito, come consigliato dalla normativa vigente.

L’elemento viene modellato come segue:

Per un problema bidimensionale:

```
element flatSliderBearing $ eleTag $ iNode $ jNode $ frnMdlTag $ kInit -P $ matTag -Mz $ matTag <-orient $ x1 $ x2 $ x3 $ y1 $ y2 $ y3> <-shearDist $ sDratio> <-doRayleigh> <-mass $ m> <-iter $ maxIter $ tol>
```

Per un problema tridimensionale:

```

element flatSliderBearing $ eleTag $ iNode $ jNode $ frnMdlTag $ kInit -P $ matTag -T $ matTag -My $
matTag -Mz $ matTag <-orient <$ x1 $ x2 $ x3> $ y1 $ y2 $ y3> <-shearDist $ sDratio> <-doRayleigh>
<-mass $ m> <-iter $ maxIter $ tol>

```

|                   |  |
|-------------------|--|
| \$ eleTag         | tag oggetto elemento univoco   |
| \$ iNode \$ jNode | nodi finali  |
| \$ frnMdlTag      | tag associato a <a href="#">FrictionModel</a> precedentemente definito   |
| \$ kinit          | rigidità elastica iniziale nella direzione di taglio locale  |
| -P \$ matTag      | tag associato a UniaxialMaterial precedentemente definito in direzione assiale   |
| -T \$ matTag      | tag associato a UniaxialMaterial precedentemente definito in direzione torsionale  |
| -My \$ matTag     | tag associato a UniaxialMaterial precedentemente definito nella direzione del momento attorno all'asse y locale                          |
| -Mz \$ matTag     | tag associato a UniaxialMaterial precedentemente definito nella direzione del momento attorno all'asse z locale                          |
| \$ x1 \$ x2 \$ x3 | componenti vettoriali in coordinate globali che definiscono l'asse x locale (opzionale)  |
| \$ y1 \$ y2 \$ y3 | componenti vettoriali in coordinate globali che definiscono l'asse y locale (opzionale)  |
| \$ sDratio        | distanza di taglio da iNode come frazione della lunghezza dell'elemento (opzionale, impostazione predefinita = 0,0)                      |
| -doRayleigh       | includere lo smorzamento di Rayleigh dal cuscinetto (opzionale, impostazione predefinita = nessun contributo di smorzamento di Rayleigh) |
| \$ m              | massa elemento (opzionale, impostazione predefinita = 0,0)   |



|            |   |
|------------|---|
| \$ maxIter | numero massimo di iterazioni da intraprendere per soddisfare l'equilibrio dell'elemento (opzionale, default = 20) |
| \$ tol     | tolleranza di convergenza per soddisfare l'equilibrio dell'elemento (opzionale, impostazione predefinita = 1E-8)  |

Tab.3.4 – Descrizione del codice Opensees, Flat Slider Bearings[10]

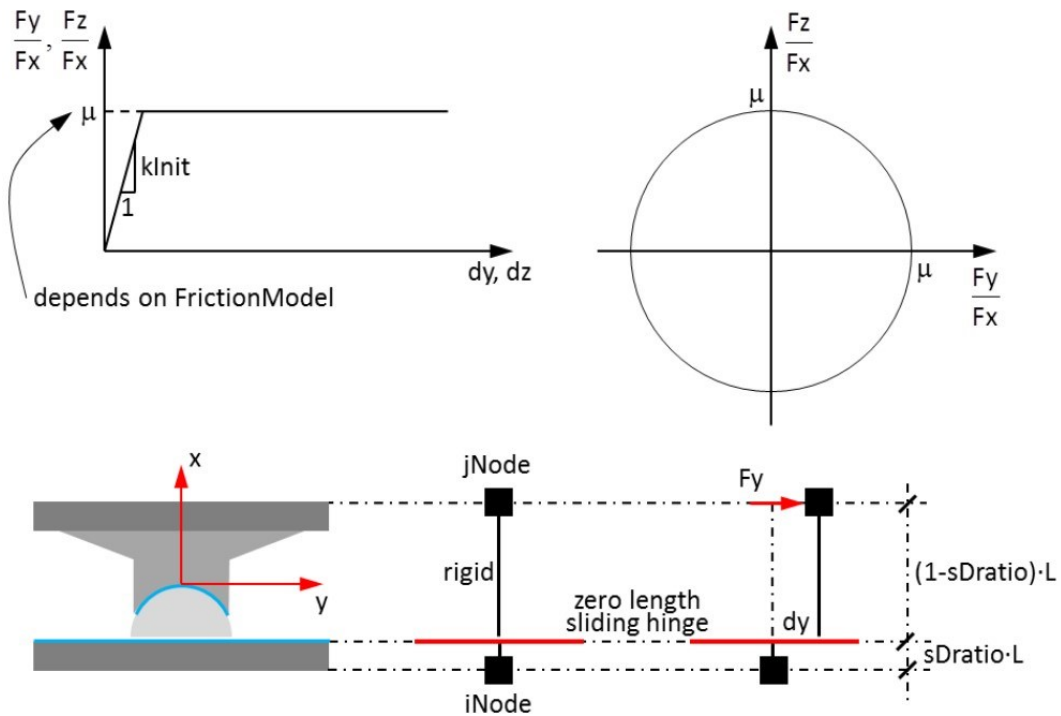


Fig.3.6 – FlatSliderBearing [10]

Viene assegnato un legame costitutivo che lega il coefficiente di attrito alla velocità di scorrimento ed alla pressione verticale, come indicato da studi scientifici di comprovata validità, Constantinou et al. (1990) [1]. Vengono inoltre considerate le unità di misura kN per la forza, metro per le dimensioni geometriche e secondi per l'unità di tempo.

OpenSees propone di modellare il modello attritivo attraverso il seguente comando [11]:

| <b>frictionModel VelNormalFrcDep \$frnTag \$aSlow \$nSlow \$aFast \$nFast \$alpha0 \$alpha1 \$alpha2 \$maxMuFact</b> |   |
|--|---|
| <b>\$frnTag</b>  | unique friction model object tag  |
| <b>\$aSlow</b>   | constant for coefficient of friction at low velocity  |
| <b>\$nSlow</b>   | exponent for coefficient of friction at low velocity  |
| <b>\$aFast</b>   | constant for coefficient of friction at high velocity   |
| <b>\$nFast</b>   | exponent for coefficient of friction at high velocity   |
| <b>\$alpha0</b>  | constant rate parameter coefficient   |
| <b>\$alpha1</b>  | linear rate parameter coefficient   |
| <b>\$alpha2</b>  | quadratic rate parameter coefficient  |
| <b>\$maxMuFact</b>   | factor for determining the maximum coefficient of friction. This value prevents the friction coefficient from exceeding an unrealistic maximum value when the normal force becomes very small. The maximum friction coefficient is determined from $\mu_{Fast}$ , for example $\mu \leq \$maxMuFact * \mu_{Fast}$ . |

*Tab.3.5 – Descrizione del codice OpenSees – FrictionModel VelNormalFrcDep [11]*

Il procedimento per l'assegnazione dei vari parametri è il seguente:

1. Definizione del coefficiente di attrito a bassa ( $\mu_{Slow}$ ) ed alta velocità di scorrimento ( $\mu_{Fast}$ ) [1] (Figure 3):

$$\mu_{Slow} = a_{Slow} * N^{(n_{Slow}-1)}$$

$$\mu_{Fast} = a_{Fast} * N^{(n_{Fast}-1)}$$

---

dove “aSlow”, “aFast”, “nSlow”  $\leq 1$ , “nFast”  $\leq 1$  sono costanti che determinano il coefficiente di attrito del modello.

2. Il coefficiente di attrito come funzione della velocità è il seguente [1]:

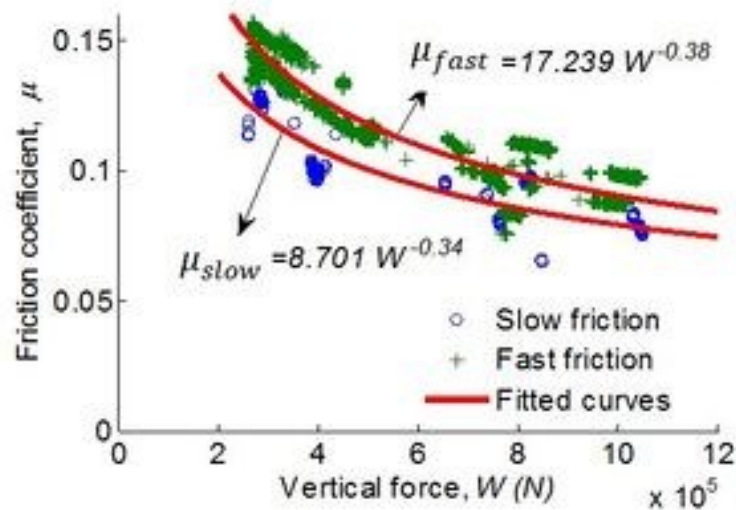
$$\mu = \mu_{Fast} - (\mu_{Fast} - \mu_{Slow}) \cdot \exp(-a \cdot \dot{u})$$

dove “ $\dot{u}$ ” è la velocità sulla superficie di contatto ed “a” è un parametro di scala.

3. In questo modello attritivo, “a” è assunto per essere dipendente dalla forza verticale tramite la seguente relazione:

$$a = \alpha_0 + \alpha_1 \cdot N + \alpha_2 \cdot N^2$$

dove “ $\alpha_0$ ”, “ $\alpha_1$ ” ed “ $\alpha_2$ ” sono costanti, con unità di misura tempo/spostamento, Tempo/spostamento/forza e Tempo/spostamento/forza  $^2$  rispettivamente.



**Figure 3: Friction coefficient vs. vertical force**

*Fig.3.7 – Esempio legame proposto dal manuale OpenSees [11]*

---

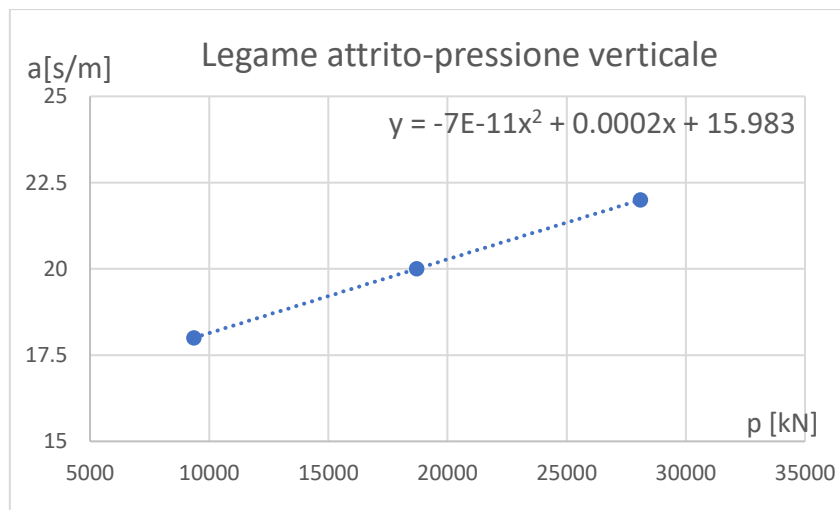
### 3.2.2 Variabilità dell'attrito con la pressione verticale

Secondo Constantinou et al. Il parametro “a”, espresso in [s/m], è variabile con la pressione verticale agente, assumendo i seguenti valori di tab. 3.6:

| Press | P     | a     |
|-------|-------|-------|
| [MPa] | [kN]  | [s/m] |
| 9.36  | 9360  | 18    |
| 18.7  | 18700 | 20    |
| 28.1  | 28100 | 22    |

*Tab. 3.6 - Variabilità del parametro “a” con la pressione verticale agente -Table II p.94  
Dolce et al. (2005) [2]*

In fig. 3.8 viene quindi diagrammato l’andamento dei punti di tab. 3.6, indicando nell’asse delle ordinate il parametro “a” e nell’asse delle ascisse la pressione verticale.:



*Fig.3.8 – Andamento del parametro “a” con la pressione verticale*

Viene quindi estrapolata la linea di tendenza la cui formula polinomiale è:

---

$$a = -7E-11p^2 + 0.0002p + 15.983$$

Da cui è possibile leggere i valori dei parametri alfa0, alfa1, alfa2.

### 3.2.3 Variabilità dell'attrito con la velocità

I valori dei parametri aSlow, aFast, nSlow ed nFast sono stati trovati determinando l'equazione della linea di tendenza che rappresenta i valori trovati dal modello di Constantinou et al (1990) [1] tabulati in tab. 3.7 ed illustrate nei grafici di fig.3.9.

| P     | Press                | A                 | F        | direct | fmax   | Df     | fmin   | a        |
|-------|----------------------|-------------------|----------|--------|--------|--------|--------|----------|
| [psi] | [kN/m <sup>2</sup> ] | [m <sup>2</sup> ] | [kN]     | [-]    | [%]    | [%]    | [%]    | [sec/in] |
| 1000  | 6900                 | 0.2463009         | 1699.476 | P      | 0.1193 | 0.0927 | 0.0266 | 0.6      |
| 2000  | 13800                | 0.2463009         | 3398.952 | P      | 0.087  | 0.0695 | 0.0175 | 0.6      |
| 3000  | 20700                | 0.2463009         | 5098.428 | P      | 0.0703 | 0.0552 | 0.0151 | 0.8      |
| 6500  | 44900                | 0.2463009         | 11058.91 | P      | 0.0572 | 0.0485 | 0.0087 | 0.5      |

Tab.3.7 – Variabilità dell'attrito con la pressione verticale

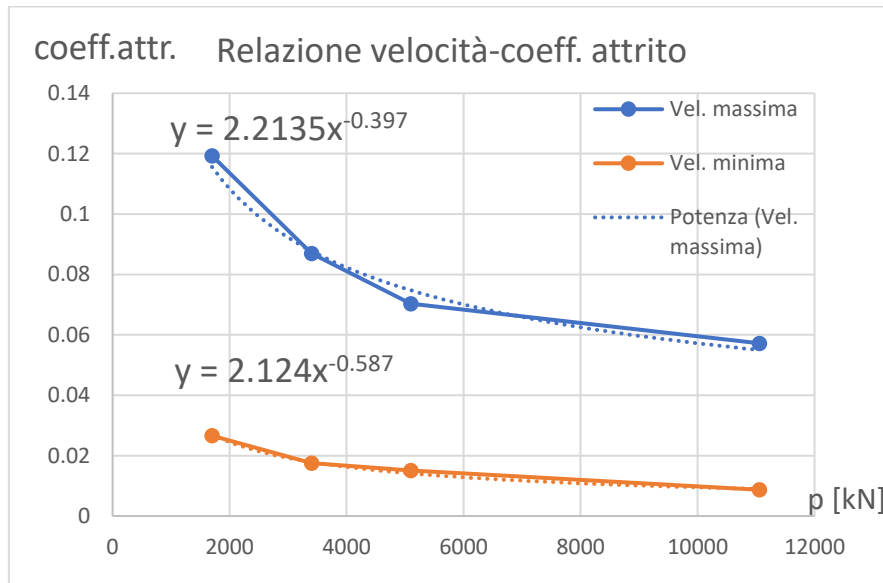


Fig.3.9 – Andamento del coeff. Di attrito con la pressione verticale alla velocità di scorrimento massima e minima

---

Dal grafico di fig. 3.9 sono state determinate le linee di tendenza in forma esponenziale che permettono l'individuazione dei parametri richiesti dal modello Opensees, questi sono:

- nSlow -0.587
- nFast -0.397
- aSlow 2.1240
- aFast 2.2135

### 3.3 Dispositivi di appoggio fissi

Per i dispositivi fissi si definiscono la forza ultima del dispositivo  $F_{ult}$  e la resistenza residua post rottura dovuta all'attrito tra impalcato e pulvino con un coefficiente relativo al contatto acciaio-acciaio pari a  $\mu_s$ , fino allo spostamento massimo  $d_f$  relativo ad una corsa pari alla metà della dimensione dell'appoggio nella direzione considerata. Questa tipologia di modellazione viene proposta dal Manuale AVS di Autostrade per l'Italia [4].

Di seguito vengono definiti i parametri che caratterizzano il comportamento di questa tipologia di dispositivi:

- Coefficiente di attrito acciaio-acciaio:

$$\mu_d = 0.2 \quad \text{acciaio} - \text{acciaio}$$

- Resistenza a rottura  $F_{ult}$ :

$$F_{ULTIMA} = \frac{\alpha \cdot m_{f,perm} \cdot g}{n}$$

Dove:

|              |  |
|--------------|--|
| $m_{f,perm}$ | <i>massa gravante sulla fila di appoggi, legata ai soli carichi permanenti presenti sulla struttura;</i> |
| $g$          | <i>accelerazione gravitazionale;</i>   |
| $n$          | <i>numero di appoggi fissi presenti sulla stessa fila;</i>   |

---

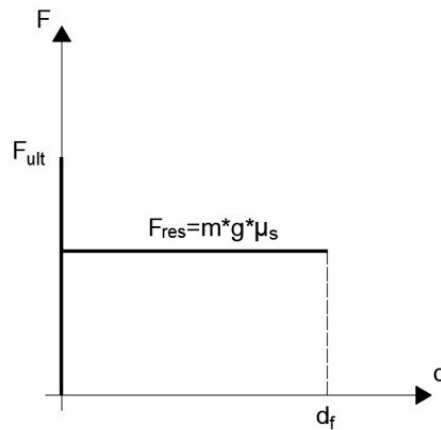
$\alpha$  *fattore adimensionale che varia a seconda della tipologia di appoggio.*

Per appoggi fissi in acciaio si assume un valore di  $\alpha$  pari a 0.2 in direzione longitudinale e 0.1 in direzione trasversale.

Per un appoggio mobile longitudinale generico si assume un valore di  $\alpha$  pari a 0.1 in direzione trasversale.

Per un appoggio mobile longitudinale generico si assume un valore di  $\alpha$  pari a 0.2 in direzione longitudinale.

Viene di seguito in fig. 3.10 rappresentato il legame forza spostamento utilizzato.



*Fig.3.10 – Legame forza-spostamento per i dispositivi fissi.*

### 3.3.1 Modello OpenSees – Appoggio fisso

Nel modello OpenSees viene quindi descritto questo legame definendo come input il numero di appoggi definiti fissi nella direzione considerata ed il fattore  $\alpha$  relativo come segue:

|               |   |
|---------------|---|
| set num 4;    | #numero di appoggi fissi presenti in quella direzione                     |
| set alfa 0.2; | #coefficiente AVS 0.1 in direzione trasv e 0.2 in direzione longitudinale |

---

|   |  |
|---|--|
| set Fultima [expr \$mass*\$alfa*\$g/\$num]; | #forza a rottura del dispositivo fisso |
|---|--|

I materiali utilizzati per definire il legame costitutivo dei dispositivi fissi sono uniaxialMaterial, InitialStrainMaterial ed uniaxialMaterial MinMax, descritti nel manuale OpenSees [12] come segue:

|   |                                  |
|---|----------------------------------|
| <b>uniaxialMaterial InitStressMaterial \$matTag \$otherTag \$initStrain</b> |                                  |
| <b>\$matTag</b>   | integer tag identifying material |
| <b>\$otherTag</b>   | tag of the other material        |
| <b>\$initStress</b>   | initial strain                   |

|  |  |
|--|--|
| <b>uniaxialMaterial MinMax \$matTag \$otherTag &lt;-min \$minStrain&gt; &lt;-max \$maxStrain&gt;</b> |  |
| <b>\$matTag</b>  | integer tag identifying material                     |
| <b>\$otherTag</b>  | tag of the other material                            |
| <b>\$minStrain</b>   | minimum value of strain. optional default = -1.0e16. |
| <b>\$maxStrain</b>   | max value of strain. optional default = 1.0e16.      |

Ai materiali appena indicati vengono assegnati i seguenti valori:

- \$initStress pari ad Fultima
- \$minStrain pari a -1mm



- 
- \$maxStrain pari a 1mm

Assumendo che la forza massima a rottura del dispositivo si sviluppi con una deformazione pari ad 1mm, ossia più piccola possibile.

Viene riportato di seguito, una stringa di esempio per la modellazione del dispositivo appena descritto.

```
##### Define MATERIAL #####

set mu2 0.20
set numlong 4; #numero di appoggi fissi presenti in quella direzione
set alfalong 0.2; #coefficiente AVS 0.1 in direzione trasv e 0.2 in direzione longitudinale
set Fultimalong [expr $mass*$alfalong*$g/$numlong]; #forza a rottura del dispositivo fisso

set numtrasv 4; #numero di appoggi fissi presenti in quella direzione
set alfatrasv 0.1; #coefficiente AVS 0.1 in direzione trasv e 0.2 in direzione longitudinale
set Fultimtrasv [expr $mass*$alfatrasv*$g/$numtrasv]; #forza a rottura del dispositivo fisso

#-----direzione verticale, direzione y, direzione 2

#uniaxialMaterial Elastic $matTag      $E
uniaxialMaterial Elastic 1            10e12

#-----direzione longitudinale, direzione x, direzione 1

#uniaxialMaterial Steel01 $matTag      $Fy      $E0  $b
uniaxialMaterial Steel01 2 [expr $P*$mu2] 10e6  10e-12;

#uniaxialMaterial Steel01 $matTag      $Fy      $E0  $b
uniaxialMaterial Steel01 3 [expr $Fultimalong]          10e6  10e-12;
#uniaxialMaterial InitStrainMaterial  $matTag $otherTag  $initStress
uniaxialMaterial InitStrainMaterial  4 3 [expr $Fultimalong]
```

```

#uniaxialMaterial MinMax      $matTag $ otherTag      <-min $ minStrain>      <-max $
maxStrain>
uniaxialMaterial MinMax 5 4 -min [expr -10e-3] -max [expr 10e-3];

#uniaxialMaterial Parallel $matTag      $tag1 $tag2 $tag3...
uniaxialMaterial Parallel 6      2      5

#-----direzione trasversale, direzione z , direzione 3

#uniaxialMaterial Steel01 $matTag      $Fy      $E0 $b
uniaxialMaterial Steel01 7 [expr $P*$mu2]      10e6 10e-12;

#uniaxialMaterial Steel01 $matTag      $Fy      $E0 $b
uniaxialMaterial Steel01 8 [expr $Fultimalong]      10e6 10e-12;
#uniaxialMaterial InitStrainMaterial      $matTag $otherTag      $initStress
uniaxialMaterial InitStrainMaterial      9      8 [expr $Fultimalong]
#uniaxialMaterial MinMax      $matTag $ otherTag      -min $minStrain -max $maxStrain
uniaxialMaterial MinMax 10      9 -min [expr -10e-2]      -max [expr 10e-2];

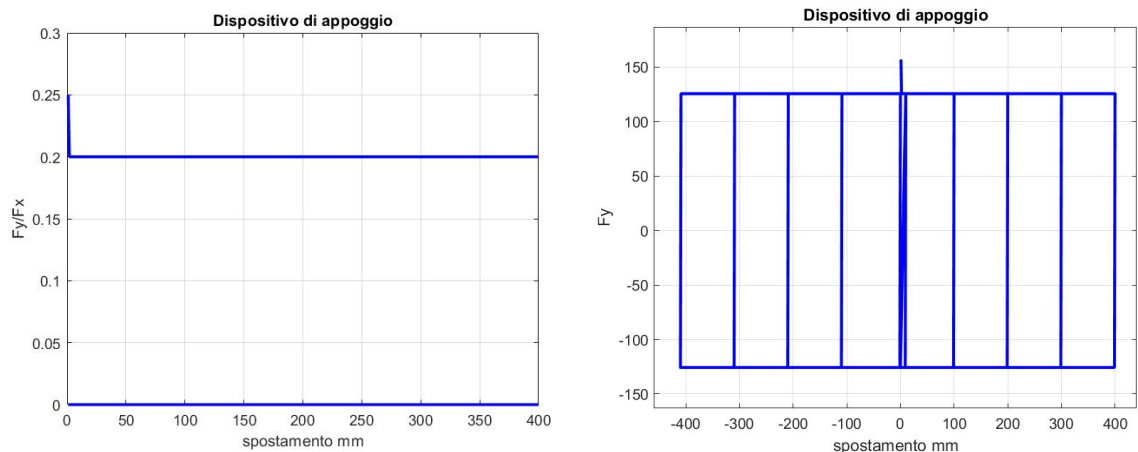
#uniaxialMaterial Parallel $matTag      $tag1 $tag2 $tag3...
uniaxialMaterial Parallel 11      7      10

##### Define ELEMENTS #####

#element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 ... -dir $dir1 $dir2
element zeroLength 1 1 2 -mat 6 1 11 -dir 1 2 3

```

Sono state inizialmente eseguite due tipologie di analisi, entrambe in condizioni statiche, una di pushover a spostamenti crescenti ed una di pushover in condizioni di spostamenti ciclici. Si riportano nel seguito i diagrammi relativi alle due analisi in fig. 3.11 e 3.12.



*Fig.3.11 – Dispositivo di appoggio fisso – Analisi Pushover a spostamenti imposti (sinistra), Analisi Pushover Ciclica (destra).*

### 3.4 Soglie prestazionali dei dispositivi di appoggio

Le soglie prestazionali utili al confronto tra domanda e la capacità dei dispositivi di appoggio e la costruzione delle relative curve di fragilità, vengono determinate utilizzando l'approccio proposto dal "Manuale AVS" di Autostrade per l'Italia [4].

Nella procedura AVS [4] vengono definiti tre legami per i diversi dispositivi a seconda che questi siano fissi, semirigidi e mobili:

- Appoggi fissi – TIPO 1: da un comportamento rigido fino ad una rottura di tipo fragile (rottura a taglio), una volta avvenuta la rottura il legame è di tipo attritivo fino alla perdita di appoggio dell'impalcato (Fig.3.13a);
- Appoggi semirigidi – TIPO 2: (es. dispositivi in neoprene) Caratterizzati da un comportamento di tipo visco-elastico fino allo scorrimento che caratterizza la rottura del dispositivo, alla quale segue un comportamento attritivo legato allo scorrimento tra impalcato e pulvino, fino alla perdita dell'appoggio (Fig.3.13b);

- Appoggi mobili – TIPO 3: (es. dispositivi a scorrimento acciaio-PTFE)  
Caratterizzati da un comportamento attritivo legato alla natura stessa del dispositivo, fino alla perdita dell'appoggio (Fig.3.13c).

Le tre tipologie di legami costitutivi sono raffigurate nei seguenti diagrammi (Fig. 3.13)

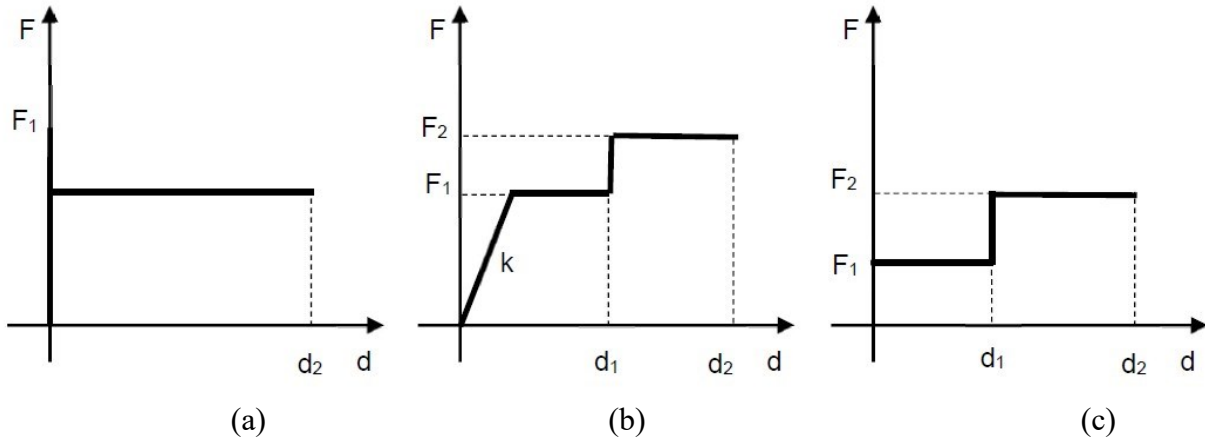


Fig. 3.13: Legami costitutivi adottati per gli appoggi. – AVS 2019 [4]

Lo stesso Manuale AVS [4] propone tre differenti soglie prestazionali, caratterizzanti i diversi stati di danneggiamento caratteristici dei dispositivi trattati, cioè:

- LA1: Corrispondente al raggiungimento del limite prestazionale del dispositivo, per i dispositivi fissi questo è il valore della rottura a taglio dell'apparecchio di appoggio, mentre per i dispositivi mobili equivale al raggiungimento dello scorrimento operativo massimo del dispositivo;
- LA2: Corrispondente al raggiungimento di uno scorrimento del dispositivo tale da non pregiudicare la perdita di appoggio dell'impalcato, per i dispositivi fissi esso corrisponde al raggiungimento di una corsa pari alla metà della larghezza del dispositivo, mentre per i dispositivi mobili corrisponde al raggiungimento della rottura del dispositivo fino ad uno spostamento massimo pari  $1.1 \times LA1$ ;
- LA3: Corrispondente alla perdita di appoggio dell'impalcato.

I tre livelli di servizio sono raffigurati nel seguente schema di Fig.3.14

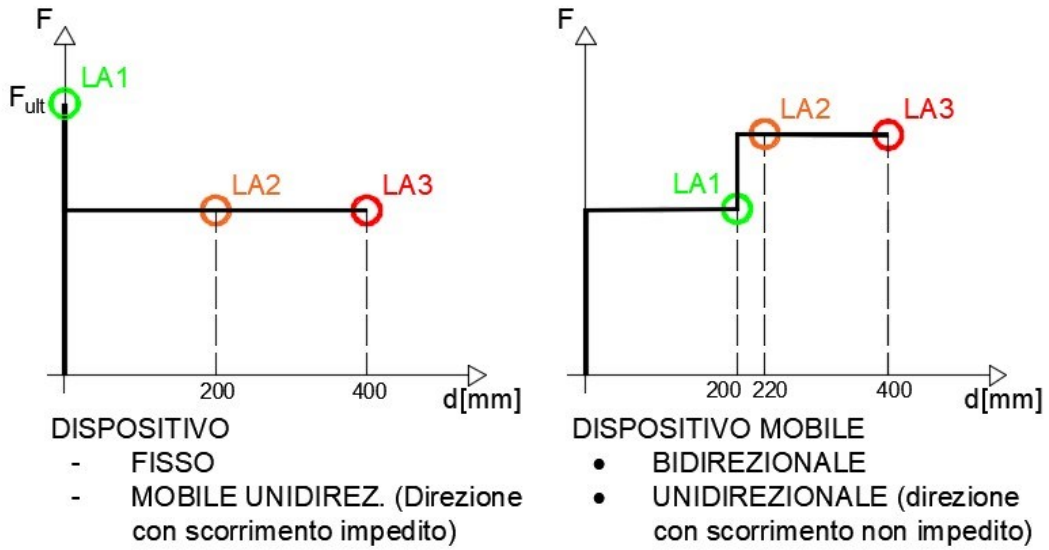


Fig. 3.14: Livello di servizio per i dispositivi di appoggio

Il manuale AVS [7] fornisce uno strumento utile per correlare i tre livelli di servizio agli stati limite definiti da NTC 2018, come mostrato in tab.3.8.

| LP/LS  | SLO | SLD | SLV | SLC |
|--------|-----|-----|-----|-----|
| TIPO 1 | -   | -   | LA2 | LA3 |
| TIPO 2 | -   | LA1 | LA2 | LA3 |
| TIPO 3 | -   | LA1 | LA2 | LA3 |

Tab. 3.8: Correlazione Livelli prestazioni e Stati Limite NTC 2018 – AVS 2019 [4]

Per Stato Limite di Operatività, definito da NTC 2018 si è optato di assumere tale limite come il raggiungimento di uno spostamento globale pari ai due terzi dello spostamento allo stato limite di danno, letto sulla curva pushover.

La disposizione delle diverse tipologie di dispositivi è quella di fig. 3.15.

- ① Appoggi fissi
- ② Appoggi mobili in direzione longitudinale ma fissi in direzione trasversale all'impalcato.
- ③ Appoggi mobili in direzione trasversale ma fissi in direzione longitudinale all'impalcato
- ④ Appoggi mobili multidirezionali

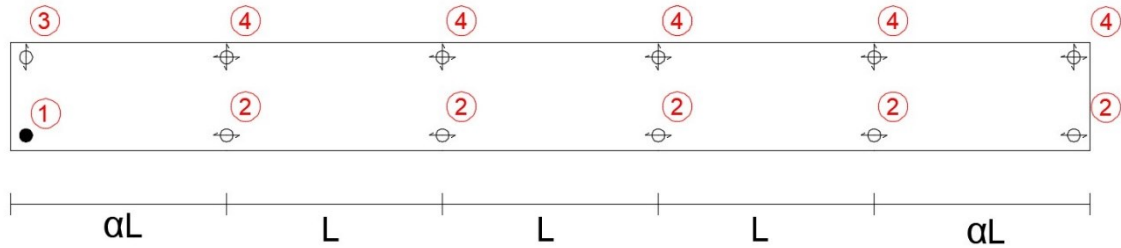


Fig. 3.15: *Disposizione planimetrica dei dispositivi di appoggio.*

Le soglie prestazionali scelte come riferimento per lo studio della vulnerabilità sismica del caso studio sono elencate in tab. 3.9.

| <i>stato limite</i>            | <b>SLO</b><br>[mm] | <b>SLD</b><br>[mm] | <b>SLV</b><br>[mm] | <b>SLC</b><br>[mm] |
|--------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| <b>Dispositivi di appoggio</b> | -                  | 100                | -                  | 200                |

Tab.3.9: *Soglie prestazionali dei dispositivi di appoggio.*

È stata assunta una soglia di 200mm per lo stato limite di collasso, ed una soglia di 100mm per lo stato limite di danneggiamento. Le soglie prestazionali sono state assunte in modo da poter confrontare la domanda con la risposta sismica dei dispositivi di appoggio, tenendo in

---

conto del solo comportamento trasversale. Poiché uno dei due dispositivi risulta fisso nella direzione trasversale, uno spostamento pari a 100mm comporta il danneggiamento del dispositivo fisso, mentre uno spostamento pari a 200mm comporta il raggiungimento della soglia di rottura di entrambi i dispositivi e quindi il collasso del sistema.

---

## CAP. 4 – Traversi

I traversi nei ponti hanno un ruolo chiave nella redistribuzione degli sforzi dovuti all'azione sismica trasversale. A seconda della rigidità del sistema trasversale si presenta una differente distribuzione delle forze di taglio in corrispondenza delle sezioni di estremità dell'impalcato. L'onere computazionale derivante da una modellazione FEM completa degli elementi trasversali all'interno di un modello completo del ponte è estremamente rilevante, per questo si rende necessario l'utilizzo di metodi semplificati che permettono di esaminare il comportamento trasversale dell'impalcato.

In primo luogo, verrà verificata la carpenteria del sistema reticolare che compone la sezione trasversale dell'impalcato, secondo i criteri proposti dalla normativa pre-DM '90, poi verrà modellato il sistema trasversale in SeismoStruct assegnando agli elementi relativi ai piedritti una rigidità equivalente attribuita mediante la metodologia proposta da Carden et al. [3].

Viene pertanto esposta una metodologia semplificata per tenere in conto il comportamento trasversale dell'impalcato, proposta da Carden et al. [3] e modellata separatamente (in SeismoStruct) dal modello completo del ponte. Viene poi assegnato un legame costitutivo nel programma OpenSees, che rappresenti il comportamento derivante dal modello semplificato appena studiato. Infine, viene validato il modello Opensees confrontando i risultati ottenuti con quelli derivanti dal modello Seismostruct.

### 4.1 Verifica delle sezioni trasversali

Le combinazioni di carico da considerare nella verifica della sezione trasversale sono quelle definite nel D.M. 4 Maggio 1990 (Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali), D.M. 1 Febbraio 1992 (Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso per le strutture metalliche), D.M. 9 Gennaio 1996 come in tab. 4.1a (norme per il calcolo,

---



l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche).

| Combinazioni di carico per le verifiche alle Tensioni Ammissibili delle sezioni trasversali |             |                             |
|---|-------------|-----------------------------|
| AI  | 645.01 [kN] | g1+g2+q5+q7+q9              |
| AII   | 387.00 [kN] | g1+g2+q1+q2+0.6*q5+q7+q8+q9 |
| AV  | 635.81 [kN] | g1+g2+q6                    |

Tab. 4.1a – Combinazioni per la verifica dei traversi

Le sezioni della carpenteria che compongono il sistema reticolare della sezione trasversale del ponte vengono, di seguito in tab. 4.1b, verificate ai sensi del D.M.2 agosto 1980.

| VERIFICA A COMPRESSIONE SEMPLICE         |        |            |                               |                                     |  |
|--|--------|------------|-------------------------------|-------------------------------------|--|
| CORRENTE SUPERIORE (Doppio L 120x80x10)  |        |            |                               |                                     |  |
| combo                                    | N [kN] | N [N]      | $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | VERIFICA ( $\sigma_{adm} / \sigma > 1$ ) |
| A I                                      | 645.01 | 645007.5   | 168.85                        | 240                                 | 1.42                                     |
| A II                                     | 387.00 | 387004.5   | 101.31                        |                                     | 2.37                                     |
| A V                                      | 635.81 | 635806.45  | 166.44                        |                                     | 1.44                                     |
| DIAGONALE COMPRESSO (Doppio L 80x120x10) |        |            |                               |                                     |  |
| combo                                    | N [kN] | N [N]      | $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | VERIFICA ( $\sigma_{adm} / \sigma > 1$ ) |
| A I                                      | 351.88 | 351880.93  | 92.12                         | 240                                 | 2.61                                     |
| A II                                     | 387.00 | 387004.50  | 101.31                        |                                     | 2.37                                     |
| A V                                      | 173.43 | 173430.67  | 45.40                         |                                     | 5.29                                     |
| DIAGONALE TESO (Doppio L 80x120x10)      |        |            |                               |                                     |  |
| combo                                    | N [kN] | N [N]      | $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | VERIFICA ( $\sigma_{adm} / \sigma > 1$ ) |
| A I                                      | 351.88 | 351880.93  | 92.12                         | 240                                 | 2.61                                     |
| A II                                     | 387.00 | 387004.5   | 101.31                        |                                     | 2.37                                     |
| A V                                      | 173.43 | 173430.669 | 45.40                         |                                     | 5.29                                     |
| CORRENTE INFERIORE (Doppio L 100x150x10) |        |            |                               |                                     |  |
| combo                                    | N [kN] | N [N]      | $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | VERIFICA ( $\sigma_{adm} / \sigma > 1$ ) |
| A I                                      | 645.01 | 645007.5   | 133.27                        | 240                                 | 1.80                                     |
| A II                                     | 387.00 | 387004.5   | 79.96                         |                                     | 3.00                                     |
| A V                                      | 635.81 | 635806.45  | 131.36                        |                                     | 1.83                                     |

Tab4.1b – Verifiche in tensioni ammissibili degli elementi della sezione trasversale

Le verifiche di instabilità delle sezioni trasversali ad esclusione di quelle relative al corrente superiore, poiché connesso con la soletta in c.a., sono descritte in tab. 4.2.

| DIAGONALE COMPRESSO (Doppio L 80x120x10) |        |            |        |         |         |        |               |                         |              |                                 |                               |                                    |
|--|--------|------------|--------|---------|---------|--------|---------------|-------------------------|--------------|---------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|
| combo                                    | N [kN] | N [N]      | L [mm] | $\beta$ | Lo [mm] | i [mm] | $\lambda$ [-] | $\lambda/\lambda_c$ [-] | $\alpha$ [-] | $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | VERIFICA ( $\sigma_c/\sigma > v$ ) |
| A I                                      | 351.88 | 351880.93  | 3560   | 1       | 3560    | 38.01  | 93.65         | 1.226                   | 0.384        | 153.10                          | 92.12                         | 1.66                               |
| A II                                     | 387.00 | 387004.5   |        |         |         |        |               |                         |              |                                 | 101.31                        | 1.51                               |
| A V                                      | 173.43 | 173430.669 |        |         |         |        |               |                         |              |                                 | 45.40                         | 3.37                               |

| CORRENTE INFERIORE (Doppio L 100x150x10) |        |           |        |         |         |        |               |                         |              |                                 |                               |                                    |
|--|--------|-----------|--------|---------|---------|--------|---------------|-------------------------|--------------|---------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|
| combo                                    | N [kN] | N [N]     | L [mm] | $\beta$ | Lo [mm] | i [mm] | $\lambda$ [-] | $\lambda/\lambda_c$ [-] | $\alpha$ [-] | $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | VERIFICA ( $\sigma_c/\sigma > v$ ) |
| A I                                      | 645.01 | 645007.5  | 2800   | 1       | 2800    | 47.79  | 58.59         | 0.767                   | 0.384        | 240.98                          | 133.27                        | 1.81                               |
| A II                                     | 387.00 | 387004.5  |        |         |         |        |               |                         |              |                                 | 79.96                         | 3.01                               |
| A V                                      | 635.81 | 635806.45 |        |         |         |        |               |                         |              |                                 | 131.36                        | 1.83                               |

| DIAGONALE COMPRESSO (Doppio L 80x120x10) |        |            |        |         |         |        |               |                         |              |                               |                                     |  |
|--|--------|------------|--------|---------|---------|--------|---------------|-------------------------|--------------|-------------------------------|-------------------------------------|--|
| combo                                    | N [kN] | N [N]      | L [mm] | $\beta$ | Lo [mm] | i [mm] | $\lambda$ [-] | $\lambda/\lambda_c$ [-] | $\omega$ [-] | $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | VERIFICA ( $\omega\sigma/\sigma_{adm} < 1$ ) |
| A I                                      | 351.88 | 351880.93  | 3560   | 1       | 3560    | 38.01  | 93.65         | 1.226                   | 2.34         | 92.12                         | 240.00                              | 0.90   |
| A II                                     | 387.00 | 387004.5   |        |         |         |        |               |                         |              | 101.31                        |                                     | 0.99   |
| A V                                      | 173.43 | 173430.669 |        |         |         |        |               |                         |              | 45.40                         |                                     | 0.44   |

| CORRENTE INFERIORE (Doppio L 100x150x10) |        |           |        |         |         |        |               |                         |              |                               |                                     |  |
|--|--------|-----------|--------|---------|---------|--------|---------------|-------------------------|--------------|-------------------------------|-------------------------------------|--|
| combo                                    | N [kN] | N [N]     | L [mm] | $\beta$ | Lo [mm] | i [mm] | $\lambda$ [-] | $\lambda/\lambda_c$ [-] | $\omega$ [-] | $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | VERIFICA ( $\omega\sigma/\sigma_{adm} < 1$ ) |
| A I                                      | 645.01 | 645007.5  | 2800   | 1       | 2800    | 47.79  | 58.59         | 0.767                   | 1.48         | 133.27                        | 240.00                              | 0.82   |
| A II                                     | 387.00 | 387004.5  |        |         |         |        |               |                         |              | 79.96                         |                                     | 0.49   |
| A V                                      | 635.81 | 635806.45 |        |         |         |        |               |                         |              | 131.36                        |                                     | 0.81   |

Tab. 4.2 – Verifiche di instabilità degli elementi della sezione trasversale

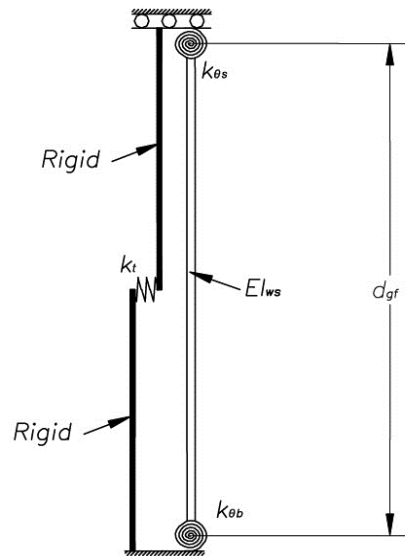
## 4.2 Modello semplificato di Carden-Buckle-Itani

Gli sforzi di taglio indotti dal sisma nella sezione trasversale dell'impalcato si concentrano al di sopra degli appoggi in corrispondenza dei traversi di estremità. Per semplificare la modellazione strutturale si è deciso di passare da una modellazione 3d di ogni singolo elemento del ponte ad una modellazione semplificata, dove il comportamento della sezione trasversale dell'impalcato viene assimilato a quello di un sistema di molle equivalenti, modello proposto da Carden et al. [3].

La rigidezza della sezione trasversale dell'impalcato può essere caratterizzata attraverso la combinazione di quattro di quattro rigidezze distinte: la rigidezza torsionale della trave, la rigidezza rotazionale dell'appoggio, la rigidezza flessionale degli irrigidimenti d'anima della

---

trave e la rigidezza rotazionale della soletta o del sistema di connessione trave-soletta, come illustrato in fig.4.1.



*Fig 4.1 Modello di deformazione trasversale, carden et al. [3]*

In questo modello la rigidezza torsionale della trave viene modellato attraverso una molla traslazionale equivalente ( $k_t$ ), le due molle rotazionali rappresentano il comportamento dell'appoggio ( $k_{\theta b}$ ) ed il comportamento della connessione tra la trave e la soletta ( $k_{\theta s}$ ), in fine un elemento trave rappresenta la rigidezza del sistema di irrigidimenti d'anima ( $EI_{ws}$ ).

#### 4.2.1 Rigidezza torsionale della trave in acciaio

La rigidezza torsionale della trave di acciaio viene studiata prendendo in esame una lunghezza di trave pari alla distanza tra due irrigidimenti d'anima consecutivi ( $L_1$ ), nel nostro caso 6m. Le dimensioni geometriche e le caratteristiche meccaniche della trave presa in esame sono elencate in tab. 4.3-4.

| SEZIONE TRASVERSALE DELLA TRAVE |        |       |         |         |        |         |       |
|---------------------------------|--------|-------|---------|---------|--------|---------|-------|
| B1 [m]                          | B2 [m] | H [m] | tf1 [m] | tf2 [m] | tw [m] | dgf [m] |       |
|                                 | 0.8    | 1     | 1.9     | 0.065   | 0.065  | 0.025   | 1.835 |

Tab. 4.3a Dimensioni geometriche della trave di appoggio

| E [MPa] | G [MPa] | I <sub>gy</sub> [m <sup>4</sup> ] | J <sub>g</sub> [m <sup>4</sup> ] |
|---------|---------|-----------------------------------|----------------------------------|
| 210000  | 80000   | 0.0081923                         | 0.0001671                        |

Tab. 4.3a Caratt. Meccaniche della trave di appoggio

| SEZIONE TRASVERSALE DELLA TRAVE |        |       |         |         |        |         |        |
|---------------------------------|--------|-------|---------|---------|--------|---------|--------|
| B1 [m]                          | B2 [m] | H [m] | tf1 [m] | tf2 [m] | tw [m] | dgf [m] |        |
|                                 | 0.8    | 1     | 1.9     | 0.025   | 0.04   | 0.012   | 1.8675 |

Tab. 4.4b Dimensioni geometriche della trave di campata

| E [MPa] | G [MPa] | I <sub>gy</sub> [m <sup>4</sup> ] | J <sub>g</sub> [m <sup>4</sup> ] |
|---------|---------|-----------------------------------|----------------------------------|
| 210000  | 80000   | 0.0081923                         | 2.275E-05                        |

Tab. 4.4b Caratterizzazione Meccanica della trave di appoggio

La procedura proposta da Carden et al. È la seguente:

$d_{gf}$  distanza tra i cetri delle flange della trave metallica

$I_{gy}$  Momento di inerzia della trave rispetto all'asse debole

$J_g = \sum \left( \frac{bt^3}{3} - 0.21t^4 \right)$  momento torsionale della trave metallica

$a = \frac{d_{gf}}{2} \sqrt{\frac{EI_{gy}}{GJ_g}}$  paramentro definito da Carden et al.

| L1 [m] | a [m] |
|--------|-------|
| 6      | 10.41 |

---

$$k_t = \frac{GJ_g}{ad_{gf}^2} \left( \frac{1}{\frac{L_1}{a} - \tanh \frac{L_1}{a}} \right) \text{ rigidezza torsionale equivalente della trave}$$

EQUIVALENT TORSIONAL STIFFNESS OF THE GIRDER

$k_t$  [kN/m]

6766.28

*Tab. 4.5a Rigidezza equivalente della trave di appoggio*

EQUIVALENT TORSIONAL STIFFNESS OF THE GIRDER

$k_t$  [kN/m]

6077.88

*Tab. 4.5b Rigidezza Equivalente della trave di campata*

#### 4.2.2 Rigidezza rotazionale dell'appoggio

La rigidezza rotazionale dell'appoggio è definita dalla tipologia di appoggio considerato. I dispositivi di appoggio trattati sono quelli a scorrimento acciaio-PTFE. Verrà pertanto considerata una rigidezza rotazionale nulla.

ROTATIONAL STIFFNESS OF THE BEARING

$k_{\theta b}$  [kN/m]

0.000

*Tab. 4.6 Rigidezza rotazionale dell'appoggio*

#### 4.2.3 Rigidezza rotazionale della connessione trave soletta

La connessione tra la trave di acciaio e la soletta in c.a. è di tipo Nelson, dove i pioli sono di diametro  $\phi 22$ , lunghezza 180mm e disposti su tre file trasversali ad interasse longitudinale di 200mm, tali caratteristiche sono elencate in tab. 4.7.

| CONNETTORI |       |                                   |                     |                     |                     |                     |                        |
|------------|-------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------------|
| d[mm]      | h[mm] | A <sub>sd</sub> [m <sup>2</sup> ] | L <sub>sd</sub> [m] | n <sub>sd</sub> [-] | r <sub>sx</sub> [m] | r <sub>dx</sub> [m] | r <sub>centr</sub> [m] |
| 22         | 180   | 0.00038                           | 0.15                | 3                   | 0.2                 | 0.2                 | 0                      |

Tab. 4.7 Caratteristiche della connessione

La rigidezza rotazionale della connessione trave-soletta viene definita da Carden et al. Come:

$$k_{\theta s1} = \frac{EA_{sd}}{L_{sd}} \left( \sum_{i=1}^{n_{sd}} r_i^2 \right)$$

#### ROTATIONAL STIFFNESS OF THE CONNECTION

k<sub>θs1</sub> [kN/m]  
42574.86364

#### 4.2.4 Rigidezza degli irrigidimenti d'anima della trave metallica

La rigidezza flessionale da assegnare all'elemento trave del modello semplificato, viene considerato pari alla rigidezza flessionale degli elementi che compongono gli irrigidimenti d'anima della trave di acciaio in corrispondenza degli appoggi.

Nel caso della sezione di appoggio vengono considerati 3 piatti di irrigidimento d'anima dallo spessore di 40mm ognuno, mentre nella sezione di campata solamente un piatto come illustrato in tab. 4.8.

| IRRIGIDIMENTI D'ANIMA |                     |                     |                                   |
|-----------------------|---------------------|---------------------|-----------------------------------|
| b [m]                 | b <sub>ws</sub> [m] | t <sub>ws</sub> [m] | I <sub>ws</sub> [m <sup>4</sup> ] |
| 0.4                   | 0.425               | 0.12                | 0.000768                          |

Tab. 4.8a Caratteristiche degli irrigidimenti d'anima nella sezione di appoggio

| IRRIGIDIMENTI D'ANIMA |                     |                     |                                   |
|-----------------------|---------------------|---------------------|-----------------------------------|
| b [m]                 | b <sub>ws</sub> [m] | t <sub>ws</sub> [m] | I <sub>ws</sub> [m <sup>4</sup> ] |
| 0.4                   | 0.412               | 0.04                | 0.000233                          |

Tab. 4.8b Caratteristiche degli irrigidimenti d'anima nella sezione di campata

Dove:

$$I_{ws} = \frac{b_{ws}^3 t_{ws}}{12} \quad \text{momendo di inerzia equivalente}$$

#### 4.2.5 Rigidezza trasversale combinata

La rigidezza trasversale totale dovuta alla rigidezza torsionale della trave  $k_t$ , rotazionale degli appoggi  $k_{\theta b}$ , rotazionale della connessione trave soletta  $k_{\theta s}$  e flessionale degli irrigidimenti d'anima, può essere calcolata considerando il modello di Carden et al [3].

Il procedimento che permette di calcolare la rigidezza totale del sistema  $k_g$  è quella della condensazione statica della matrice di rigidezza, data da:

$$k_g = k_t + \frac{12EI_{ws}}{d_{gf}^3} (1 - \rho)$$

Dove

$$\rho = \frac{\frac{12EI_{ws}}{d_{gf}} + 3(k_{\theta b} + k_{\theta s})}{\left(\frac{4}{d_{gf}} + \frac{k_{\theta b}}{EI_{ws}}\right) \left(\frac{4}{d_{gf}} + \frac{k_{\theta s}}{EI_{ws}}\right) EI_{ws} d_{gf} - \frac{4EI_{ws}}{d_{gf}}}$$

|            |
|------------|
| $\rho [-]$ |
| 0.97       |

Otteniamo quindi un valore di:

**EQUIVALENT GIRDER STIFFNESS**

Kg [kN/m]

17651.74183

*Tab. 4.9a Rigidezza trasversale combinata per la sezione di appoggio*

**EQUIVALENT GIRDER STIFFNESS**

Kg [kN/m]

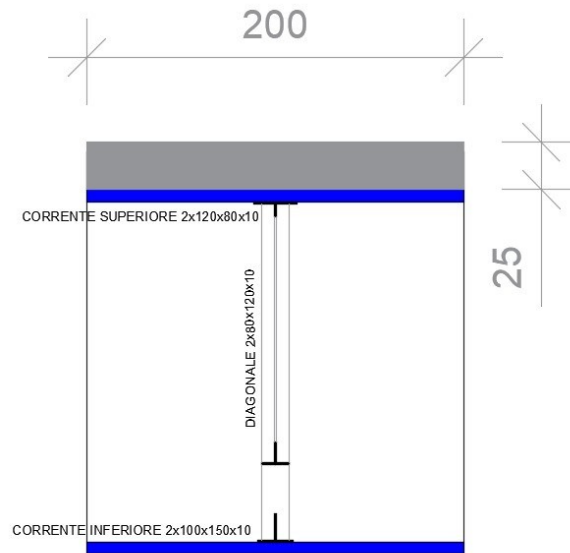
13997.82714

*Tab. 4.9b Rigidezza trasversale combinata per la sezione di appoggio*

---

#### 4.2.6 Rigidezza trasversale del sistema soletta - corrente superiore

Come ulteriore semplificazione di modellazione viene assegnata una rigidezza univoca al sistema composto dalla soletta di cls e dal corrente superiore in acciaio, visti in sezione nella fig.4.2.



*Fig4.2 – sezione trasversale*

Per la sezione di appoggio, la soletta verrà considerata per una profondità nella direzione di sviluppo del ponte pari a 2m, come indicato nella seguente tabella 4.10.

| SOLETTA CLS |      |      |         |                    |
|-------------|------|------|---------|--------------------|
| B[m]        | h[m] | L[m] | Ec[MPa] | J[m <sup>4</sup> ] |
| 5.4         | 0.25 | 2    | 38000   | 0.00260417         |

**RIGIDEZZA FLESSIONALE SOLETTA CLS**

$k_s$  [kN/m]

98958.33

*Tab. 4.10 Caratteristiche della soletta in cls*



---

Mentre il corrente superiore avrà una sua rigidezza pari a:

| CORRENTE SUPERIORE |      |        |                    |  |
|--------------------|------|--------|--------------------|--|
| B[m]               | H[m] | E[MPa] | J[m <sup>4</sup> ] |  |
| 0.12               | 0.08 | 210000 | 5.52E-06           |  |

RIGIDEZZA FLESSIONALE CORRENTE SUPERIORE

$k_s$  [kN/m]  
1159.20

Si procederà quindi alla valutazione di una rigidezza combinata dei due sistemi sommando le singole rigidezze.

RIGIDEZZA FLESSIONALE CORRENTE SUPERIORE EQ.

$k_s$  [kN/m]  
100117.53

Per la sezione di campata i risultati sono i seguenti:

| SOLETTA CLS |      |      |         |                    |  |
|-------------|------|------|---------|--------------------|--|
| B[m]        | h[m] | L[m] | Ec[MPa] | J[m <sup>4</sup> ] |  |
| 5.4         | 0.25 | 4    | 38000   | 0.00520833         |  |

RIGIDEZZA FLESSIONALE SOLETTA CLS

$k_s$  [kN/m]  
197916.67

| CORRENTE SUPERIORE |      |        |                    |  |
|--------------------|------|--------|--------------------|--|
| B[m]               | H[m] | E[MPa] | J[m <sup>4</sup> ] |  |
| 0.12               | 0.08 | 210000 | 5.52E-06           |  |

RIGIDEZZA FLESSIONALE CORRENTE SUPERIORE

$k_s$  [kN/m]  
1159.20

RIGIDEZZA FLESSIONALE CORRENTE SUPERIORE EQ.

$k_s$  [kN/m]  
199075.87

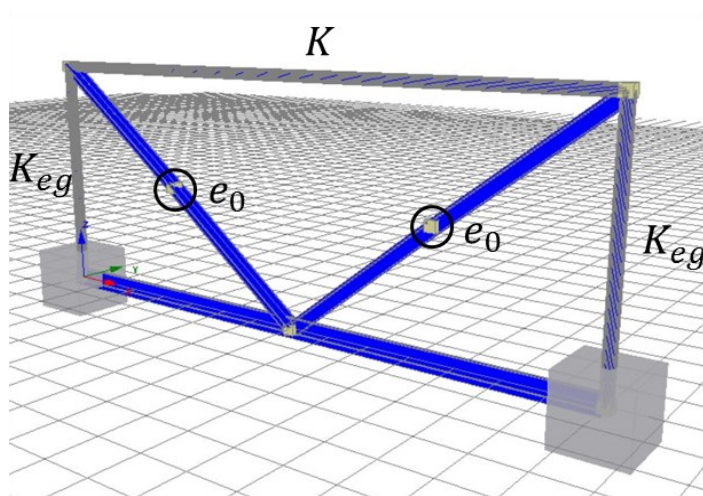
---

---

### 4.3 Modello 2D equivalente- SeismoStruct

Dalle considerazioni esposte nel capitolo precedente si è passati alla modellazione del sistema reticolare della sezione trasversale in SeismoStruct v.2019.

I piedritti vengono modellati con le caratteristiche risultanti dall'analisi di Carden, Bucke ed Itani [3] come in fig. 4.3. I materiali adottati sono acciaio S355 con comportamento elasto-plastico incrudente.



*Fig 4.3 Modello 2D equivalente*

#### 4.3.1 Metodologia di analisi

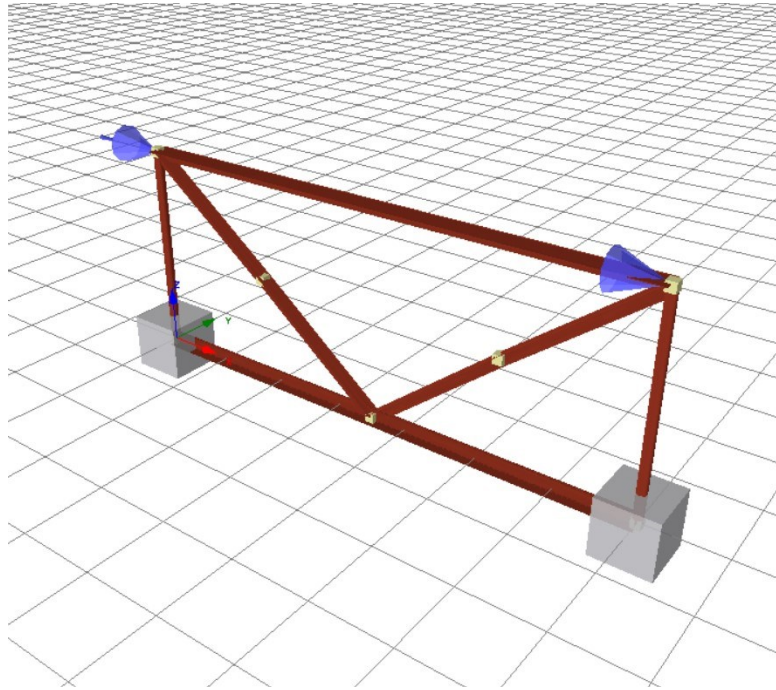
Vengono eseguite analisi statiche e cicliche non lineari applicando una storia di spostamenti alla trave di sommità, simulando così le azioni sismiche, come in fig.4.4. Le analisi sono condotte per verificare la capacità dei diagonali e del corrente inferiore, prima e dopo l'instabilizzazione.

Lo spostamento massimo imposto è di 0.1m con step di incremento di 0.001m. Noti gli spostamenti e le forze massime portate dagli elementi, sono state applicate storie di carico

---

---

cicliche ai vari step di spostamento, così da quantificare per ogni step l'energia dissipata, la rigidità e lo smorzamento equivalente di tutto il sistema reticolare.



*Fig 4.4 Modello 2D equivalente*

Si valuteranno separatamente i risultati delle analisi pushover nei casi di instabilizzazione nel piano e fuori dal piano, nel caso della sezione di appoggio e di campata.

#### 4.3.2 Risultati dell'analisi pushover di instabilità nel piano

Dall'analisi pushover eseguita, si evidenzia un comportamento di instabilizzazione nel piano e collasso dell'elemento diagonale compresso, come si vede in fig. 4.5. I risultati dell'analisi pushover eseguita sono evidenziato in fig.4.6.

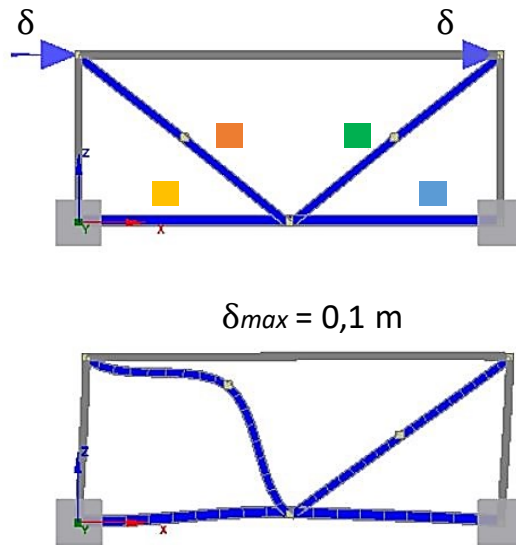


Fig 4.5 Modello 2D equivalente – schema pushover con instabilità nel piano

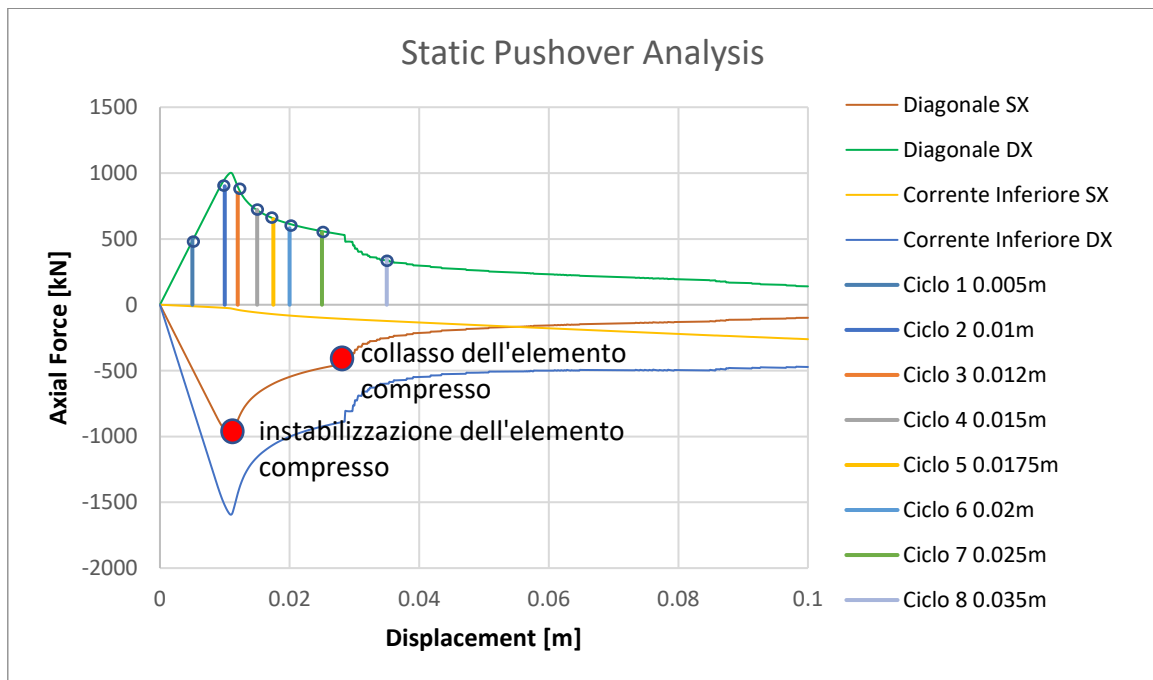


Fig 4.6a Analisi pushover di instabilità nel piano - sezione di appoggio

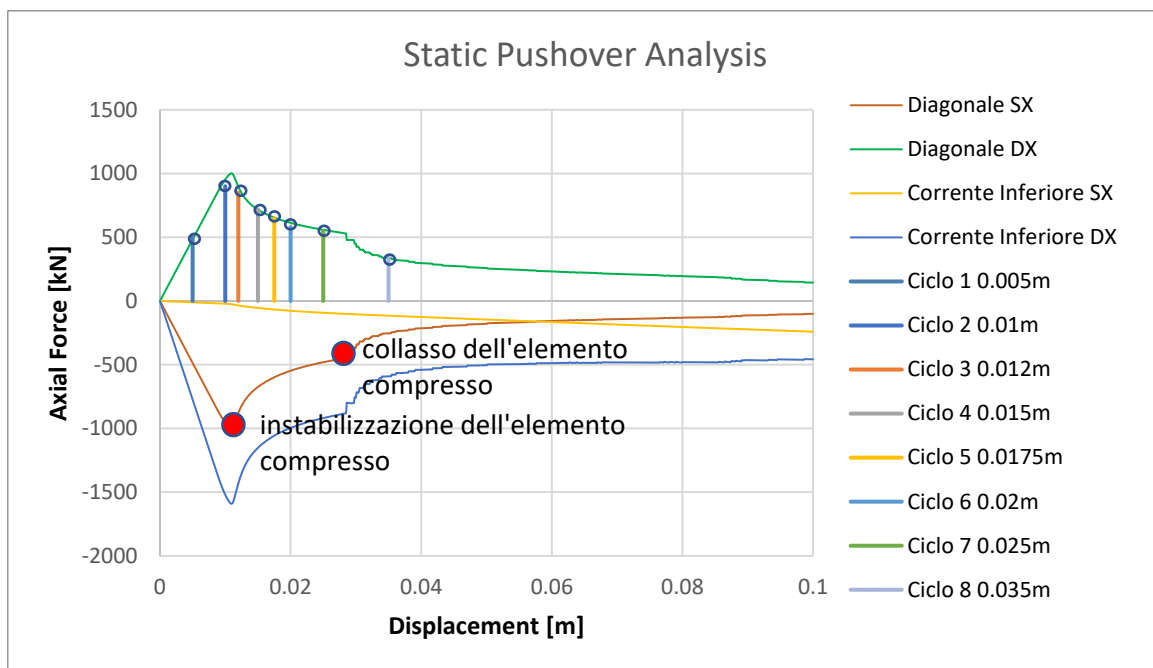
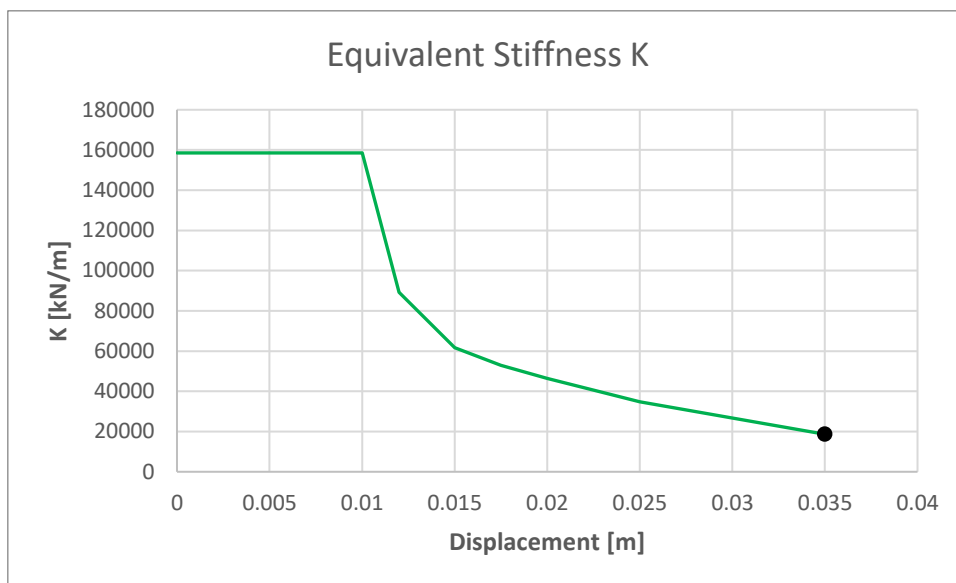


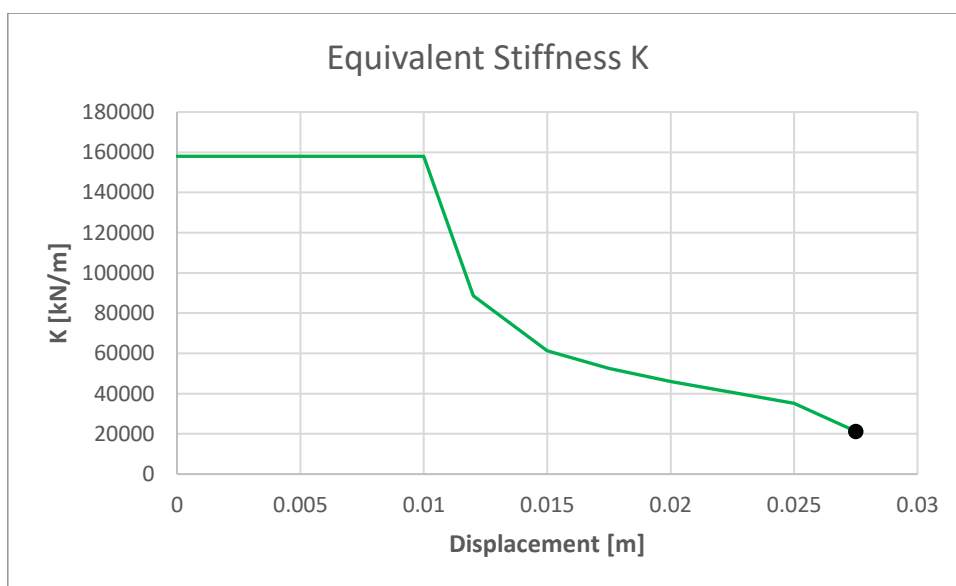
Fig 4.6b Analisi pushover di instabilità nel piano - sezione di campata

Sono state eseguite otto diverse analisi, con andamento monotono crescente e decrescente, per ognuno dei livelli di spostamento, utili alla valutazione delle capacità dissipative del sistema.

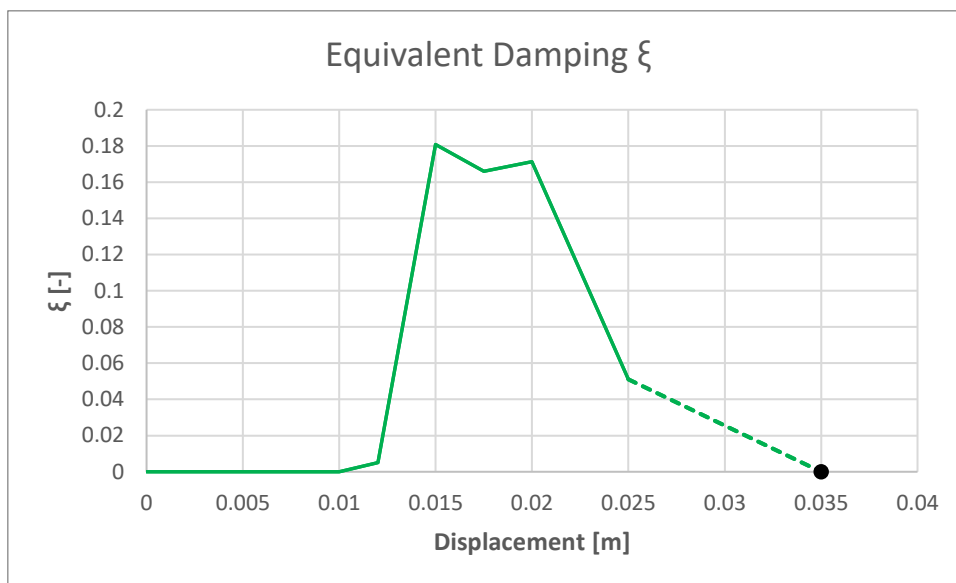
Al variare degli spostamenti imposti è possibile tracciare l'andamento della rigidezza e dello smorzamento equivalenti di tutto il sistema trasversale dell'impalcato e desunti dal ciclo di isteresi. La brusca inversione dello smorzamento è dovuta alla rottura del diagonale compresso, dato il minore contributo dissipativo offerto dal sistema a rottura ormai avvenuta. I risultati sono esposti in fig. 4.7-8.



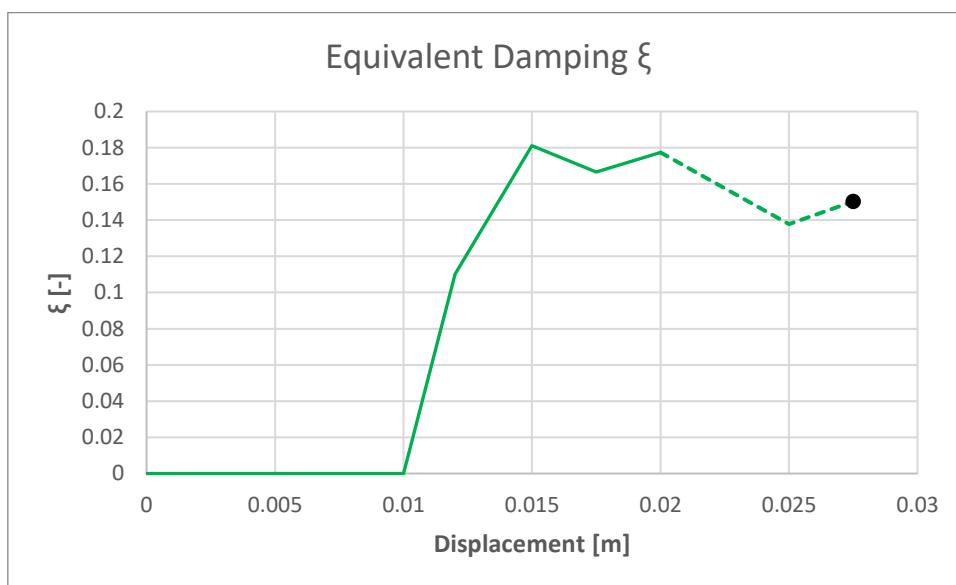
*Fig 4.7a Rigidezza equivalente del sistema reticolare al variare dello spostamento massimo imposto - sezione di appoggio*



*Fig 4.7b Rigidezza equivalente del sistema reticolare al variare dello spostamento massimo imposto - sezione di campata*



*Fig. 4.8a Smorzamento equivalente del sistema reticolare al variare dello spostamento massimo imposto - sezione di appoggio*



*Fig. 4.8b Smorzamento equivalente del sistema reticolare al variare dello spostamento massimo imposto - sezione di campata*

---

### 4.3.3 Risultati dell'analisi pushover di instabilità fuori piano

Si evidenzia inoltre un comportamento di instabilizzazione fuori dal piano e collasso dell'elemento diagonale compresso, come si vede in fig. 4.9. I risultati dell'analisi pushover eseguita sono evidenziati in fig.4.10.

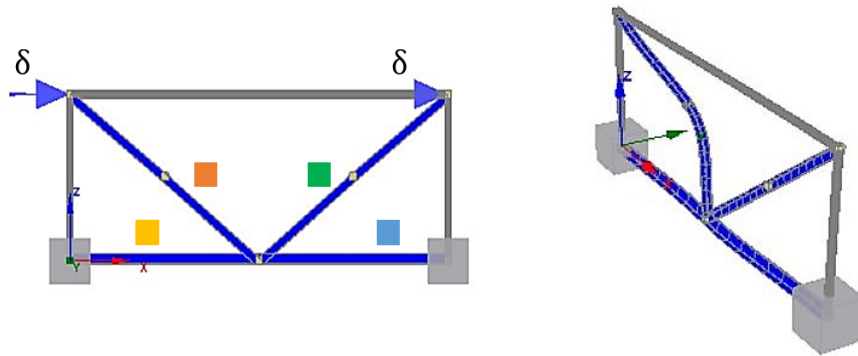


Fig 4.9 Modello 2D equivalente – schema pushover con instabilità fuori piano

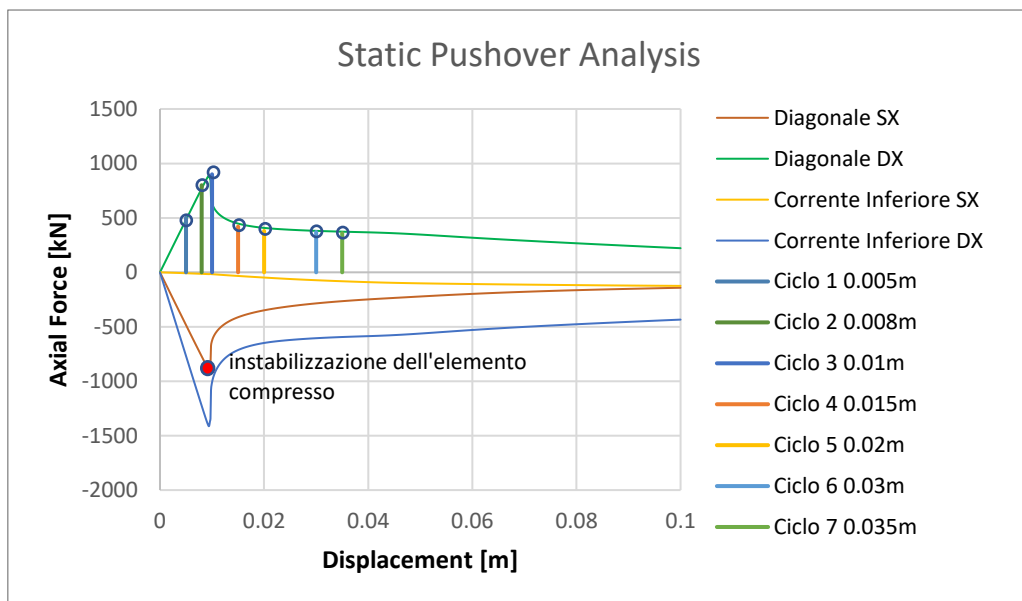
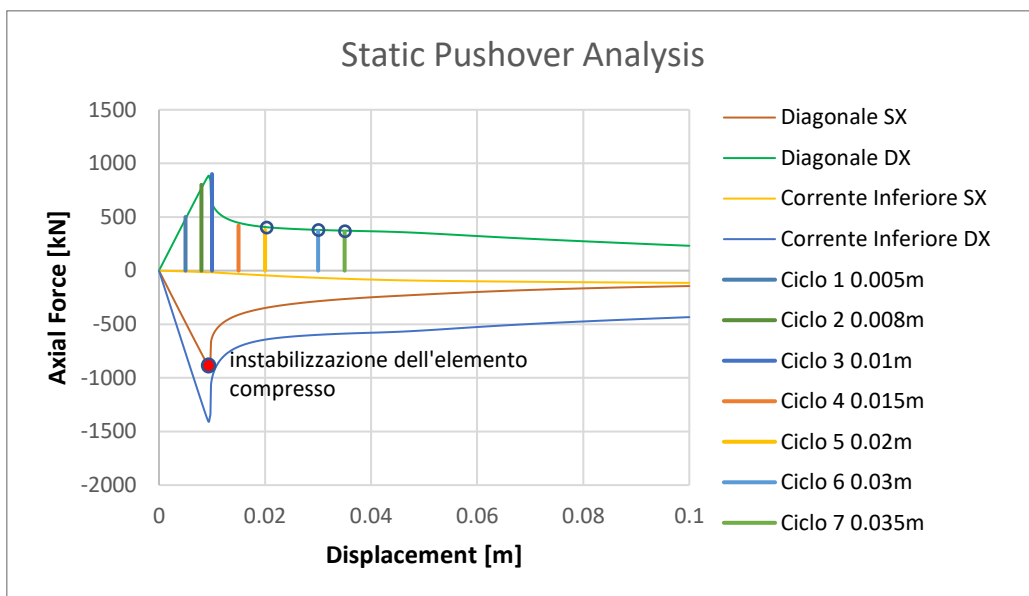


Fig 4.10a Analisi pushover di instabilità fuori piano - sezione di appoggio

---





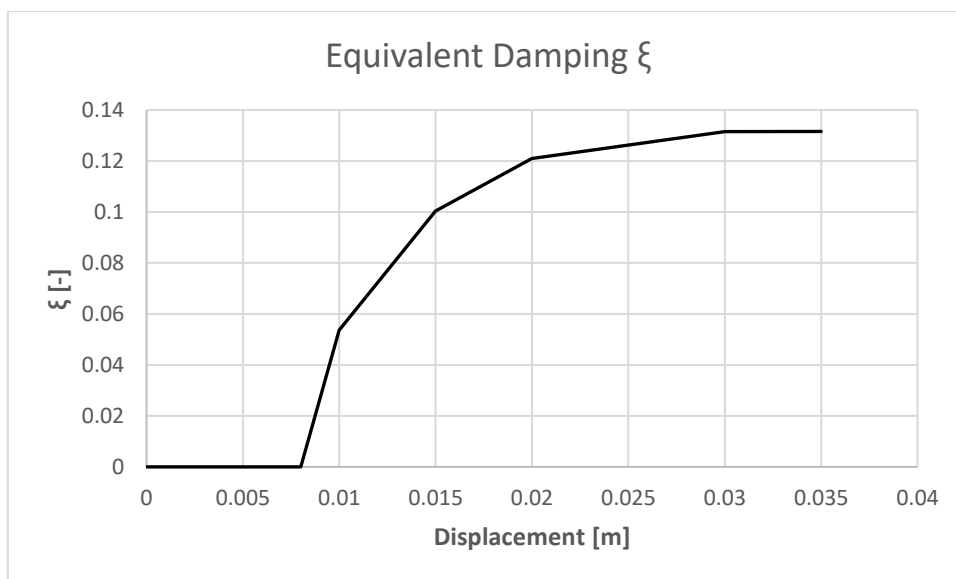
*Fig 4.10b Analisi pushover di instabilità fuori piano - sezione di campata*

Anche in questo caso sono state eseguite sette diverse analisi, con andamento monotono crescente e decrescente, per ognuno dei livelli di spostamento, utili alla valutazione delle capacità dissipative del sistema.

Al variare degli spostamenti imposti è possibile tracciare l'andamento della rigidezza e dello smorzamento equivalenti di tutto il sistema trasversale dell'impalcato e desunti dal ciclo di isteresi. La rigidezza e lo smorzamento del sistema equivalente sono illustrate in fig. 4.11-12.



*Fig 4.11 Rigidezza equivalente del sistema reticolare al variare dello spostamento massimo imposto - sezione di appoggio*



*Fig 4.12 Smorzamento equivalente del sistema reticolare al variare dello spostamento massimo imposto - sezione di appoggio*

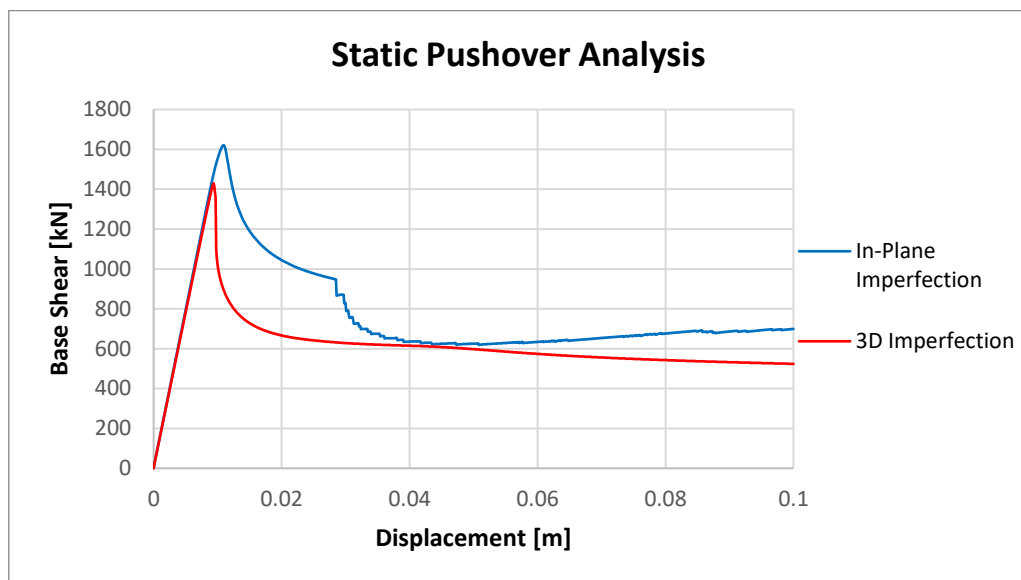
---

---

#### 4.3.4 Rigidezza equivalente del sistema reticolare

Con i risultati delle analisi cicliche appena condotte, vengono quantificati una rigidezza ed uno smorzamento in campo elastico del sistema reticolare da poter utilizzare per costruire un modello di trave di impalcato che trasversalmente offre la stessa risposta strutturale del modello completo 3D.

Vengono di seguito riportati i diagrammi relativi all'analisi pushover nel piano e fuori dal piano a confronto in fig. 4.13, mentre in fig. 4.14-15 vengono riportati i diagrammi relativi alla rigidezza ed allo smorzamento equivalenti, tra le due diverse analisi.



*Fig 4.13a Confronto Analisi pushover - sezione di appoggio*

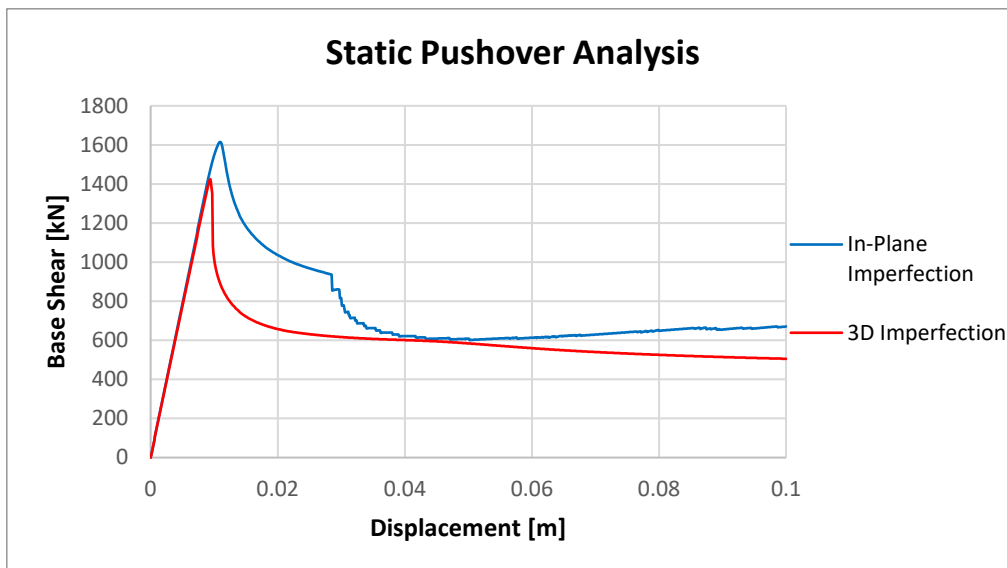


Fig 4.13b Confronto Analisi pushover - sezione di campata

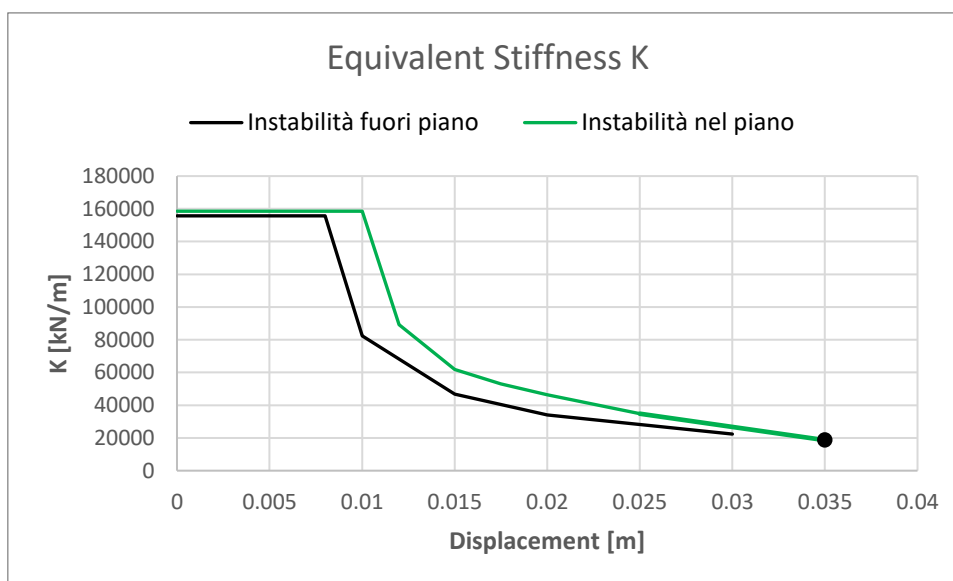


Fig 4.14a Confronto rigidezze equivalenti - sezione di appoggio

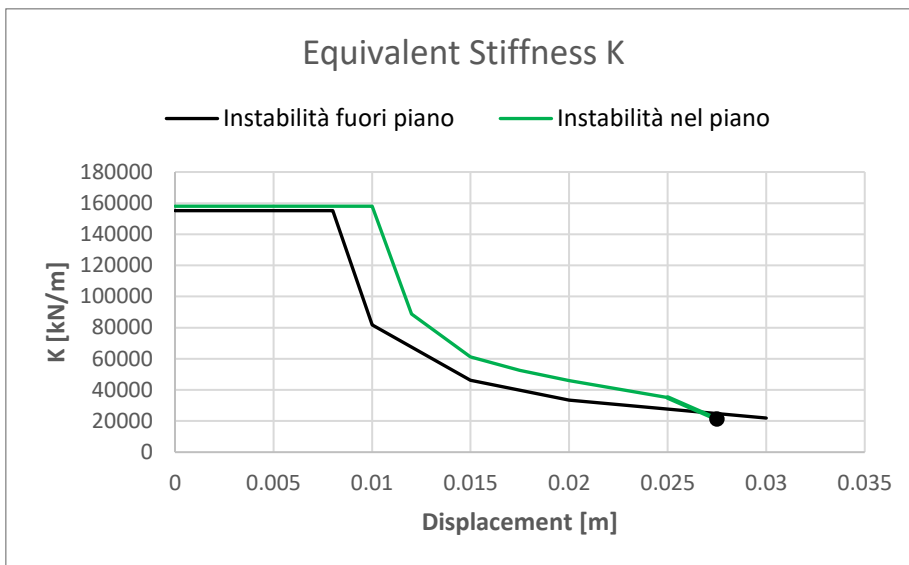


Fig 4.14b Confronto rigidezze equivalenti - sezione di campata

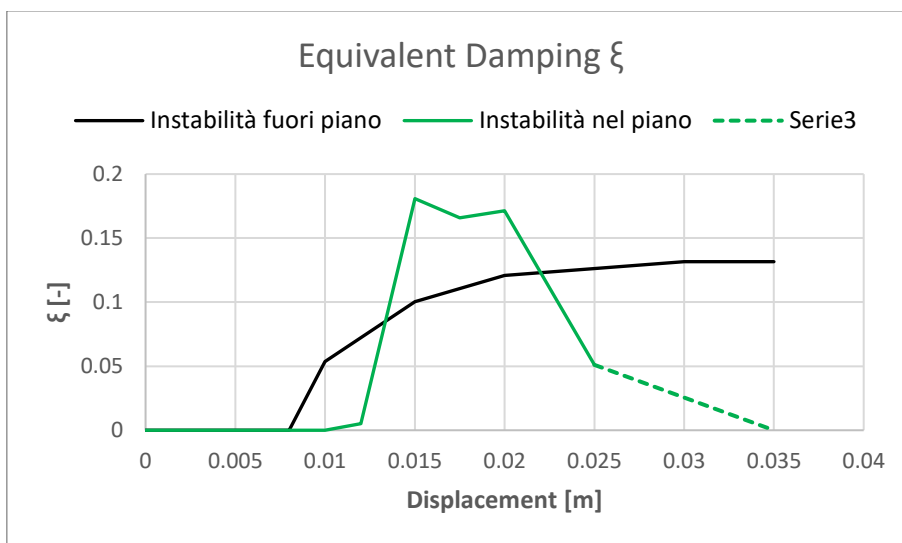


Fig 4.15a Confronto smorzamento equivalente - sezione di appoggio

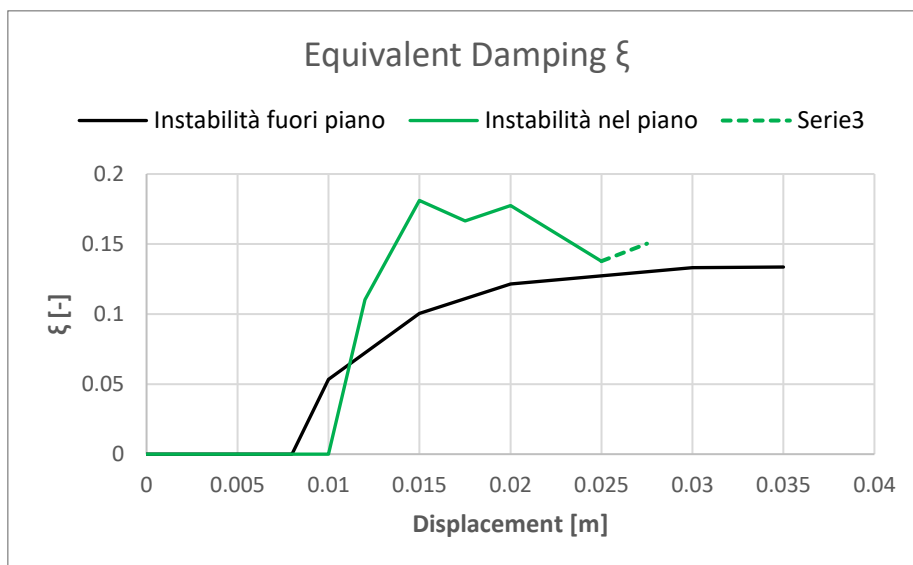


Fig 4.15b Confronto smorzamento equivalente - sezione di campata

Dalle analisi condotte risulta che la rigidezza del sistema trasversale può essere assunta pari a:

**Rigidezza trasversale del sistema reticolare sulla sezione di appoggio:**

|                         |               |        |        |
|-------------------------|---------------|--------|--------|
| Instabilità nel piano   | $k_{el.eq} =$ | 158537 | [kN/m] |
| instabilità fuori piano | $k_{el.eq} =$ | 153823 | [kN/m] |

**Rigidezza trasvrsale del sistema reticolare sulla sezione di campata:**

|                         |               |        |        |
|-------------------------|---------------|--------|--------|
| Instabilità nel piano   | $k_{el.eq} =$ | 158011 | [kN/m] |
| instabilità fuori piano | $k_{el.eq} =$ | 155171 | [kN/m] |

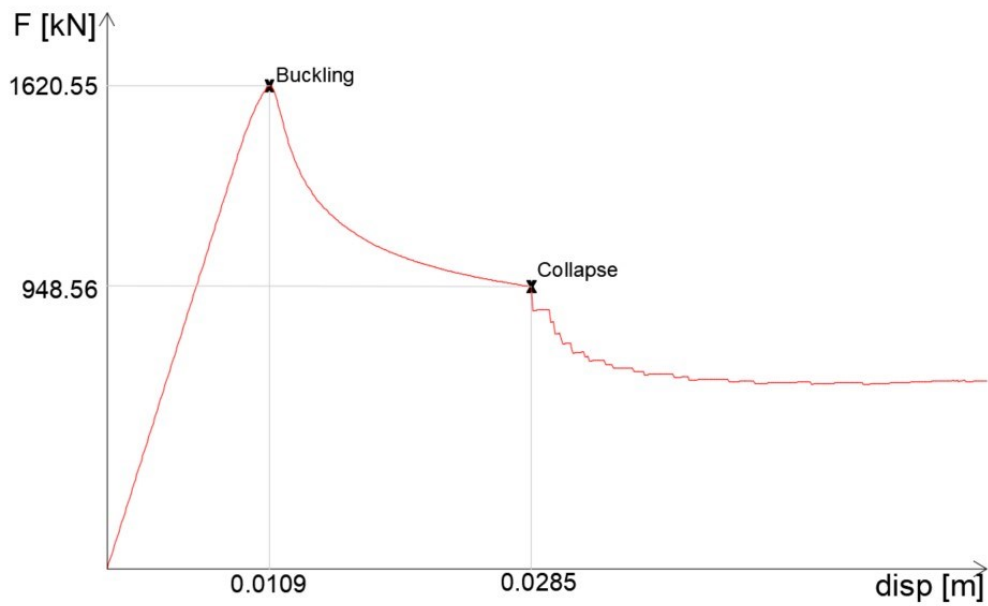
---

La rottura del diagonale compresso avviene per uno spostamento di 0.0285m sia nella sezione di campata che di appoggio.

#### 4.4 Modellazione del sistema trasversale su OpenSees

Al fine di applicare i risultati appena ottenuti al modello OpenSees del ponte, viene di seguito esposta una modellazione che rappresenta il comportamento trasversale dell'impalcato ottenuta dai valori di rigidezza determinati tramite la modellazione su SeismoStruct del sistema reticolare equivalente, calcolato secondo Carden et al. [3].

La risposta del sistema reticolare che rappresenta la sezione trasversale dell'impalcato può essere rappresentata dal diagramma forza spostamento di fig. 4.16, ottenuto dalle analisi su SeismoStruct.



*Fig. 4.16 Pushover Sistema trasversale dell'impalcato*

---

#### 4.4.1 Materiali Utilizzati

La libreria OpenSees propone una vasta scelta di materiali che combinati tra loro possono essere utilizzati a rappresentare il legame forza spostamento descritto al capitolo precedente.

Si propone l'utilizzo di un legame UniaxialMaterial parallel, che lega il materiale Steel01 al materiale Hysteretic.

I materiali appena citati sono implementati in OpenSees tramite i seguenti comandi [12].

Per lo Steel01:

| <b>uniaxialMaterial Steel01 \$matTag \$Fy \$E0 \$b &lt;\$a1 \$a2 \$a3 \$a4&gt;</b> |   |
|--|---|
| <b>\$matTag</b>  | integer tag identifying material  |
| <b>\$Fy</b>  | yield strength  |
| <b>\$E0</b>  | initial elastic tangent   |
| <b>\$b</b>   | strain-hardening ratio (ratio between post-yield tangent and initial elastic tangent)   |
| <b>\$a1</b>  | isotropic hardening parameter, increase of compression yield envelope as proportion of yield strength after a plastic strain of $a2 * (Fy/E0)$ . (optional) |
| <b>\$a2</b>  | isotropic hardening parameter (see explanation under \$a1). (optional).   |
| <b>\$a3</b>  | isotropic hardening parameter, increase of tension yield envelope as proportion of yield strength after a plastic strain of $a4 * (Fy/E0)$ . (optional)     |
| <b>\$a4</b>  | isotropic hardening parameter (see explanation under \$a3). (optional)  |



Per il materiale isteretico:

**uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p <\$s3p \$e3p> \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n <\$s3n \$e3n> \$pinchX \$pinchY \$damage1 \$damage2 <\$beta>**

|                    |  |
|--------------------|--|
| <b>\$matTag</b>    | integer tag identifying material   |
| <b>\$s1p \$e1p</b> | stress and strain (or force & deformation) at first point of the envelope in the positive direction              |
| <b>\$s2p \$e2p</b> | stress and strain (or force & deformation) at second point of the envelope in the positive direction             |
| <b>\$s3p \$e3p</b> | stress and strain (or force & deformation) at third point of the envelope in the positive direction (optional)   |
| <b>\$s1n \$e1n</b> | stress and strain (or force & deformation) at first point of the envelope in the negative direction              |
| <b>\$s2n \$e2n</b> | stress and strain (or force & deformation) at second point of the envelope in the negative direction             |
| <b>\$s3n \$e3n</b> | stress and strain (or force & deformation) at third point of the envelope in the negative direction (optional)   |
| <b>\$pinchx</b>    | pinching factor for strain (or deformation) during reloading   |
| <b>\$pinchy</b>    | pinching factor for stress (or force) during reloading   |
| <b>\$damage1</b>   | damage due to ductility: $D1(\mu-1)$   |
| <b>\$damage2</b>   | damage due to energy: $D2(E_{ii}/E_{ult})$   |
| <b>\$beta</b>      | power used to determine the degraded unloading stiffness based on ductility, $\mu$ -beta (optional, default=0.0) |

---

Mentre per il materiale Parallel:

```
unialMaterial Parallel $matTag $tag1 $tag2 ... <-factors $fact1 $fact2 ...>
```

|                            |  |
|----------------------------|--|
| <b>\$matTag</b>            | integer tag identifying material   |
| <b>\$tag1 \$tag2 ...</b>   | identification tags of materials making up the material model  |
| <b>\$fact1 \$fact2 ...</b> | factors to create a linear combination of the specified materials. Factors can be negative to subtract one material from an other. (optional, default = 1.0) |

Vengono eseguite tre tipologie di analisi, una statica lineare crescente, una statica lineare ciclica ed una dinamica tramite un accelerogramma relativo al terremoto di Accumoli 2016.

#### 4.4.2 Modellazione del comportamento pre e post rottura

Il legame forza spostamento relativo al sistema trasversale viene approssimato mediante la somma di due legami:

- un materiale steel01 elasto-plastico perfetto fino ad una forza massima pari a quella post-rottura del sistema reticolare
- un materiale isteretico che approssima il comportamento pre-rottura, con una forza massima pari alla differenza tra la forza di Buckling e la forza massima del legame elasto-plastico. Tale approssimazione viene rappresentata in fig. 4.17.

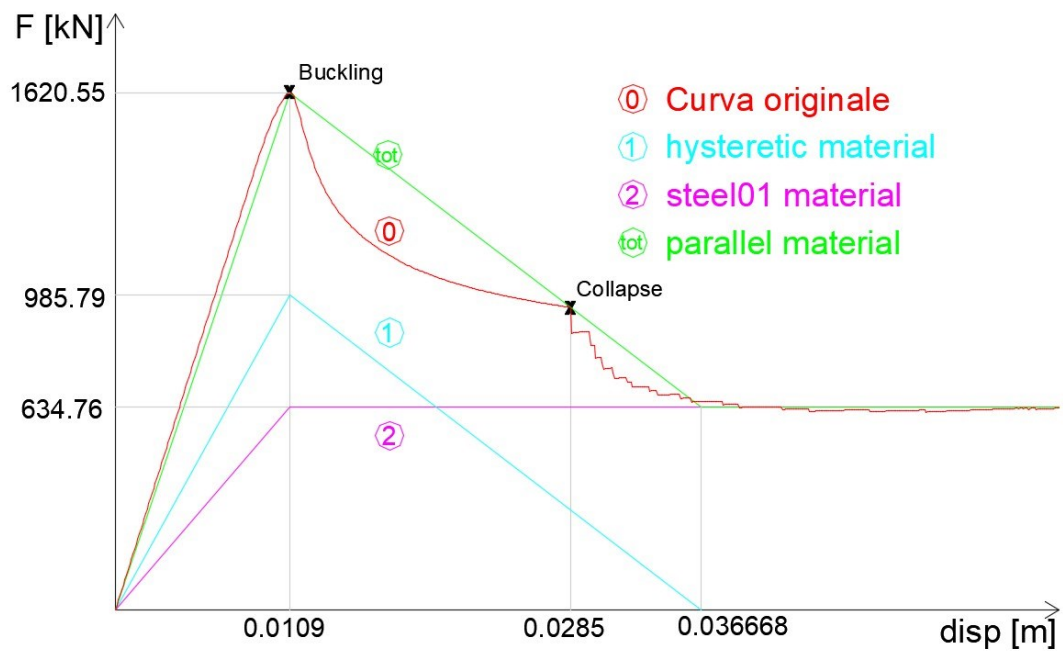


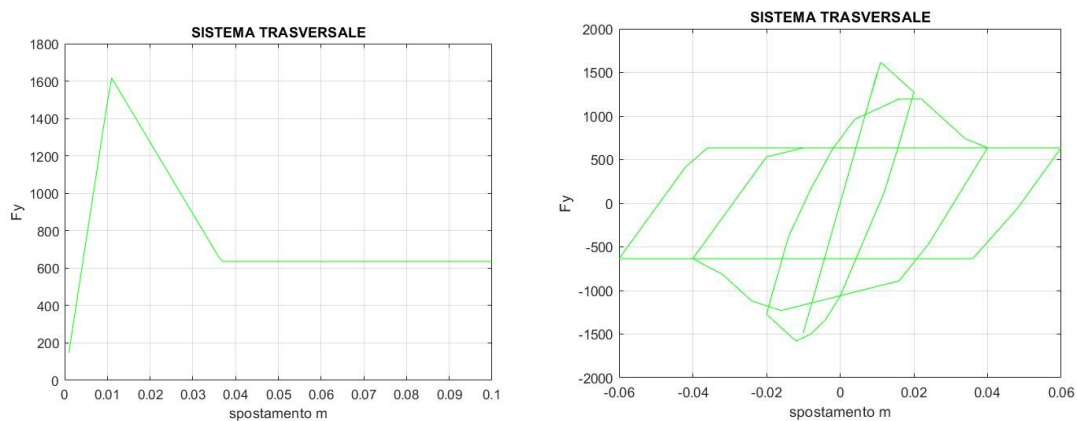
Fig 4.17 Approssimazione del legame forza-spostamento – IPOTESII

I valori assunti in questo modello sono elencati in tab.4.11.

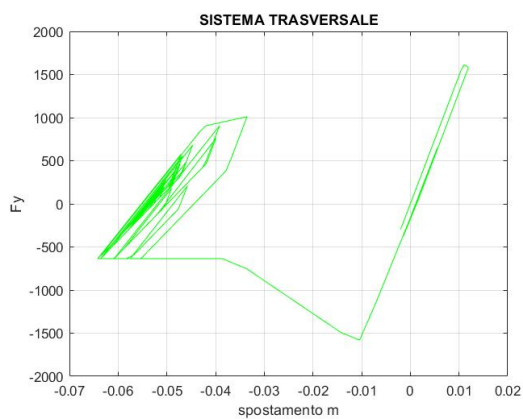
| steel01 |          |       | hysteretic |        |     |          |
|---------|----------|-------|------------|--------|-----|----------|
| Fy      | E0       | b     | s1p        | e1p    | s2p | e2p      |
| 634.76  | 58234.86 | 1E-11 | 985.79     | 0.0109 | 1   | 0.036668 |

Tab. 4.11 Valori assunti per i materiali OpenSees – IPOTESII

I risultati delle analisi svolte sono raffigurati in fig. 4.18a-b.



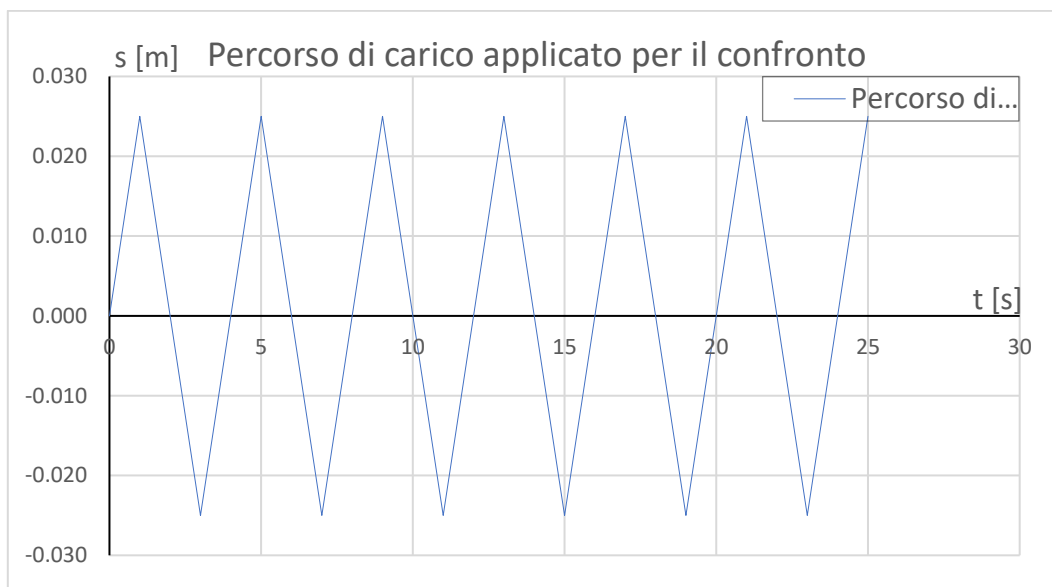
*Fig.4.18a Analisi Pushover (sinistra) – Analisi Pushover ciclica (destra)*



*Fig.4.18b Analisi Dinamica - Accumoli2016.acc*

#### 4.5 Validazione del modello OpenSees

Viene di seguito eseguito un confronto dei risultati ottenuti elaborando l'input triangolare ciclico raffigurato in fig. 4.19-20, al sistema trasversale.

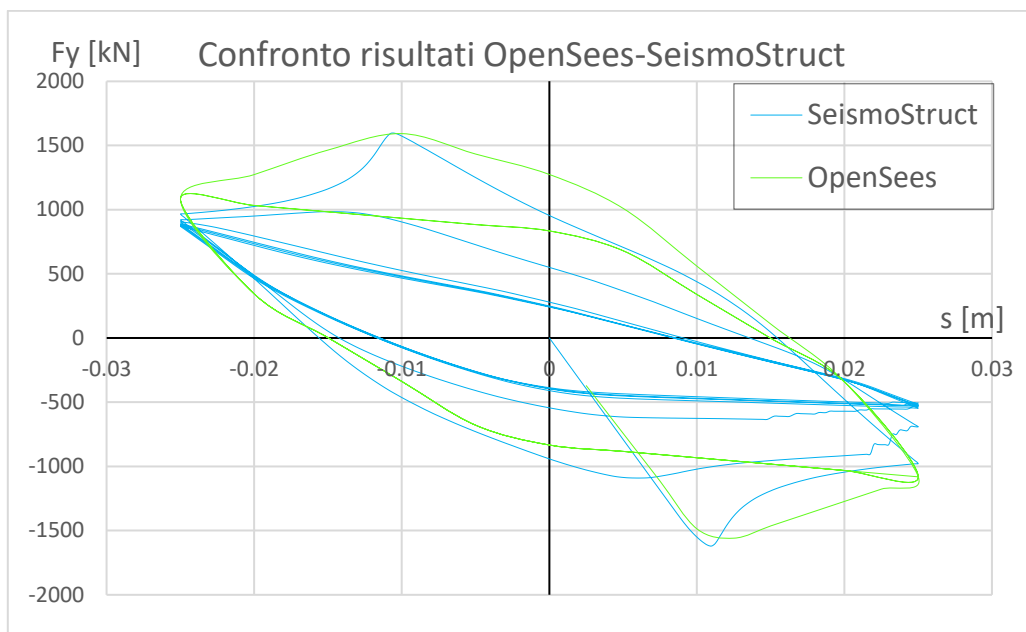


*Fig. 4.19 Ciclo di carico applicato*

Il confronto viene eseguito sovrapponendo:

- Risultati ottenuti nel modello OpenSees con la modellazione di una molla equivalente applicata ad un elemento “zerolenght”;
- Risultati ottenuti dalla modellazione del sistema trasversale completo applicato sul programma SeismoStruct.

In fig. 4.21 viene rappresentato graficamente il confronto dei risultati numerici ottenuti dalle due elaborazioni.



*Fig. 4.20 Confronto dei risultati*

#### 4.6 Livelli prestazionali del sistema trasversale

Dalle analisi svolte è emerso un comportamento del sistema trasversale caratterizzato da un comportamento elastico fino ad una instabilizzazione per poi presentare un comportamento dissipativo fino al raggiungimento del collasso dell'intero sistema.

Questo comportamento è particolarmente visibile dall'andamento della risposta a seguito dell'analisi pushover eseguita sul sistema trasversale nel software SeismoStruct.

In fig. 4.21 viene riportato l'andamento della pushover, evidenziando i punti critici di instabilizzazione e collasso del sistema trasversale.

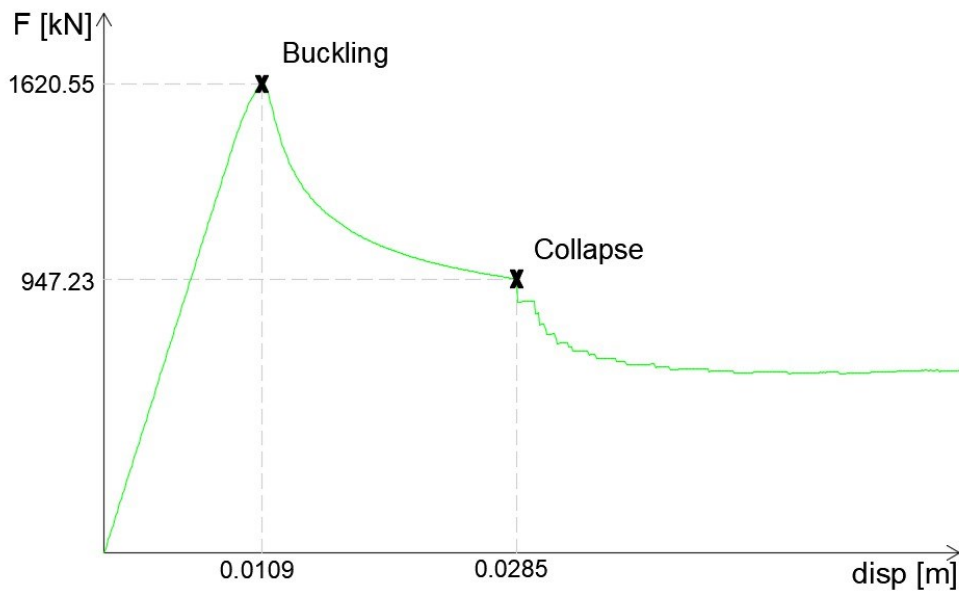


Fig. 4.21 Legame forza-spostamento da Analisi Pushover sul sistema trasversale

È possibile assegnare due livelli prestazionali, uno di danneggiamento relativo alla instabilizzazione del sistema trasversale ed uno di collasso relativi al collasso del sistema trasversale e quindi associato ad una repentina perdita di resistenza.

I due livelli prestazionali considerati sono elencati in tab. 4.12.

| stato limite               | SLO [mm] | SLD [mm] | SLV [mm] | SLC [mm] |
|----------------------------|----------|----------|----------|----------|
| <b>Sistema Trasversale</b> | -        | 109      | -        | 285      |

Tab. 4.12 Soglie prestazionali del sistema trasversale

---

## CAP. 5 – Vulnerabilità sismica

Lo studio della vulnerabilità sismica viene effettuato tramite la ricerca dei EDP, ossia la domanda prestazionale derivata da una determinata eccitazione sismica. Si confrontano poi i parametri EDP con la capacità dei singoli elementi studiati.

Gli elementi studiati sono i dispositivi di appoggio a scorrimento acciaio-PTFE ed il sistema di irrigidimento trasversale. Questi due elementi dei ponti sono componenti essenziali per la risposta statica e sismica degli impalcati, per questo motivo il loro studio ed una loro modellazione dettagliata è di notevole interesse nella valutazione della vulnerabilità sismica.

Viene quindi di seguito riportata la definizione del caso studio, una descrizione delle analisi eseguite ed in fine i risultati ottenuti.

### 5.1 Definizione modellazione caso studio

L'impalcato descritto nel cap. 2 viene modellato tramite software OpenSees. Questo programma nasce come piattaforma freeware per la ricerca in ingegneria sismica e per la simulazione dei sistemi strutturali e geotecnici. OpenSees sta per *Open System for Earthquake Engineering Simulation* ed è sviluppato dal *Pacific Earthquake Engineering Research center (PEER)* [12].

Il programma consente la modellazione e l'analisi statica e dinamica non lineare dei sistemi strutturali più complessi, attraverso l'utilizzo di una vasta gamma di materiali, elementi ed algoritmi di calcolo implementati nel software stesso.

Il modello è composto da diversi moduli (.tcl) ognuno dei quali definisce un differente aspetto, tra cui la geometria, i carichi, le analisi ed i risultati richiesti.

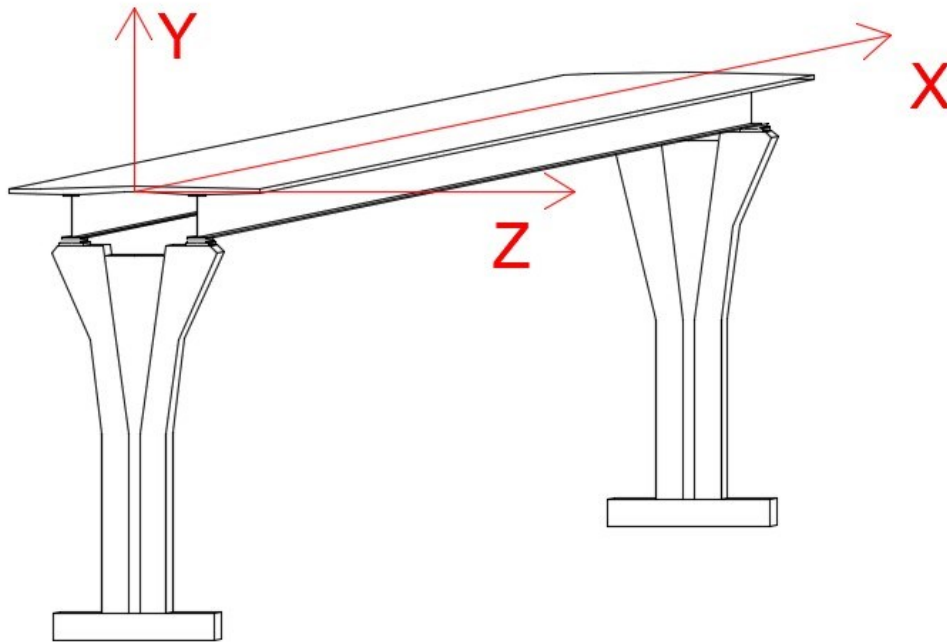
Il software è per natura adimensionale, quindi a seconda delle unità di misura utilizzate nell'inserimento dei dati, i risultati saranno di conseguenza espressi nelle medesime unità.

---



---

Il nostro sistema di riferimento è assunto con l'asse  $x$  nella direzione dello sviluppo longitudinale del ponte, l'asse  $z$  nella direzione trasversale all'impalcato e l'asse  $y$  in direzione verticale, come illustrato in fig. 5.1. Le unità di misura assunte sono kN, metri e secondi.



*Fig. 5.1 Sistema di riferimento del modello OpenSees.*

#### 5.1.1 Impalcato

I nodi relativi all'impalcato sono tutti coincidenti con l'asse  $x$ , differenziando le zone di campata dalle sezioni di appoggio, come precedentemente anticipato nel cap. 2.3, assegnando per ogni campata tre tratti. Il primo tratto si estende dall'appoggio fino ad  $L/4$ , il secondo da  $L/4$  a  $3L/4$  e l'ultimo tratto da  $3L/4$  ad  $L$ . I nodi relativi alle pile sono coincidenti con i nodi relativi alle sezioni di appoggio e posizionati ad una quota  $y$  negativa.

---

---

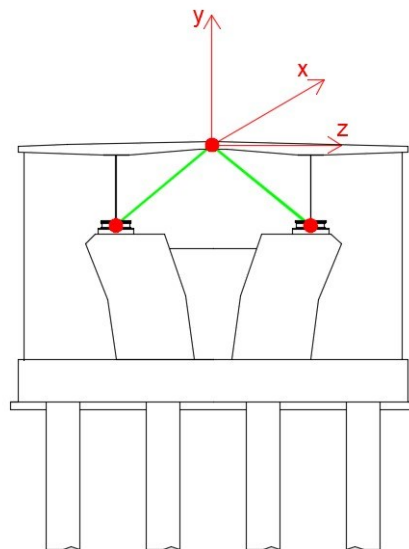
Sono inoltre stati generati una serie di nodi nel piano y-z che vanno ad assumere il ruolo della sezione trasversale dell'impalcato. Questi nodi vengono collegati tra loro mediante elementi rigidi che esprimono il comportamento indeformabile di impalcato e pulvino.

L'impalcato ha le campate centrale di 50 metri, mentre le campate di estremità sono ottimizzate con una lunghezza di 0.8 volte la lunghezza delle campate centrale. La larghezza dell'impalcato è invece 12.5m, a garantire un rapporto L/B pari a circa 20.

#### 5.1.2 Spalla

Nelle sezioni di spalla sono stati generati quattro nodi che vengono collegati al nodo relativo all'impalcato, precedentemente definito. Due nodi dei quattro appena descritti sono sovrapposti agli altri, in modo tale da poter inserire gli elementi relativi agli appoggi ed al sistema di traversi. I nodi relativi alle sezioni di spalla sono raffigurati in fig. 5.2.

Nel modello è inclusa una modellazione della rigidità della spalla del ponte, viene inoltre tenuto in considerazione il fenomeno del pounding, ossia il martellamento dell'impalcato sulle spalle dovuto ad azioni sismiche eccezionali.



*Fig. 5.2 Nodi delle sezioni di spalla nel modello OpenSees.*

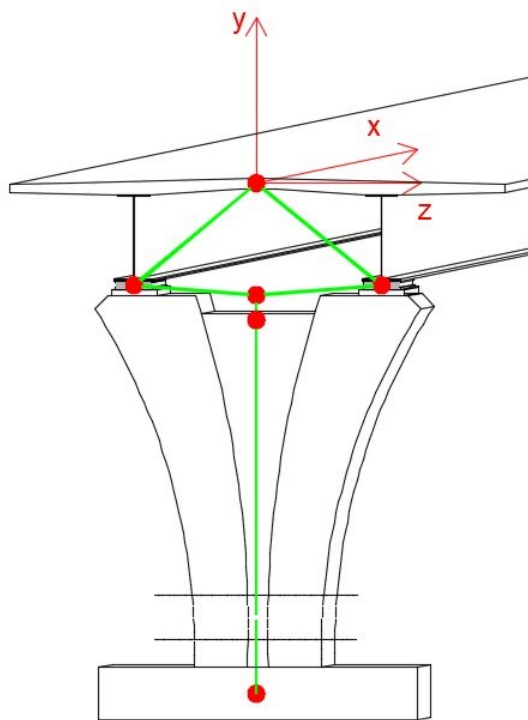
---

---

### 5.1.3 Pile

Nelle sezioni in corrispondenza delle pile viene generato un sistema di sei nodi, quattro dei quali sono gli stessi generati per la sezione di spalla, ossia due coppie di nodi sovrapposti per l'inserimento sia degli elementi FlastSlider (cap. 3.2-3.4) relativi agli appoggi sia degli elementi parallel per il sistema trasversale (cap. 4.4). I due nodi rimanenti sono posizionati tra il nodo dell'impalcato ed il nodo della base della pila, uno è il nodo del pulvino ed uno il nodo di attacco della pila. Uno schema dei nodi della pila è quello di fig. 5.3.

Le pile modellate hanno un diametro di 2.2m ed una altezza di 11m per un rapporto H/D uguale a 5.



*Fig. 5.3 Nodi delle sezioni della pila nel modello OpenSees.*

---

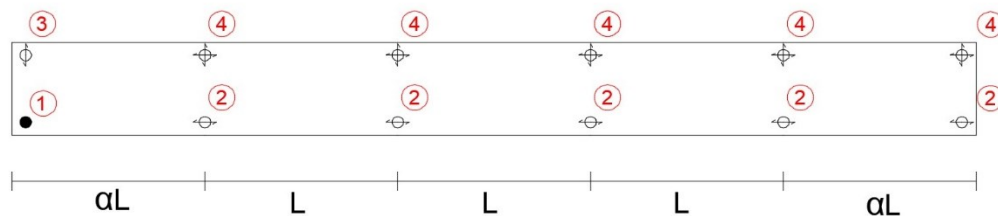
---

#### 5.1.4 Appoggi

Gli appoggi, descritti ed approfonditi nel cap.3, vengono inseriti all'interno del modello mediante elementi FlatSlider ed elementi Parallel (per i dispositivi fissi), che collegano i due nodi coincidenti posizionati in sommità del pulvino. Questi nodi coincidenti sono resi solidali alla pila ed all'impalcato mediante link rigidi.

La disposizione degli appoggi è quella di fig. 5.4.

- ① Appoggi fissi
- ② Appoggi mobili in direzione longitudinale ma fissi in direzione trasversale all'impalcato.
- ③ Appoggi mobili in direzione trasversale ma fissi in direzione longitudinale all'impalcato
- ④ Appoggi mobili multidirezionali



*Fig. 5.4 Disposizione planimetrica dei dispositivi di appoggio.*

Si distinguono principalmente tre tipologie distinte di appoggi:

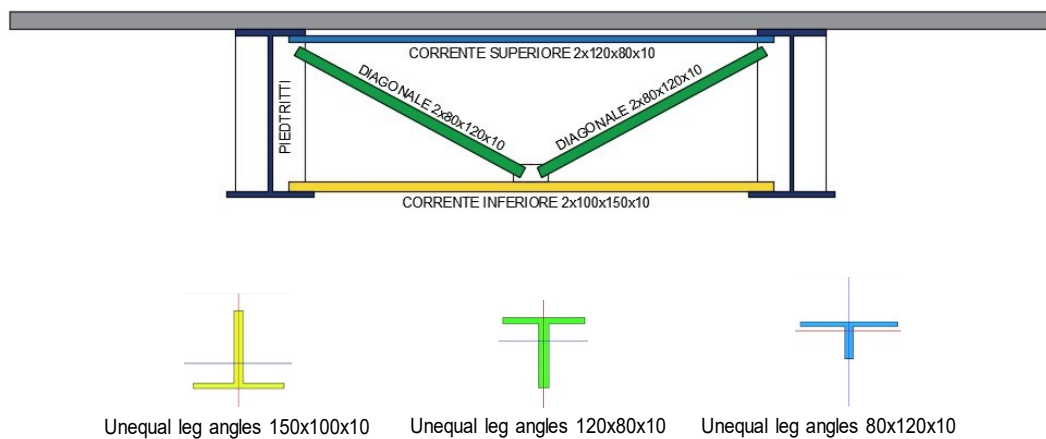
- Quelli fissi, relativi al numero 1 di fig.5.4, alla quale è stato assegnato in ambo le direzioni di scorrimento un comportamento elastico fino alla rottura del dispositivo;
- Quelli mobili unidirezionali, relativi al numero 2 e 3 di fig. 5.4, alla quale è stato assegnato nella direzione di scorrimento libero un legame con attrito variabile con la velocità di scorrimento e con la pressione verticale, mentre nella direzione fissa un legame elastico fino alla rottura del dispositivo;

- 
- Quelli mobili bidirezionali, relativi al numero 4 di fig.5.4, alla quale è stato assegnato in ambo le direzioni un legame con coefficiente di attrito variabile sia con la velocità di scorrimento sia con la pressione verticale.

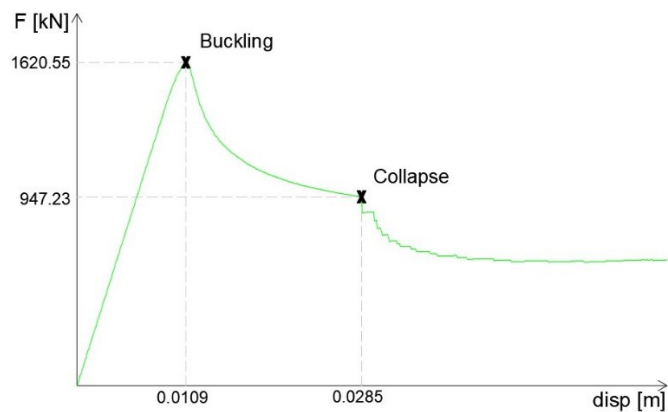
#### 5.1.5 Traversi

Il sistema di irrigidimento trasversale è composto da un sistema di aste reticolari con disposizione a V, descritto al capitolo 4. All'interno del modello il comportamento trasversale viene implementato mediante l'inserimento di elementi paralleli in corrispondenza del doppio nodo coincidente posizionato in sommità del pulvino.

Viene di seguito riportato in figura 5.5. uno schema della sezione trasversale utilizzata ed in fig. 5.6 uno schema del suo comportamento meccanico nel piano forza-spostamento.



*Fig.5.5 – Sezione trasversale*



*Fig. 5.6 Legame forza-spostamento del sistema trasversale*

## 5.2 Metodologia di analisi

La metodologia di valutazione della vulnerabilità sismica e di fragilità dell'opera adottata è analitica. Questo metodo prevede la realizzazione di un modello del ponte ed una elaborazione dei risultati derivanti dall'analisi effettuate sul modello.

La tipologia di analisi effettuate sul modello sono analisi MSA acronimo di Multiple-Stripe-Analysis, Ossia un gruppo di analisi eseguite a step multipli di accelerazione spettrale.

Si definisce accelerogramma il grafico dell'accelerazione nel dominio del tempo, questi sono uno dei dati fondamentali per la descrizione di un'azione sismica da applicare per analisi dinamiche non lineari e permettono di ottenere una storia temporale del comportamento della struttura sotto azioni sismiche.

Gli accelerogrammi possono essere artificiali, sintetici e naturali, a seconda che siano registrazioni di sismi avvenuti, modellati attraverso simulazioni di processi fisici simili al sisma e rappresentazioni dirette del moto del suolo di eventi reali.

Aspetto fondamentale nella valutazione della fragilità è la selezione dell'intensità sismica (IM) che caratterizza l'evento sismico. Esistono varie misure di intensità di movimento del terreno, ognuna delle quali può mettere in evidenza una differente criticità dell'opera

---

---

indagata. L'intensità di movimento può essere descritta attraverso grandezze identificabili durante il sisma, quale la PGA (accelerazione di picco del terreno), PGV (velocità di picco del terreno), PGD (deformazione di picco del terreno), Sa(T) (accelerazione spettrale al periodo fondamentale della struttura T), etc.

Viene costruita la curva di pericolosità in funzione dei valori crescenti di accelerazione spettrale tipici di un sito italiano a media sismicità.

Per ognuno dei valori di IM (misure di intensità) sono stati generati 20 accelerogrammi artificiali da applicare alla base delle pile e delle spalle del modello.

Tutti gli accelerogrammi sono condizionati all'i-esima IM ossia per il periodo fondamentale della struttura T1, ognuno degli accelerogrammi passa per il medesimo valore dell'i-esima IM.

Sono quindi state eseguite 20 simulazioni per ogni IM, per ognuna delle quali è stato richiesto un EDP di interesse. I parametri monitorati per la costruzione delle curve di fragilità sono gli EDP, ovvero i parametri che definiscono la domanda che poi verrà confrontata con la capacità dell'elemento considerato.

I parametri monitorati (EDP) sono quindi lo spostamento trasversale della testa delle pile dell'impalcato lungo lo sviluppo del ponte e lo spostamento relativo dei dispositivi di appoggio scorrevoli rispetto alla loro base fissa, nella medesima direzione.

### 5.3 Elaborazione Output Analisi

Le funzioni di vulnerabilità correlano una qualsiasi perdita, ad una misura di intensità sismica. Nel caso in esame le funzioni di vulnerabilità vengono riferite alle curve di fragilità.

Le curve di fragilità sono quelle funzioni matematiche che esprimono la probabilità che un evento indesiderato si verifichi, in funzione di un diverso grado di eccitazione sismica.

---

---

Si definisce pertanto la funzione di fragilità per il caso in esame come:

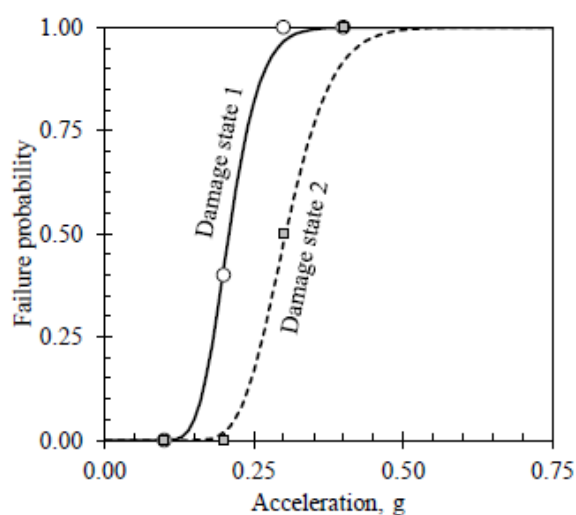
$$G_{D|IM}(d|im) = P [d|im \geq D|IM] = \phi \left( \frac{1}{\beta_d} \ln \frac{IM}{IM_{mi}} \right) \quad d \in \{1, 2, \dots, N_D\}$$

Dove:

- $G_{D|IM}(d|im)$  = funzione di fragilità per un livello di danno D valutato per un determinato livello di intensità sismica “IM”;
- $P [d \geq D|IM]$  = probabilità che uno stato di danno D sia raggiunto o superato per un livello di intensità sismica prefissata e definita dalla misura di intensità IM;
- $N_D$  = numero degli stati di danno assegnati, nel caso in esame sono due, danneggiamento e collasso;
- IM = misura di intensità sismica, determinata con approccio probabilistico;
- $\phi$  = funzione di distribuzione cumulativa standard normalizzata, comunemente definita *Gaussiana*;
- $\beta_d$  = deviazione standard;
- $IM_{mi}$  = mediana dello stato di intensità sismica che causa lo stato di danno i-esimo.

Un esempio di curva di fragilità è riportato in figura 5.7 dove in ascisse abbiamo la misura di intensità sismica che può essere espressa in termini di  $S_a(T)$  o la relativa IM, mentre nell’asse delle ordinate abbiamo la probabilità di superamento.





*Fig. 5.7 Curva di fragilità*

Per stimare le curve di fragilità, come descritto al cap.1, possono essere usate diverse metodologie e nel caso in esame, poiché è stato definito un modello strutturale, è stato utilizzato il metodo analitico.

Gli stati di danno sono definiti separatamente per i dispositivi di appoggio e per il sistema di irrigidimento trasversale.

#### 5.3.1 Curve di Fragilità dei dispositivi di appoggi

Per i dispositivi di appoggio viene utilizzato un punto di controllo univoco in corrispondenza delle sezioni dei pulvini. Questo permette il controllo dei parametri EDP (engineering demand parameter) considerando il comportamento dei due dispositivi accoppiati. Questa assunzione viene effettuata poiché il danneggiamento di uno dei due dispositivi compromette la risposta globale del sistema di appoggio composto sia dal dispositivo mobile che da quello fisso trasversalmente.

Trasversalmente, come visibile in fig. 5.9, ogni coppia di dispositivi è composta da un appoggio mobile ed uno fisso. Il dispositivo mobile può iniziare la sua corsa una volta che il dispositivo fisso trasversalmente sia danneggiato. Per questo motivo anziché fissare il livello di danneggiamento ad uno spostamento nullo, esso viene fissato per uno spostamento pari alla metà della corsa del dispositivo mobile.

- ① Appoggi fissi
- ② Appoggi mobili in direzione longitudinale ma fissi in direzione trasversale all'impalcato.
- ③ Appoggi mobili in direzione trasversale ma fissi in direzione longitudinale all'impalcato
- ④ Appoggi mobili multidirezionali

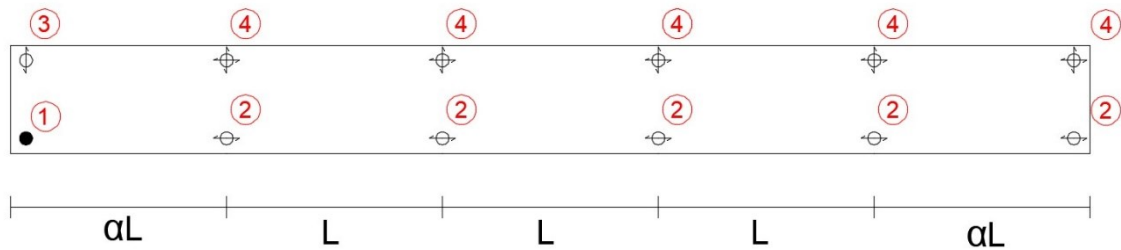


Fig. 5.9: *Disposizione planimetrica dei dispositivi di appoggio.*

Per i dispositivi di appoggio sono quindi state definite due soglie prestazionali:

- una relativa al danneggiamento del sistema di appoggio;
- una relativa al collasso e identificata dal raggiungimento del fine corsa del dispositivo mobile.

Le soglie prestazionali dei dispositivi di appoggio sono riportate in tab. 5.2.

| <i>stato limite</i>            | SLO<br>[mm] | SLD<br>[mm] | SLV<br>[mm] | SLC<br>[mm] |
|--------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>Dispositivi di appoggio</b> | -           | 100         | -           | 200         |

Tab.5.2: *Soglie prestazionali degli appoggi.*

I diagrammi di fig. 5.10 sono le curve di fragilità dei sei nodi in corrispondenza degli appoggi. Le due curve presenti in ogni diagramma rappresentano i due stati limite considerati.

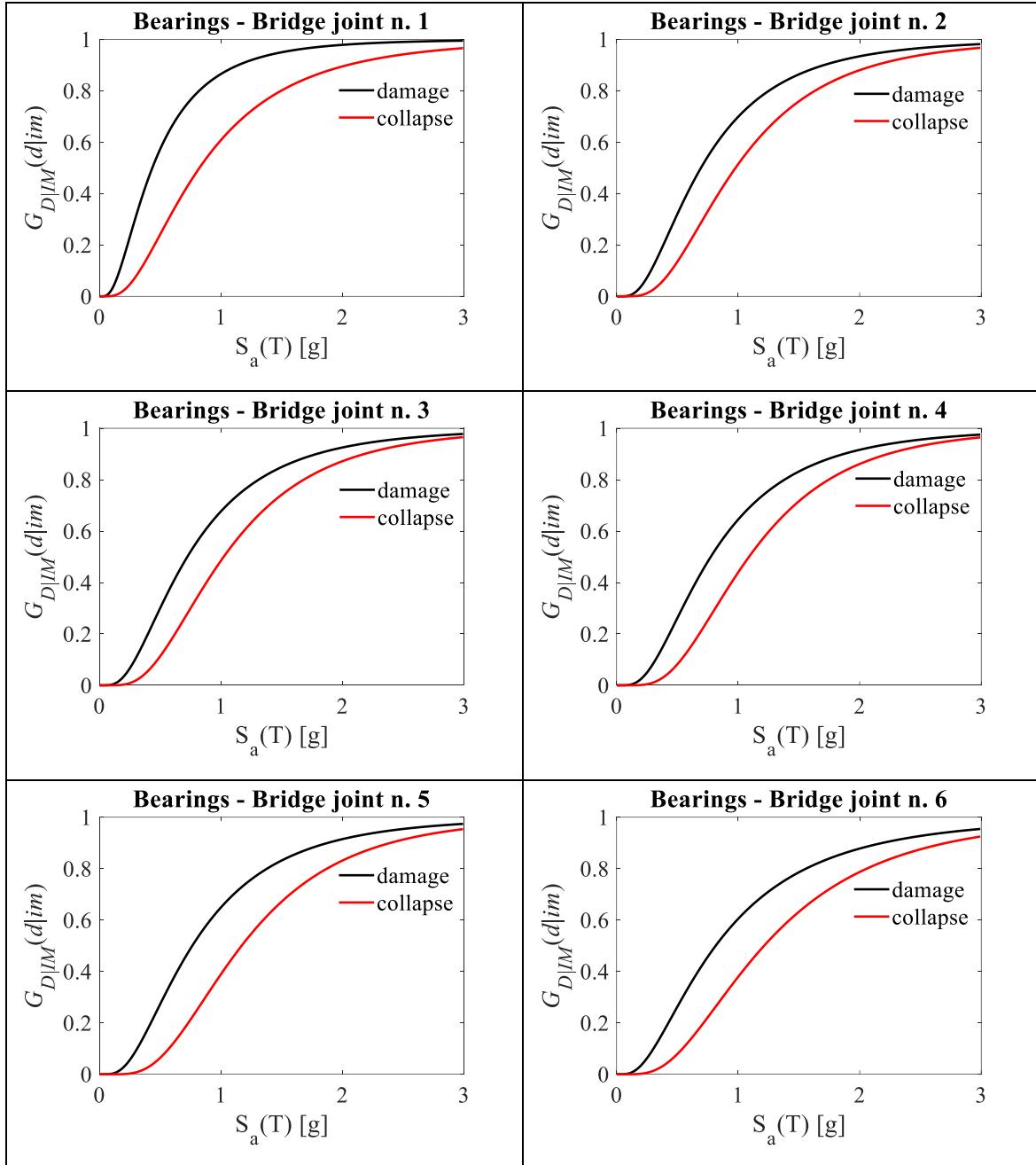


Fig. 5.10: Curve di fragilità dei dispositivi di appoggio.

---

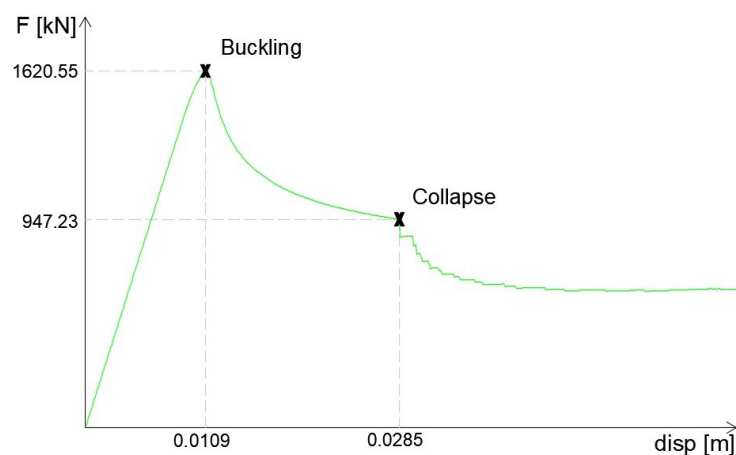
Dalle curve di fragilità si evince un comportamento pressoché invariato lungo lo sviluppo longitudinale del ponte, tranne che per la prima spalla dove il maggior grado di vincolo offerto da dispositivo fisso e dalla spalla sembrano far raggiungere il danneggiamento ed il collasso del sistema di appoggio per un minore livello di accelerazione spettrale. Comportamento giustificato dal fatto che data la maggiore rigidezza in presenza della spalla del ponte, rispetto alle sezioni centrali, offrono una concentrazione degli sforzi.

### 5.3.2 Curve di Fragilità del sistema di irrigidimento trasversale

Per il sistema di irrigidimento trasversale vengono scelti due stati di danno rappresentativi del comportamento meccanico:

- uno che rappresenta l'instabilizzazione del sistema, rappresentativo del danneggiamento dei traversi;
- uno per il collasso dell'intero sistema.

I due stati di danno sono stati scelti sulla base delle analisi svolte sul sistema trasversale descritte in dettaglio nel cap. 4. Viene di seguito richiamato il diagramma forza spostamento rappresentativo del comportamento del sistema trasversale, in fig. 5.8.



*Fig. 5.8 Legame forza-spostamento da Analisi Pushover sul sistema trasversale*

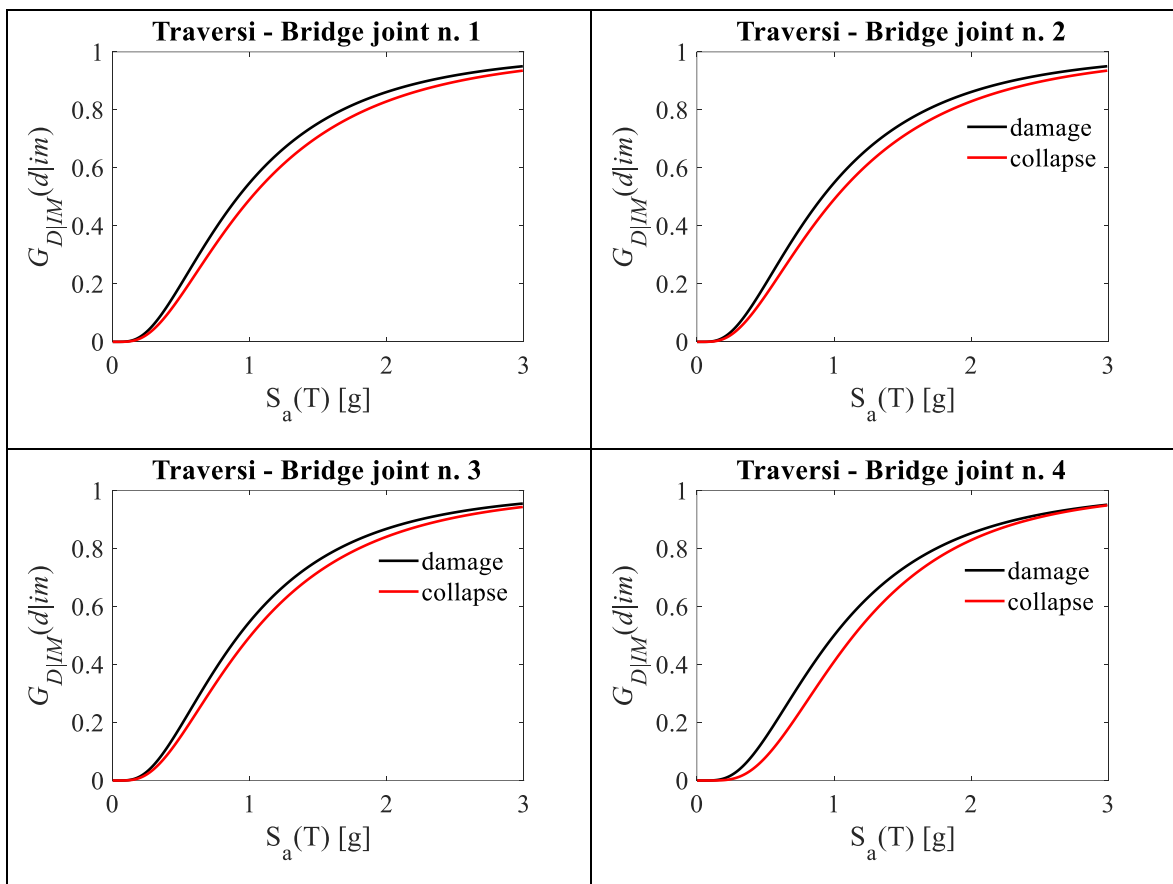
---

Le soglie prestazionali del sistema di irrigidimento trasversale sono riportate in tab.5.3.

| <i>stato limite</i>                    | <b>SLO</b><br>[mm] | <b>SLD</b><br>[mm] | <b>SLV</b><br>[mm] | <b>SLC</b><br>[mm] |
|--|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| <b>Sistema di irrigidimento trasv.</b> | -                  | 109                | -                  | 285                |

Tab. 5.3: Soglie prestazionali dei traversi.

I diagrammi di fig. 5.11 sono le curve di fragilità dei sei nodi in corrispondenza delle sezioni di irrigidimento trasversale. Le due curve presenti in ogni diagramma rappresentano i due stati limite considerati.



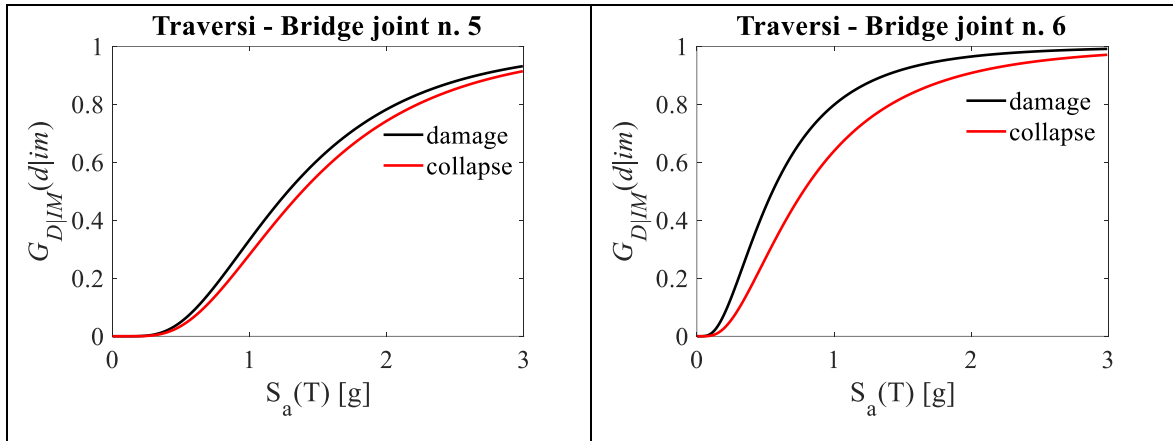


Fig. 5.11: Curve di fragilità del sistema trasversale.

Dalle curve di fragilità si evince che lungo lo sviluppo longitudinale del ponte il sistema di irrigidimento trasversale presenta un comportamento invariato. Nell'ultima spalla, invece, il danneggiamento ed il collasso del sistema trasversale giunge prima rispetto alle sezioni lungo lo sviluppo dell'impalcato. Le curve di fragilità dei due stati limite considerati sono molto vicine tra loro, a conferma del fatto che una volta raggiunta l'instabilizzazione del sistema trasversale c'è una forte riduzione della resistenza offerta e quindi si raggiunge prematuramente il collasso.

---

## Conclusioni

Oggetto dell'elaborato è proprio quello del miglioramento della modellazione strutturale con il fine di una più accurata valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti a sezione composta acciaio-calcestruzzo. Questa tipologia di ponti si è diffusa nell'intero territorio nazionale a partire dagli anni '90 ed oggi è ancora tra le tipologie più utilizzate in campo infrastrutturale. La valutazione della vulnerabilità sismica è un ambito di studio in continuo sviluppo e di vitale interesse, come ampiamente dimostrato a seguito degli eventi sismici che nel 2009 hanno colpito l'Aquila. L'analisi è stata concentrata, in particolare, sulla modellazione e sullo studio delle vulnerabilità sismiche di due elementi cruciali nella risposta dei ponti a sezione composta, i dispositivi di appoggio ed il sistema di irrigidimento trasversale.

Lo studio della vulnerabilità sismica viene effettuato mediante analisi dinamiche non lineari (MSA), realizzando un modello del ponte con il programma Opensees, sviluppato dalla "Pacific Earthquake Engineering Research" (PEER). La vulnerabilità sismica della struttura viene valutata attraverso il confronto dei parametri EDP (*engineering demand parameter*) i quali definiscono la domanda in termini di spostamento, con la capacità dei singoli componenti del ponte, definita dalle soglie prestazionali.

I dispositivi di appoggio studiati sono quelli in acciaio con superficie di scorrimento in PTFE, tipologia diffusa a partire dagli anni '60 e tra le più comuni per i ponti. Questi sono in grado di supportare elevati carichi verticali e permettono grandi spostamenti e rotazioni, restituendo basse reazioni. Il legame attritivo assegnato a questi dispositivi è un legame che lega il coefficiente di attrito sia alla velocità di scorrimento che alla pressione verticale agente. Tale legame attritivo richiede una modellazione molto sofisticata, implementata all'interno del modello tramite l'applicazione dei risultati ottenuti dagli studi di Constantinou et al. (1990) [1].

---

Il sistema di irrigidimento trasversale è un elemento cruciale nella risposta sismica dell'impalcato, per questo motivo viene studiata ed affrontata una modellazione dettagliata del suo comportamento. La tipologia di traversi studiata è quella dei traversi reticolari con disposizione a "V", diffusasi nell'intero territorio nazionale per gli impalcati dei ponti a sezione composta. Viene quindi verificata secondo DM'90 la carpenteria metallica tipica di una sezione trasversale reticolare. Viene poi modellato il sistema trasversale in un modello 2D, assegnando agli elementi dei piedritti una rigidità equivalente attribuita mediante la metodologia proposta da Carden et al.[3]. In fine si è assegnato al modello completo del ponte, in corrispondenza degli appoggi, un elemento con le caratteristiche meccaniche ottenute dalla modellazione 2D equivalente del sistema trasversale.

La vulnerabilità dell'opera viene definita dallo studio delle funzioni di fragilità ottenute per i singoli meccanismi che si è scelto di monitorare. I parametri scelti sono lo spostamento trasversale del sistema di irrigidimento e dei dispositivi di appoggio. Dalle curve di fragilità è emerso che, nella sezione di estremità in corrispondenza della spalla dove è posizionato il dispositivo di appoggio fisso, si raggiunge il danneggiamento ed il collasso per una intensità sismica minore rispetto a quella che comporta il raggiungimento degli stessi stati limite nelle altre sezioni lungo lo sviluppo del ponte. Le curve di fragilità dei traversi per i due stati limite considerati sono molto vicine tra loro, a conferma del fatto che una volta raggiunta l'instabilizzazione del sistema trasversale c'è una forte riduzione della resistenza offerta e quindi si raggiunge prematuramente il collasso.

In conclusione, una modellazione più raffinata degli elementi che compongono l'impalcato è indispensabile per la definizione della risposta sismica dell'intero ponte.

---



---

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Constantinou M.C., Mokha A., Reinhorn A. (1990). "Teflon bearings in base isolation. II: Modeling." *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 1990; 116(2): 455-474.
- [2] Dolce M., Cardone D., Croatto F. (2005). "Frictional behavior of Steel-PTFE Interfaces for Seismic Isolation" *Bulletin of Earthquake Engineering* 2005; 3: 75-99.
- [3] Carden, L. P., Buckle, I. G., & Itani, A. M. 2007. Transverse displacement capacity and stiffness of steel plate girder bridge superstructures for seismic loads. *Journal of Constructional Steel Research*, 63(11), 1546-1559.
- [4] Autostrade per l'italia S.p.A., "*Manuale utente della procedura AVS per la valutazione della vulnerabilità e rischio sismico dei ponti e viadotti Autostradali*", Verifiche sismiche NTC2018 – V01 – DSTE/PRS e UNIBAS – Autostrade per l'italia S.p.A., Versione 2.1, 16 settembre 2019.
- [5] K. Porter, *A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk*, University of Colorado Boulder and SPA risk LLC, Denver CO USA, 2018.
- [6] D.M. 2 Agosto 1980 , *Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali*.
- [7] D.M. dei lavori pubblici 2 Gennaio 1986, *Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche*, 1986.
- [8] D.M. dei lavori pubblici 4 Maggio 1990, *Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali*, 1990.
- [9] D.M. 14 febbraio 1992, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [10] A. Schellenberg, *Flast Slider Bearing Element*, OpenSees Command Manual, PEER, 2014, [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Flat\\_Slider\\_Bearing\\_Element](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Flat_Slider_Bearing_Element).
-

---

[11] Nhan D. Dao, *Velocity and Normal Force Dependent Friction*, Univ. of Nevada, 2014  
[https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Velocity\\_and\\_Normal\\_Force\\_Dependent\\_Friction](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Velocity_and_Normal_Force_Dependent_Friction).

[12] Mazzoni S., F. McKenna, M. H. Scott, G. L. Fenves, et al., *OpenSees Command Language Manual*, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2007.

[13] FIP Industriale SpA, *Catalogo Sferopol<sup>®</sup> Bearings*, Selvazzano (PD), dicembre 2016  
<https://www.fipindustriale.it/index.php>.

[14] UNI EN 1337-2, European Standard on Structural Bearings, *part 2: Sliding Elements*  
2004