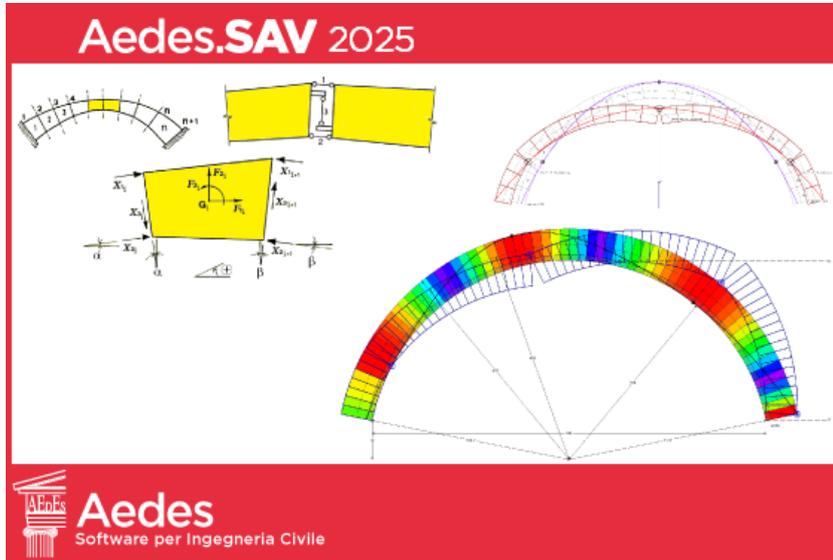


Copyright



**Aedes**  
Software per Ingegneria Civile



## **Aedes.SAV, Sicurezza e Analisi di Volte e ponti in muratura. Teoria, Manuale d'uso, Esempi applicativi Manuale 2025 (rev. 2025.1.1)**

Ultima revisione di questo documento: 20.01.2025

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile.

© 1997-2025 AEDES Software per Ingegneria Civile

Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)

Tel.: +39 0571 401073

Amministrazione: info@aedes.it - Supporto tecnico: assistenza@aedes.it

### **AVVERTENZE E CONDIZIONI D'USO**

La AEDES Software si riserva il diritto di apportare miglioramenti o modifiche al programma SAV, descritto nella documentazione ad esso associata, in qualsiasi momento e senza preavviso.

Il software e la documentazione allegata, anche se curati con scrupolosa attenzione, non possono comportare specifiche responsabilità di AEDES per involontari errori o inesattezze: pertanto, l'utilizzatore è tenuto a controllare l'esattezza e la completezza del materiale utilizzato. Le correzioni relative ad eventuali errori tipografici saranno incluse nelle versioni di aggiornamento.

SAV è di esclusiva proprietà della AEDES e viene concesso in uso non esclusivo secondo i termini e le condizioni riportati nel contratto di licenza d'uso. L'utente non avrà diritto ad utilizzare SAV fino a quando non avrà sottoscritto la suddetta licenza d'uso.

L'utente è responsabile della scelta di SAV al fine del raggiungimento dei risultati voluti, nonché dell'installazione, dell'uso dello stesso e dei relativi risultati.

Le sole garanzie fornite dalla AEDES in merito a SAV sono quelle riportate nella licenza d'uso. La AEDES non garantisce che le funzioni contenute in SAV soddisfino le esigenze dell'utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso da parte dell'utente.

I nomi dei prodotti citati nella documentazione di SAV possono essere marchi di fabbrica o marchi registrati dalle rispettive Società.

# INDICE

## INTRODUZIONE

### 1. NUOVE FUNZIONALITA' E AGGIORNAMENTI

#### 1.1. DUE ISTANZE

#### 1.2. ANALISI SISMICA IN DIREZIONE TRASVERSALE E COMBINAZIONE DIREZIONALE

#### 1.3. VOLTE A CROCIERA

#### 1.4. ARCHI DEFINITI PER PUNTI

#### 1.5. ALTRE FUNZIONALITA'

#### 1.6. APPROFONDIMENTI

##### 1.6.1. METODOLOGIE DI ANALISI E STATI LIMITE DI RIFERIMENTO

##### 1.6.2. COEFFICIENTE PARZIALE SUL MATERIALE PER STRUTTURE ESISTENTI IN

#### MURATURA

##### 1.6.3. CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE CON I FRENELLI

### 2. MODELLAZIONE E ANALISI DI PONTI

#### 2.1. PONTE MONOCAMPATA FERROVIARIO IN MURATURA

#### 2.2. PONTE MONOCAMPATA STRADALE IN CALCESTRUZZO

#### 2.3. ANALISI DI PONTI MULTICAMPATA

##### 2.3.1. PROCEDURA GENERALE

##### 2.3.2. ANALISI DI UN PONTE FERROVIARIO A 3 CAMPATE

##### 2.3.3. ANALISI DI UN PONTE STRADALE A 3 CAMPATE

##### 2.3.4. SUI MECCANISMI GLOBALI LONGITUDINALE E TRASVERSALE

##### 2.3.5. SPINTE PASSIVE DA RIEMPIMENTO

#### 2.4. PONTI OBLIQUI

#### 2.5. ALTRI ASPETTI RIGUARDANTI I PONTI

##### 2.5.1. GESTIONE DEI CARICHI STRADALI E FERROVIARI

##### 2.5.2. CONFORMITA' ALLA REGOLA DELL'ARTE

### 3. ANALISI ELASTICA (SLE)

#### 3.1. GENERALITA'

#### 3.2. RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

#### 3.3. COMANDI PER ANALISI ELASTICA

#### 3.4. OSSERVAZIONI SULL'ANALISI ELASTICA

### 4. ANALISI PER CARICHI MOBILI

#### 4.1. INTRODUZIONE

#### 4.2. IL MOLTIPLICATORE DI COLLASSO COME PARAMETRO DI RIFERIMENTO

#### 4.3. ESEMPIO APPLICATIVO: IL CASO DI UN PONTE STRADALE

#### 4.4. ANALOGIA FRA DIAGRAMMI DI ANALISI PER CARICHI MOBILI E LINEE DI INFLUENZA

### 5. ANALISI CON CEDIMENTI ALLE IMPOSTE

#### 5.1. TEORIA DEI CEDIMENTI ALLE IMPOSTE PER ARCHI RIGIDI

#### 5.2. I CEDIMENTI IN SAV: INPUT E MODALITA' DI ANALISI

#### 5.3. ESEMPIO 1: CEDIMENTO VERTICALE AD UN'IMPOSTA

##### 5.3.1. EFFETTI SULLA STABILITA'

##### 5.3.2. RICERCA DEL CEDIMENTO VERTICALE LIMITE

5.3.3. CEDIMENTO AMMISSIBILE IN RELAZIONE ALL'APERTURA DELLE FESSURE

5.3.4. CEDIMENTO LIMITE IN FUNZIONE DEL VALORE DI UN CARICO VARIABILE

5.4. ESEMPIO 2: SPOSTAMENTI ORIZZONTALI ASINCRONI DELLE IMPOSTE

5.4.1. EFFETTI SULLA STABILITA'

5.4.2. RICERCA DELLO SPOSTAMENTO ORIZZONTALE LIMITE

5.4.3. SPOSTAMENTO LIMITE IN PRESENZA DI UN CEDIMENTO VERTICALE

5.4.4. SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E SPINTA ALLE IMPOSTE

6. EFFETTI DELLA COMPONENTE SISMICA VERTICALE

6.1. MOLTIPLICATORI ORIZZONTALE E VERTICALE

6.2. CAMPO DI FORZE INERZIALI VERTICALI

7. ANALISI MODALE

7.1. GENERALITA'

7.2. COMANDI PER ANALISI MODALE

8. DESCRIZIONE DATI, ANALISI, RISULTATI, VERIFICHE

8.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

8.2. DATI: PROGETTO, STRUTTURA, CARICHI (CCE E CCC) – AZIONI CONSIDERATE IN

ANALISI SISMICA

8.3. DATI CONCI (CARICHI)

8.4. PARAMETRI DI CALCOLO

8.5. ANALISI STATICA (EQU)

8.6. ANALISI SISMICA (SLV)

8.7. ANALISI ELASTICA (SLE)

## INTRODUZIONE

Con le versioni più recenti, il software Aedes.SAV ha introdotto importanti aggiornamenti, riguardanti i ponti in muratura e altre funzionalità a carattere generale.

Per agevolare la conoscenza dell'ambiente operativo, in questo manuale sono presentate tutte le funzioni introdotte nel corso delle più recenti versioni di SAV che, a partire dal 2019, ha esteso il proprio campo applicativo qualificandosi con la denominazione 'Sicurezza e Analisi di Volte e ponti in muratura'.

Il Manuale 2025 è strutturato nei seguenti capitoli:

1. Nuove funzionalità e aggiornamenti
2. Modellazione e analisi di ponti
3. Analisi elastica (SLE)
4. Analisi per carichi mobili
5. Analisi con cedimenti alle imposte
6. Effetti della componente sismica verticale
7. Analisi modale
8. Descrizione Dati, Analisi, Risultati, Verifiche.

Il Manuale 2025 si affianca ai documenti originari di SAV (Vol. 1: Teoria, Vol. 2: Manuale d'uso, Vol. 3: Esempi applicativi - Procedure di validazione) contenenti i fondamenti teorici ed applicativi del software.

I volumi 2 e 3 della documentazione originaria di SAV devono essere consultati a titolo di riferimento, tenendo presente che i successivi aggiornamenti hanno in parte modificato e ampliato le procedure operative, fino alle caratteristiche descritte nel Manuale 2025. In particolare, gli esempi applicativi aggiornati con l'analisi eseguita da SAV 2025 potranno presentare alcune variazioni. Per tali contenuti è in corso una revisione finalizzata al completo allineamento con le funzionalità correnti di SAV.

## 1. NUOVE FUNZIONALITA' E AGGIORNAMENTI

### VERSIONE 2025

#### • **Analisi modale. Comportamento dinamico di volte con eventuali rinforzi**

SAV propone l'analisi modale per lo studio del comportamento dinamico delle volte.

L'analisi modale viene condotta su modello elastico analogo al modello utilizzato per l'analisi allo stato limite di esercizio (SLE), che può riferirsi all'arco integro oppure fessurato, considerando le fessurazioni corrispondenti agli stati limite di esercizio (analisi elastica, SLE) e ultimi SLU (analisi statica: EQU, analisi sismica: SLV). Le masse vengono gestite coerentemente ai carichi gravitazionali presenti nello stato limite considerato.

L'analisi modale di SAV può tenere conto degli eventuali rinforzi, sia con cappa in calcestruzzo che con materiali FRP-FRCM.

E' inoltre possibile modellare il grado di vincolo alle imposte, da cerniera ad incastro, considerando eventualmente il vincolamento intermedio fra i due (semincastro, con vari livelli del grado d'incastro) e con vincolo differenziato fra le due imposte dell'arco.

La procedura implementata nel software è stata validata dal confronto con i risultati presentati in un lavoro di riferimento pubblicato al Convegno di Ingegneria Sismica ANIDIS del 2001 ed in seguito ripreso e sviluppato con un ulteriore articolo pubblicato su Materials nel 2015.

L'analisi modale viene illustrata nel [par.7 del presente Manuale](#) di Aggiornamento 2025.

### VERSIONE 2024

#### • **Due istanze**

SAV consente l'apertura di due istanze distinte per la consultazione ed eventualmente l'elaborazione contemporanea di 2 progetti. Questa funzionalità è particolarmente utile nei casi seguenti: confronto dello Stato di fatto con lo Stato di progetto; ponti multicampata; confronto fra campate adiacenti.

#### • **Analisi sismica in direzione trasversale e Combinazione direzionale**

L'analisi sismica viene eseguita, a scelta dell'Utente, sia in direzione longitudinale che trasversale: l'analisi trasversale è particolarmente importante per la verifica di sicurezza delle pile dei ponti.

E' possibile combinare le direzioni X e Y, secondo le indicazioni normative vigenti.

#### • **Volte a crociera**

Per le volte a crociera è disponibile un'apposita scheda di dati in input che permette la definizione automatica dell'arco diagonale sia dal punto di vista geometrico che da quello dei carichi, consistenti nelle azioni verticali e nelle spinte applicate dalle lunette ai conci dell'arco diagonale stesso.

#### • **Archi definiti per punti**

Completa revisione della gestione dell'arco definito per punti. E' ora possibile ottenere un arco definito per punti non soltanto via input da DXF ma anche tramite trasformazione diretta di un arco avente geometria notevole. Comandi appositi consentono inoltre la definizione automatica in pianta della variabilità di profondità dei conci dell'arco definito per punti, secondo un andamento circolare o lineare.

Gli archi definiti per punti possono in tal modo essere modellati agevolmente per la generazione di archi rappresentativi di volte spaziali, ad es. volte a vela. I carichi di superficie attribuiti ad archi definiti per punti vengono gestiti automaticamente nei confronti della profondità variabile lungo lo sviluppo dall'arco.

E' inoltre possibile inserire nell'arco imposte verticali in corrispondenza dei piedritti: questa funzione può essere utile per la gestione dei ponti in salita (o in discesa) con arcate adiacenti aventi imposte a quote distinte.

- **Gestione grafica 3D**

Nuovi pulsanti consentono una gestione grafica più agevole per i modelli 3D, modificando direttamente il punto di vista, con angolo di rotazione, altezza e distanza. La vista prospettica in 3D trasversale è gestita in modo diretto da appositi pulsanti grafici, in modo tale da ottenere una visualizzazione efficace dei diagrammi di sollecitazione in direzione trasversale al piano del sistema voltato.

- **Funzioni relative ai Carichi**

Un comando disponibile nella finestra Carichi consente l'inclusione del carico dovuto al peso proprio del timpano (per i Ponti) nelle Condizioni di Carico Elementari.

Nei carichi è inoltre possibile distinguere le azioni corrispondenti alla spinta passiva da riempimento. Tutti i carichi sono ora corredati da un Commento che agevola l'identificazione della loro natura.

**PONTI:**

- **Ponti obliqui**

E' possibile definire un ponte obliquo monocampata, attraverso le dimensioni del piano di testa, dove la volta è ellittica (sezione trasversale inclinata in pianta di una volta cilindrica retta). In conformità con la Normativa delle CNR-DT 213/2015, per il ponte obliquo viene considerata la tensione tangenziale aggiuntiva nei conci della volta, e vengono adeguatamente scomposte le forze agenti sulle spalle per la verifica dei piedritti.

- **Ponti con materiali diversi fra arcata e piedritti**

E' possibile definire un ponte con materiale calcestruzzo e/o muratura distinto fra arcata e piedritti.

- **Analisi per carichi mobili viaggianti anche oltre i limiti dell'arcata**

Il carico viaggiante può essere definito anche esternamente all'arcata e l'analisi per carichi mobili mostra gli effetti del passaggio del carico dal momento in cui comincia a gravare sulla struttura fino alla sua uscita progressiva dal lato opposto.

## 1.1. DUE ISTANZE

SAV consente l'apertura di due istanze distinte per la consultazione ed eventualmente l'elaborazione contemporanea di 2 progetti. Questa funzionalità è particolarmente utile nei casi seguenti: confronto dello Stato di fatto con lo Stato di progetto; ponti multicampata; confronto fra campate adiacenti.

Per lanciare il software, deve inizialmente essere utilizzato il file eseguibile Sav.exe, normalmente installato come icona nel desktop e posto nel percorso C:\Aedes20xx\Sav

I pulsanti in alto a sinistra nella barra degli strumenti indicano l'istanza corrente e la possibilità di passare all'altra istanza:

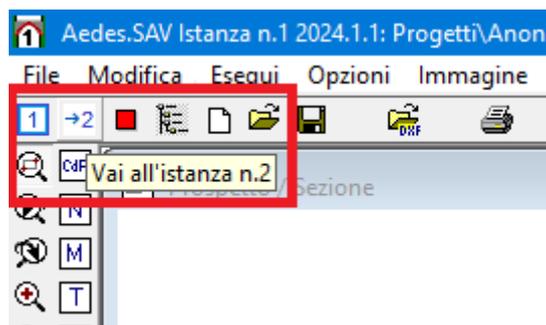


Fig. 1.1.1. Due istanze per SAV

Tra le due istanze vengono gestite alcune priorità sia sulla sequenza di apertura/chiusura dell'istanza, sia per evitare l'apertura contemporanea dello stesso progetto: queste priorità vengono gestite automaticamente da SAV ed eventualmente segnalate all'Utente da appositi messaggi.

## 1.2. ANALISI SISMICA IN DIREZIONE TRASVERSALE E COMBINAZIONE DIREZIONALE

L'analisi sismica di SAV può essere eseguita, oltre che in direzione longitudinale (+/-X, essendo XZ il piano medio del sistema voltato), anche in direzione trasversale Y (ortogonale al piano XZ).

La scelta sulle direzioni di analisi sismica viene effettuata nella scheda Sismica(2) dei Parametri di Calcolo (fig. 1.2.1).

Fig. 1.2.1. Analisi Sismica. Criteri e Combinazione direzionale

**L'analisi sismica con componente trasversale viene eseguita per i piedritti, e richiede quindi l'analisi e la verifica dei piedritti.**

La componente sismica trasversale determina nei piedritti sollecitazioni di taglio  $T_y$  e di momento  $M_x$  ortogonali al piano del sistema voltato. I momenti e i tagli trasversali ( $T_y$  e  $M_x$ ) si compongono con i momenti ed i tagli nel piano del modello ( $T_x$  e  $M_y$ ).

**Verifiche in presenza di componente trasversale:**

- **stabilità:** la verifica controlla se il punto di sollecitazione è interno alla sezione del piedritto (ciò equivale ad un'area reagente non nulla)
- **compressione:** la verifica controlla, in caso di area reagente non nulla, se la massima tensione di compressione non supera il limite di resistenza
- **taglio/atrito:** la verifica considera il taglio risultante dalla composizione

La **componente trasversale (orientata secondo Y)** viene considerata nell'ambito della combinazione direzionale (§7.3.5), assegnando a ognuna delle due componenti orizzontali il coefficiente di combinazione definito in input (0%, 30% o 100%).

E' inoltre possibile scegliere il **verso in direzione Y** (+Y o -Y, rispettivamente entrante nel piano o uscente dal piano del modello).

Nei confronti della componente sismica trasversale, un sistema voltato, ad esempio la campata di un ponte, può avere un elemento di vulnerabilità nel **timpano**. La verifica sismica del timpano viene selezionata in SAV a parte (scheda Timpano, Dati Struttura).

Se il check 'Includere il timpano nel calcolo' è selezionato, il timpano viene sottoposto a verifica sotto la completa azione sismica locale trasversale indipendentemente dalla scelta effettuata nei Parametri di Calcolo sulla componente sismica trasversale Y.

E' opportuno riassumere le modalità secondo le quali vengono gestite le azioni sulle sommità dei piedritti, e di conseguenza le sollecitazioni di taglio e momento agenti nei piedritti stessi.

Il taglio nella direzione X del piano dell'arco è un taglio che nei confronti del piedritto può considerarsi fuori piano; il taglio si considera negativo in corrispondenza della spinta dall'arco verso l'esterno.

Il taglio dovuto al sisma 'trasversale' cioè nella direzione Y ortogonale al piano dell'arco si può invece considerare come un taglio complanare al piano del piedritto (taglio positivo o negativo, a seconda del verso sismico +/- Y).

Nelle diverse sezioni del piedritto a quota crescente (dall'alto verso il basso, secondo -Z) il momento viene incrementato per effetto del braccio delle forze orizzontali.

I diversi contributi nelle direzioni X e Y sono riassunti qui di seguito e rappresentati in fig. 1.2.2.

## Analisi Statica

### Taglio

**TX** (lungo X):

- 1) spinta all'imposta prodotta dall'arco (TX.1)
- 2) spinta dalle masse che insistono direttamente sul piedritto: è nulla, c'è solo in sismica (TX.2)

**TY** (lungo Y):

- 1) spinta all'imposta prodotta dall'arco: è nulla, c'è solo in sismica (TY.1)
- 2) spinta dalle masse che insistono direttamente sul piedritto: è nulla, c'è solo in sismica (TY.2)

### Momento

**MY** (lungo X) (rotazione intorno a Y):

- 1) TX.1 per il braccio (MY.1)
- 2) TX.2 per il braccio, che all'imposta è l'altezza del baricentro delle masse che insistono sul piedritto rispetto alla sommità del piedritto stesso: nullo perchè TX.2 è nulla, c'è solo in sismica (MY.2)
- 3) (eventuale) prodotto dal carico verticale all'imposta dell'arco a causa del disassamento dell'asse dell'arco all'imposta rispetto al piano medio del piedritto (MY.3)
- 4) (eventuale) prodotto dalle masse che insistono sul piedritto a causa del disassamento della loro risultante rispetto al piano medio del piedritto (MY.4)

**MX** (lungo Y) (rotazione intorno all'asse X):

- 1) spinta all'imposta prodotta dall'arco: nullo perchè TY.1 è nulla (MX.1)
- 2) spinta dalle masse che insistono direttamente sul piedritto: nullo perchè TY.2 è nulla, c'è solo in sismica (MX.2)

- 3) (eventuale) nel caso di volta composta da più archi ideali, prodotto da archi che applicano carichi verticali alle imposte tra loro differenti (per geometrie diverse, ossia: diverse profondità degli archi, o per carichi applicati su di essi in modo differente) che generano una risultante verticale disassata rispetto all'asse del piedritto (MX.3)
- 4) il momento MX prodotto dalle masse che insistono sul piedritto a causa del disassamento della loro risultante rispetto al piano medio del piedritto è nullo perchè nella direzione Y le masse sono sempre in asse (MX.4=0)

## **Analisi Sismica**

### **Taglio**

**TX** (lungo X):

- 1) spinta all'imposta prodotta dall'arco (TX.1)
- 2) spinta dalle masse che insistono direttamente sul piedritto: forza d'inerzia (TX.2)

**TY** (lungo Y) (TPiedTrasv):

- 1) spinta generata trasversalmente dalle forze sismiche nei conci: forza d'inerzia (TY.1)
- 2) spinta dalle masse che insistono direttamente sul piedritto: forza d'inerzia (TY.2)

### **Momento**

**MY** (lungo X) (rotazione intorno a Y):

- 1) TX.1 per il braccio (MY.1)
- 2) TX.2 per il braccio, che all'imposta è l'altezza del baricentro delle masse che insistono sul piedritto rispetto alla sommità del piedritto stesso (MY.2)
- 3) (eventuale) prodotto dal carico verticale all'imposta dell'arco a causa del disassamento dell'asse dell'arco all'imposta rispetto al piano medio del piedritto (MY.3)
- 4) (eventuale) prodotto dalle masse che insistono sul piedritto a causa del disassamento della loro risultante rispetto al piano medio del piedritto (MY.4)

**MX** (lungo Y) (rotazione intorno all'asse X):

- 1) spinta all'imposta prodotta dall'arco TY.1 per il proprio braccio (MX.1)
- 2) spinta dalle masse che insistono direttamente sul piedritto TY.2 per il proprio braccio (MX.2)
- 3) (eventuale) nel caso di volta composta da più archi ideali, prodotto da archi che applicano carichi verticali alle imposte tra loro differenti (per geometrie diverse, ossia: diverse profondità degli archi, o per carichi applicati su di essi in modo differente) che generano una risultante verticale disassata rispetto all'asse del piedritto (MX.3)
- 4) il momento MX prodotto dalle masse che insistono sul piedritto a causa del disassamento della loro risultante rispetto al piano medio del piedritto è nullo perchè nella direzione Y le masse sono sempre in asse (MX.4=0)

Nell'immagine seguente, i momenti vengono riferiti al braccio che li genera, rispetto alla sezione di sommità del piedritto. Ovviamente, per le sezioni del piedritto sottostanti, procedendo dalla sommità verso la base, il braccio delle forze verticali resta costante mentre quello delle forze orizzontali si incrementa.

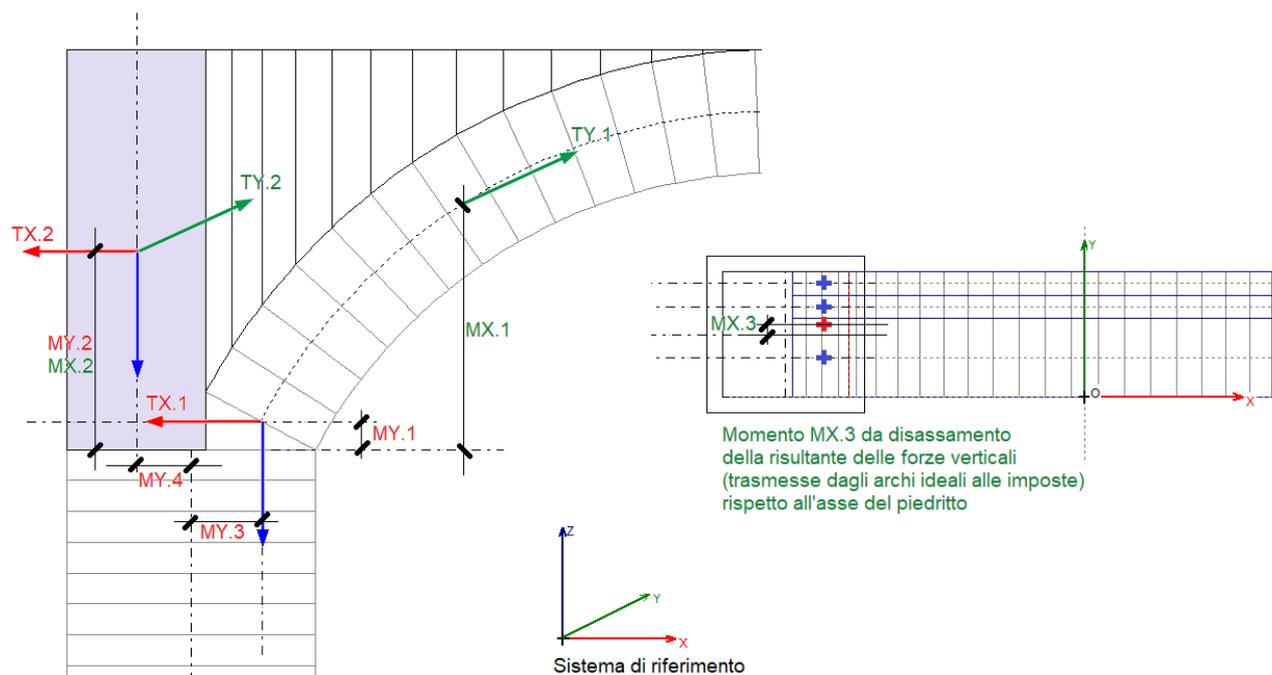


Fig. 1.2.2. Azioni longitudinali e trasversali sui piedritti

L'immagine mostra che le azioni trasversali possono essere prodotte anche dal disassamento della risultante delle forze verticali, trasmesse dall'arcata, rispetto all'asse del piedritto. In tal senso, quindi, le azioni trasversali possono essere presenti anche in analisi statica, non solo in analisi sismica (momento MX.3). Per quanto riguarda la conformità della modellazione di SAV alla Normativa per i Ponti CNR-DT 213/2015, tale norma specifica in §8.3.2 che nella modellazione piana il comportamento trasversale può essere normalmente considerato; inoltre, le azioni trasversali che derivano dalle posizioni eccentriche dei carichi (rispetto al piano medio dello sviluppo longitudinale del ponte) possono essere descritte attraverso la suddivisione in 'strisce' (corrispondenti alle corsie del traffico) del piano del ponte, come specificato in §8.11.

### 8.11 ECCENTRICITÀ DELLA CONDIZIONE DI CARICO RISPETTO ALL'ASSE LONGITUDINALE DELLE ARCADE

Di norma, il ponte va verificato disponendo sulle arcate il carico ad esse trasmesso dalla via portata attraverso i percorsi di diffusione del carico illustrati nel cap. 3.IS. Tale carico sarà in generale caratterizzato da una variabilità longitudinale e trasversale, e ove possibile il modello di calcolo sarà adeguato a tale circostanza, fornendo direttamente i risultati corrispondenti alla condizione di carico considerata.

Sono a tal fine idonei modelli di calcolo che tengano conto della variabilità del carico e della geometria tridimensionale dell'opera.

In alternativa, per tenere conto della eventuale eccentricità trasversale del carico sulla via portata, è **consentito suddividere il ponte in strisce di larghezza pari alle diverse corsie di percorrenza\*** o comunque modellare in via approssimativa la interazione tra le diverse strisce, purché nel rispetto delle condizioni di equilibrio.

**E' consentito verificare ciascuna striscia indipendentemente le une dalle altre.** Ove sia possibile riconoscere la striscia più sollecitata, è lecito verificare solo la striscia più sollecitata. E' altresì consentita la verifica per strisce di carico **anche nel caso in cui si operi attraverso la organizzazione gerarchica dei componenti\*\*.**

\* In SAV, le 'strisce' corrispondono agli archi ideali nei quali la volta può essere suddivisa.

\*\* La modellazione per componenti è prevista dalla Normativa (§9, CNR-DT 213/2015) ed è la modalità di modellazione implementata per i Ponti nel software SAV.

### 1.3. VOLTE A CROCIERA

La volta a crociera è una volta composta che deriva dall'intersezione di due volte a botte ortogonali. Quando si seziona una volta a botte lungo le sue diagonali, si ottengono due parti chiamate "fusi" e due parti chiamate "unghie". La volta a crociera è la composizione di due coppie di unghie derivanti da due volte a botte distinte.

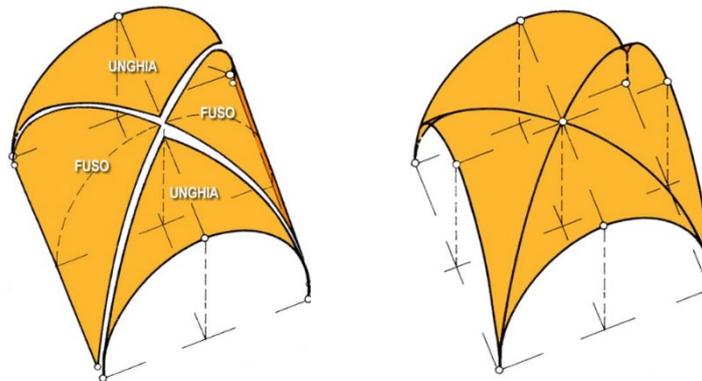
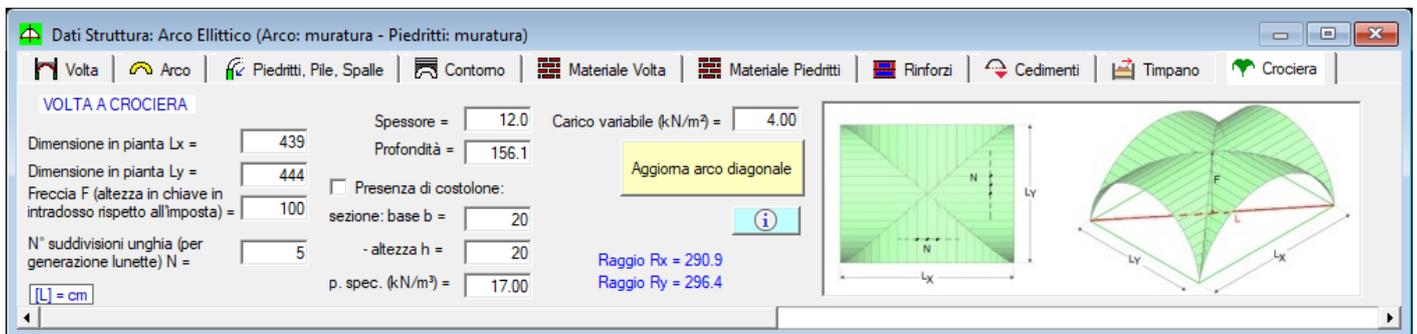
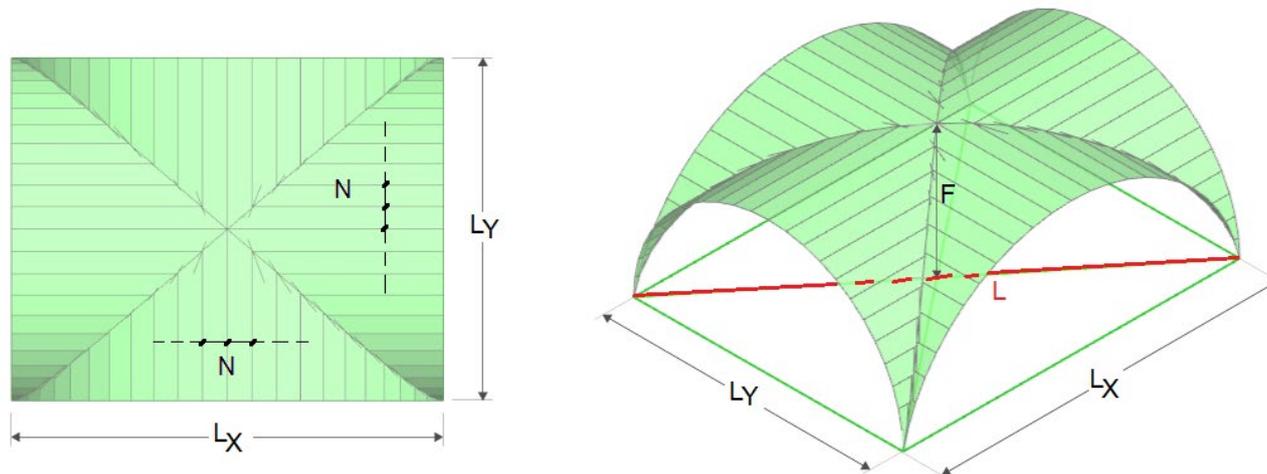


Fig. 1.3.1. (a) Fusi e unghie di una volta a botte.  
(b) Volta a crociera ottenuta dalla composizione di 4 fusi (immagini tratte da didatticarte.it)

La volta a crociera si sviluppa, quindi, su una **pianta rettangolare** con dimensioni  $L_x$  e  $L_y$ . Per le volte a crociera è disponibile un'apposita scheda di dati in input, nella finestra Dati Struttura, che permette la definizione automatica dell'arco diagonale sia dal punto di vista geometrico che da quello dei carichi, consistenti nelle azioni verticali e nelle spinte applicate dalle lunette ai conci dell'arco diagonale stesso.





$L_x, L_y$  = dimensioni in pianta

$F$  = freccia: altezza dall'imposta della volta all'intradosso in chiave

$N$  = numero di suddivisioni delle unghie, per generare le lunette che applicano carico verticale e spinta sull'arco diagonale

$L$  = corda dell'arco diagonale (ellittico)

Fig. 1.3.2. Input dati volta a crociera in SAV: scheda Crociera della finestra Dati Struttura

La volta a crociera è una volta spaziale, dove **gli archi diagonali svolgono il ruolo statico principale**, raccogliendo le azioni trasmesse dalle unghie, consistenti in carichi verticali e spinte. Tali azioni possono essere pensate come generate da una **serie di lunette**, corrispondenti a 'fasce' della volta a botte. Questa modalità di analisi è stata proposta da alcuni Autori (cfr. ad esempio "Analisi, verifiche e consolidamento strutturale di archi e volte", di Elide Tomasoni, Flaccovio Editore, 2015, da cui è tratta la figura seguente), ed è stata implementata in SAV.

Le volte spaziali, dunque, possono essere studiate nell'ambiente 2D di SAV previa scomposizione negli archi costitutivi: per la volta a crociera, sono le lunette (archi circolari ribassati), 4 archi perimetrali e 2 archi diagonali.

Le lunette sono archi secondari, a geometria circolare, normalmente stabili tranne casi particolari di carichi concentrati sull'orizzontamento sopra la volta. Le lunette di bordo costituiscono gli archi perimetrali.

Nelle tipologie più ricorrenti, l'arco perimetrale ha forma circolare, a tutto sesto (se la freccia della volta è pari al raggio) o a sesto ribassato.

L'arco diagonale, essendo generato dall'intersezione di due volte a botte (cilindriche) con generatrice circolare, ha forma ellittica. In alcuni ambienti di calcolo, finalizzati alla verifica delle strutture su cui la volta si imposta, con buona approssimazione è possibile attribuire anche all'arco diagonale la forma circolare.

Un esempio di tale procedura è presente in PCM (software Aedes dedicato all'analisi strutturale degli edifici in muratura) nell'ambito della definizione di solai a volta e delle azioni da questi trasmesse alle murature o ai piedritti di imposta. Per condurre nel modo migliore possibile l'analisi e la verifica locale dell'arco diagonale, il software Aedes.SAV considera la curva effettiva, di tipo ellittico.

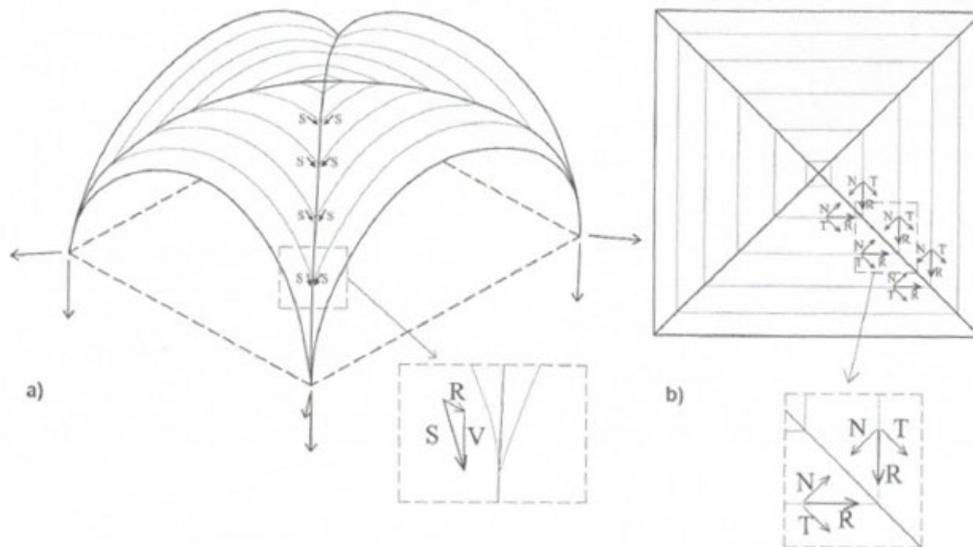


Figura 2.50. Volta a crociera con schematizzazione delle azioni trasferite dagli archi, che idealmente costituiscono la volta, all'arcone diagonale

Fig. 1.3.3. Modellazione della volta a crociera suddivisa in lunette

Focalizzando l'attenzione sugli archi circolari della volta a crociera (i perimetrali e le lunette), nei casi di archi ribassati SAV ricava il raggio del cerchio dai valori in input della corda e della freccia (per gli archi a tutto sesto, ovviamente, la freccia è pari al raggio e la corda al diametro del cerchio).

I raggi  $R_x$  e  $R_y$ , delle due volte a botte ortogonali aventi freccia  $F$  sono dati dalle seguenti espressioni:

$$R_x = \frac{L_x^2}{8F} + \frac{F}{2} \quad R_y = \frac{L_y^2}{8F} + \frac{F}{2}$$

I carichi permanenti agenti sulla volta vengono valutati automaticamente dal software sulla base dei parametri in input, e tengono conto dei seguenti contributi: peso proprio della muratura, dei riempimenti (o rinfianchi), del sottofondo, della pavimentazione; oltre a questi carichi, si deve considerare il carico variabile agente sull'orizzontamento impostato sulla volta.

Per il calcolo del peso proprio e delle azioni alle imposte, ognuna delle 4 unghie viene suddivisa in una serie di archi circolari affiancati, le lunette. L'immagine seguente illustra, in pianta, la discretizzazione di una volta a crociera in lunette (5 per unghia) e si focalizza su una delle lunette in direzione  $x$  (rappresentata anche in sezione longitudinale), caratterizzata da corda  $l_{x_i}$ , freccia  $f_{x_i}$  e profondità  $dx$ .

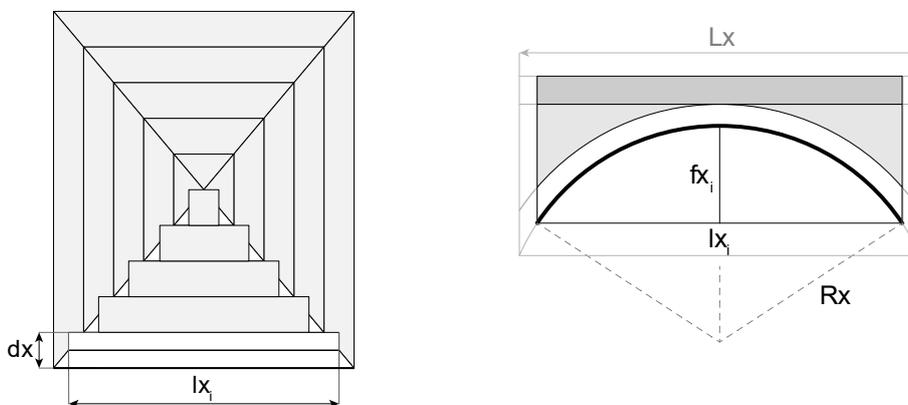


Fig. 1.3.4. Volta a crociera: (a) in pianta, discretizzazione in lunette; (b) in sezione, lunetta in direzione  $x$

Se  $N$  è il numero di lunette in cui viene discretizzata l'unghia, la corda  $lx_i$  e la profondità  $dx$  dell' $i$ -esima lunetta in direzione  $x$ , a partire dalla chiave, sono date dalle seguenti espressioni:

$$lx_i = \frac{Lx}{N} \cdot \left(i - \frac{1}{2}\right) \quad dx = \frac{Ly}{2N}$$

Dato che le lunette in una data direzione sono tutte caratterizzate dallo stesso raggio (il raggio del corrispondente arco perimetrale), tra freccia e corda della lunetta sussiste la seguente relazione:

$$fx_i = R_x - \sqrt{R_x^2 - \frac{lx_i^2}{4}}$$

Per ogni arco di lunetta, vengono calcolate le reazioni all'imposta facendo riferimento ad uno schema stato semplificato, di tipo isostatico, con buona corrispondenza con le azioni reali, in grado di rendere speditiva ed efficace la valutazione delle azioni applicate dalle lunette all'arco diagonale.

Tale schema consiste nel semiarco che costituisce la curva direttrice dell'arco, vincolato con una cerniera in corrispondenza dell'imposta e un carrello scorrevole in direzione verticale in chiave.

Il peso del riempimento è considerato per mezzo di un carico distribuito triangolare ( $q'$ ), mentre il peso del sottofondo e il resto dei carichi superficiali sono tenuti in conto attraverso carichi distribuiti uniformi ( $q''$ ).

Il peso proprio della muratura dell'arco ha come risultante un carico concentrato ( $Q$ ) agente nel punto medio dell'arco. Imponendo l'equilibrio per traslazioni e rotazioni si ottengono la reazione orizzontale all'imposta  $H$  e la reazione verticale  $F$ : queste azioni vengono trasferite dalla lunetta all'arco diagonale in corrispondenza del concio del diagonale dove la lunetta si imposta.

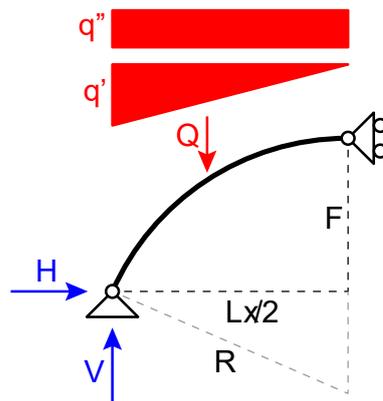
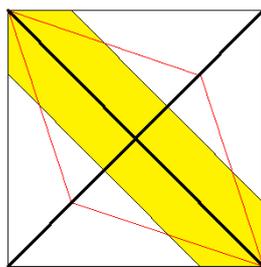


Fig. 1.3.5. Arco circolare: schema statico per il calcolo delle azioni d'imposta (spinta e forza verticale)

Se si desidera studiare in dettaglio un arco di lunetta, ed in particolare gli **archi perimetrali**, la modellazione in SAV è immediata: si tratta di un arco circolare, a tutto sesto o ribassato. Con riferimento al passo scelto per la suddivisione della botte in lunette, si ottiene la profondità dell'arco e quindi le dimensioni geometriche che permettono l'analisi dei carichi che insistono su di esso. Il risultato è da considerare in termini di stabilità dell'arco stesso; per le azioni alle imposte trasmesse all'arco diagonale si fa invece riferimento alla procedura sopra illustrata.

Per l'**arco diagonale** (cioè per ognuno dei due archi diagonali) la geometria circolare, seppur approssimata, è facilmente definita, con una particolare osservazione per la profondità dell'arco: considerazioni geometriche in pianta, indicano in  $(1/4)$  della lunghezza della diagonale una sezione adeguata. In figura seguente, si indica la geometria in pianta e lo sviluppo dell'arco diagonale.



*Fig. 1.3.6. Ingombro in pianta dell'arco diagonale*

Le linee rosse individuano la zona d'influenza dell'arco diagonale, e uniscono i vertici alla mezzzeria della semidiagonale. L'area in giallo corrisponde ad una zona 'equivalente', e può essere considerata corrispondente alla sezione dell'arco diagonale, pari a  $(1/4)$  della diagonale.

Per quanto riguarda i carichi che insistono sull'arco diagonale (coincidenti, come già illustrato, con le reazioni di imposta delle lunette), SAV consente la definizione automatica delle forze verticali e delle spinte trasmesse dalle lunette, sia quelle orientate secondo X sia quelle orientate secondo Y: le loro spinte si compongono tra loro nei conci di appoggio delle lunette sull'arco diagonale.

Le azioni delle lunette contengono già tutti i carichi della volta (peso proprio, riempimento, sottofondo, pavimentazione, carico variabile sull'orizzontamento) e quindi il diagonale, sotto l'azione di tali carichi, verrà analizzato direttamente, senza che sia necessario aggiungere altri carichi provenienti da verifiche sugli archi perimetrali. In particolare, il fatto che la sezione adottata sia  $(1/4)$  della diagonale non comporta un calcolo corrispondente del peso proprio; tale dimensione risulterà invece utile per la verifica a compressione.

Alcune considerazioni.

**1.** La verifica di stabilità di una volta crociera consiste principalmente nella verifica di stabilità degli archi diagonali. L'arco diagonale è la struttura da cui si determinano le azioni applicate agli angoli della volta sui piedritti o muri su cui la volta si imposta.

Come già osservato, lo studio della stabilità degli archi perimetrali completa l'analisi della volta a crociera: essi possono essere modellati come normali archi circolari (a tutto sesto o ribassati, a seconda della geometria della volta) attribuendo all'arco una profondità pari ad esempio a 1-2 volte lo spessore della volta a crociera. Le azioni di imposta degli archi perimetrali, per quanto sopra osservato, non devono essere conglobate a quelle degli archi diagonali, che forniscono già azioni complessive sulle imposte. In modo analogo all'arco perimetrale, è possibile studiare con SAV la stabilità di una singola lunetta.

**2.** La dimensione in profondità dell'arco diagonale si può assumere pari a  $(1/4)$  della diagonale.

Tuttavia, i carichi comprendenti anche il peso proprio della muratura della volta vengono applicati all'arco diagonale dalle azioni provenienti dalle lunette e quindi la sezione non deve concorrere alla generazione del peso proprio, già implicitamente considerato. Infatti, la generazione automatica dell'arco diagonale di SAV crea, oltre ad una CCE 1 di riferimento (una CCE standard, ma inefficace ai fini delle combinazioni CCC), due CCE specifiche: CCE 2 dove si trovano le forze concentrate verticali e orizzontali provenienti dalle lunette e corrispondenti ai carichi permanenti, e la CCE 3 dove sui trovano analoghe forze ma riferite al carico variabile agente sull'orizzontamento sopra la volta e la cui entità in  $\text{kN/m}^2$  è specificata nei dati della volta a crociera.

**3.** La dimensione in profondità è tuttavia utilizzata da SAV per la verifica a compressione. Come per ogni altro sistema voltato, anche per la volta a crociera vengono richieste in generale non solo la verifica a stabilità (imprescindibile) ma anche quelle a compressione e a taglio (attrito): per queste due verifiche è

necessario fare riferimento ad una sezione trasversale.

Come illustrato nell'immagine seguente, la sezione trasversale assume carattere convenzionale nelle zone in colore arancio, poste in prossimità degli appoggi.

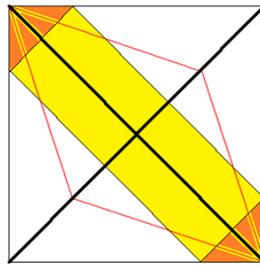


Fig. 1.3.7. Arco diagonale e zone in prossimità degli appoggi

In tali zone, la sezione di riferimento dell'arco può comunque essere considerata valida, in modo appunto 'convenzionale', data la complessità della redistribuzione tensionale locale nella zona di appoggio: le tensioni prodotte dall'arco diagonale si compongono con quelle degli archi perimetrali e si riorientano verso la direzione verticale del piedritto. Con questo metodo è possibile utilizzare la modellazione 2D anche per la volta a crociera senza ignorare le verifiche a compressione e a taglio. Si ribadisce comunque che la dimensione in profondità della sezione non ha alcun effetto sull'analisi di stabilità dell'arco diagonale (cioè sulla posizione della curva delle pressioni).

A corredo di SAV vengono proposti i seguenti file:

*Crociera\_diagonale.sav*

*Crociera\_perimetrale\_X.sav*

*Crociera\_perimetrale\_Y.sav*

riferiti all'analisi di una volta a crociera avente dimensioni in pianta quasi quadrata:

$L_x=444$  -  $L_y=439$  ( $L_{diag} = 624$ )

(1/4) della diagonale:  $624/4=156$  (profondità dell'arco diagonale; lo spessore è 12 cm)

Freccia  $F=100$

L'altezza da intradosso dalla chiave di volta all'intradosso della pavimentazione è 10 cm.

In questo esempio, la pavimentazione viene definita con valori 'equivalenti' di spessore 10 cm e peso specifico  $19.00 \text{ kN/m}^3$ , in modo da ottenere  $1.90 \text{ kN/m}^2$ : questo carico comprende la pavimentazione vera e propria (0.40), l'intonaco (0.30) e i tramezzi (1.20).

Preimpostando un arco ellittico (corrispondente alla reale forma dell'arco diagonale), nei Dati Struttura vengono specificati i dati della volta. Le azioni sull'arco diagonale (forze verticali e forze orizzontali trasmesse dalle lunette) si formano automaticamente attraverso l'apposito pulsante di comando (vd. fig. 1.3.2): **'Aggiorna arco diagonale'**, che ha la funzione di reimpostare l'arco diagonale in coerenza con le dimensioni della volta e calcolare le azioni applicate sui suoi conci. Il comando genera un report testuale dove viene riassunta la geometria degli archi costitutivi della volta a crociera: un esempio è in figura seguente.

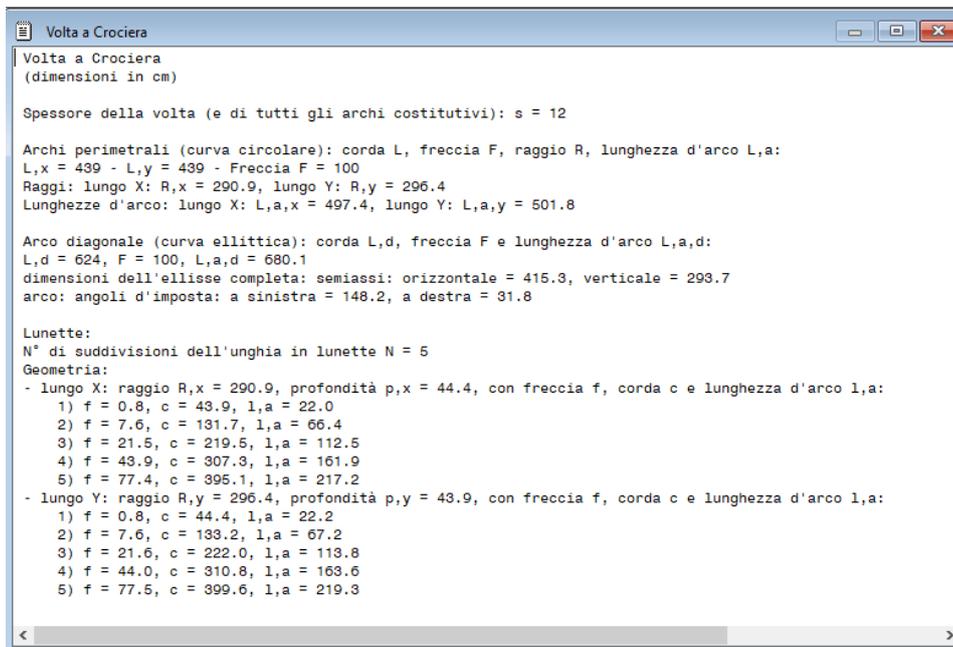


Fig. 1.3.8. Report sulla geometria degli archi costitutivi della volta a crociera

Come osservato in precedenza, le azioni alle imposte ottenute da questo schema statico possono essere considerate comprensive di tutti gli effetti delle lunette (incluso l'arco perimetrale) (si ribadisce che ovviamente è sempre possibile modellare e analizzare sia gli archi perimetrali, sia le lunette, al fine di valutarne la stabilità).

Nelle due immagini seguenti:

in fig.1.3.9 si possono osservare le azioni concentrate (verticali e orizzontali) generate dalle lunette sull'arco; in fig. 1.3.10 si riporta il risultato dell'analisi statica della CCC 2 condotta con coefficienti di combinazione unitari (CCC 2) in modo da ottenere un eventuale riscontro con calcoli manuali del peso complessivo; ai fini delle verifiche agli SLU, sarà in generale adottato il coefficiente 0.90 per la CCE dei permanenti e 1.35 per quella dei variabili, e sono questi i coefficienti automaticamente impostati dal comando 'Aggiorna arco diagonale', comunque modificabili a piacere dall'Utente.

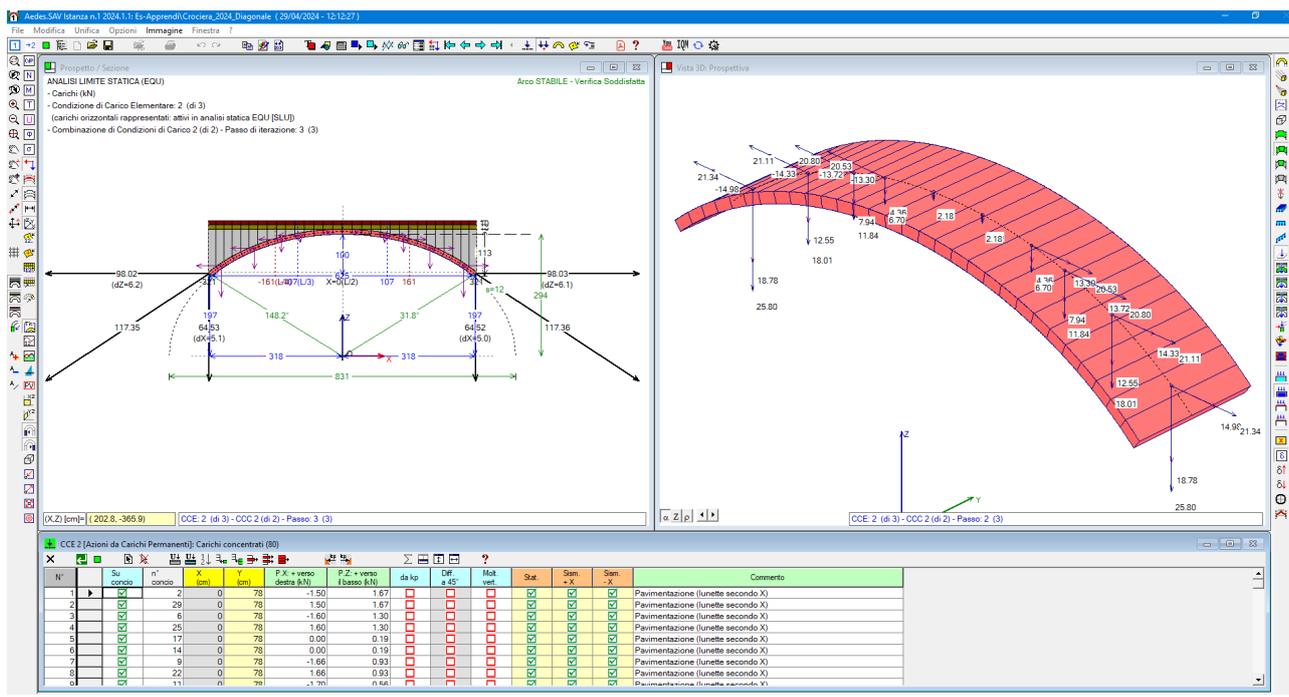


Fig. 1.3.9. Azioni concentrate applicate dalle lunette sull'arco diagonale

ANALISI LIMITE STATICA (EQU)

- Curva delle Pressioni

- Combinazione di Condizioni di Carico 2 (di 2) - Passo di iterazione: 3 (3)

Arco STABILE - Verifica Soddisfatta

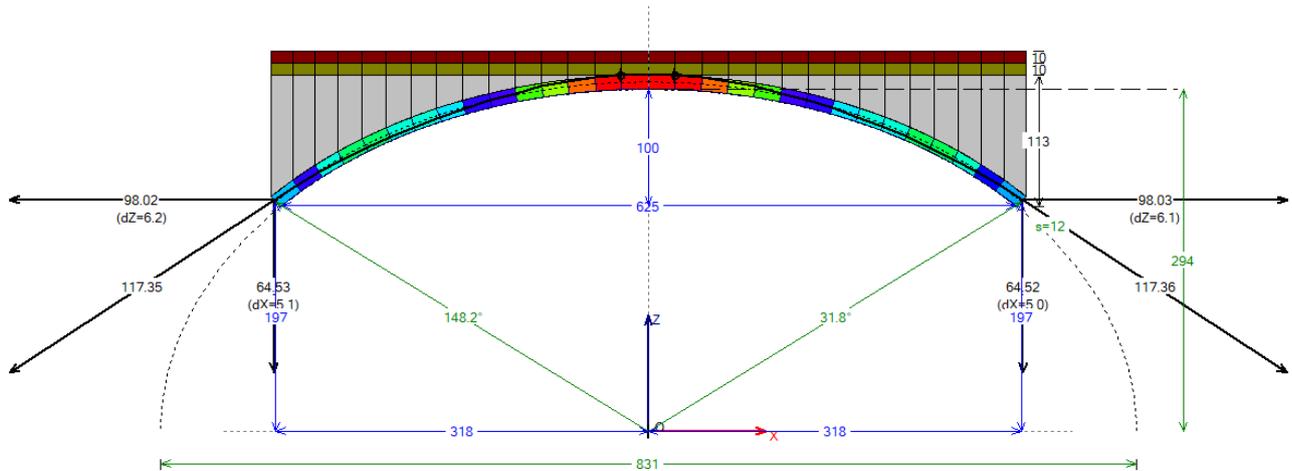


Fig. 1.3.10. Risultati analisi statica per l'arco diagonale. In evidenza, le spinte alle imposte

Dei due archi perimetrali, in fig. 1.3.11 si riportano i risultati dell'arco lungo X, che conferma la stabilità statica della volta dell'esempio:

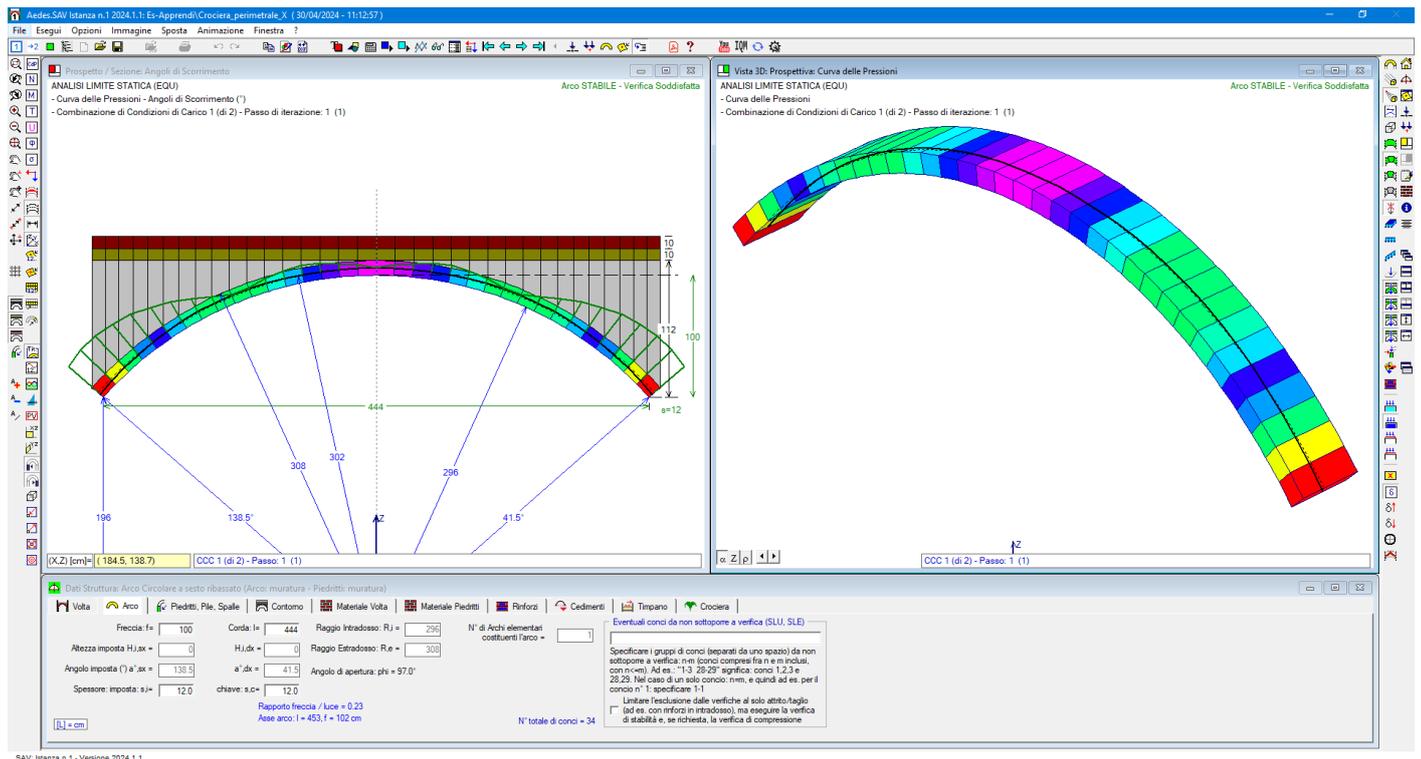


Fig. 1.3.11. Risultati analisi statica per un arco perimetrale

## 1.4. ARCHI DEFINITI PER PUNTI

Con SAV è possibile ottenere un arco definito per punti non soltanto via input da file *dxf* ma anche tramite trasformazione diretta di un arco avente geometria notevole.

Comandi appositi consentono inoltre la definizione automatica della variabilità di profondità dei conci dell'arco definito per punti, secondo un andamento circolare o lineare, e/o della variabilità di spessore secondo un andamento lineare.

Gli archi definiti per punti possono in tal modo essere modellati agevolmente per la generazione di archi rappresentativi di volte spaziali, ad es. volte a vela.

I carichi di superficie attribuiti ad archi definiti per punti vengono gestiti automaticamente nei confronti della profondità variabile lungo lo sviluppo dall'arco.

E' inoltre possibile inserire nell'arco imposte verticali in corrispondenza dei piedritti: questa funzione può essere utile per la gestione dei ponti in salita (o in discesa) con arcate adiacenti aventi imposte a quote distinte.

Per illustrare le nuove funzionalità, si crei in SAV un nuovo arco, ad esempio a profilo circolare.

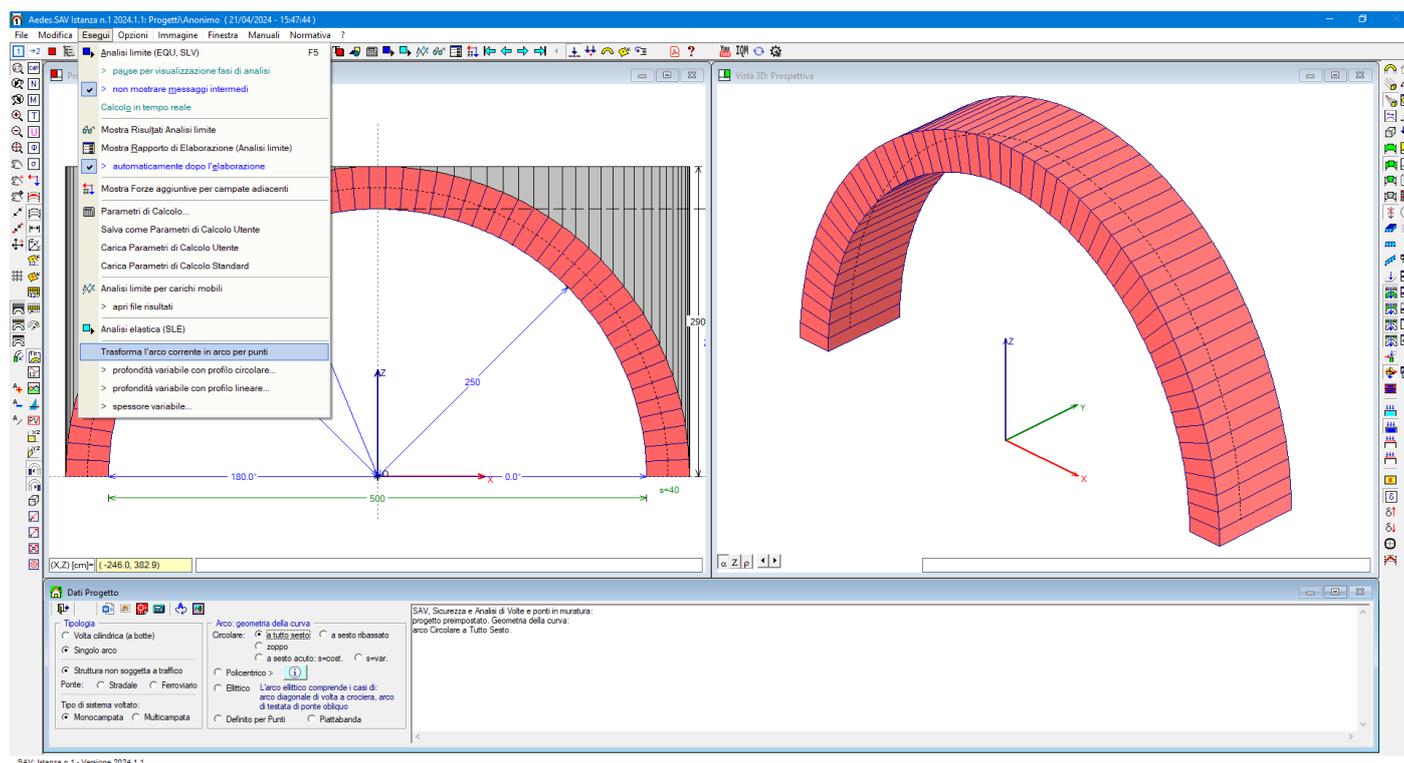


Fig. 1.4.1. Generazione di un arco per punti a partire da un arco circolare

Il comando della finestra 'Dati Progetto': *Trasforma l'arco corrente in arco per punti*, provvede alla trasformazione dell'arco, presentando il seguente messaggio:

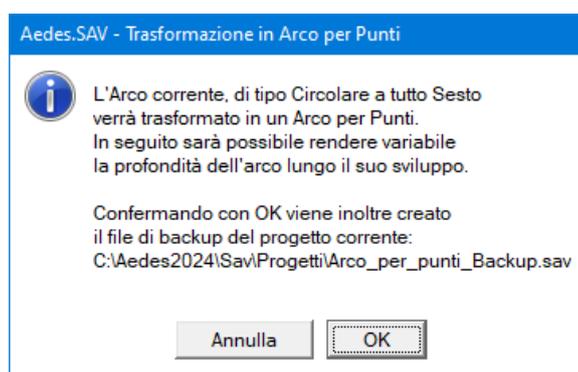


Fig. 1.4.2. Messaggio per la trasformazione dell'arco

L'arco trasformato in arco per punti è del tutto equivalente all'arco originario. Rendendo variabile la profondità lungo il suo sviluppo, si evidenzia la specificità dell'arco trasformato: la profondità può essere definita variabile con profilo circolare o profilo lineare, utilizzando un comando di menu della finestra Dati Progetto. Applicando ad esempio il profilo circolare, con profondità che varia da 20 cm. all'imposta, ad un massimo di 200 cm. in chiave, fino a tornare a 20 cm. all'imposta opposta, si ottiene l'arco rappresentato nell'immagine seguente.

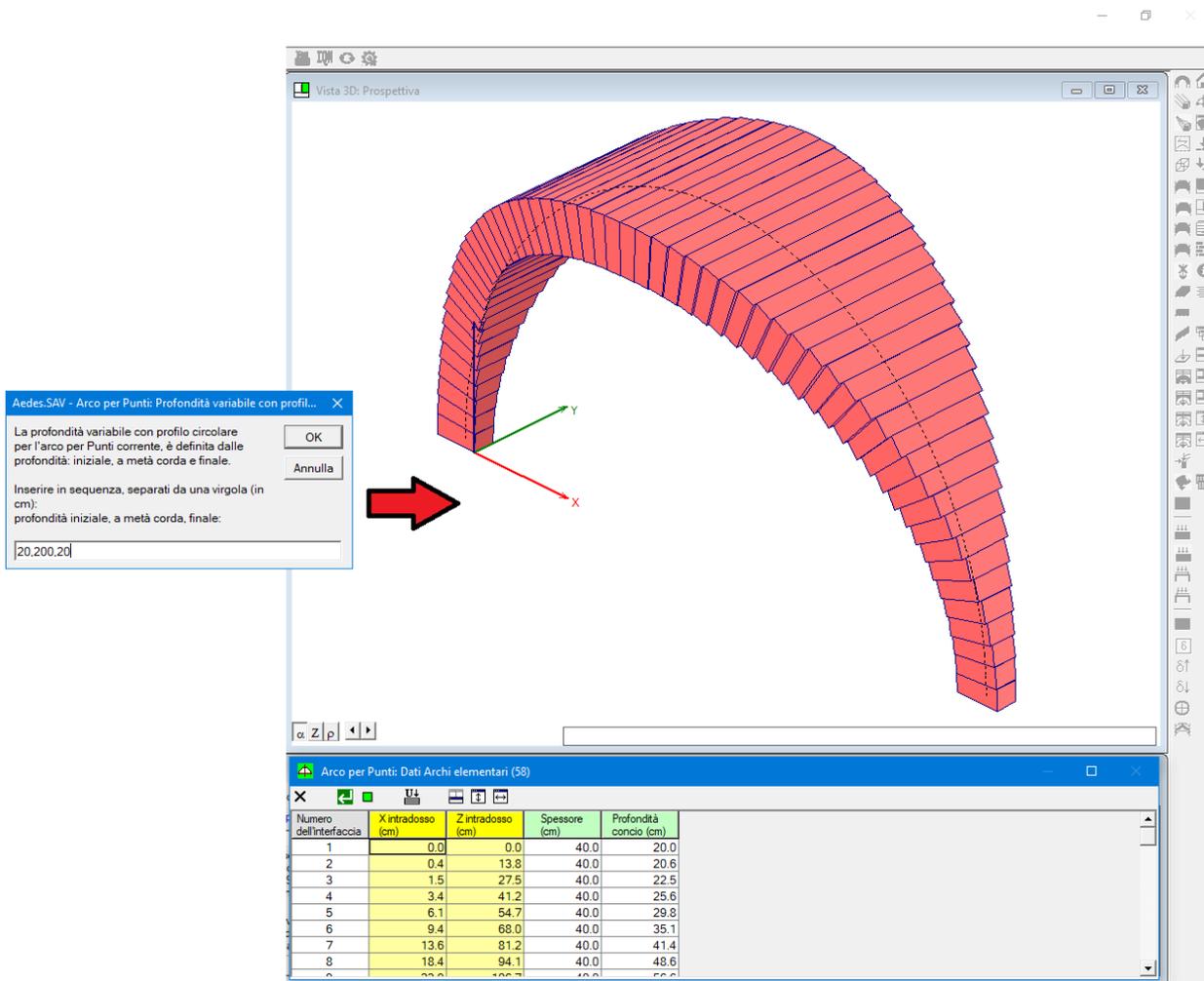


Fig. 1.4.3. Profondità variabile per l'arco per punti

E' inoltre possibile modificare, in modo analogo, lo spessore dei conci: definendo ad esempio uno spessore che va dai 60 cm. di imposta a 20 cm. in chiave, fino a tornare a 60 cm. all'imposta opposta, l'arco si modifica come in fig. 1.4.4.

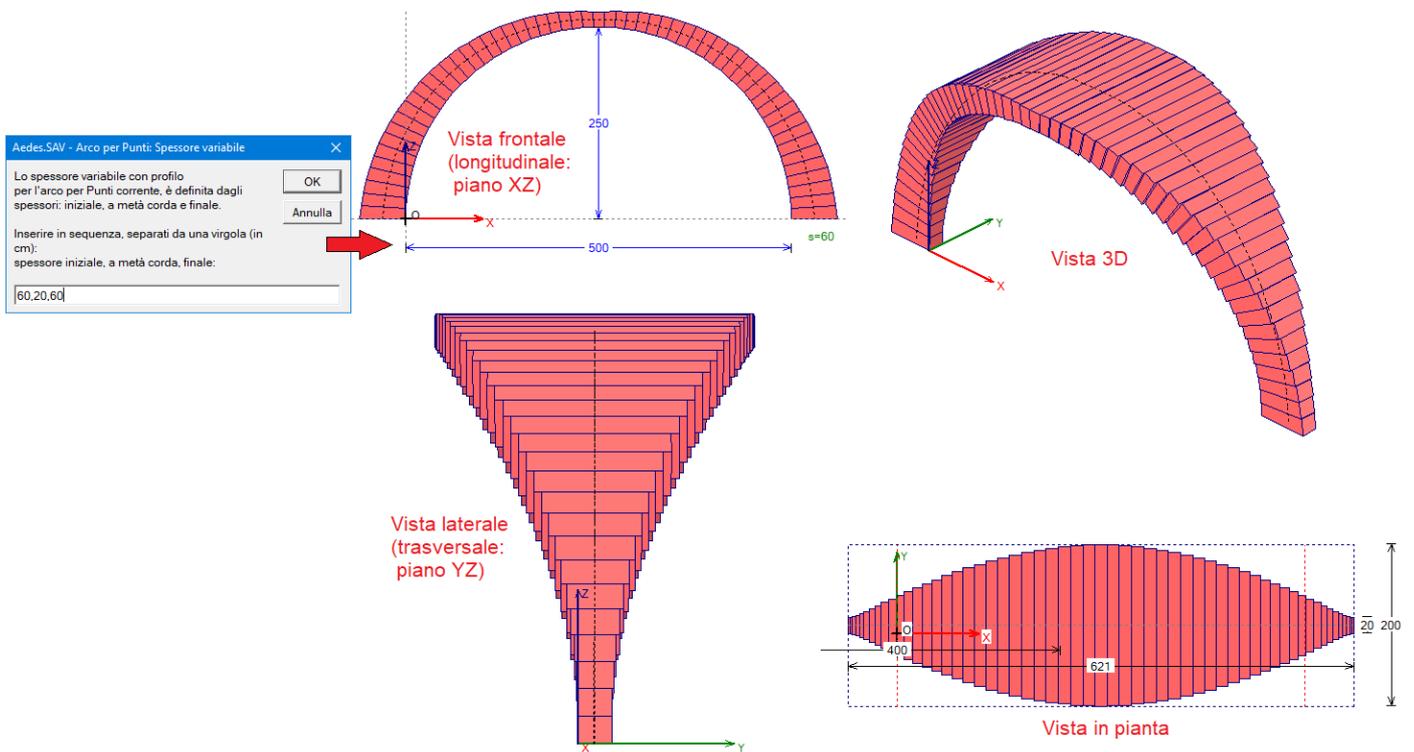


Fig. 1.4.4. Arco per punti con profondità e spessore entrambi variabili

Questi comandi di tipo parametrico, attraverso la trasformazione di un arco a geometria notevole in un arco definito per punti e la rielaborazione delle profondità, consentono la descrizione di una vasta casistica.

Molto importante è la **gestione dei carichi**: riempimento e sottofondo vengono gestiti automaticamente attraverso la colonna di carico che compete ad ogni singolo concio in base alla propria profondità; anche i carichi di superficie (pavimentazione inclusa) vengono gestiti in base alla profondità del concio nella pianta della volta. Ad esempio, per il caso in esame, si definisca per la CCE 1 un carico di superficie esteso a tutta la superficie della pianta pari a  $2.00 \text{ kN/m}^2$ :

CCE 1 [Permanenti strutturali e non strutturali]: Carichi di superficie (1)										
N°	Dim.X (cm)	Dim.Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.Z (kN/m <sup>2</sup> )	Definisci carico su tutta la superficie	Sism. +X	Sism. -X	Commento	
1	580	200	-40	-90	2.00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

Fig. 1.4.5. Gestione dei carichi e Archi a profondità variabile

La pianta della volta, con la visualizzazione del carico di superficie, si presenta come in figura seguente. L'area tratteggiata in verde (di dimensioni 580x 200) è la zona di carico: ogni concio viene caricato non con tutta la 'fascia' in pianta corrispondente alla profondità di 200 cm, ma con quella che corrisponde alla locale profondità del concio. Ne risulta in tal modo una gestione corretta dei carichi agenti sui conci, come risulta dall'immagine successiva, con l'arco caricato.

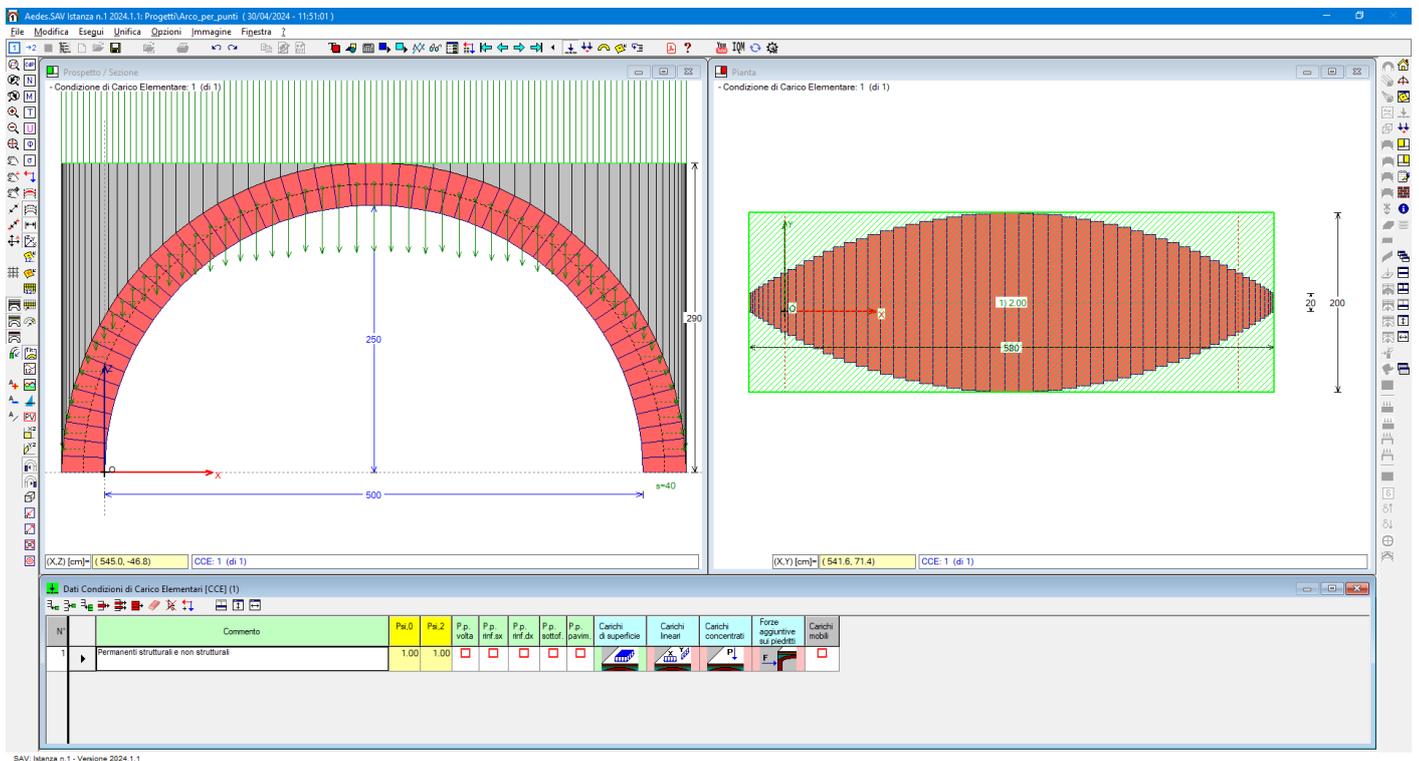


Fig. 1.4.6. Attribuzione dei carichi sui conci, a partire dal carico di superficie, per un arco a profondità variabile

La corretta gestione dei carichi, sia da riempimento sia da orizzontamento, è particolarmente importante per l'analisi di un arco estratto da una volta spaziale.

Il tipo di arco esaminato può ad esempio rappresentare l'arco diagonale di una **volta a vela**.

La volta a vela è costituita da una struttura di tipo semisferico sezionata da piani verticali, passanti per i muri o i pilastri di imposta. La volta risulta delimitata da archi perimetrali impostati sui pilastri o sui muri (fig. seg.). La volta a vela è una volta a doppia curvatura che copre generalmente un vano a pianta quadrata, ma la pianta può anche essere rettangolare.

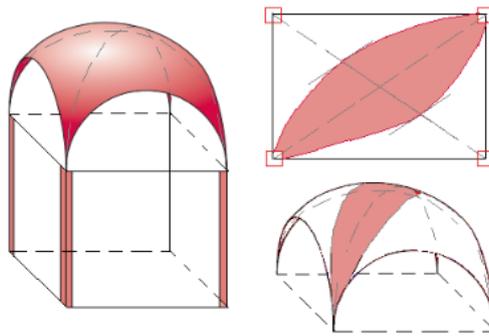


Fig. 1.4.7. Individuazione dell'arco diagonale nella volta a vela

Grazie all'arco definito per punti attraverso i comandi parametrici di SAV, è possibile modellare agevolmente l'arco diagonale, che analogamente ad una volta a crociera rappresenta l'arco fondamentale per la stabilità della volta.

Una nuova funzionalità relativa all'**arco per punti** riguarda la possibilità di **gestire i conci dell'arco, tramite aggiunte o eliminazioni**, ed è possibile inserire porzioni murarie verticali in corrispondenza delle imposte e porzioni orizzontali in chiave.

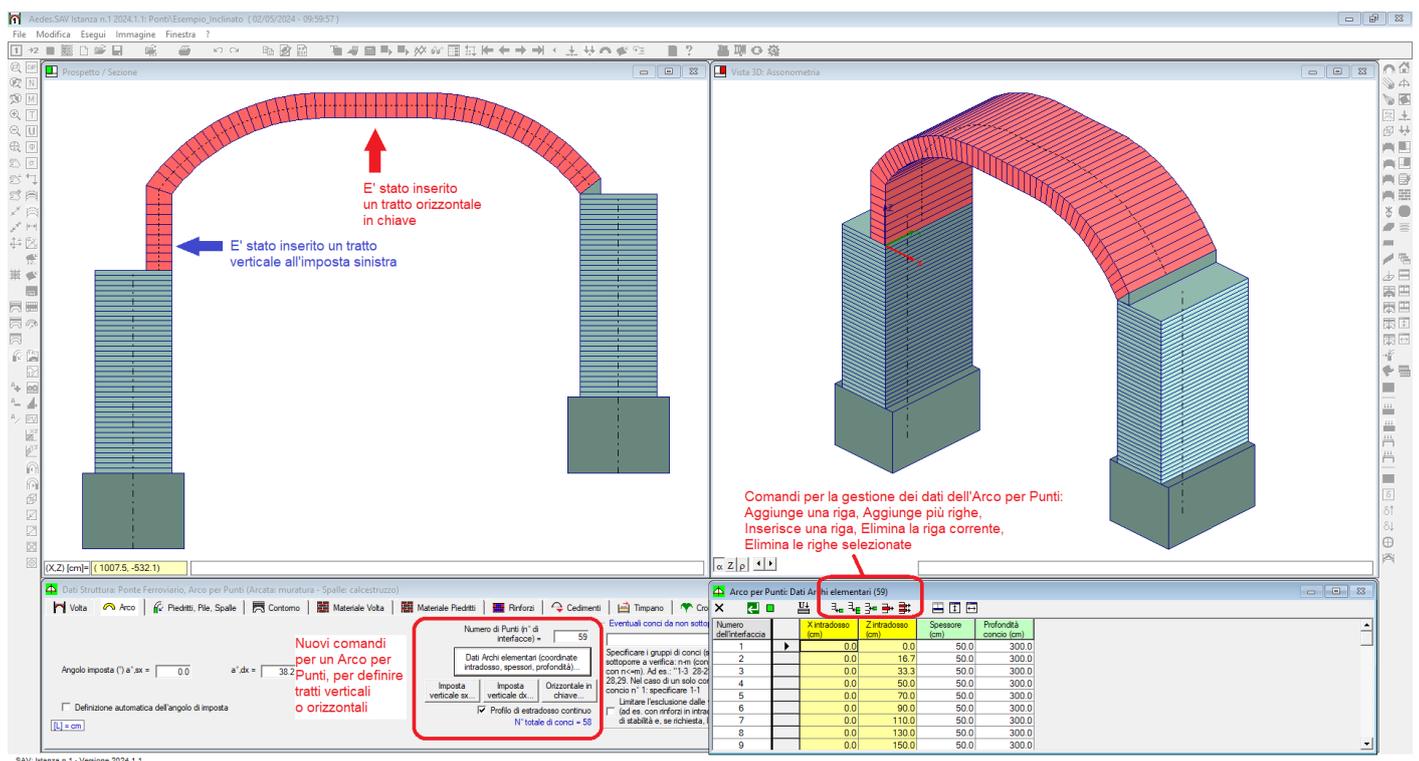


Fig. 1.4.8. Inserimento di porzioni verticali e/o orizzontali in un arco per punti

L'inserimento di porzioni verticali alle imposte può essere ad esempio utilizzato nel caso di **ponti inclinati**, ossia ponti destinati a superare un dislivello tra il punto di entrata e il punto di uscita, o comunque destinati a sostenere una via portata a quota variabile lungo lo sviluppo del ponte. In generale, le due estremità delle arcate sono impostate a quota diversa tra loro. In un ponte multicampata, con riferimento alla generica pila si rileva anche uno sfalsamento verticale tra l'imposta della arcata di destra e l'imposta della arcata di sinistra. In figura seguente è rappresentato un esempio di ponte in salita da sinistra verso destra a due campate; in SAV il ponte viene gestito mediante due modelli che

interagiscono tra loro.

Nel primo modello, riferito alla campata sinistra, l'arcata è circolare ribassata; nel secondo modello, per la campata destra, l'arcata è una volta a geometria analoga ma modificata: è stata ottenuta partendo da un arco circolare ribassato, trasformato in arco per punti, e avendo poi aggiunto la parte verticale a sinistra corrispondente al dislivello tra le arcate. Non sarebbe appropriato definire la campata a destra in modo analogo a quella di sinistra, elevando l'altezza della pila: sia perché la pila deve geometricamente corrispondersi con la pila del modello della campata adiacente, sia perché a tutti gli effetti il tratto verticale di dislivello all'imposta sinistra della campata destra è una parte costruttiva che si può considerare congruente con l'arco. Eventualmente, nel caso di muratura massiccia nella zona di sommità della pila che raccoglie le due arcate poste a livelli diversi, i conci verticali potranno essere esclusi dalle verifiche di stabilità riguardante la curva delle pressioni dell'arcata destra, evitando sottostime sulla capacità dell'arco che potrebbero prodursi dalla 'difficoltà' che la curva delle pressioni ha nel mantenersi interna alla geometria in corrispondenza di brusche variazioni e di tratti verticali.

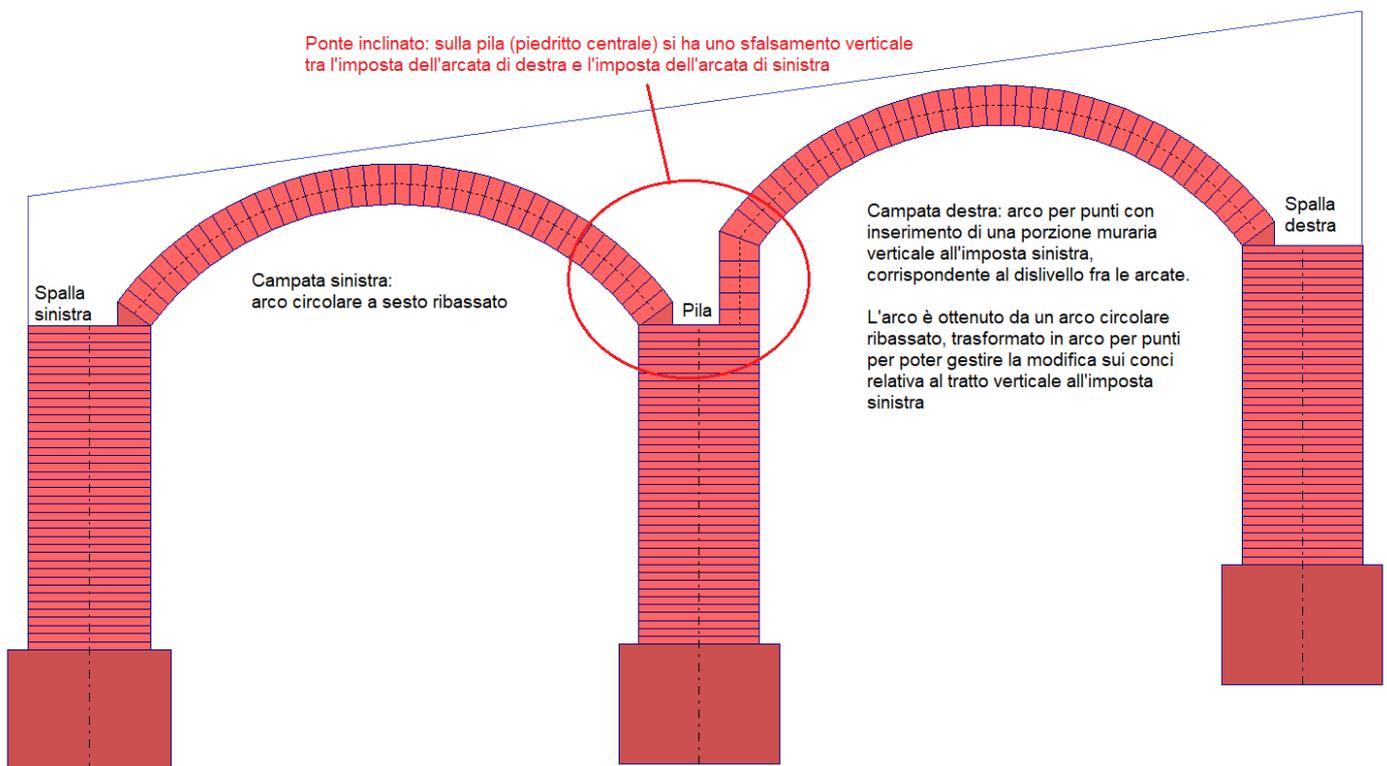


Fig. 1.4.9. Ponte inclinato con arcate poste a livelli diversi

Nei casi generali, non è ovviamente necessario che entrambe le arcate abbiano la stessa curvatura originaria (nell'esempio, circolare ribassata): poiché SAV analizza il ponte multicampata secondo lo schema per componenti, mediante tanti modelli quante sono le campate, tra loro interagenti, è consentito definire ogni campata con le proprie specifiche caratteristiche geometriche, fermo restando il rispetto della coincidenza strutturale della pila a comune fra due campate consecutive. Gli esempi di ponti multicampata illustrati nel presente documento descrivono in dettaglio la procedura operativa.

Si osservi che ogni campata in SAV ha le proprie strutture di completamento (riempimento, sottofondo, pavimentazione) modellate con superfici di estradosso orizzontali: nel caso di ponti inclinati, si adotteranno, campata per campata, adeguate altezze medie.

Tornando alle funzionalità dell'arco per punti, l'inserimento di un tratto di arco orizzontale in chiave è

particolarmente utile per definire una **volta a schifo** (fig. seg.)

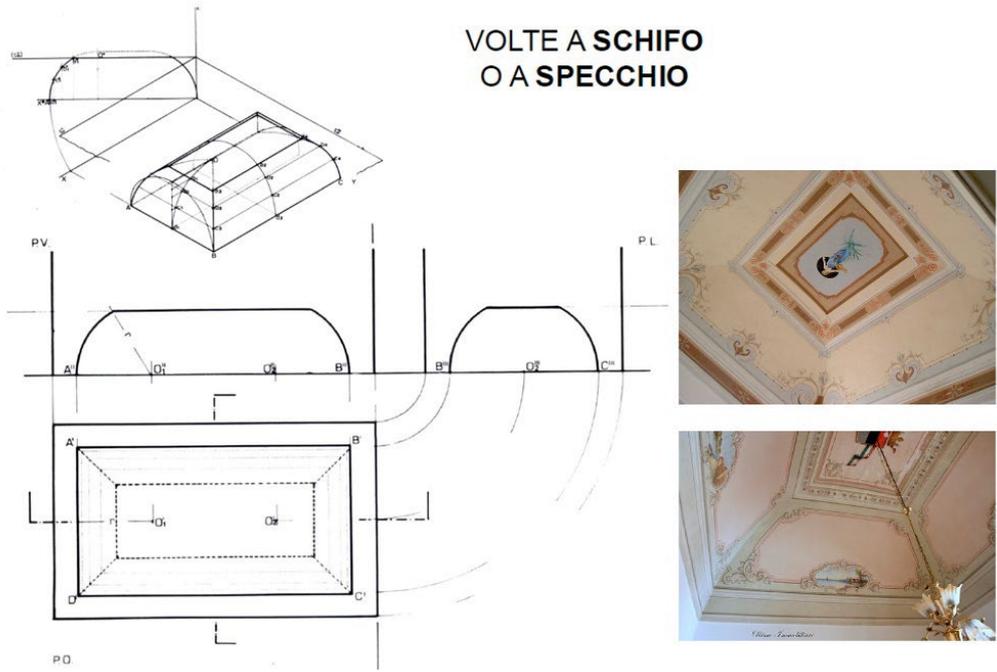


Fig. 1.4.10. Volta a schifo

La volta a schifo è geometricamente corrispondente alla sezione di una volta a padiglione con un piano orizzontale al di sopra del piano d'imposta, cioè il piano dove la volta si imposta sulle pareti di sostegno. Pertanto, rispetto alla volta a padiglione, la caratteristica della volta a schifo è di avere in chiave un piano orizzontale (lo 'specchio').

### 1.5. ALTRE FUNZIONALITA'

#### • Gestione grafica 3D

Nuovi pulsanti consentono una gestione grafica più agevole per i modelli 3D, modificando direttamente il punto di vista, con angolo di rotazione, altezza e distanza.

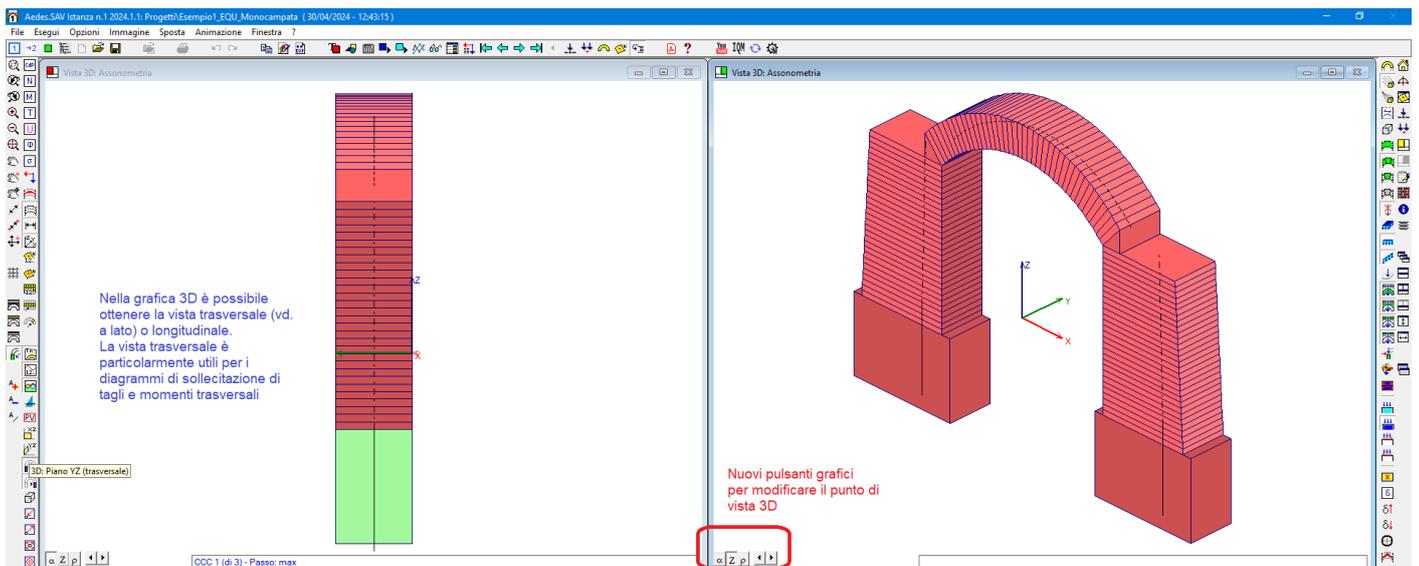


Fig. 1.5.1. Comandi per la gestione grafica in 3D

La vista prospettica in 3D trasversale è gestita in modo diretto da appositi pulsanti grafici, in modo tale da ottenere una visualizzazione efficace dei diagrammi di sollecitazione in direzione trasversale al piano del sistema voltato.

### • Funzioni relative ai Carichi

Un comando disponibile nella finestra Carichi consente l'inclusione del carico dovuto al peso proprio del timpano (per i Ponti) nelle Condizioni di Carico Elementari (fig. seg.). Il comando è attivo durante l'inserimento dei carichi lineari per un ponte.

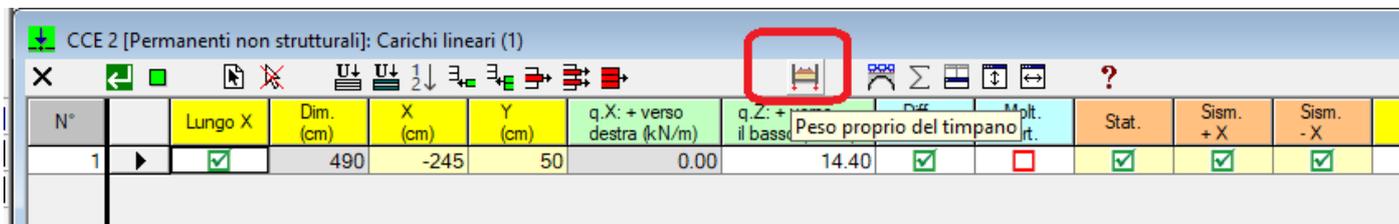
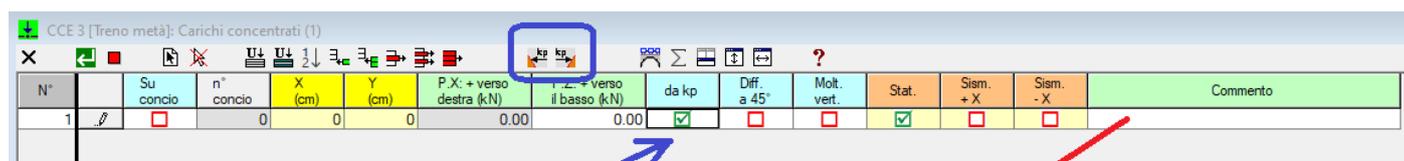


Fig. 1.5.2. Inserimento del carico da peso proprio del timpano in una CCE

Nei dati sui carichi concentrati è inoltre possibile distinguere le azioni corrispondenti alla spinta passiva da riempimento.

Tutti i carichi sono ora corredati da un Commento che agevola l'identificazione della loro natura.



I carichi generati dai comandi di applicazione della spinta passiva da riempimento sono riconoscibili da questo check: pertanto, possono essere facilmente eliminati e sostituiti con nuovi carichi analoghi se ad esempio si è modificato il coefficiente di spinta passiva:

Inserendo in input un Commento si identifica in modo efficace l'origine di un carico. I carichi ottenuti automaticamente per l'arco diagonale di una volta a crociera, generato dai comandi automatici di SAV, contengono già un Commento che indica l'origine di ogni carico (da lunetta, da riempimento, da peso proprio, ecc.)



Fig. 1.5.3. Nuove funzionalità per i carichi

Selezionando le righe corrispondenti ad un gruppo di carichi ed una colonna di carico (es.: P.Z), il nuovo comando 'Somma'  $\Sigma$  della barra degli strumenti esegue la somma dei carichi selezionati e la mostra in un messaggio (fig. 1.5.4.).

CCE 2 [Azioni da Carichi Permanenti]: Carichi concentrati (80)

N°	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso destra (kN)	P.Z: + verso il basso (kN)	d	M-k	Sism. + X	Sism. - X	Commento
1	✓	2	0	78	-1.50	1.97	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
2	✓	29	0	78	1.50	1.67	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
3	✓	6	0	78	-1.60	1.30	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
4	✓	25	0	78	1.60	1.30	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
5	✓	17	0	78	0.00	0.19	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
6	✓	14	0	78	0.00	0.19	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
7	✓	9	0	78	-1.66	0.93	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
8	✓	22	0	78	1.66	0.93	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
9	✓	11	0	78	-1.70	0.56	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
10	✓	20	0	78	1.70	0.56	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo X)
11	✓	14	0	78	0.00	0.19	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
12	✓	17	0	78	0.00	0.19	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
13	✓	20	0	78	1.74	0.56	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
14	✓	11	0	78	-1.74	0.56	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
15	✓	2	0	78	-1.53	1.67	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
16	✓	29	0	78	1.53	1.67	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
17	✓	6	0	78	-1.63	1.30	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
18	✓	25	0	78	1.63	1.30	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
19	✓	9	0	78	-1.69	0.93	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
20	✓	22	0	78	1.69	0.93	☐	☐	☐	☐	Pavimentazione (lunette secondo Y)
21	✓	2	0	78	-1.64	1.97	☐	☐	☐	☐	Peso proprio (lunette secondo X)

Somma carichi colonna selezionata: 18.60

Aedes.SAV

P.Z: + verso il basso (kN):  
somma dei carichi selezionati = 18.60

OK

Fig. 1.5.4. Somma di carichi

## 1.6. APPROFONDIMENTI

### 1.6.1. METODOLOGIE DI ANALISI E STATI LIMITE DI RIFERIMENTO

Per l'**analisi degli stati limite ultimi SLU di tipo statico (EQU) e di tipo sismico (SLV)**, SAV applica la metodologia dell'analisi limite (calcolo a rottura) idonea per lo studio dei meccanismi di collasso e della stabilità dei sistemi voltati. Nell'analisi limite vengono definiti i moltiplicatori di collasso sia per carichi statici sia per carichi sismici e dei conseguenti indicatori di rischio.

Per l'**analisi dello stato limite di esercizio SLE**, SAV applica il metodo dell'analisi elastica non lineare con muratura non reagente a trazione.

I riferimenti normativi sugli Stati Limite da analizzare e le relative verifiche di sicurezza sono riportati in sintesi nei punti seguenti (CNR=CNR-DT 213/2015, NTC=D.M.17.1.2018), tenendo conto che i metodi di analisi per le strutture murarie esistenti ad arco sono trattate in dettaglio nelle CNR, dedicate ai ponti in muratura e le cui indicazioni costituiscono un riferimento generale per i sistemi strutturali voltati in muratura. Le CNR costituiscono altresì un riferimento per i ponti esistenti ad arco in calcestruzzo non armato o debolmente armato, in quanto strutture massicce assimilabili alle strutture in muratura. In generale per i ponti esistenti viene fatto riferimento anche alle Linee Guida 2022 (LG=Linee Guida 2022).

**§3.5.3 CNR: Stati Limite di riferimento per il controllo della sicurezza strutturale:** anche se NTC consente di omettere, per le strutture murarie, la verifica per lo Stato Limite di Esercizio (cfr. §4.5.6.3 NTC), la struttura deve essere controllata per gli Stati Limite Ultimi di Perdita di Equilibrio (EQU) e di Salvaguardia della Vita (SLV), e per lo Stato Limite di Esercizio (SLE), assimilato allo Stato Limite di Danno SLD.

**§3.5.1 CNR:** lo stato limite EQU include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato. Nel caso dei ponti in muratura deve essere verificato attraverso l'equivalente Teorema Statico del Calcolo a Rottura, verificando la esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario. In questo senso la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR [stato limite di resistenza della struttura].

SLV (stato limite di salvaguardia della vita) si riferisce alle verifiche sismiche (§3.2.1 NTC) e §3.12 CNR conferma che la verifica per azioni sismiche può essere condotta con riferimento al solo SLV, tenendo conto che in generale il collasso di una struttura muraria voltata è determinato, più che dal superamento di limiti di sforzo, dalla variazione della sua geometria. Definite le forze sismiche, e cioè i carichi rappresentativi dell'azione sismica, la verifica per SLV fa riferimento ai metodi di analisi illustrati in §8 e §9 CNR.

Nel rispetto delle indicazioni normative, **il software SAV utilizza i seguenti metodi di analisi e verifica della sicurezza:**

**Per EQU (verifica statica allo stato limite ultimo** sotto combinazioni di tipo fondamentale ([2.5.1] in §2.5.3 NTC) **e per SLV (verifica sismica** per stato limite di salvaguardia della vita):

**metodo del Calcolo a Rottura (Analisi Limite, §8.4.4 CNR)**, con cui si determina l'esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio e, mediante corrispondenti verifiche a compressione e a taglio, la compatibilità con le proprietà resistenti del materiale murario (per una completa illustrazione della metodologia di Analisi Limite implementata in SAV, si rinvia alla descrizione dei Risultati Analisi Statica e Procedure di calcolo per SLU).

**Per SLE, verifica statica allo stato limite di esercizio**, assimilato allo stato limite di danno SLD: metodo dell'Analisi elastica non lineare (§8.4.2 CNR). In §3.5.2 CNR si afferma quanto segue: "Considerato il particolare comportamento del "materiale muratura", come unico Stato Limite di Esercizio si assume l'attingimento in una qualsiasi parte della struttura di una misura di intensità limite ammissibile dello stato tensionale, coniugato con la verifica della ammissibilità di spostamenti e fessurazioni." L'ammissibilità dello

stato tensionale, degli spostamenti e delle fessurazioni viene controllata attraverso la metodologia di verifica descritta in §8.4.2 CNR (per una completa illustrazione della metodologia di Analisi Elastica implementata in SAV, si rimanda al paragrafo §3 del presente Manuale).

## 1.6.2. COEFFICIENTE PARZIALE SUL MATERIALE $\gamma_M$ PER STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA

Per le verifiche di resistenza delle strutture esistenti in muratura, e quindi anche per i sistemi voltati, si deve considerare il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$ , che riduce la resistenza media al fine di ottenere il valore di progetto, a fianco di altri coefficienti, quali il fattore di confidenza FC e l'eventuale coefficiente di degrado per i ponti  $\gamma_D$ . In fig. 1.6.2.1 si riporta un esempio di scheda Materiali Volta di SAV dove viene esplicitato il calcolo della resistenza di progetto, condotto utilizzando i valori inseriti in input nei Parametri di Calcolo.

**Dati Struttura: Ponte Ferroviario, Arco Circolare a sesto ribassato (Arcata: muratura - Spalle: muratura)**

Materiale Volta (arcata)  
 Muratura  Calcestruzzo

Resistenza media a Compressione:  $f_m$  (N/mm<sup>2</sup>) = 3.450  
 Moduli elastici (N/mm<sup>2</sup>): E = 1950 G = 650

Fattore di Confidenza FC = 1.200  
 Secondo §C8.7.1.2.1.3: FC deve corrispondere a LC1 se si considera la resistenza a compressione infinita

Ponti: fattore di difformità  $\gamma_{m,C}$ : arcata: 0.765 => valore di progetto per FC: 1.000

p. spec. (kN/m<sup>2</sup>) = 18.00 Giunti: coefficiente d'attrito:  $f$  = 0.70 Coefficiente di degrado  $\gamma_{m,D}$  = 1.05

Resistenze di progetto:  $f_{m,d} = f_m / \gamma_{m,M} / FC / \gamma_{m,D}$  -  $f_{d,d} / \gamma_{m,D}$   
 Statica ( $\gamma_{m,M} = 3.00$ ):  $f_{m,d} = 1.095$ ;  $f_{d,d} = 0.67$  (33.7%) SLE:  $\min(f_{m,d} ; 0.6 * f_m) = 1.095$   
 Sismica ( $\gamma_{m,M} = 2.00$ ):  $f_{m,d} = 1.643$ ;  $f_{d,d} = 0.67$  (33.7%)

---

**Parametri di Calcolo**

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Verifiche (1) | Verifiche (2) | Impostazioni

**Analisi limite (EQU. SLU)** Arcata: muratura - Spalle: muratura

**Muratura**

Oltre alla Verifica di Stabilità (sempre eseguita), eseguire anche le seguenti verifiche:

Verifica a Taglio (o ad Attrito: scivolamento tra i conci)

Eseguire la verifica a Taglio, soddisfatta se nel giunto (interfaccia fra conci):  $\tau <= f_d * \sigma_{med}$ , con:  $\tau$  = tensione tangenziale media;  $\sigma_{med}$  = tensione normale media calcolata sulla zona reagente a compressione;  $f_d$  = valore di progetto del coefficiente d'attrito

Applicare  $\gamma_{m,M}$  e FC per il calcolo del coefficiente d'attrito di progetto (il coefficiente di degrado  $\gamma_{m,D}$  viene considerato in ogni caso)

Verifica a Compressione, e a Trazione in presenza di rinforzi

Eseguire la verifica a Compressione e a Trazione in caso di rinforzi.

Non eseguire la verifica significa ipotizzare resistenza a compressione infinita, con  $FC=1.35$  indipendentemente da LC [§C8.7.1.2.1.3]

Nelle sezioni parzializzate\* considerare una zona compressa non inferiore a 1/3 dello spessore (\*=curva delle pressioni esterna al nocciolo)

Diagramma di progetto (§4.1.2.1.2.1) (modello tens.-defomaz.)

(b) triangolo-rettangolo (elastico - perfettamente plastico)  
 (c) rettangolo (stress-block)

**Coef. parziale di sicurezza sulla resistenza della muratura:  $\gamma_{m,M}$**

Statica (§4.5.6.1) = 3.00 Sismica (§C8.7.1) = 2.00

Il Fattore di Confidenza FC viene definito nei dati del materiale (finestra Struttura, schede Materiale (1) e (2)): il valore è distinto fra Volta e Piedritti).  $\gamma_{m,M}$  e FC vengono applicati per il calcolo dei valori di progetto della resistenza a compressione, e (se richiesto) del coefficiente d'attrito

Il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$  viene utilizzato per il calcolo della resistenza di progetto ed influisce pertanto sulle verifiche di sicurezza a compressione e a taglio della muratura

$\gamma_M$  viene definito nella scheda Verifiche (1), Muratura, dei Parametri di Calcolo, ed è distinto fra valore statico e valore sismico

Fig. 1.6.2.1. Coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  per la muratura

Per le murature nuove  $\gamma_M$  è fornito dalla Tab. 4.5.II del D.M. 17.1.2018:

#### 4.5.6.1 RESISTENZE DI PROGETTO

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati ( $f_d$ ), e a taglio ( $f_{vd}$ ) valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad [4.5.2]$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad [4.5.3]$$

dove

$f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

$f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata secondo quanto indicato al §11.10.3.3, in cui  $\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla Tab. 4.5.II, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi § 11.10.1).

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente  $\gamma_M$  in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Per le murature esistenti, la Normativa Tecnica si esprime al punto §C8.7.1:

#### C8.7.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Per gli edifici in muratura, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni, ad esclusione di quelle sismiche sono eseguite utilizzando i coefficienti  $\gamma_M$  definiti in Tab. 4.5.II in § 4.5.6.1 delle NTC; le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche sono eseguite utilizzando  $\gamma_M = 2$ .

Frequentemente, negli edifici in muratura esistenti  $\gamma_M$  viene assunto pari a 3.0 tenendo conto che valori più bassi sono proposti per le murature nuove in considerazione dei controlli di produzione e di esecuzione. Tuttavia, come specificato in "Edifici in muratura alla luce della nuova Normativa sismica" di P. Lenza e A. Ghersi, per gli edifici esistenti (e, per estensione, alle strutture esistenti in genere) "valori più bassi di potrebbero essere giustificati sulla base della considerazione che il coefficiente di sicurezza parziale è funzione anche delle incertezze realizzative non significative nel caso di edifici esistenti".

Si deve anche tenere presente quanto espresso dalla Normativa in §C.8.5, paragrafo riferito a tutti i tipi di azione, e quindi anche alle azioni statiche non sismiche:

#### C8.5 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

La definizione di modelli di riferimento che descrivano il comportamento dell'edificio costituisce certamente una delle fasi più complesse dell'intera procedura di analisi. Infatti, considerando la grande varietà di costruzioni esistenti, non è possibile indicare procedure di modellazione. Tali problematiche diventano, poi, particolarmente rilevanti per le costruzioni in muratura, anche a causa delle numerose incertezze relative agli stati di sollecitazione in atto, ai tipi di materiale impiegati e al loro comportamento meccanico, al grado di connessione tra gli elementi strutturali e alla loro morfologia interna, oltre che agli eventuali interventi di trasformazione, riparazione o consolidamento già attuati in passato.

L'adeguata conoscenza del manufatto è presupposto fondamentale e fase imprescindibile per la comprensione di singole criticità e del comportamento strutturale; l'attendibilità dei risultati, dunque, è strettamente legata al livello di conoscenza.

È opportuno sottolineare che le fasi della conoscenza e dell'analisi non sono sequenziali, ma strettamente connesse.

Il piano delle indagini, ad esempio, può essere efficacemente indirizzato, in relazione sia alla tipologia delle prove, sia alla loro localizzazione, da un'analisi basata su dati preliminari relativi alle caratteristiche geometriche, costruttive e dei materiali. In tal modo è possibile identificare le zone critiche nei riguardi degli stati limite ultimi, investigando eventualmente la sensibilità della risposta alle incertezze sui principali parametri, e quindi razionalizzare il piano delle indagini sperimentali, anche in considerazione della loro onerosità ed invasività.

Per gli edifici in muratura, anche considerate le conoscenze acquisibili, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni possono essere eseguite utilizzando, quando previsto, un coefficiente  $\gamma_M$  non inferiore a 2 (Tab. 4.5.II in § 4.5.6.1 e §7.8.1.1 delle NTC).

Questa indicazione normativa corrisponde di fatto alla considerazione esposta in precedenza, ed il valore del coefficiente parziale sulla muratura:

$$\gamma_M = 2.0$$

può essere adottato in tutte le verifiche, statiche e sismiche, che richiedono l'applicazione del fattore parziale di sicurezza sui materiali.

In conclusione, ai fini delle verifiche statiche delle strutture esistenti in muratura il valore del coefficiente parziale del materiale più cautelativo è  $\gamma_M = 3.0$ , tuttavia appare possibile prendere in considerazione, secondo §C8.5, anche il valore  $\gamma_M = 2.0$  che uniforma in tal modo, in ambito lineare, verifica statica e verifica sismica.

### 1.6.3. CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE CON I FRENELLI

Un metodo di consolidamento delle volte è la costruzione dei 'frenelli', muretti con spessore di una o due teste di mattoni e ammorsati alla volta fino alle reni.

Essi svolgono una duplice funzione:

**(a) irrigidiscono la volta**, ostacolandone gli spostamenti corrispondenti alla formazione del cinematismo che si manifesta in caso di perdita di stabilità,

**(b) sostengono la pavimentazione** del piano soprastante: la sommità dei muretti è infatti orizzontale, ad una quota pari a quella dell'estradosso nella sezione di chiave della volta. **Essi consentono l'eliminazione del riempimento, alleggerendo il carico sulla volta**, senza comprometterne la stabilità.

Il numero e la posizione dei muretti dipendono dalla tipologia del sistema voltato e dalle sue dimensioni. Affinché svolgano la loro funzione, la loro giacitura è perpendicolare alle direttrici della volta (vd. fig. 1.6.3.1).



*Fig. 1.6.3.1. Consolidamento di una volta con frenelli  
(immagine tratta da: <http://www.voltestella.it/luso-dei-frenelli-nel-consolidamento-delle-volte/>)*

In una volta a botte i frenelli sono quindi posti in una sola direzione, mentre nelle volte a padiglione saranno disposti lungo le due direzioni di riferimento ortogonali in pianta, e saranno più fitti nelle zone

prossime agli spigoli. Nelle volte a crociera vengono a formarsi quattro maglie ortogonali in corrispondenza dei quattro punti d'imposta, con un singolo frenello diagonale coincidente con ciascuna nervatura. Dal punto di vista cantieristico, per costruire i frenelli occorre liberare l'estradosso della volta, e quindi il metodo è applicabile soltanto se la pavimentazione soprastante può essere rimossa e in seguito nuovamente posta in opera.

Nella metodologia di analisi di SAV i frenelli si possono schematizzare con alcuni accorgimenti, ad esempio:

**1. evitando le verifiche in corrispondenza delle zone d'imposta irrigidite dai frenelli**, ed in tal modo non sarà prevista la formazione delle cerniere in corrispondenza di tali conci (la curva delle pressioni potrà formalmente fuoriuscire dall'arco nei conci non sottoposti a verifica). Questo criterio traduce l'effetto fisico (a) di irrigidimento della volta. A tal fine, si può utilizzare il comando di esclusione di gruppi di conci dalle verifiche di sicurezza (vd. fig. 1.6.3.2);

**2. modificando opportunamente i carichi applicati** (eventualmente togliendo il contributo del riempimento, e assegnando ai conci carichi distribuiti uniformi a tratti o concentrati corrispondenti al peso del muro). Questo criterio corrisponde alla funzione (b) di 'alleggerimento' della volta.

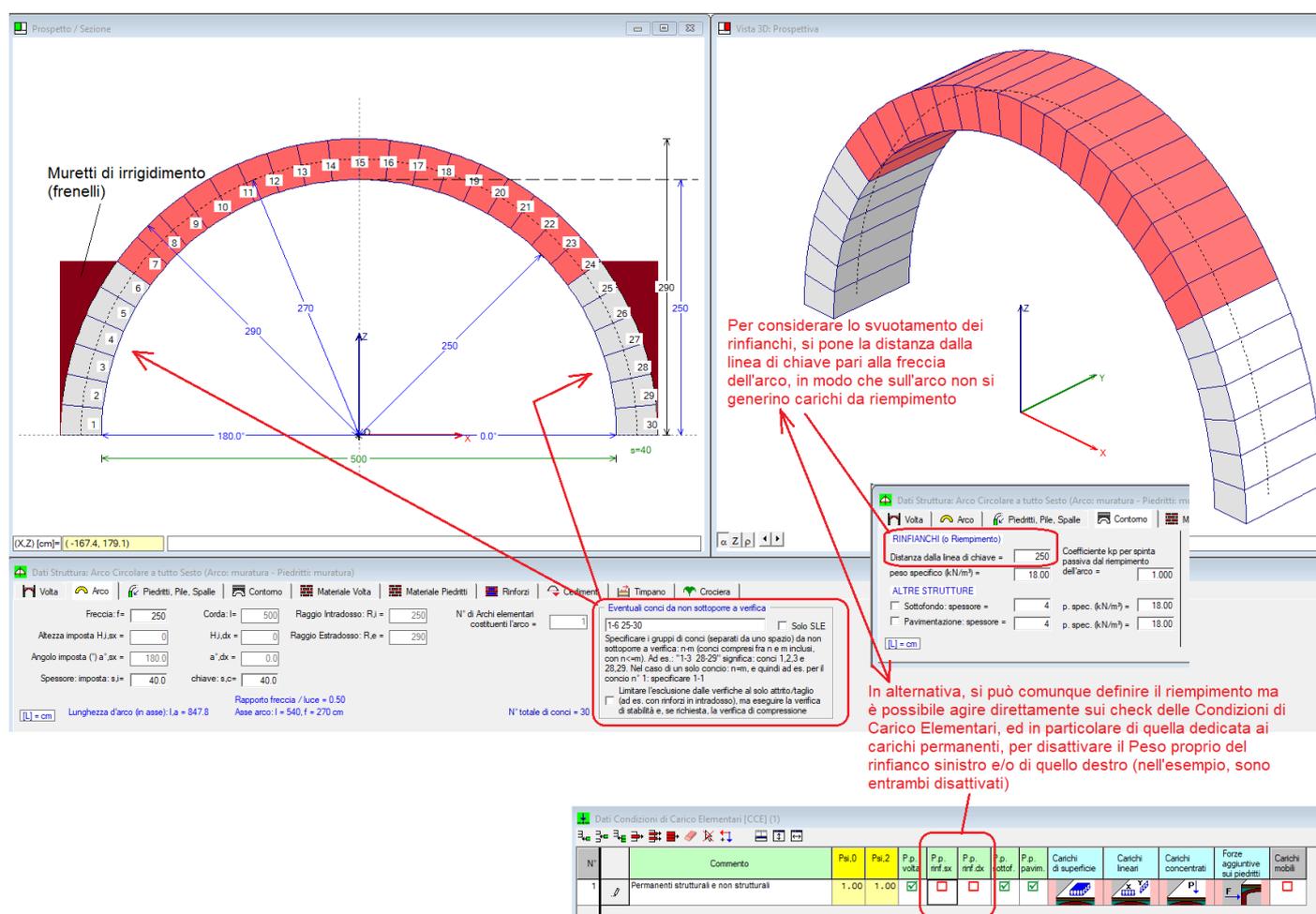


Fig. 1.6.3.2. Irrigidimento dei conci alle imposte e modellazione dello svuotamento dei rinfianchi

Con riferimento alla fig. 1.6.3.3, l'input dei pesi propri dei frenelli può eseguirsi agevolmente inserendo un carico lineare calcolato in base all'altezza media del muretto. Supponendo che al concio n°6 termini il gruppo di conci alle imposte irrigidito dal muretto, la coordinata Z del nodo che collega il concio 6 al concio 7 fornisce l'altezza massima del muretto, che si ipotizza avente larghezza 30 cm.

Pertanto, il carico lineare corrispondente vale (cfr. fig. 1.6.4):

$$18 \text{ kN/m}^3 * 0.30 * 1.587/2 = 4.28 \text{ kN/m}$$

e si estende per la proiezione in orizzontale della zona dei conci 1-6 interessata dal muretto.

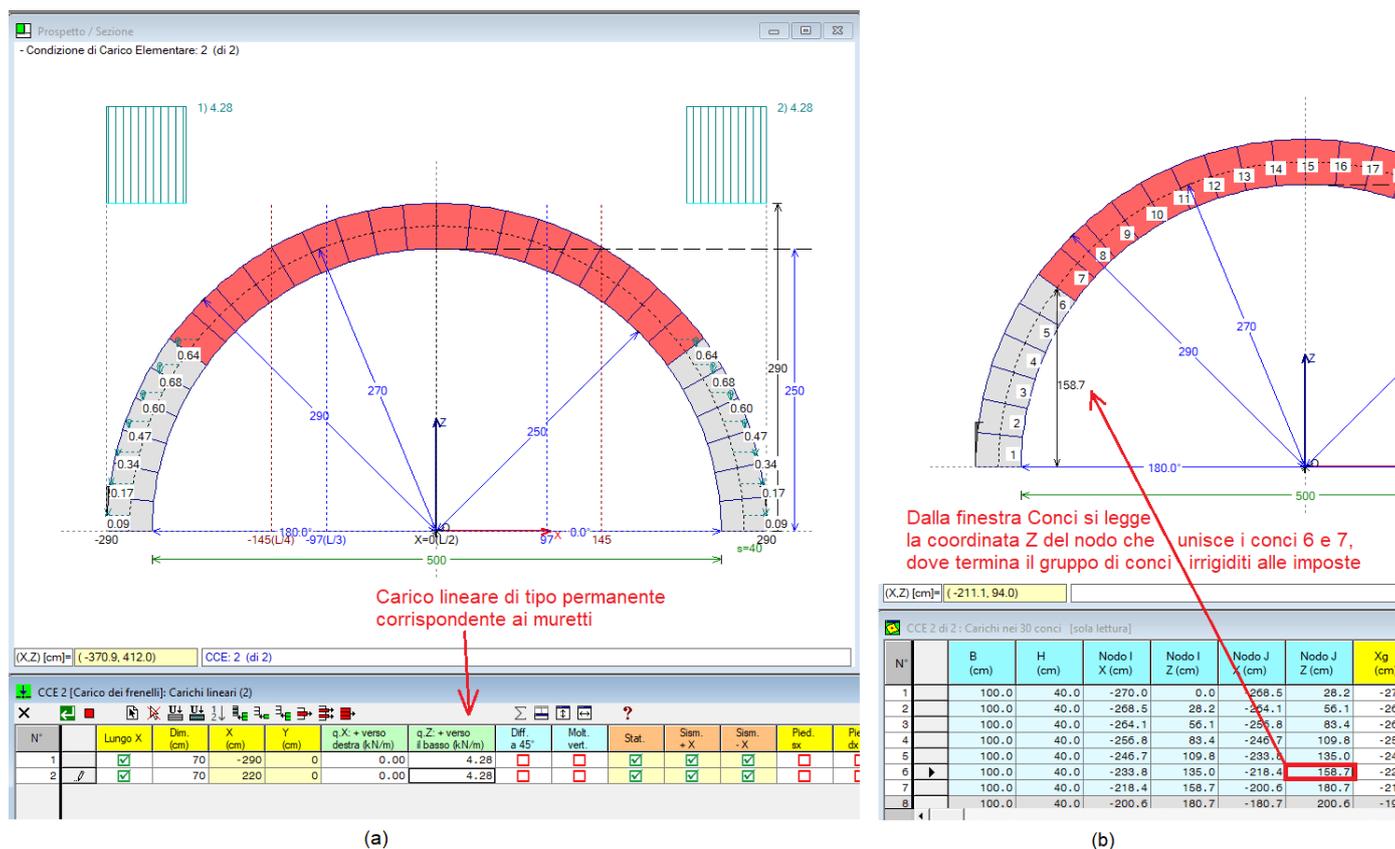


Fig. 1.6.3.3. Input dei carichi corrispondenti al peso dei muretti (frenelli)

Il muretto, in alcuni casi, può giungere fin quasi al livello del sovrastante orizzontamento: si consiglia di non irrigidire troppi conci alle imposte, in modo da mantenere almeno un comportamento ad arco ribassato.

Nel caso di una volta a crociera, con SAV è possibile applicare tali criteri all'arco diagonale (per le volte a crociera modellate con SAV si consulti il par. 1.3 del presente documento).

Riferimenti web per il consolidamento delle volte in muratura con frenelli:

<https://www.teknoing.com/guide/guide-architettura/consolidamento-volte-muratura/>

<http://www.voltestella.it/luso-dei-frenelli-nel-consolidamento-delle-volte/>

## 2. MODELLAZIONE E ANALISI DI PONTI

SAV gestisce l'analisi di ponti esistenti in muratura e in calcestruzzo massiccio (non armato o debolmente armato), di tipo stradale o ferroviario, conformemente alla Normativa vigente:

- D.M. 17.1.2018 e Circolare 7 del 21.1.2019 (nel seguito: NTC18)
- CNR-DT 213/2015: "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura" Questo documento contiene al suo interno numerosi riferimenti ai ponti ferroviari, e pertanto, anche se il titolo fa riferimento ai ponti stradali, le indicazioni ivi riportate vengono tenute presenti anche per i ponti ferroviari (definizione degli stati limite, conformità alla regola dell'arte, fattori di degrado, ecc.) (nel seguito: CNR-DT 213)
- Linee guida per la Classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (nel seguito: LG2022)
- Norme specifiche riguardanti i ponti ferroviari: normativa RFI, Rete Ferroviaria Italiana:
- RFI DTC INC PO SP IFS 001A. Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori ferroviarie sotto binario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DIN ICI LG IFS 001 A, Linea Guida per la verifica strutturale dei ponti ad arco in muratura

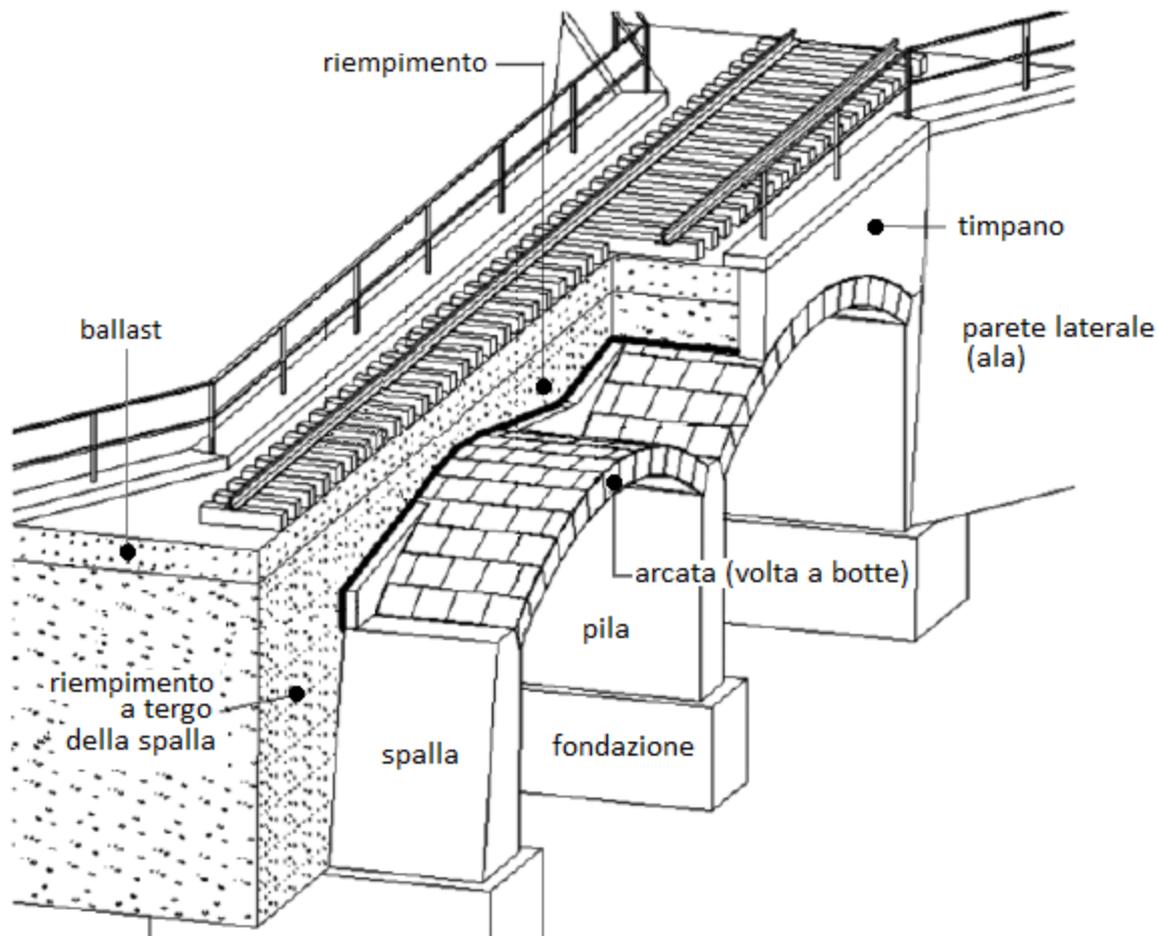
Nei paragrafi seguenti vengono proposti alcuni esempi di ponti ferroviari e stradali, in muratura e in calcestruzzo, monocampata e multicampata, al fine di illustrare le procedure operative di SAV. Gli esempi e i corrispondenti paragrafi sono i seguenti:

- par. 2.1. ponte monocampata ferroviario in muratura
- par. 2.2. ponte monocampata stradale in calcestruzzo
- par. 2.3.2. ponte multicampata ferroviario in calcestruzzo
- par. 2.3.3. ponte multicampata stradale in calcestruzzo
- par. 2.4. ponte obliquo stradale in calcestruzzo

### 2.1. PONTE MONOCAMPATA FERROVIARIO IN MURATURA

Il primo esempio applicativo riguarda un ponte monocampata ferroviario. L'esempio corrisponde ai file: *Ponti\Esempio1\_Attuale* (stato attuale) e *Ponti\Esempio1\_Progetto* (stato di progetto).

In fig. 2.1.1 sono illustrati gli **elementi strutturali tipici di un ponte in muratura**, con riferimento al caso del ponte ferroviario. Nel multicampata sono presenti oltre le spalle i piedritti intermedi (pile). Nel caso monocampata i due piedritti sono costituiti dalle due spalle.



*Fig. 2.1.1. Elementi strutturali tipici di un ponte ferroviario in muratura (rielaborazione da Urban e Gutermann, 2009)*

L'esempio applicativo (fig. 2.1.2) consiste in un ponte monocampata in muratura a servizio di un tratto di linea ferroviaria a doppio binario, che consente il sovrappasso di una strada di viabilità secondaria; ai fini didattici dell'esempio applicativo, l'ubicazione del ponte è ipotizzata a Perugia.

L'opera è composta da un'arcata a sesto ribassato, di luce netta pari a 4.00 m, costituita in muratura di mattoni pieni di laterizio e malta cementizia, con spessore costante di 60 cm; la larghezza totale del ponte (dimensione trasversale) è pari a circa 9.00 m.

L'arcata si imposta su spalle a sezione rettangolare aventi spessore variabile da 180 cm in sommità a 200 cm alla base. Le spalle sono costituite: per 1.00 m da 3 blocchi in pietra (di spessore 25, 20 e 20 cm) alternati da due strati di malta/riempimento medio-fine (di spessore 25 e 10 cm), e per la restante parte di 1.00 m da riempimento grossolano poco coeso.

Il timpano è costituito da un paramento in mattoni pieni di spessore 65 cm e da uno strato di circa 15 cm di riempimento fine e compatto.

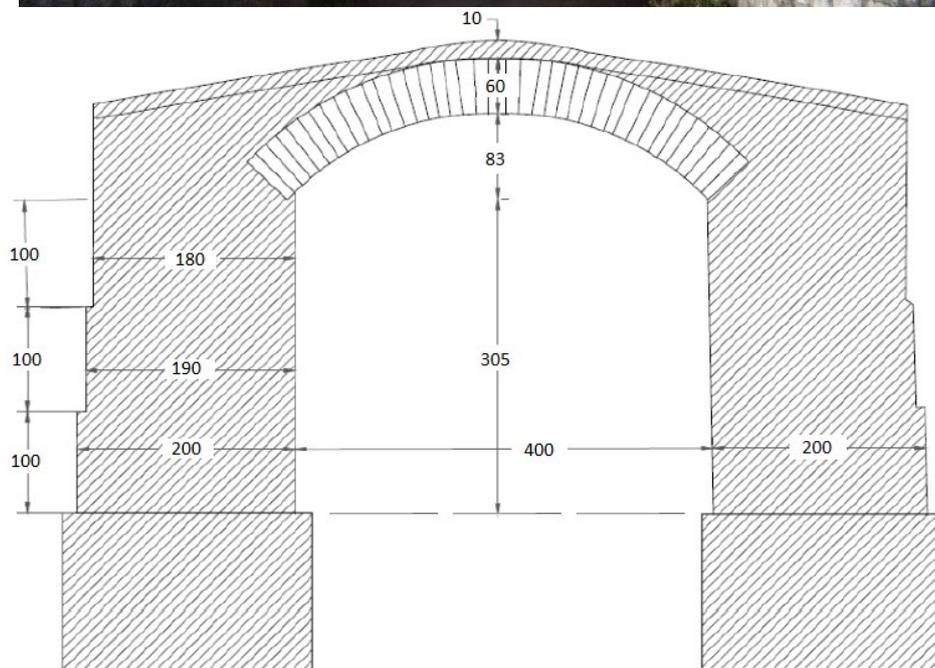


Fig. 2.1.2. Il ponte monocampata in muratura del caso studio

Con riferimento al caso reale a cui l'esempio di SAV si ispira, è stata svolta una campagna di indagini e di rilievo volta a determinare i parametri relativi al terreno circostante e le caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture murarie.

Pur in assenza di problematiche strutturali evidenti, è stato riscontrato un degrado diffuso sugli elementi strutturali (volta e spalle) legato a presenza di umidità, efflorescenze e disgregazione di alcuni conci costituenti la muratura. Seguendo §6.5.4 della CNR-DT 213, si ritiene che il tipo di degrado sia rappresentabile con T3 - Q3, da cui si ricava un livello di degrado significativo D3 cui corrisponde  $\gamma_D=1.05$ , coefficiente di degrado da applicare, come fattore di riduzione, alle resistenze del materiale murario sia della volta sia delle spalle.

Sulla base delle informazioni acquisite sulla geometria e sui dettagli costruttivi nonché sulle proprietà dei materiali, è stato acquisito il livello di conoscenza LC2, con corrispondente fattore di confidenza di riferimento  $F_c=1.20$ . Il valore di progetto del fattore di confidenza per ognuno degli elementi strutturali costitutivi del ponte verrà determinato, come nel seguito evidenziato, considerando la conformità delle

dimensioni alla regola dell'arte secondo quanto indicato nella CNR-DT 213.

Si sono individuate le seguenti tipologie murarie:

- arco: muratura in mattoni pieni e malta di calce; la resistenza a compressione viene assunta pari a  $3.45 \text{ N/mm}^2$ , valore medio secondo la Tab.C.8.5.I della Circolare 2019;
- spalle: muratura in mattoni pieni e malta di calce di buone caratteristiche; la resistenza a compressione viene assunta pari a  $4.40 \text{ N/mm}^2$ , ottenuto applicando al valore medio citato il coefficiente amplificativo pari a  $1.27 (=2^{0.35})$  secondo la Tab.C.8.5.II, rappresentativo della malta con buone caratteristiche.

L'azione verticale indotta dal traffico dei convogli viene calcolata facendo riferimento ad una categoria di linea D4 (treno reale), secondo lo schema convenzionale riportato in fig. 2.1.3, tratto dalla documentazione di RFI (Rete Ferroviaria Italiana):

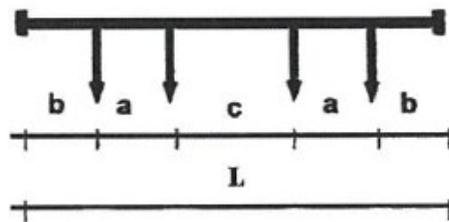


Figura 1: Schema geometrico di un carro

Tabella 3: Carri ferroviari suddivisi per categoria di linea

Categoria	Carico		a [m]	b [m]	c [m]	L [m]
	per asse $P_a$ [kN]	per ml $p$ [kN/m]				
A	160	48	1.8	1.5	6.75	13.35
B1	180	50	1.8	1.5	7.80	14.40
B2	180	64	1.8	1.5	4.65	11.25
C2	200	64	1.8	1.5	5.90	12.50
C3	200	72	1.8	1.5	4.50	11.10
C4	200	80	1.8	1.5	3.40	10.00
D2	225	64	1.8	1.5	7.45	14.05
D3	225	72	1.8	1.5	5.90	12.50
D4	225	80	1.8	1.5	4.65	11.25
E4	250	80	1.8	1.5	5.9	12.50
E5	250	88	1.8	1.5	4.75	11.35

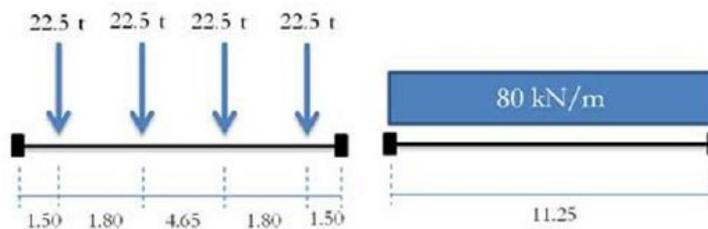


Fig. 2.1.3. Treno di carico D4

Lo schema di carico è formato da quattro assi da 22.5 t ciascuno, distanziati come indicato nell'immagine. Ne consegue un carico per metro lineare equivalente pari ad  $80 \text{ kN/m}$ .

In direzione trasversale il carico si diffonde per mezzo delle traverse, del ballast (con angolo di diffusione 1:4) e del riempimento (convenzionalmente si assume un angolo di diffusione di  $45^\circ$ ). Inoltre, si assume cautelativamente una larghezza di diffusione pari a 3.00 m, che equivale a considerare una traversa di 2.30 m, uno strato di 0.80 m di ballast (diffusione:  $0.20+0.20 \text{ m}$ ) ed uno strato di riempimento pari a 0.30 m (nel piano medio dello strato la diffusione è 0.30 m). Si ottiene, dunque, una pressione uniforme pari a:

$$q_{\text{sup}} = 80 / 3.0 = 26.67 \text{ kN/m}^2$$

e per 1.00 m. di profondità (adottato nel modello di calcolo), il carico lineare corrispondente vale:

$$q_{\text{lin}} = 26.67 \text{ kN/m.}$$

Nel progetto non vengono prese in considerazione le forze di frenatura, serpeggio e la forza centrifuga.

I risultati ottenuti dall'elaborazione, come illustrato nel seguito, mostrano per lo Stato Attuale un'insufficienza statica nei confronti della resistenza a compressione.

Sono stati quindi previsti interventi sulle strutture, consistenti in riparazioni da effettuarsi all'intradosso:

- scuci-cuci ove necessario: sostituzione della muratura lesionata con muratura nuova e ausilio di malta;
- ristilatura della malta dei giunti di arco e spalle;
- rinforzo all'intradosso della volta, mediante sistema FRCM (composito a matrice cementizia) per muratura composto da una doppia rete in PBO, con spessore equivalente del singolo strato 0.028mm, resistenza caratteristica della fibra applicata sul laterizio pari a circa 1660 N/mm<sup>2</sup>.

Nel modello dello Stato di Progetto di SAV si considera pertanto un rinforzo FRCM in intradosso con spessore 0.056 mm. La resistenza di progetto, in input, viene determinata considerando le caratteristiche del sistema di rinforzo in intradosso per la struttura voltata. Secondo la CNR-DT 215/2018, la verifica della solidarietà fra rinforzo e struttura in caso di supporto curvo (§13, Appendice 2) fornisce la relazione (A.2.3):

$$\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_{rt} / \gamma_{rt},$$

dove  $\sigma_{rt}$  rappresenta la resistenza a trazione minima tra i relativi valori caratteristici della matrice e del supporto, e  $\gamma_{rt}$  è il fattore parziale definito in §4.5 della CNR-DT 215 il cui valore è pari a 1.5.

Si deve peraltro considerare la condizione di esposizione (§3.2 della CNR-DT 215): al valore di calcolo della resistenza deve essere applicato il fattore di conversione  $\eta_a$ , pari a 0.80 per esposizione esterna (con riferimento alla formula (3.1):  $X_d = \eta \cdot X_k / \gamma_m$ , non si considera il fattore parziale  $\gamma_m$  - che sarebbe pari a 1.5 per gli Stati Limite Ultimi, in quanto la (A.2.3) fa diretto riferimento alla resistenza caratteristica).

Si ha dunque:

$$\sigma_{\text{max}} \leq 0.8 \cdot 1660 / 1.5 = 885 \text{ N/mm}^2, \text{ resistenza di progetto del rinforzo in input.}$$

Inoltre, risolvendo il problema del degrado, per lo Stato di Progetto si assume  $\gamma_D = 1.0$ .

## **STATO ATTUALE**

La finestra Dati Progetto contiene la scelta della tipologia di volta: si tratta di un Singolo arco (a cui corrisponde, nella schematizzazione di SAV, un unico arco ideale), ed è un ponte ferroviario monocampata. La curva dell'arco ha geometria circolare a sesto ribassato (fig. 2.1.4).

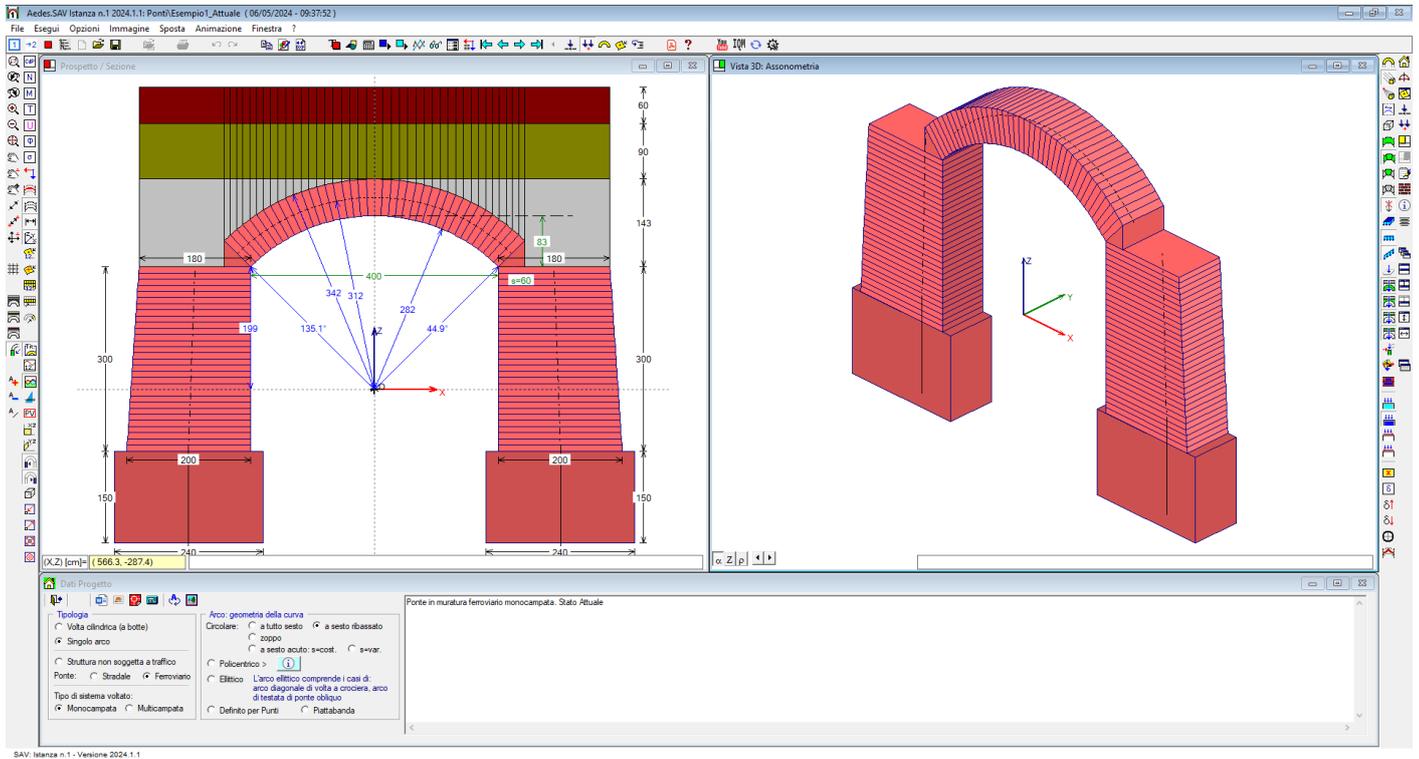


Fig. 2.1.4. Stato Attuale: Dati Progetto

Nei Dati Struttura, scheda Volta si specifica la profondità unitaria (100 cm.) per la quale si eseguirà la modellazione. Si tratta di una scelta alternativa alla modellazione che suddivide l'arcata in più archi ideali, con una profondità totale pari alla larghezza completa dell'arcata. In tal caso, ogni arco ideale costituirà una 'striscia' di struttura e di carico, e quest'ultimo potrà differenziarsi fra le varie strisce (in modo da creare un carico non simmetrico nella profondità dell'arco, ed ottenere effetti statici trasversali sui piedritti). Anche per i ponti ferroviari dove i binari sono due o più, la suddivisione in strisce può essere maggiormente rappresentativa, particolarmente nei riguardi degli effetti trasversali (con un binario carico e l'altro no).

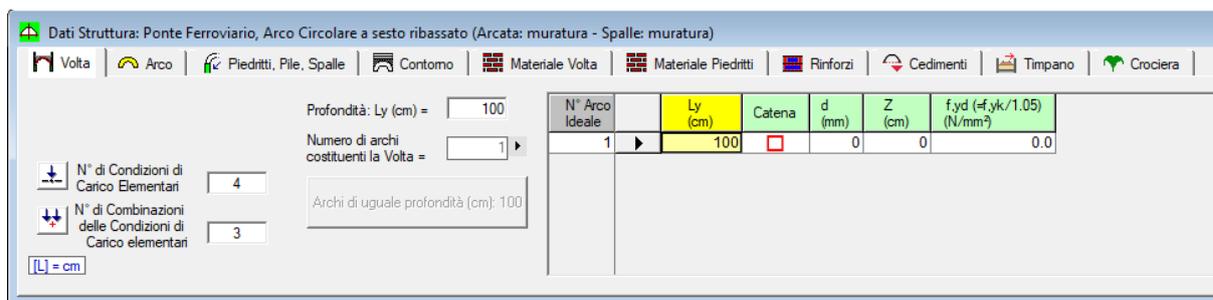


Fig. 2.1.5. Dati Struttura: Volta

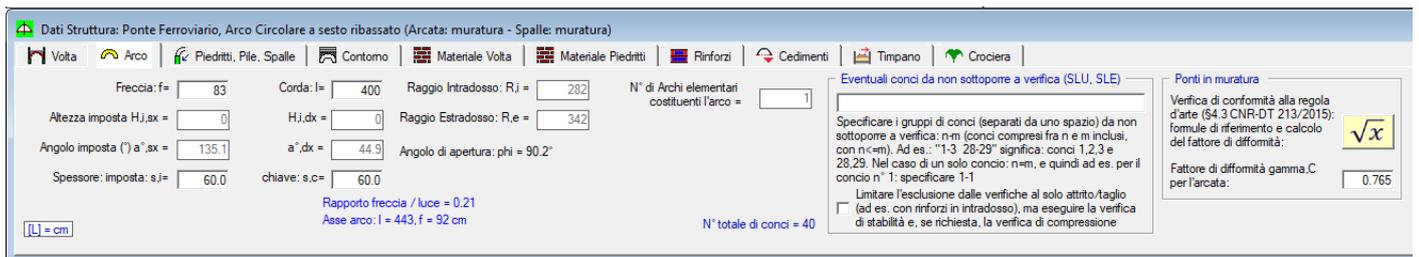


Fig. 2.1.6. Dati Struttura: Arco

Nella scheda Arco si possono osservare i dati dell'arcata e il collegamento, attraverso un apposito comando, alla finestra dedicata alla gestione della conformità alla regola dell'arte, riportata nell'immagine seguente (si tenga presente che la conformità alla regola dell'arte si riferisce alle strutture dei ponti in muratura, non a quelle in calcestruzzo: per queste ultime l'accesso alla finestra in fig. 2.1.7 non è disponibile).

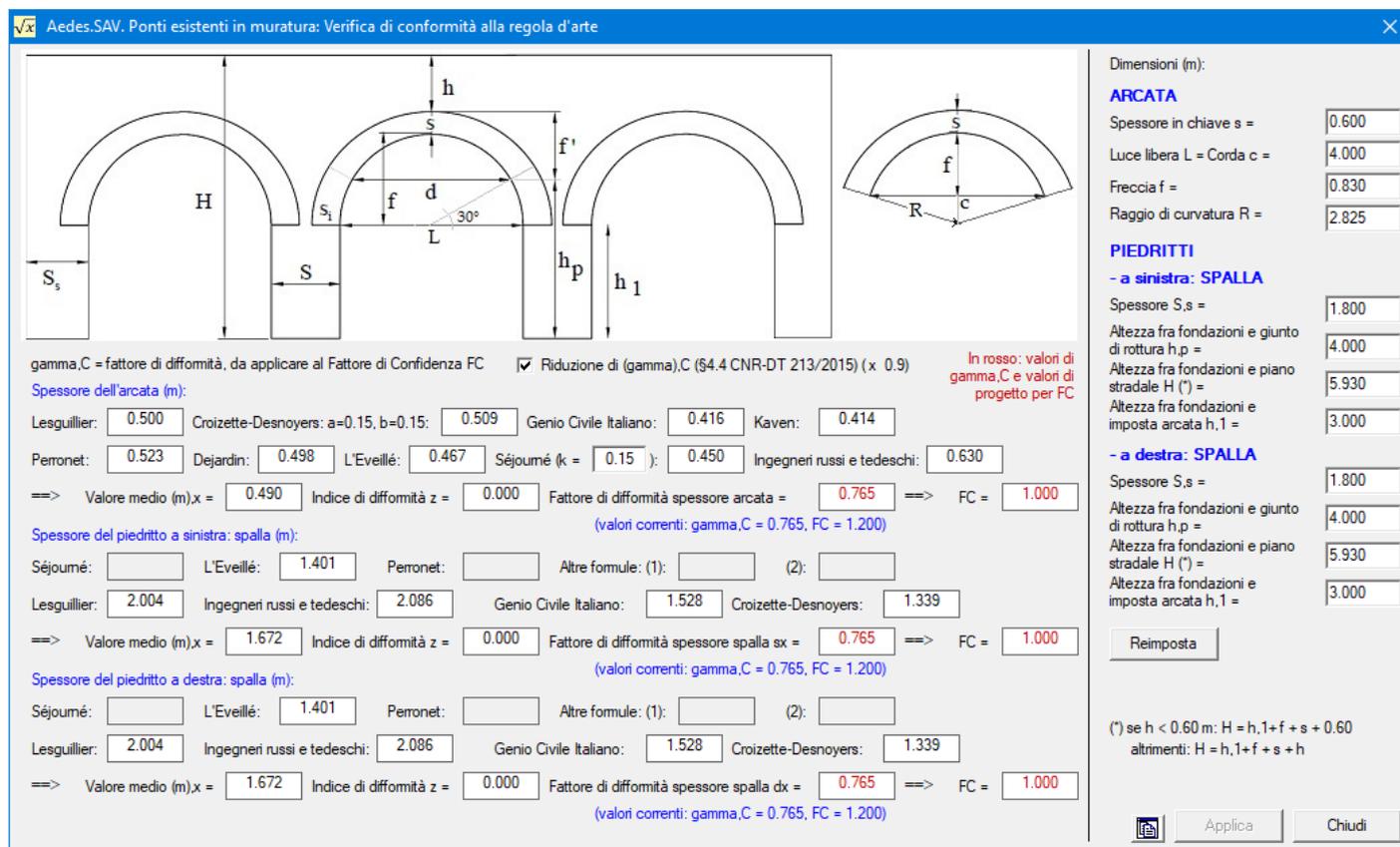


Fig. 2.1.7. Conformità alla regola dell'arte per le strutture dei ponti in muratura

Nella finestra sono evidenziate, sulla destra, le dimensioni di arcata e piedritti (a  $s_x$  e a  $s_x$ , distintamente, può trattarsi di una spalla o di una pila). Le formule empiriche proposte dalla Normativa (CNR-DT 213 §4.3) forniscono il fattore di difformità  $\gamma_C$ , che tramite un apposito pulsante (*Applica*) è possibile applicare al progetto e ritrovarne quindi il valore nei dati della scheda Arco (nel gruppo: Ponti in muratura). Se il fattore di difformità calcolato è già coerente con il dato in input nella scheda Arco, il comando *Applica* diviene superfluo ed appare in luminosità ridotta.

Da  $\gamma_C$  dipende il valore di progetto del fattore di confidenza  $F'_C$ , calcolato applicando  $\gamma_C$  al valore in input di  $F_C$ , considerando che il risultato non può essere inferiore a 1.00 (vd. §8.1.2, CNR-DT 213).

Nel caso in esame:  $F'_C = \max(\gamma_C \cdot F_C, 1.000) = \max(0.765 \cdot 1.200, 1.000) = 1.000$ , come mostrato nella scheda Materiale Volta (vd. oltre).

La scheda Piedritti,Pile,Spalle (fig. seg.) consente la specifica delle dimensioni geometriche, la qualifica dei piedritti e presenta inoltre il link alla finestra della verifica di conformità (identica a quella a cui si accede dalla scheda Arco).

Per la volta generica, i piedritti sono costituiti da muri, nel caso di struttura voltata estesa, o da colonne (ad es. il caso del Singolo Arco); per i ponti, i piedritti sono spalle, nel caso delle campate iniziale e finale o del ponte monocampata, oppure pile, nel caso di campate intermedie di ponti multicampata.

Nel caso dei ponti, il tipo di piedritto viene specificato in input. La spalla può essere tozza o alta: a seconda della qualifica, nella verifica sismica viene adottato un idoneo schema di azione sismica proveniente dal terreno a tergo della spalla.

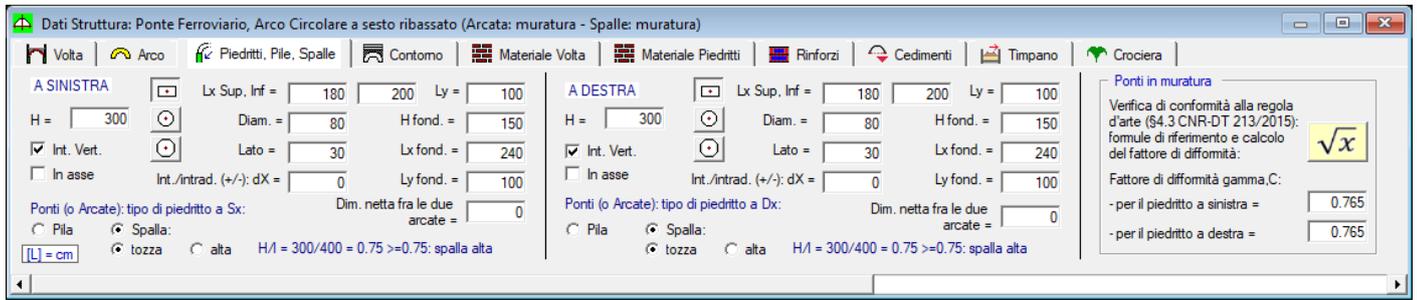


Fig. 2.1.8. Dati Struttura: Piedritti, Pile, Spalle

Per quanto riguarda il fattore di difformità  $\gamma_C$  per i piedritti, la distinzione fra piedritto sinistro e destro permette di definire l'appropriato valore di  $\gamma_C$ , e quindi di  $F'_C$ , per ognuno dei due piedritti; il valore di  $F'_C$  è esplicitato nella scheda Materiale Piedritti (vd. oltre).

Nella scheda Contorno (fig. seg.) si definiscono i dati delle strutture complementari all'arcata: riempimento (o rinfianchi), sottofondo, pavimentazione e terreno (nel caso dei ponti).

Per il riempimento è possibile specificare un coefficiente  $k_p$  di spinta passiva: l'utilizzo di spinte passive dovute al riempimento sovrastante l'arco, assimilate ad azioni in input, rappresenta la capacità dei rinfianchi di opporsi alla formazione del cinematismo di collasso, contribuendo quindi alla stabilità dell'arco. Questa funzione può essere particolarmente utile per le arcate a tutto sesto, dove l'equilibrio è spesso garantito dal contrasto offerto dal riempimento sopra l'arco alla sua deformazione.

Questo tipo di spinta passiva non è tanto pensata per i ponti, quanto invece nei fabbricati civili, dove la parete esterna su cui la volta si imposta costituisce un vincolo che attraverso il riempimento va a contrastare il cinematismo incipiente dell'arco – in quel caso si usano infatti le forze passive nei conci, con le quali poi a parte andrà verificato il ribaltamento del muro su cui la volta si imposta.



Spinta passiva da riempimento: il coefficiente  $k_p$  viene utilizzato per la definizione di forze concentrate (nei Carichi delle CCE) che si oppongono al cinematismo dell'arco

Nei dati sul terreno sono contenuti i parametri che permettono la definizione delle spinte del terreno che agiscono sulla spalla del ponte: spinta attiva, spinta a riposo e spinta passiva. Queste sono le spinte che caratterizzano l'analisi dei ponti

Fig. 2.1.9. Dati Struttura: Contorno

Per quanto riguarda i ponti, i parametri che descrivono il terreno a tergo della spalla sono finalizzati alla definizione delle spinte del terreno che insistono sulle spalle del ponte. Le spinte sono statiche e sismiche, e si distinguono in spinta attiva o a riposo, e spinta passiva.

Nel comportamento statico, la spalla del ponte viene normalmente deformata verso il terreno dall'azione spingente dell'arco. La figura 2.1.10 mostra l'atto di moto dei piedritti verso l'esterno determinato dall'azione delle spinte alle imposte dell'arco, con formazione di cerniera alla base del piedritto, identificata dalla curva delle pressioni tangente al bordo del piedritto dalla parte del terreno, cioè dalla parte esterna del sistema arco+piedritti. Nei ponti si tratta del movimento delle spalle verso il terreno adiacente. Il terreno diviene un vincolo che ostacola la rotazione del piedritto verso l'esterno. La funzione di vincolamento corrisponde agli effetti di una spinta passiva, che per sua stessa natura è una reazione assimilabile a vincoli

reagenti a sola compressione diffusi lungo l'altezza.

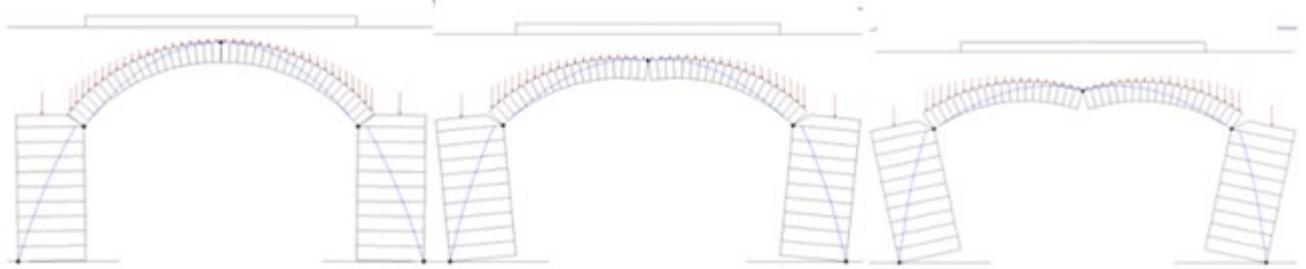


Fig. 2.1.10. Movimento dei piedritti verso l'esterno, sotto l'azione delle spinte alle imposte dell'arco

Nei calcoli di verifica di opere geotecniche o comunque di strutture interagenti con il terreno adiacente, la spinta passiva viene considerata, a favore di sicurezza, solo in percentuale non superiore al 50% (§6.5.3.1.1. NTC18), frequentemente assunta  $\leq 30\%$ . Di fatto, la percentuale di spinta passiva che può essere considerata ai fini della verifica di sicurezza corrisponde alla reazione del terreno effettivamente mobilitata per assicurare l'equilibrio della struttura: pertanto, nel campo delle soluzioni equilibrate del sistema arco+piedritti sarà sufficiente, ove possibile, individuare la percentuale di spinta passiva che genera un effetto stabilizzante sulla curva delle pressioni nel piedritto, impedendo la formazione della cerniera alla base del piedritto.

Nel software SAV la percentuale di spinta passiva viene specificata in input: per l'analisi statica, in corrispondenza dei dati di ogni singola CCC (ogni CCC può infatti mobilitare una diversa percentuale di spinta passiva, in relazione all'equilibrio sotto l'azione dei carichi della CCC stessa; vd. oltre nella descrizione delle CCC), e per l'analisi sismica (svolta secondo le combinazioni univoche +X e -X definite dalla [2.5.7] in §2.5.3 di NTC18) nei dati in input del terreno.

Per consentire diverse ipotesi progettuali, in analisi statica SAV permette comunque la modellazione della spinta del terreno come spinta attiva o a riposo, in alternativa alla passiva. In particolare, la spinta a riposo può essere significativa per spalle massicce, che potrebbero essere considerate praticamente indeformabili, ossia rigide.

Si osservi che la spinta passiva considerata in percentuale non dovrebbe scendere sotto il valore della spinta a riposo: il terreno infatti eserciterà comunque un'azione sul piedritto, sia che si tratti di un'azione vera e propria (spinta attiva o a riposo) o sia che si tratti invece di una reazione (spinta passiva); gli effetti del terreno sono in ogni caso stabilizzanti nei confronti dei meccanismi prodotti dalla struttura voltata, e questo ben si comprende osservando il meccanismo che si instaura in un arco su piedritti non confinato, con rotazione dei piedritti verso l'esterno a causa delle spinte alle imposte dell'arco, in confronto con lo stesso sistema confinato però dal terreno adiacente ai piedritti (tipico dei ponti).

Nel caso in esame, il coefficiente di spinta a riposo  $K_0=0.470$  ed il coefficiente di spinta passiva vale:  $K_p=6.144$ . Quindi  $K_0$  è pari a circa l'8%. La CCC 1 verrà definita considerando la spinta a riposo (spinta attiva nella CCC, con scelta della spinta a riposo nella scheda Contorno dei dati Struttura).

Nel comportamento sismico, la spinta passiva viene automaticamente considerata solo a valle (quindi: nel piedritto sottovento, ossia: a destra per sisma +X, a sinistra per sisma -X): essa riguarda quindi il terreno verso cui l'azione sismica spinge; a monte, SAV considera invece la spinta attiva, in quanto gli effetti sismici dinamici mobilitano lo spostamento della struttura nel suo insieme verso valle e quindi attivano l'azione spingente del terreno verso la spalla sopravvento, mentre la spalla sottovento riceve il vincolo dal terreno a valle e quindi la reazione della spinta passiva.

Nel caso di spalla alta, la spinta sismica viene calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe, definendo un coefficiente di spinta attiva, attraverso un'estensione al caso sismico della teoria statica di Coulomb: tale spinta è rappresentata da un andamento triangolare con risultante posta a 1/3 dell'altezza rispetto alla fondazione; nel caso di spalla tozza, la spinta sismica viene rappresentata con la teoria di Wood e corrisponde ad un andamento costante (diagramma rettangolare), con risultante posta a metà altezza, che si somma alla spinta triangolare statica; lo schema seguente riassume le due ipotesi.



Fig. 2.1.11. Spinte del terreno nei casi di spalla alta e di spalla tozza

Per la **classificazione della snellezza delle spalle**, è possibile fare riferimento al seguente lavoro, reperibile in Rete: "Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari in muratura", Convegno CIFI, RFI, "Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari", Prof. Francesca Da Porto, maggio 2013, da cui si trae lo schema riportato in fig. 2.1.12.

## INDIVIDUAZIONE DELLE CLASSI OMOGENEE

La classificazione è basata su parametri geometrici, facilmente identificabili con semplici ispezioni visive e rilievo geometrico. In particolare si considerano i seguenti parametri:

- N** - numero di campate
- L** - luce max campata
- F** - freccia
- s** - spessore dell'arco
- H** - altezza della pila
- h** - altezza della spalla
- P** - dimensione trasversale (ponte/pila)
- B** - larghezza (long.) della pila
- s'** - larghezza (long.) della spalla

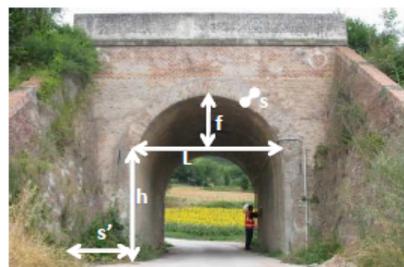


Fig. 2.1.12 (a). Classificazione dei ponti esistenti ferroviari

## INDIVIDUAZIONE DELLE CLASSI OMOGENEE

Tipo di ponte    Principale caratteristica strutturale    Caratteristiche geometriche

MACRO-CLASSE	CLASSE	SOTTOCLASSE				
		Parametri dell'arco				
		L[m]	f/L	S/L		
1) PONTI MONOCAMPATA	1.1) $h < 0.75L$ "Spalle tozze"	L < 6	< 0.3 [0.3-0.4[ > 0.4	[0.075-0.1[ [0.1-0.15]		
		L [6-10[	< 0.3 [0.3-0.4[ > 0.4	[0.05-0.1]		
		L > 20	> 0.4	[0.05-0.1]		
	1.2) $h \geq 0.75L$ "Spalle alte"	L < 6	< 0.3 [0.3-0.4[ > 0.4	[0.075-0.1[ [0.1-0.15]		
		L [6-10[	> 0.4	[0.05-0.1]		
		L > 20	> 0.4	[0.05-0.1]		
2) PONTI 2-3 CAMPATE	2.1), 3.1) $H/B < 1.5$ "Pile Tozze"	P ≤ 8 m "Binario Singolo"	L < 6	< 0.3 [0.3-0.4[ > 0.4	[0.075-0.1[ [0.1-0.15]	
			L [6-10[	> 0.4	[0.1-0.15]	
	3) PONTI MULTICAMPATA	2.2) 3.2) $H/B > 1.5$ "Pile Snelle"	P > 8 m "Binario Doppio"	L [10-20[	< 0.3 [0.3-0.4[ > 0.4	[0.05-0.1]
				L > 20	< 0.3 [0.3-0.4[ > 0.4	[0.05-0.1]

Facendo riferimento ai ponti in muratura ferroviari si possono individuare delle classi omogenee per tipologia e per comportamento sismico. Le classi omogenee suddivise per comportamento sismico sono le classi che presentano meccanismi di collasso simili.

4) Ponti con interventi

4.1) Modifica comportamento longitudinale  
4.2) Modifica comportamento trasversale

Soletta in c.a. all'intradosso  
Travi in c.a. laterali  
Tiranti di collegamento tra i timpani

«Vulnerabilità Sismica Ponti Ferroviari in Muratura»

Francesca da Porto

Fig. 2.1.12 (b). Classificazione dei ponti esistenti ferroviari

Etichette specifiche indicano in SAV, nei Dati Struttura, scheda Piedritti,Pile,Spalle, se il piedritto è tozzo o snello (fig. 2.1.8).

I dati del ponte sono i seguenti:

- Angolo di attrito interno  $\Phi'$
- Coefficiente parziale  $\gamma_{\Phi'}$  = normalmente assunto pari a 1.25; viene applicato alla tangente di  $\Phi'$ , come indicato in EC7 UNI EN 1997-1:2005 Appendice A, §A.2. Lo stato limite di equilibrio (EQU) è il riferimento per l'analisi limite del sistema voltato del ponte, in accordo con CNR-DT 213, §3.5.1 (vd. nel seguito nella descrizione delle CCC).

Il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del terreno risulta pertanto pari all'angolo:

$$\Phi'_d = \arctg(\tg \Phi' / \gamma_{\Phi'})$$

- Angolo d'attrito terra-paramento  $\delta$  = normalmente assunto pari a  $(2/3) \Phi'_d$
- Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale  $\beta$

L'angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte  $\psi$  è determinato dalle dimensioni della spalla in sommità e alla base definite in input

- Peso specifico del terreno
- Spinta statica: a riposo = se questo parametro è selezionato, la scelta della spinta attiva nelle CCC corrisponde alla spinta a riposo. Il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , evidenziato da SAV, costituisce un riferimento sotto al quale l'azione del terreno nei confronti del piedritto non dovrebbe scendere (anche qualora si consideri come ipotesi progettuale una percentuale di spinta passiva). In analisi sismica non viene mai considerata la spinta a riposo, ma a monte del verso dell'azione (+X o -X) la spinta è sempre attiva e calcolata secondo la teoria sismica competente (Mononobe-Okabe o Wood)
- Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica (in analisi statica tale percentuale viene definita in ogni singola CCC)

- Inizio spinta dal sottofondo = come ipotesi progettuali alternative, è possibile considerare la spinta del terreno a partire dalla quota della superficie orizzontale di estradosso del sottofondo sopra il riempimento (vd. strutture di contorno dell'arco). Se questo parametro non viene selezionato, la spinta inizia a partire dalla superficie orizzontale di estradosso del riempimento. In SAV non viene in alcun caso considerato, ai fini della quota di sommità di inizio spinta, lo spessore della pavimentazione. La quota di inizio della spinta è evidenziata dalle immagini disponibili in SAV.

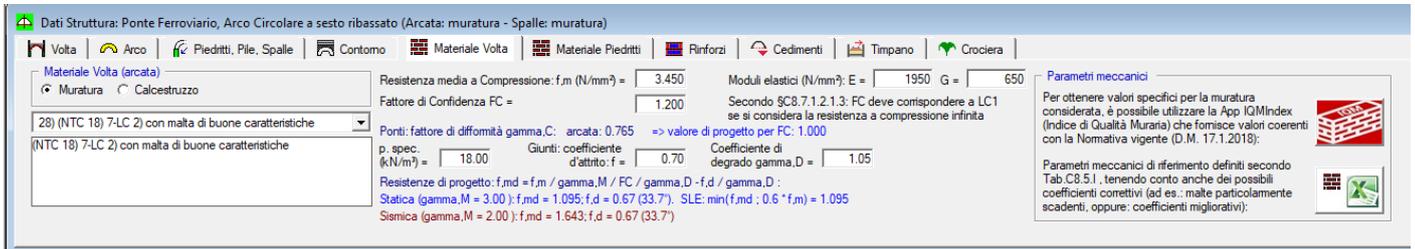


Fig. 2.1.13. Dati Struttura: Materiale Volta

Nella scheda Materiale Volta si definisce il materiale costituente l'arco, che può essere Muratura o Calcestruzzo; nel caso in esame si tratta di un ponte completamente murario, quindi sia la Volta (arcata) sia i Piedritti sono in muratura: il materiale dei Piedritti viene definito nella scheda Materiale Piedritti. Per ottenere la resistenza a compressione di progetto  $f_{md}$  si divide  $f_m$  per  $\gamma_M$  (definito nei Parametri di Calcolo e distinto fra Analisi Statica e Analisi Sismica) e per  $F_C$ , oltre a  $\gamma_D$  (coefficiente di degrado) nel caso dei ponti (si osservi che il coefficiente di degrado dei ponti può essere assunto come utile riferimento anche per stati di degrado di volte generiche).

- Il coefficiente di degrado assume secondo le CNR-DT 213 valori compresi fra 1.00 e 1.20 ed è definito in §6.5.4. Se il ponte è in buone condizioni d'uso non si considerano azioni di degrado (§3.6.4 delle CNR-DT 213) e quindi si può porre  $\gamma_D = 1.00$ .

Nel caso in esame, allo Stato Attuale lo stato di degrado determina la scelta:  $\gamma_D = 1.05$  (§6.5.4 della CNR-DT 213), mentre per lo Stato di Progetto, eseguiti gli interventi, si assumerà  $\gamma_D = 1.00$ .

- Fattore di Confidenza  $F_C$ . Se si adotta l'ipotesi di Resistenza a Compressione infinita, ossia: non si esegue la Verifica a Compressione (scelta effettuata nei Parametri di Calcolo) il valore di  $F_C$  deve essere quello corrispondente a LC1: 1.35 [§C8.7.1.2.1.3]. Se invece si esegue la verifica a compressione, il che equivale a considerare una resistenza a compressione finita, si potrà utilizzare il valore di  $F_C$  corrispondente all'effettivo livello di conoscenza con cui si è valutata la resistenza a compressione.

Oltre che sulle resistenze di progetto, il valore di  $F_C$  influisce in analisi sismica sulla cinematica del meccanismo di collasso: a valori di  $F_C$  minori corrispondono accelerazioni spettrali di attivazione del meccanismo di collasso più elevate.

Per i ponti, il fattore di confidenza viene inoltre influenzato dal coefficiente di difformità  $\gamma_C$ : il 'fattore di confidenza di progetto' è dato da  $F'_C = \max(\gamma_C F_C, 1.000)$ .

- Per quanto riguarda il coefficiente d'attrito a livello dei giunti  $f$ , esso è definito come la tangente dell'angolo d'attrito interno fra due blocchi (conci) consecutivi, ed è utilizzato per le verifiche a scorrimento.  $f = \tan \varphi$ , dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno.

Nel caso di presenza di malta, il valore di progetto normalmente utilizzato è 0.40; nel caso di muratura a secco occorre inserire l'angolo d'attrito fra blocchi di pietra. Per ottenere il valore di progetto  $f_d$  del coefficiente d'attrito è possibile, a seconda della scelta effettuata nei Parametri di Calcolo (scheda Verifiche), applicare o meno il coefficiente di sicurezza ottenuto moltiplicando  $\gamma_M$  (definito nei Parametri di Calcolo e differenziato fra Analisi Statica e Analisi Sismica) per  $F_C$ .

La riduzione dovuta al coefficiente di sicurezza può essere evitata qualora il valore in input del coefficiente d'attrito sia già il valore di progetto ( $f_d = f$ ): in tal caso, il valore di progetto del coefficiente d'attrito  $f_d$  è identico in analisi statica e in analisi sismica. Per i ponti, un valore di riferimento per il coefficiente d'attrito in assenza di sperimentazione specifica è fornito nella CNR-DT 213 in §8.3.2 al punto b)ii) e in §8.6.2, ed è

pari a 0.50.

Per il progetto in esame, si assume  $\varphi = 35^\circ$ , da cui:  $f = 0.70$ . Ciò significa che se i lati del poligono funicolare formano un angolo minore di  $35^\circ$  con le normali alle sezioni dell'arco (cioè alle interfacce) non si avrà scorrimento fra i conci.

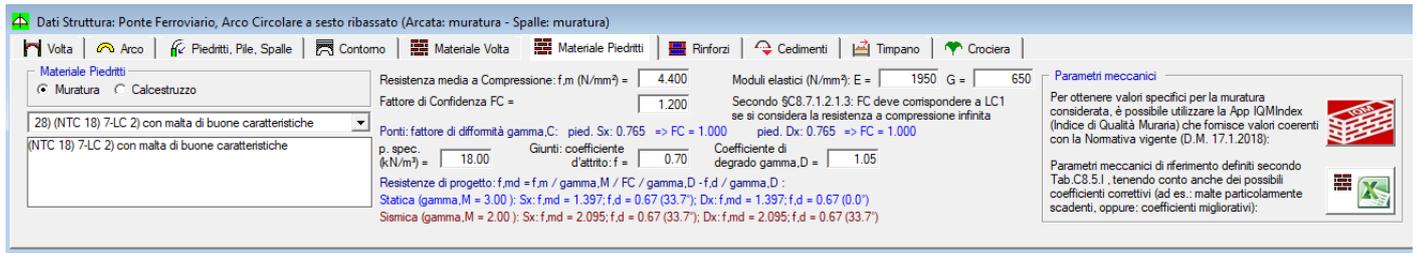


Fig. 2.1.14. Dati Struttura: Materiale Piedritti

La scheda Materiale Piedritti, analoga alla scheda Materiale Volta, definisce il materiale dei piedritti, distinguendo fra sinistro e destro. La scheda Rinforzi per lo Stato Attuale evidenzia l'assenza di rinforzi, che invece saranno predisposti allo Stato di Progetto. La scheda Cedimenti, come la scheda Crociera, non hanno rilievo per il progetto esaminato.

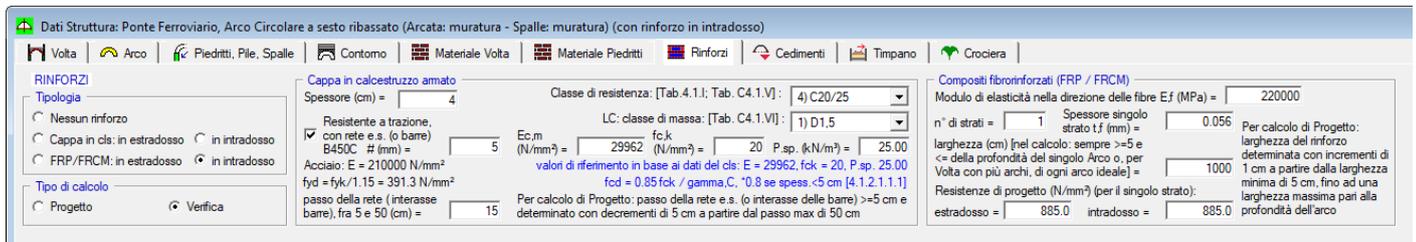


Fig. 2.1.15. Dati Struttura: Rinforzi (Stato Attuale)

La scheda Timpano è specifica per i ponti (fig. 2.1.16). Questa scheda consente la definizione dei dati in input riguardanti questo componente della struttura del ponte (fig. 2.1.17), particolarmente significativo per le analisi di vulnerabilità e per il comportamento sismico del ponte in direzione trasversale. Se nella scheda Timpano il check 'Includere il timpano nel calcolo' è selezionato, la verifica sismica (ribaltamento del timpano) viene eseguita automaticamente. Il peso proprio del timpano sull'arcata, invece, NON viene considerato automaticamente: se il check 'Includere il timpano nel calcolo' è selezionato, è tuttavia disponibile un comando nella finestra CCE, inserimento carichi lineari, per definire il carico da peso proprio del timpano.

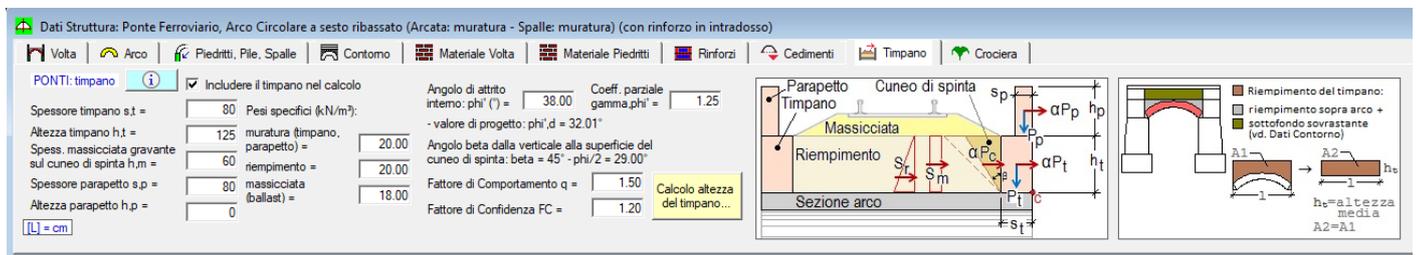


Fig. 2.1.16. Dati Struttura: Timpano

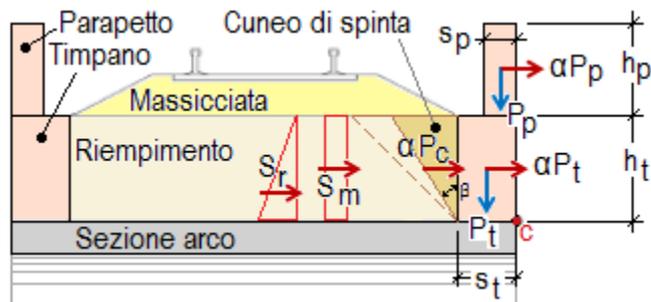


Fig. 2.1.17. Geometria del timpano e azioni verticali e orizzontali

Seguendo le indicazioni reperibili nelle Norme RFI, il timpano viene trasformato in un paramento murario equivalente (fig. seg.) calcolandone l'altezza media come rapporto fra l'area di timpano coinvolta dal meccanismo di collasso e la luce totale dell'arco.

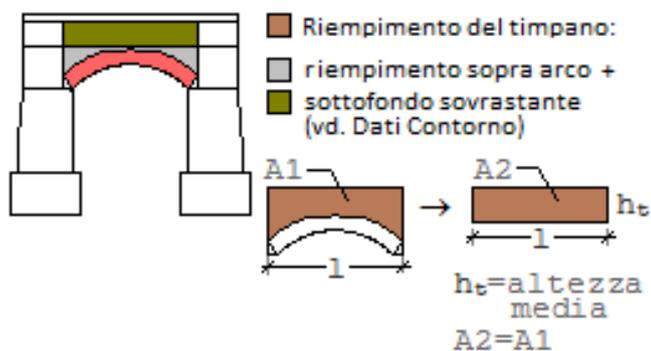


Fig. 2.1.18. Equivalenza muraria per la definizione dei dati di progetto del timpano

I parametri in input sono i seguenti:

- geometria: spessore e altezza del timpano; spessore della massicciata gravante sul cuneo di spinta; spessore e altezza dell'eventuale parapetto murario sovrastante il timpano;
- materiali: pesi specifici della muratura, del riempimento e della massicciata (ballast, nel caso dei ponti ferroviari);
- altri parametri: angolo d'attrito interno con corrispondente coefficiente parziale; fattore di comportamento  $q$ ; fattore di confidenza  $FC$ .

Il fattore di comportamento  $q$  può essere assunto pari a 1.0 se si considera il timpano come elemento murario a mensola, oppure 2.0 se gli si attribuisce la qualità di paramento murario esterno (riferimento normativo: tab. C7.2.I in §C7.2.3 della Circ.2019); in alternativa si può scegliere un valore intermedio, ad es. pari a 1.5: la scelta del fattore  $q$  determina la capacità sismica, definita in termini di accelerazione dalla relazione:  $\alpha_0 \cdot q / F_C$ , dove  $\alpha_0$  è il moltiplicatore di collasso ottenuto dall'analisi cinematica del timpano.

Il fattore di confidenza può assumere valore distinto per il timpano rispetto alle altre strutture del ponte, a seconda ovviamente del livello di conoscenza di questo specifico componente strutturale.

- In analisi sismica, il fattore di comportamento  $q$  adottato per l'analisi cinematica lineare delle spalle e dell'arcata è pari a 2.0 (§C8.7.1.2.1.7), mentre per il timpano, considerando la tab. C7.2.I in §C7.2.3, a favore di sicurezza, si è optato per  $q=1.5$ .

### CCE: Condizioni di Carico Elementari

N°	Commento	Psi.0	Psi.2	P.p. volta	P.p. rinf.sx	P.p. rinf.dx	P.p. sottof.	P.p. pavim.	Carichi di superficie	Carichi lineari	Carichi concentrati	Forze aggiuntive sui piedritti	Carichi mobili
1	Permanenti strutturali	1.00	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>				
2	Permanenti non strutturali	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>				
3	Treno metà	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>				
4	Treno tot	1.00	0.20	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>				

Fig. 2.1.19. Condizioni di Carico Elementari CCE

I dati sui Carichi vengono suddivisi in: Condizioni di Carico Elementari (CCE), e Combinazioni di Condizioni di Carico elementari (CCC). Nelle CCE vengono definiti i vari carichi in input.

I carichi agenti sulla struttura voltata sono articolati in: carichi di superficie (verticali), lineari (verticali e orizzontali) e concentrati (verticali e orizzontali). I carichi verticali insistono sull'estradosso della struttura voltata, e più esattamente alla quota Z dell'estradosso della pavimentazione, eccetto i carichi concentrati verticali assegnati direttamente a conci: questi carichi vengono applicati nel baricentro dei conci stessi. Per ognuno dei carichi verticali è possibile specificare se eseguire la diffusione a 45° nello spessore sovrastante la linea di chiave (spessore determinato da sottofondo e/o pavimentazione). In tal caso, se tale spessore è >0, il carico da diffondere, di qualunque tipo sia, genera un'area di carico (diventando di fatto un carico di superficie), poiché la diffusione a 45° opera in tutte le direzioni.

Per ognuno dei carichi è possibile inoltre specificare se è affetto da moltiplicatore verticale e le analisi nelle quali deve essere considerato (statica, sismica +X, sismica -X).

Si riporta qui di seguito la descrizione dei parametri in input riguardanti i vari tipi di carico.

#### Carichi di superficie

*DimX, DimY* = dimensioni dell'area rettangolare di carico

*X, Y* = coordinate in pianta del vertice inferiore sinistro dell'area di carico (t.c. il baricentro di carico è posto a:  $(X+DimX/2), (Y+DimY/2)$ )

*q.Z (kN/m<sup>2</sup>)* = carico verticale di superficie

*Diff. a 45°* = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo

*Molt. vert.* = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso)

*Stat.* = indica se il carico offre contributo all'analisi statica

*Sism. +X, -X* = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, il carico è considerato corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

#### Carichi lineari

*Lungo X* = orientamento del carico, secondo X se affermativo, secondo Y altrimenti

*Dim* = lunghezza della linea di carico

*X, Y* = coordinate in pianta del vertice sinistro del carico (t.c. il baricentro è posto a:  $(X+Dim/2), Y$  per carichi secondo X;  $X, (Y+DimY/2)$  per carichi secondo Y)

*q.X, q.Z (kN/m)* = componenti orizzontale e verticale del carico lineare uniformemente distribuito. La componente orizzontale q.X è positiva verso destra; la componente verticale q.Z è positiva verso il basso

*Diff. a 45°* = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

*Molt. vert.* = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

*Stat.* = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

*Sism. +X, -X* = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale;

*Pied.Sx, Pied.Dx* = per i ponti, indica se il carico lineare viene esteso anche alla massa sovrastante i piedritti sinistro e destro. Questi parametri consentono l'estensione del carico stradale o ferroviario sulla zona a monte o a valle dell'arco.

### **Carichi concentrati**

*Su concio* = indica se il carico concentrato è applicato direttamente su un concio: in tal caso

*n° concio* = indica il concio in cui è applicato il carico

*X, Y* = coordinate in pianta del punto di applicazione del carico

*P.X, P.Z (kN)* = componenti orizzontale e verticale del carico concentrato. La componente orizzontale P.X è positiva verso destra; la componente verticale P.Z è positiva verso il basso

*da Kp* = indica se il carico proviene dal calcolo degli effetti della spinta passiva da riempimento

*Diff. a 45°* = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo

*Molt. vert.* = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso)

*Stat.* = indica se il carico offre contributo all'analisi statica

*Sism. +X, -X* = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la

componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

### **Forze aggiuntive sui piedritti**

azioni concentrate (verticali e/o orizzontali) derivanti ad esempio da strutture sovrastanti o da spinte di strutture a volta adiacenti a quella esaminata; il punto di applicazione è posto ad una quota misurata rispetto alla sommità del piedritto e positiva verso il basso (quindi Quota=0 per le azioni sulla sezione di sommità), ossia controversa all'asse di riferimento globale Z

*Pied.sx* = piedritto sinistro se affermativo, destro altrimenti

*F.X, F.Z (kN)*: componenti orizzontale nel piano dell'arco e verticale (+/-) della forza aggiuntiva:

*F.X* = componente orizzontale (secondo X), nel piano della struttura voltata, positiva se agente verso l'interno della struttura voltata;

*F.Z* = componente verticale (secondo Z), positiva se agente verso il basso

*E.X, E.Y* = eccentricità (+/-) del punto di applicazione del carico aggiuntivo. *E.X* è la distanza dall'intradosso dell'arco, positiva verso l'interno della struttura voltata; *E.Y* è la distanza dall'asse X (in pianta, l'asse X è posto nel piano d'imposta del fronte anteriore della struttura voltata, ossia, in altri termini, in basso, nella pianta, all'inizio della struttura)

*Quota* = quota (+/-) del punto di applicazione del carico rispetto alla sommità del piedritto, positiva verso il basso (controversa all'asse Z)

*F.Y, M.X (kN, kNm)* = azioni trasversali: forza lungo Y e momento intorno all'asse X

*Stat.* = indica se il carico offre contributo all'analisi statica

*Sism. +X, -X* = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. Questo carico viene direttamente applicato in analisi sismica, senza moltiplicatori orizzontali.

### **Tabella delle CCE**

**Psi,0 (SLE)** = coefficiente di combinazione, utilizzato sia per la Combinazione Caratteristica (§2.5.2, §2.5.3 NTC), da impiegarsi per i ponti per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (§3.9 CNR-DT 213/2015), sia per la Combinazione Fondamentale per le verifiche statiche allo Stato Limite Ultimo, e riguardante le azioni

variabili  $Q_{k2}, Q_{k3}...$  di accompagnamento a  $Q_{k1}$  (azione variabile di base).

In una CCC, vista come Combinazione Fondamentale, il moltiplicatore (Molt.) ha il significato di coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$ , e viene moltiplicato per  $\psi_0$  nel caso che la CCE corrisponda ad un'azione variabile di accompagnamento: per una data CCC, SAV permette di assegnare ad ogni singola CCE che la compone la qualifica di azione di base ( $G/Q_{k1}$ : azione permanente o di base, con  $\psi_0=1$ ) o di accompagnamento ( $Q_{k2}, Q_{k3}...$ , con  $\psi_0$  pari al valore definito nella CCE).

Ad una CCC può essere assegnata la qualifica SLE che indica che tale combinazione verrà processata anche in analisi elastica.

Con riferimento ad una data CCC, il moltiplicatore Molt. pari a 0.00 consente di ignorare il contributo della CCE associata, indipendentemente da  $\psi_0$ .

Per le CCE aventi Molt. > 0, come già illustrato, in SLU la CCE viene moltiplicata sia per Molt.(= $\gamma_Q$ ) sia per  $\psi_0$ . Quando la CCC viene analizzata in SLE, il parametro Molt. non ha valore (i coefficienti parziali per le azioni non sono presenti nella Combinazione Caratteristica), tranne il caso in cui Molt. è uguale a 0.00: in tal caso, la CCE viene ignorata anche in analisi elastica. In altre parole, il valore nullo di Molt. indica che la CCE non dà alcun contributo alla CCC, né in SLU né in SLE.

**Psi,2 (EQU, SLU)** = coefficiente di combinazione utilizzato per la Combinazione Sismica (§2.5.2, §2.5.3 NTC). Verrà posto pari a 0 per le CCE che si desidera non influiscano sull'analisi sismica; altrimenti, assumerà i valori  $\psi_2=1$ , per carichi permanenti, e  $\psi_2<1$  per carichi variabili. Per condurre una corretta analisi sismica, le CCE dovranno quindi essere suddivise almeno in tante condizioni di carico quanti sono i gruppi di carico corrispondenti a valori di  $\psi_2$  distinti (in genere: una CCE per i carichi permanenti, una per ogni tipo di carico variabile indipendente).

**P.p. volta, P.p. rinf.sx, P.p. rinf.dx, P.p. sottof., P.p. pav.** = opzioni che definiscono l'influenza dei pesi propri nella CCE. Per la determinazione dei moltiplicatori di collasso, ai pesi propri non viene mai associato il moltiplicatore dei carichi verticali (che per suo stesso significato sarà applicato a carichi di natura variabile, non a permanenti), mentre viene invece sempre associato il moltiplicatore dei carichi orizzontali (trattandosi di masse permanenti).

**Carichi di superficie, Carichi lineari, Carichi concentrati, Forze aggiuntive sui piedritti** = carichi che vengono specificati in input secondo le indicazioni illustrate in precedenza. Quando un gruppo di carichi di uno di questi tipi è presente, il corrispondente pulsante (che apre la finestra dove tali carichi vengono elencati) ha uno sfondo verde; lo sfondo è rosso in caso di carichi non presenti.

Nel caso specifico del ponte oggetto di studio (fig. 2.1.19), nella CCE 1 sono presenti solo carichi permanenti (check selezionati, in colore verde) ma non ci sono altri carichi; nelle altre CCE sono invece presenti carichi lineari: i dati sui carichi per le CCE 2,3,4 sono riportati nelle immagini seguenti, corrispondenti alla finestra Carichi aperta dal corrispondente pulsante 'Carichi lineari' della CCE.

N°	Lungo X	Dim. (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.X: + verso destra (kN/m)	q.Z: + verso il basso (kN/m)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. + X	Sism. - X	Pied. sx	Pied. dx	Commento
1	<input checked="" type="checkbox"/>	490	-245	50	0.00	14.40	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>					

Fig. 2.1.20. CCE n.2

N°	Lungo X	Dim. (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.X: + verso destra (kN/m)	q.Z: + verso il basso (kN/m)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. + X	Sism. - X	Pied. sx	Pied. dx
1	<input checked="" type="checkbox"/>	245	-245	50	0.00	26.67	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>					

Fig. 2.1.21. CCE n.3

N°	Lungo X	Dim. (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.X: + verso destra (kN/m)	q.Z: + verso il basso (kN/m)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. + X	Sism. - X	Pied. sx	Pied. dx
1	<input checked="" type="checkbox"/>	490	-245	0	0.00	26.67	<input checked="" type="checkbox"/>						

Fig. 2.1.22. CCE n.4

Si osservi che la CCE n.4 è caratterizzata dal coefficiente di combinazione  $\psi_2=0.20$  (vd. fig. 2.1.18) relativo all'azione variabile corrispondente al carico ferroviario: ciò significa che il 20% del carico del treno è considerato presente in fase sismica; per considerare tale carico viene fatto riferimento al treno 'totale', cioè al carico ferroviario diffuso su tutta l'arcata (l'altra CCE con carico ferroviario, la n°3, non viene inclusa nella verifica sismica, che chiaramente non può conglobare più contributi di carico del treno, in quanto il suo coefficiente di combinazione  $\psi_2$  è uguale a zero).

- Condizione di Carico Elementare: 2 (di 4)

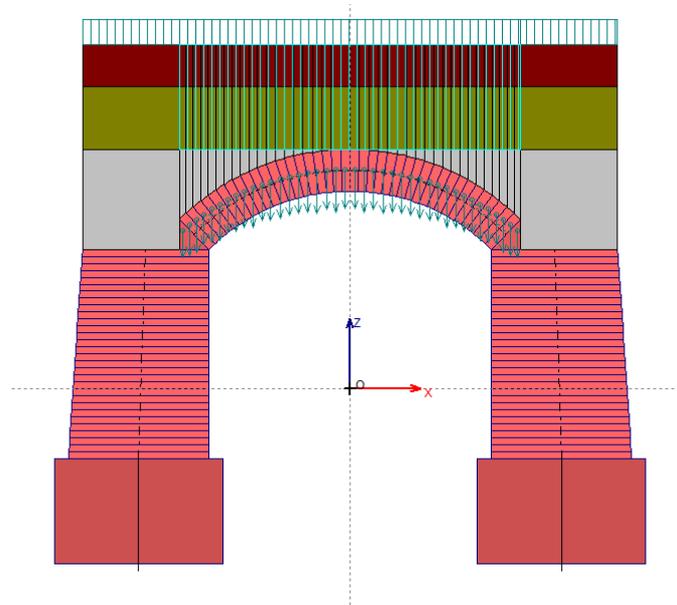


Fig. 2.1.23. Carichi per CCE n.2

- Condizione di Carico Elementare: 3 (di 4)

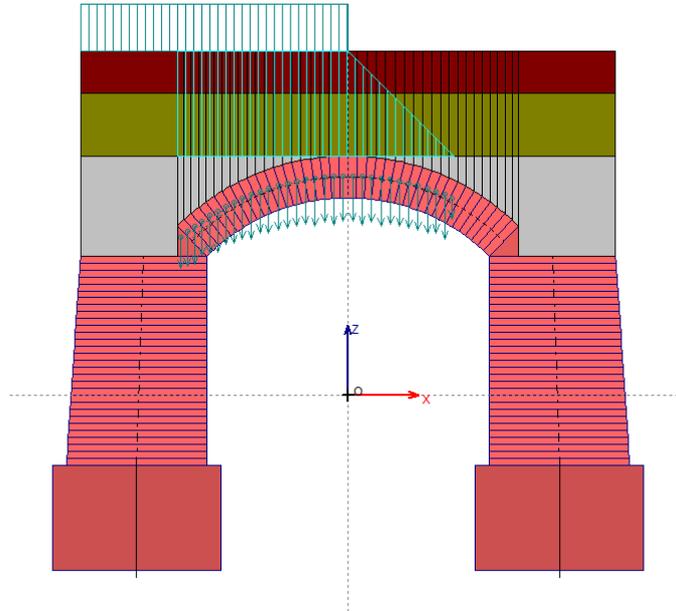


Fig. 2.1.24. Carichi per CCE n.3

- Condizione di Carico Elementare: 4 (di 4)

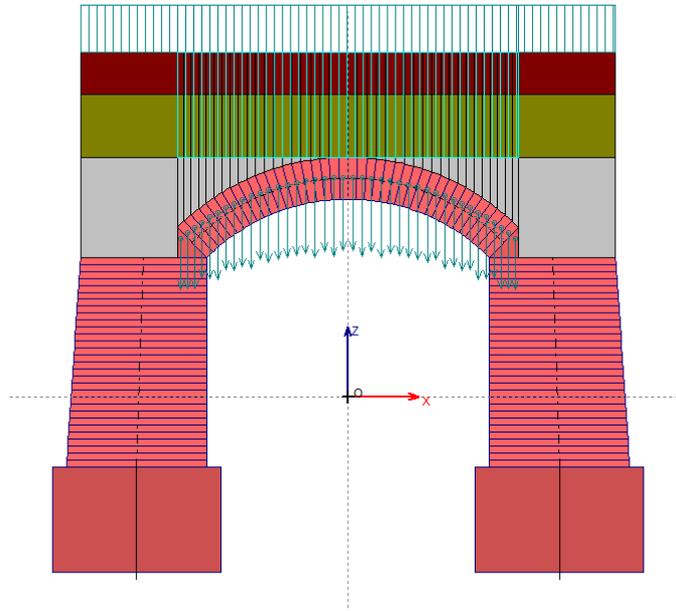


Fig. 2.1.25. Carichi per CCE n.4

### CCC: Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari

N°	Comentario	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Qk1 CCE 4	Pied. Sx Sp att.	Pied. Sx Sp pass.	Perc. Sx Sp pass.	Pied. Dx Sp att.	Pied. Dx Sp pass.	Perc. Dx Sp pass.	Ponti cls: Adeg.	SLE
1	Solo permanenti in assenza di traffico (EQU Tab. 5.2.V). Carichi distribuiti favorevoli per la stabilità	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	Permanenti (favorevoli) + Treno metà (sfavorevole): verifica di stabilità	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	1.45	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Permanenti (sfavorevoli) + Treno completo (sfavorevole): verifica di resistenza	1.10	<input checked="" type="checkbox"/>	1.10	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.45	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Fig. 2.1.26. Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari: CCC

L'Analisi Statica viene eseguita per tutte le CCC (Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari) specificate. Per ogni CCC si può calcolare, se richiesto nei Parametri di Calcolo, il moltiplicatore di carico verticale facendo crescere tutti i carichi affetti da Molt. vert. contenuti nelle CCE che costituiscono la CCC. In accordo con la Normativa vigente (§2.5.3), i coefficienti di combinazione delle CCC possono coincidere con i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ . Ciò presuppone che le CCE siano state distinte per i diversi contributi di carico: permanenti e variabili. Normalmente i permanenti vengono conglobati in un'unica CCE, la n°1, che contiene quindi pesi propri e carichi permanenti non strutturali.

Dalle Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura (CNR-DT 213/2015) si traggono informazioni operative riguardanti **gli Stati Limite da considerare nelle verifiche di sicurezza dei sistemi voltati in muratura**, e di conseguenza le Combinazioni di Carico e le analisi con cui queste devono essere analizzate.

Le indicazioni della CNR-DT 213 possono essere estese in generale ai sistemi voltati in muratura, in quanto per queste tipologie strutturali forniscono contenuti specifici ed in conformità con le NTC\*.

\* Nel testo delle CNR-DT 213 sono riportati riferimenti alle NTC2008, da considerare aggiornati ai corrispondenti contenuti dell'aggiornamento della Normativa Tecnica attualmente in vigore (NTC2018).

Si riportano alcuni estratti dalle CNR-DT 213 (testo normativo in corsivo; sono incluse tra [ ] alcune osservazioni riguardanti il software Aedes SAV).

### 3.5 STATI LIMITE (Rif.: par. 2.2.NTC2008)

*Le verifiche andranno eseguite nei confronti dei seguenti Stati Limite:*

#### 3.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU) (Rif.: par. 2.2.1.NTC2008)

(...)

A) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;

B) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti o dell'insieme della struttura;

C) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;

*Pertanto per i ponti murari esistenti si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi: (Rif.: par. 2.6.1. NTC2008)*

– **lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;**

– lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;

– lo stato limite di resistenza del terreno: GEO.

**Lo stato limite EQU include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato. Nel caso dei ponti in muratura deve essere verificato attraverso l'equivalente Teorema Statico del Calcolo a Rottura, verificando la esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario. In questo senso la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR.**

[\[Questa è l'impostazione del software SAV\]](#)

*Per quanto riguarda lo stato limite di resistenza del terreno (GEO) non si ritiene che siano da rilevare differenze significative tra le ordinarie tipologie strutturali e i ponti murari, per i quali pertanto non si ritiene di dover evidenziare specificità significative.*

#### 3.5.2 Stati Limite di Esercizio (SLE) (Rif.: par. 2.2.2.NTC2008)

*Considerato il particolare comportamento del "materiale muratura", come unico Stato Limite di Esercizio si assume l'attingimento in una qualsiasi parte della struttura di una misura di intensità limite ammissibile dello stato tensionale, coniugato con la verifica della ammissibilità di spostamenti e fessurazioni. La verifica nei confronti di siffatto S.L. si assume prevenga tutte le situazioni di SLE. previste dalle NTC (v. par.*

*2.2.2.NTC2008), salvo la verifica di spostamenti e fessurazioni che possano compromettere l'utilizzo e/o la durata del ponte. Per il dettaglio della verifica nei confronti dello SLE, si rimanda ai Capp. 8 e 9 delle presenti Istruzioni.*

[SAV implementa la verifica a SLE, secondo le CNR-DT 213, con il metodo dell'Analisi elastica non lineare (§8.4.2 CNR-DT 213)]

In presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio sono quelli precisati nel § 3.2.1.NTC2008.

### 3.5.3 Stati Limite di riferimento per il controllo della sicurezza strutturale

Pur se il par. 4.5.6.3.NTC2008 consente di omettere, per le strutture murarie, la verifica per lo Stato Limite di Esercizio, **si ritiene che la struttura debba essere controllata** (Rif. par. 2.2.3.NTC2008):

**a) per gli Stati Limite Ultimi di Perdita di Equilibrio (EQU) e di Salvaguardia della Vita (SLV – v. comma 1 del par. 11.2.1.IS);**

[SAV esegue verifiche di sicurezza con Analisi Limite per SLU statico (EQU) e sismico (SLV)]

**b) per lo Stato Limite di Esercizio (SLE), assimilato allo Stato Limite di Danno (SLD – v. par. 7.1.NTC2008 e comma 8 del par. 11.2.1.IS).**

[SAV esegue verifiche di sicurezza per SLE con Analisi Elastica non Lineare (§8.4.2 delle CNR-DT 213)]

L'ambiente SAV ha carattere generale e quindi possono essere create Combinazioni di Condizioni di Carico CCC con vari coefficienti moltiplicativi, non solo coincidenti con i coefficienti parziali per le azioni di Normativa.

Ad esempio, con riferimento agli stati limite ultimi di tipo STR (cfr. Tab. 2.6.I NTC2018) e alle volte generiche (non soggette a traffico) possono essere utilizzati i seguenti coefficienti:

- per i carichi permanenti (tutti):  $\gamma_G=1.0$  se favorevoli,  $\gamma_G=1.3$  se sfavorevoli; in generale, nei confronti delle verifiche di stabilità di strutture voltate i carichi permanenti, normalmente distribuiti su tutta la luce, svolgono ruolo favorevole, e quindi si adotta direttamente il valore 1.0;
- per i carichi variabili:  $\gamma_Q=0.0$  se favorevoli (come avviene in genere nel caso di carichi distribuiti sull'intera luce dell'arco);  $\gamma_Q=1.5$  se sfavorevoli (ad esempio nel caso di distribuzioni uniformi parzialmente agenti sulla luce dell'arco oppure nel caso di carichi concentrati). Una possibile scelta riguarda la definizione di due CCC distinte, una con  $\gamma_Q=0.0$  e l'altra con  $\gamma_Q=1.5$ .

Per quanto osservato in precedenza, l'analisi limite condotta con SAV viene correttamente inquadrata nello stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU). Per i ponti in muratura, per le combinazioni di carico agli SLU  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ , in §3.9.2 della CNR-DT 213 si evidenzia che per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come sistema articolato (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle tab. 5.1.V (ponti stradali) e 5.2.V (ponti ferroviari) delle NTC2018.

Pertanto, valori significativi dei coefficienti sono i seguenti:

- per i **carichi permanenti**: **0.9** se favorevoli (ad es. pesi propri, che sono distribuiti su tutto l'arco e tendono a stabilizzarlo) e **1.1** se sfavorevoli (ai fini della verifica di resistenza, un maggior carico verticale può impegnare maggiormente la resistenza della sezione trasversale);
- per le **azioni variabili da traffico stradale**: **1.35** se sfavorevoli (ad es.: carichi concentrati eccentrici, o carichi distribuiti nel caso di verifiche di resistenza) e **0.00** se favorevoli (ad es.: carichi distribuiti ai fini delle verifiche di stabilità);
- per le **azioni variabili nei ponti ferroviari**: **1.45** se sfavorevoli e **0.00** se favorevoli;
- per le **azioni sismiche dei ponti stradali** (§5.1.3.12): normalmente si assume  $\psi_2=0$ , eccetto il caso delle zone urbane di intenso traffico per le quali  $\psi_2=0.2$ . Per il carico variabile dei ponti ferroviari si assume  $\psi_2=0.2$  (§5.2.2.8).

Poiché per le CNR-DT 213, come osservato in precedenza, la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR, per i coefficienti parziali  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  è possibile fare riferimento al solo EQU sia per le verifiche di stabilità sia per le verifiche di resistenza (compressione e attrito). SAV consente comunque la specifica di valori personalizzati dei coefficienti parziali, secondo le valutazioni del Progettista.

Per quanto riguarda i **coefficienti di combinazione relativi alla spinta statica del terreno**, si considera che la spinta attiva o a riposo, o la spinta passiva, esercitano un'azione che ai fini del comportamento del

sistema (arco+piedritti) può essere considerata favorevole nei confronti della stabilità. Tuttavia, la spinta passiva è di per sé caratterizzata da un'applicazione parziale (percentuale inferiore al 50% e normalmente posta  $\leq 30\%$ ), ed il coefficiente parziale 0.9 che secondo lo schema EQU corrisponde ai carichi permanenti (cui la spinta del terreno può essere assimilata) favorevoli, viene applicato automaticamente da SAV alla sola spinta attiva o a riposo.

Nella tabella delle CCC (fig. 2.1.26), per una data CCC accanto ad ogni CCE è presente in check per qualificare il carico della condizione elementare come carico di base ( $Q_{k1}$ ) o permanente, per il quale  $\psi_0=1$ , oppure come carico di accompagnamento (cui attribuire il valore di  $\psi_0$  definito nella CCE).

Sono presenti inoltre:

- **check sulle spinte del terreno**, dove la spinta attiva (a riposo, se specificato nei Dati Struttura) è sempre alternativa alla spinta passiva: per quest'ultima è possibile esprimere una percentuale che verrà valutata dal Progettista in base alla capacità di reazione del terreno alle sollecitazioni prodotte dal sistema voltato (sulle spinte del terreno si è trattato in precedenza: cfr. figg. 2.1.9, 2.1.10, 2.1.11);
- un **check** che indica se per i **ponti in calcestruzzo** la CCC è da considerare di **Adeguamento**. Per l'Adeguamento e l'Analisi Sismica, il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza del calcestruzzo  $\gamma_c$  è pari a 1.50; in caso contrario, si applica il coefficiente  $\gamma_c=1.26$  corrispondente alle condizioni di Operatività e Transitabilità (Tab. 6.6 LG2022). Per sistemi strutturali non interessati da traffico o per i sistemi voltati in muratura, questa opzione non assume alcuna influenza sul calcolo;
- un **check** che indica se la CCC verrà processata anche in **Analisi elastica non lineare (SLE)**: in tal caso, la combinazione sarà presa in considerazione sia in analisi limite SLU sia in analisi elastica SLE. In SLE non verranno applicati i coefficienti parziali sulle azioni (Molt.CCE)  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ , riservati alla combinazione vista come fondamentale (SLU); se tuttavia il coefficiente parziale (Molt. CCE) è pari a 0, il contributo della CCE verrà ignorato per tale combinazione sia quando essa viene considerata come Combinazione Fondamentale per SLU, sia quando viene considerata come Combinazione Caratteristica per SLE.

## **Risultati ANALISI**

- Le verifiche previste per il sistema voltato generico riguardano l'arcata e i piedritti (spalle o pile; solo spalle nel caso del ponte monocampata) e, per l'analisi limite, sono le seguenti:
  - perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte (verifica di stabilità);
  - raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti o dell'insieme della struttura (verifiche di resistenza a compressione e ad attrito);
  - raggiungimento dei meccanismi di collasso dei terreni.

In analisi sismica viene inoltre esaminato il meccanismo di collasso del timpano, completando in tal modo l'analisi per componenti suggerita dalla CNR-DT 213 (§9) e implementata in SAV.

- Lo stato limite EQU, in analisi limite, incorpora anche la verifica allo stato limite STR (stato limite di resistenza della struttura, compresi gli elementi di fondazione) (vd. §3.5.1 CNR DT-213).
- Nella verifica statica, le Combinazioni di Condizioni di Carico (combinazioni fondamentali: D.M. 17.1.2018, [2.5.I] in §2.5.3) sono definite in base alla massimizzazione degli effetti riguardanti sia la verifica di stabilità, per la quale i carichi permanenti sono favorevoli mentre i variabili sono posti in posizione sfavorevole - ad es. traffico su metà luce del ponte, sia la verifica di resistenza (per la compressione: tutti i carichi sono sfavorevoli); ne consegue l'adozione di opportuni coefficienti secondo la Tab. 5.1.V, colonna EQU, del D.M. 17.1.2018. Poiché la verifica del ponte, come richiesto dalla CNR-DT 213, deve essere articolata in due fasi: sotto il carico permanente, e sotto il permanente + i carichi variabili, viene considerata anche la combinazione con i soli carichi permanenti.
- La verifica sismica è condotta con la Combinazione Carico prevista dal D.M. 17.1.2018: [2.5.5] in §2.5.3, secondo +X e -X, essendo X la direzione orizzontale corrispondente al piano della struttura (arco +

pieдрitti) ed eventualmente considerando il contributo della direzione trasversale Y e della verticale Z, secondo le scelte effettuate nei Parametri di Calcolo per la Combinazione direzionale (vd. par. 1.2 del presente documento).

La verifica sismica include anche la verifica del timpano, sotto l'ipotesi di azione sismica in direzione trasversale al piano della struttura. Nel caso in esame, data la limitata luce del ponte, nel presente progetto non sono stati considerati effetti sismici verticali; anche la verifica in direzione trasversale è stata omessa: peraltro, essa assume particolare valore nei ponti multicampata, in quanto in generale sono le pile (pieдрitti intermedi) che in direzione trasversale si comportano come 'mensole' caricate sismicamente in sommità (oltre che lungo la propria elevazione per effetto della massa del peso proprio).

**Nel piano longitudinale (XZ)** le spinte sulla sommità di una pila provenienti da arcate adiacenti tendono a compensarsi: questo accade particolarmente in statica, in presenza di carichi simili sulle due campate. La compensazione è invece meno efficace in analisi sismica, dove le forze orizzontali sismiche sono tutte orientate lungo il verso sismico (+X o -X) e alterano le spinte alle imposte: la spinta nell'imposta sottovento aumenta (es. la spinta a destra, con sisma +X da sinistra verso destra) mentre la spinta nell'imposta sopravvento diminuisce. La compensazione può essere meno efficace anche in analisi statica, quando le due campate adiacenti sono caricate diversamente (ad es. il carico da traffico è presente solo su una delle due campate, che corrisponde, ad esempio, al caso di un ponte a due campate caricato a metà).

**Nella direzione trasversale Y**, ortogonale al piano medio del sistema voltato XZ, la pila riceve all'imposta delle due arcate due spinte equiverse che quindi si compongono e determinano taglio e momento intorno a X (fuori piano rispetto al piano XZ del sistema voltato) crescenti verso il basso, a causa delle ulteriori componenti di azione sismica prodotte dal peso proprio della pila, con necessità di verifica a pressoflessione deviata per sforzo normale e momenti nei due piani XZ (momento intorno a Y, nel piano longitudinale o piano del sistema voltato) e YZ (momento intorno a X, trasversale rispetto al piano del sistema voltato). La composizione delle due spinte sismiche trasversali può essere particolarmente onerosa per la pila, e quindi la verifica sismica in direzione trasversale assume particolare rilievo per i ponti multicampata (sulle sollecitazioni trasversali si consulti inoltre il par. 1.2 del presente documento).

- L'esito della verifica di sicurezza sismica consiste nell'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$ , definito in termini di PGA e calcolato come rapporto fra capacità e domanda: per i ponti esistenti in muratura il livello di adeguamento sismico è dato da  $\zeta_E \geq 0.800$  (§C.8.8.7).

Nelle immagini seguenti: curva delle pressioni, tensioni di compressione e risultati per le diverse combinazioni statiche e sismiche.

- Curva delle Pressioni

- Combinazione di Condizioni di Carico 1 (di 3) - Passo di iterazione: max

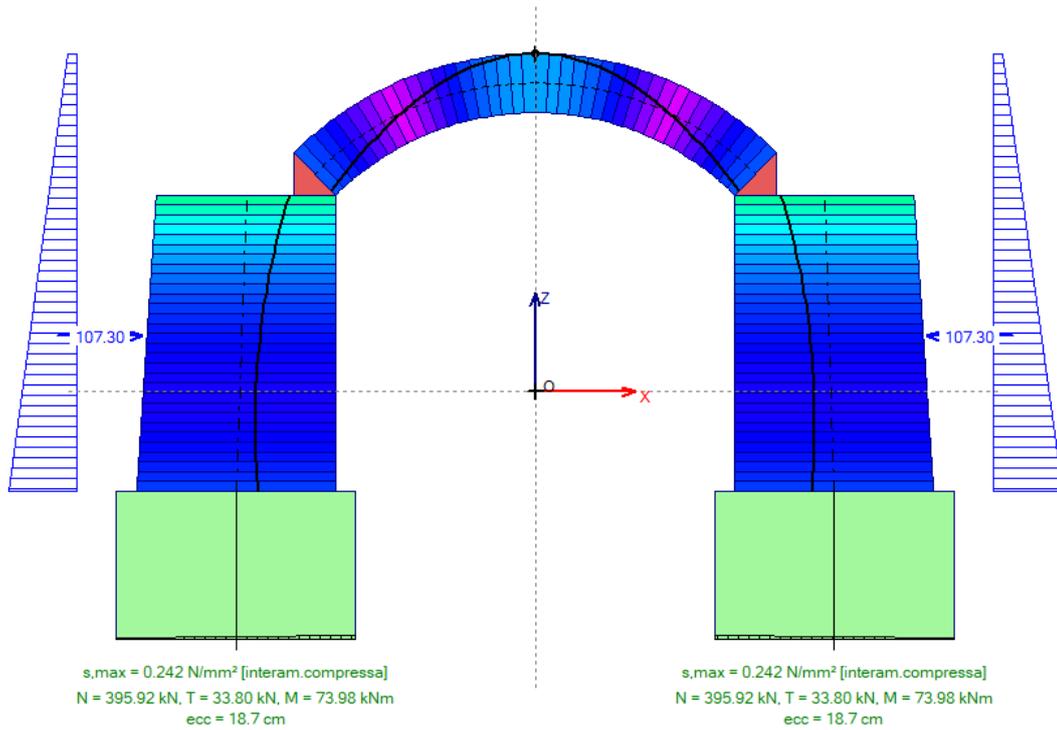


Fig. 2.1.27. Risultati Stato Attuale, Analisi Statica, CCC 1. Curva delle pressioni

- Curva delle Pressioni - Tensioni di Compressione (N/mm²)

- Combinazione di Condizioni di Carico 1 (di 3) - Passo di iterazione: max

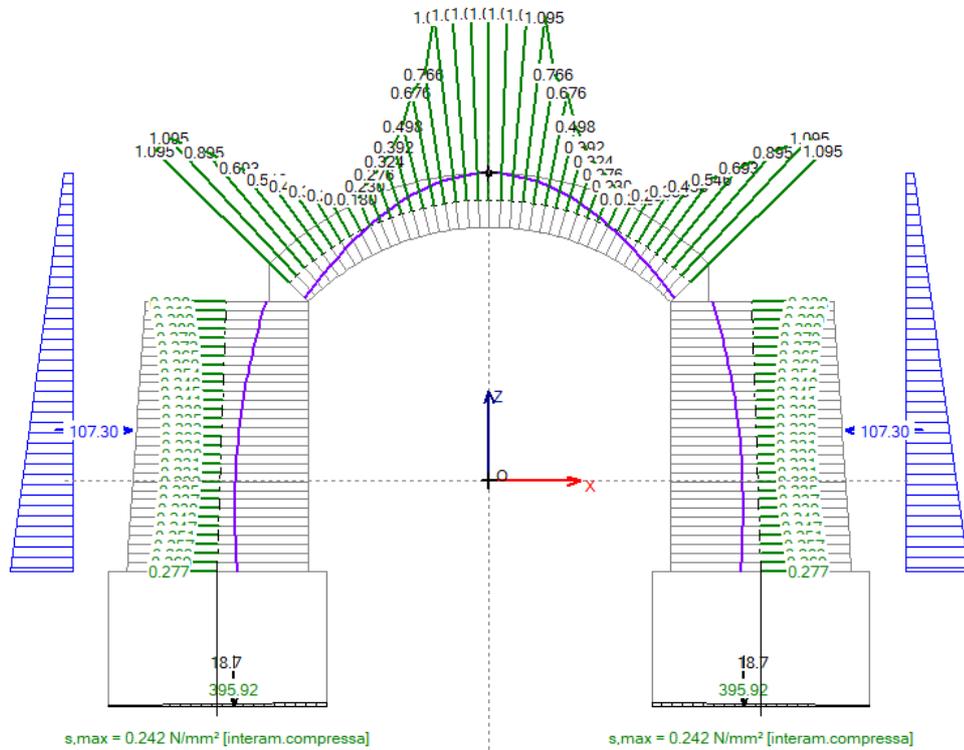


Fig. 2.1.28. Risultati Stato Attuale, Analisi Statica, CCC 1. Tensioni di Compressione

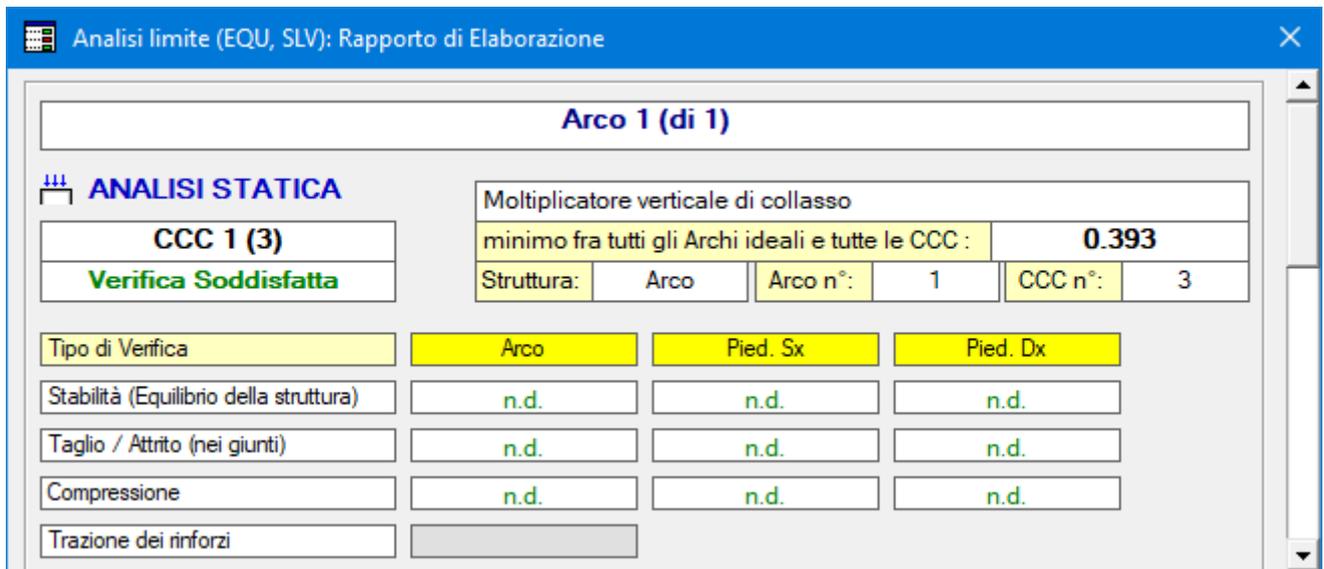


Fig. 2.1.29. Risultati Stato Attuale, Analisi Statica, CCC 1. Report sui moltiplicatori di collasso

Nella fig. 2.1.29 si può osservare che il report sui moltiplicatori di collasso indica n.d. (=non disponibile) poiché nella CCC 1, formata da soli carichi permanenti, non sono presenti carichi affetti da moltiplicatore verticale.

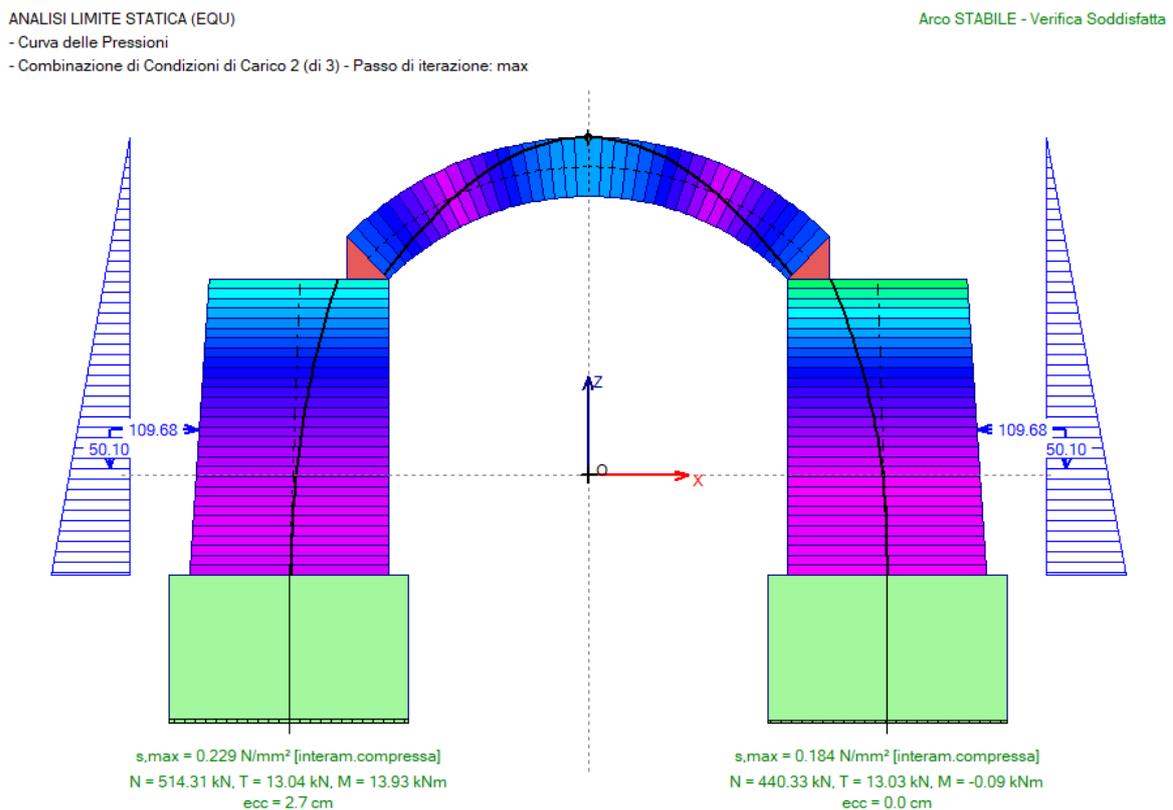


Fig. 2.1.30. Risultati Stato Attuale, Analisi Statica, CCC 2. Curva delle pressioni

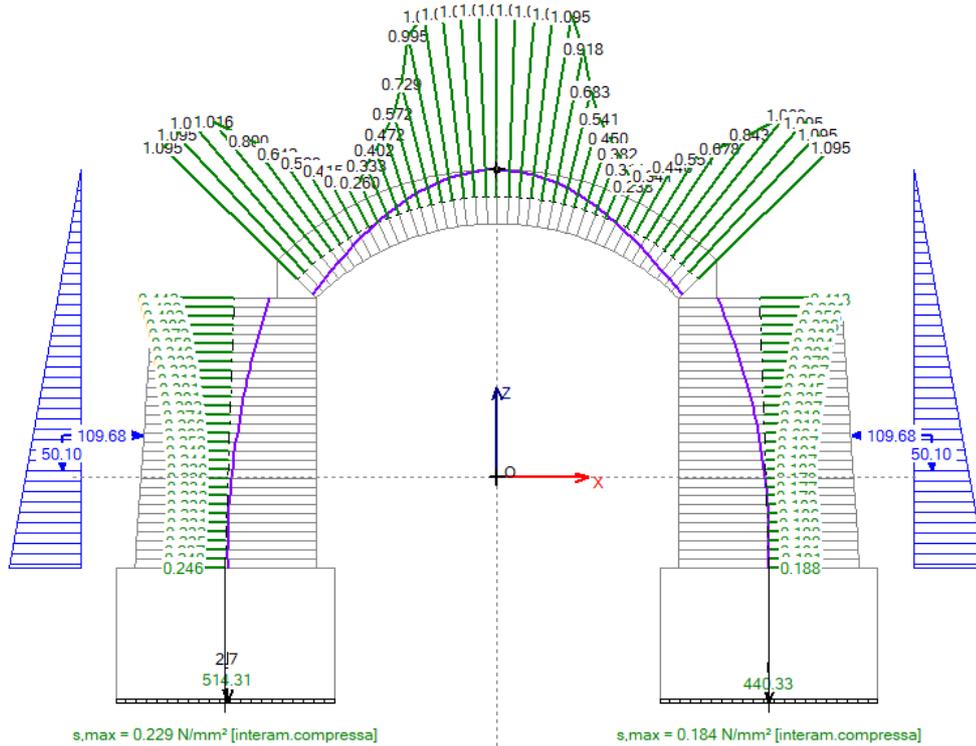


Fig. 2.1.31. Risultati Stato Attuale, Analisi Statica, CCC 2. Tensioni di Compressione



Fig. 2.1.32. Risultati Stato Attuale, Analisi Statica, CCC 2. Report sui moltiplicatori di collasso

Come evidenziato in fig. 2.1.34, la tensione di compressione nella muratura dell'arco stimata dal modello supera la resistenza nei conci alle imposte in corrispondenza della CCC 3, combinazione definita per massimizzare gli effetti dei carichi verticali applicati nei confronti dell'impegno tensionale della muratura (ai fini quindi della verifica di resistenza). Lo Stato di Progetto provvederà ad implementare i miglioramenti necessari per ricondurre ovunque la tensione di compressione entro i limiti massimi consentiti.

- Curva delle Pressioni

- Combinazione di Condizioni di Carico 3 (di 3) - Passo di iterazione: max

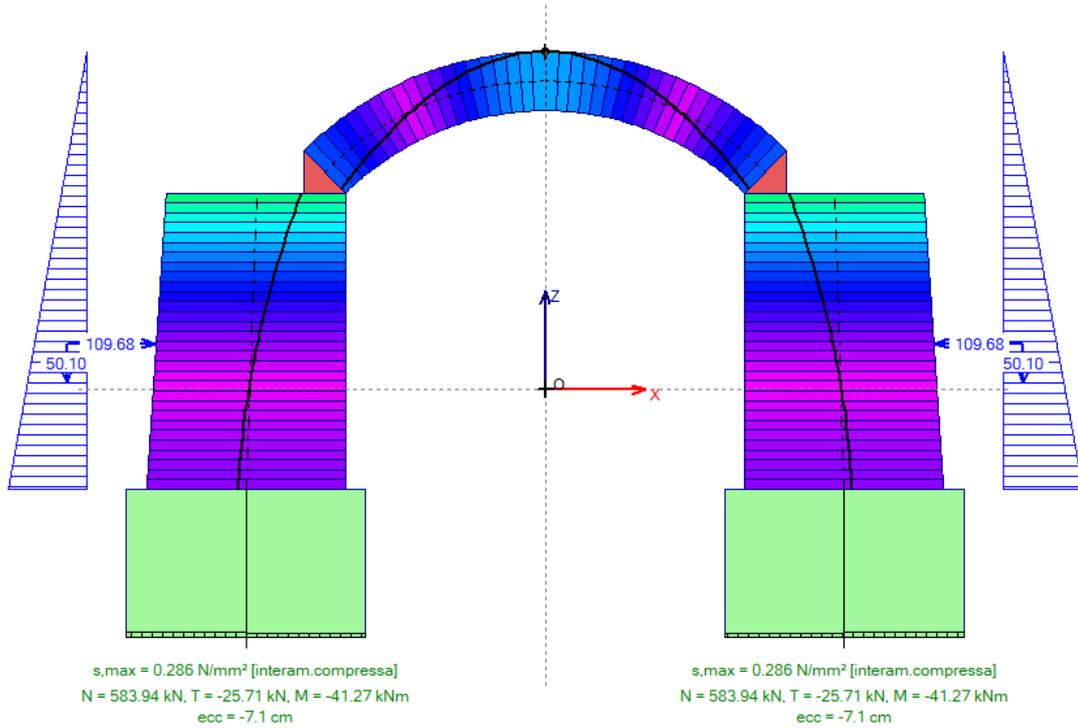


Fig. 2.1.33. Risultati Stato Attuale, Analisi Statica, CCC 3. Curva delle pressioni

- Curva delle Pressioni - Tensioni di Compressione (N/mm²)

- Combinazione di Condizioni di Carico 3 (di 3) - Passo di iterazione: max

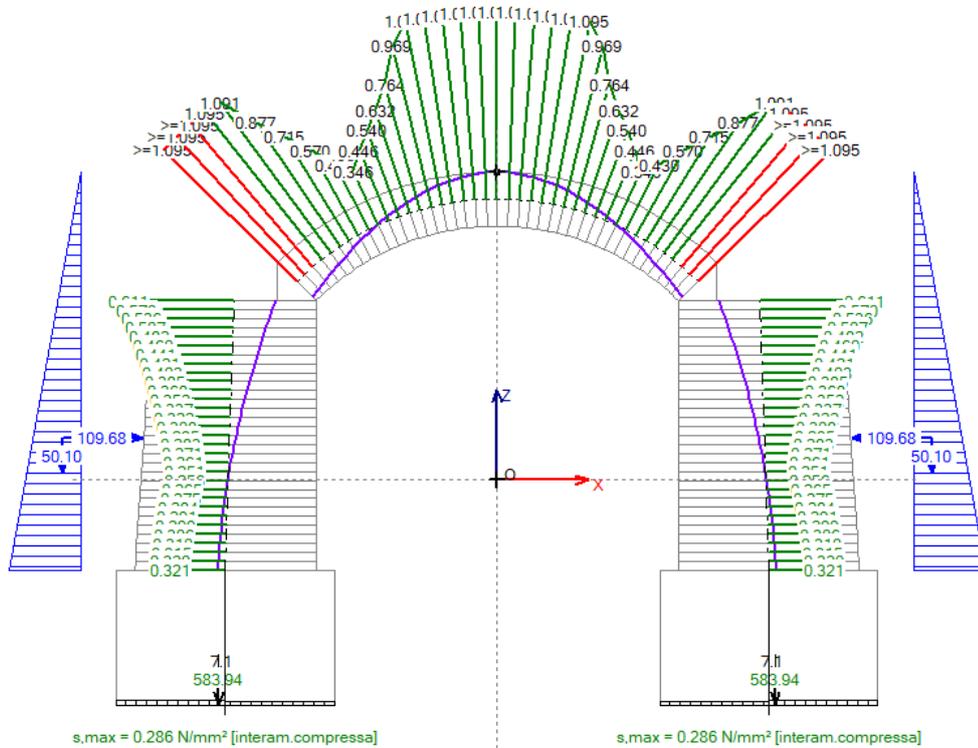


Fig. 2.1.34. Risultati Stato Attuale, Analisi Statica, CCC 3. Tensioni di Compressione

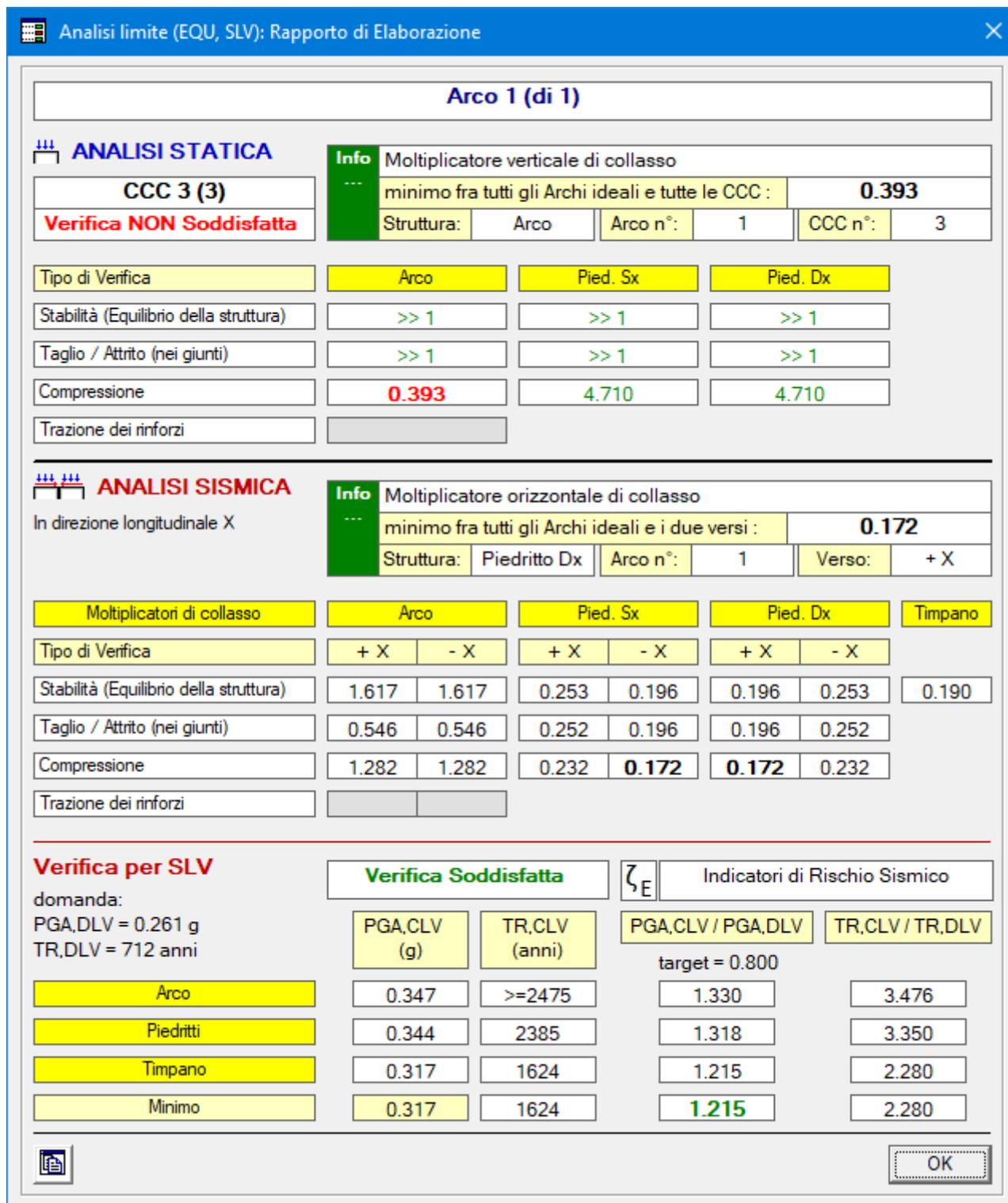


Fig. 2.1.35. Risultati Stato Attuale, Analisi Statica, CCC 2 e Analisi Sismica. Report dei moltiplicatori di collasso

In direzione longitudinale X

- Curva delle Pressioni

- Combinazione di Carico Sismica + X: molt.: 0.172 [molt.coll. dell'arco: 0.546] - Passo di iterazione: max

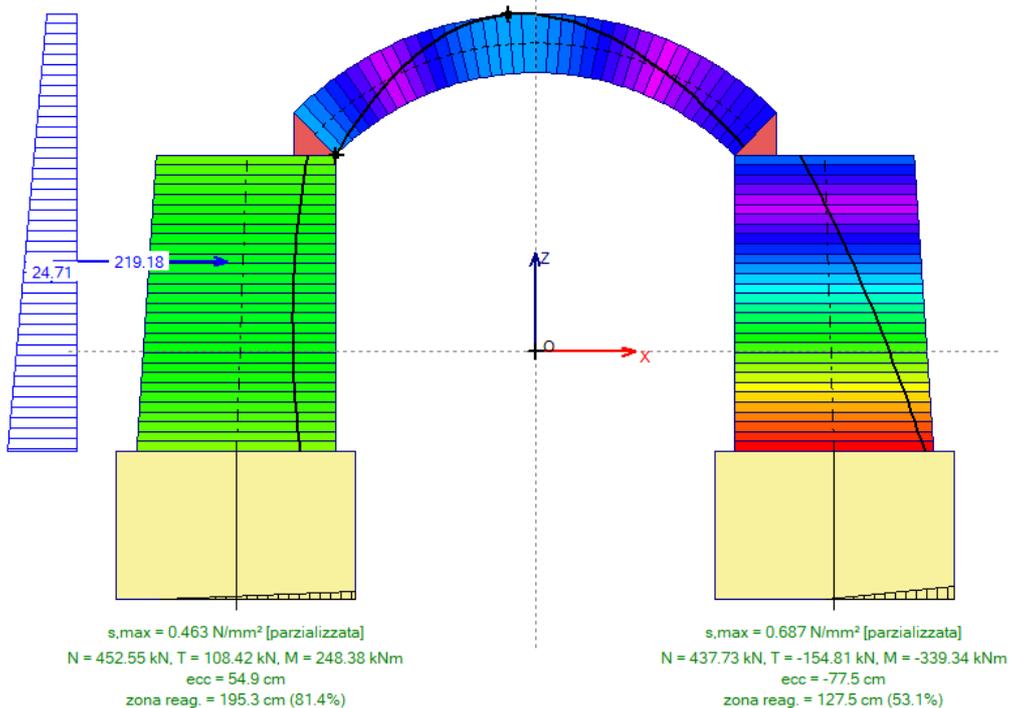


Fig. 2.1.36. Risultati Stato Attuale, Analisi Sismica +X. Curva delle pressioni

In direzione longitudinale X

- Curva delle Pressioni - Tensioni di Compressione (N/mm²)

- Combinazione di Carico Sismica + X: molt.: 0.172 [molt.coll. dell'arco: 0.546] - Passo di iterazione: max

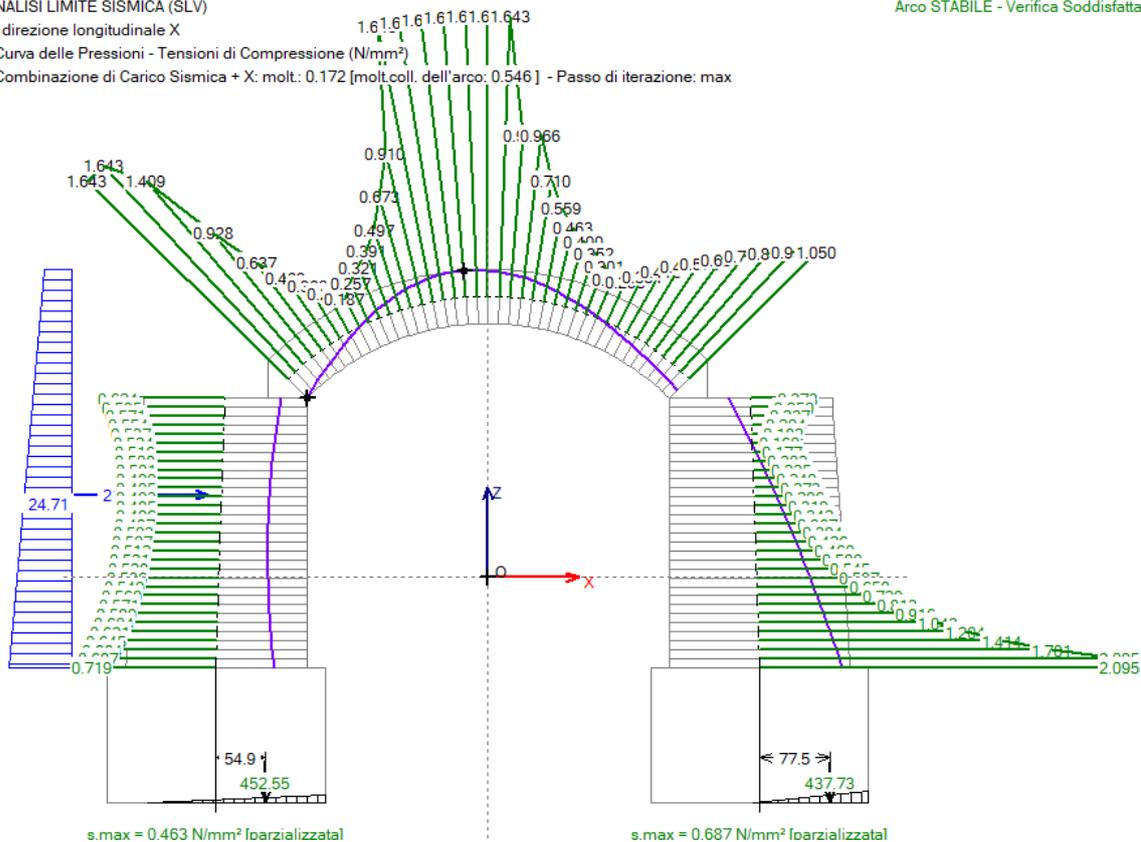


Fig. 2.1.37. Risultati Stato Attuale, Analisi Sismica +X. Tensioni di Compressione

In direzione longitudinale X

- Curva delle Pressioni

- Combinazione di Carico Sismica - X: molt.: 0.172 [molt.coll. dell'arco: 0.546] - Passo di iterazione: max

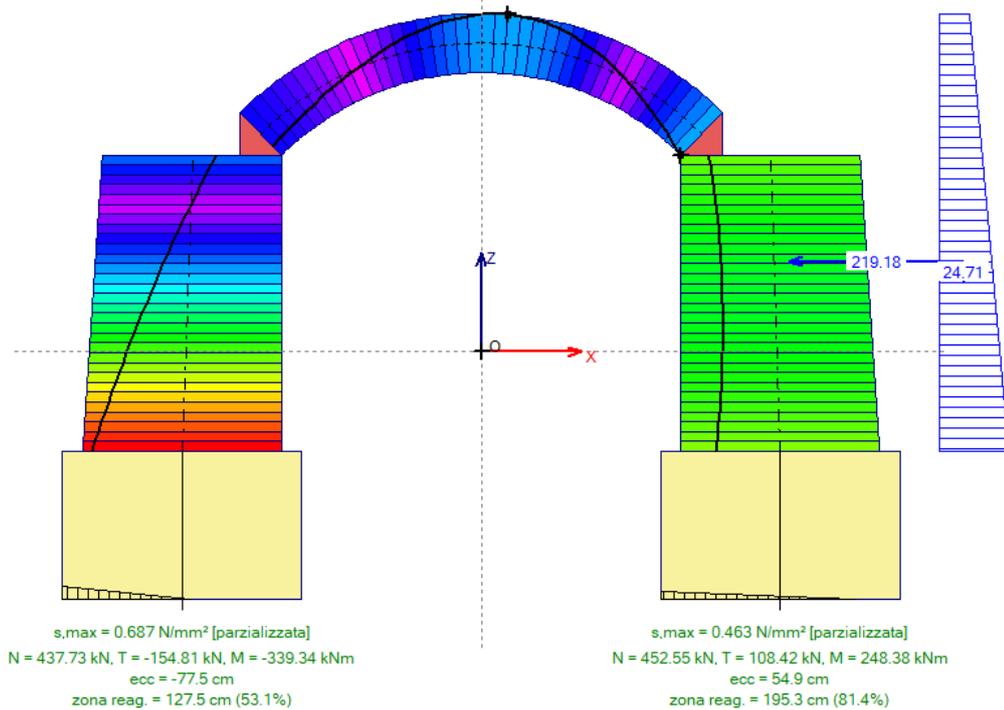


Fig. 2.1.38. Risultati Stato Attuale, Analisi Sismica -X. Curva delle pressioni

In direzione longitudinale X

- Curva delle Pressioni - Tensioni di Compressione (N/mm²)

- Combinazione di Carico Sismica - X: molt.: 0.172 [molt.coll. dell'arco: 0.546] - Passo di iterazione: max

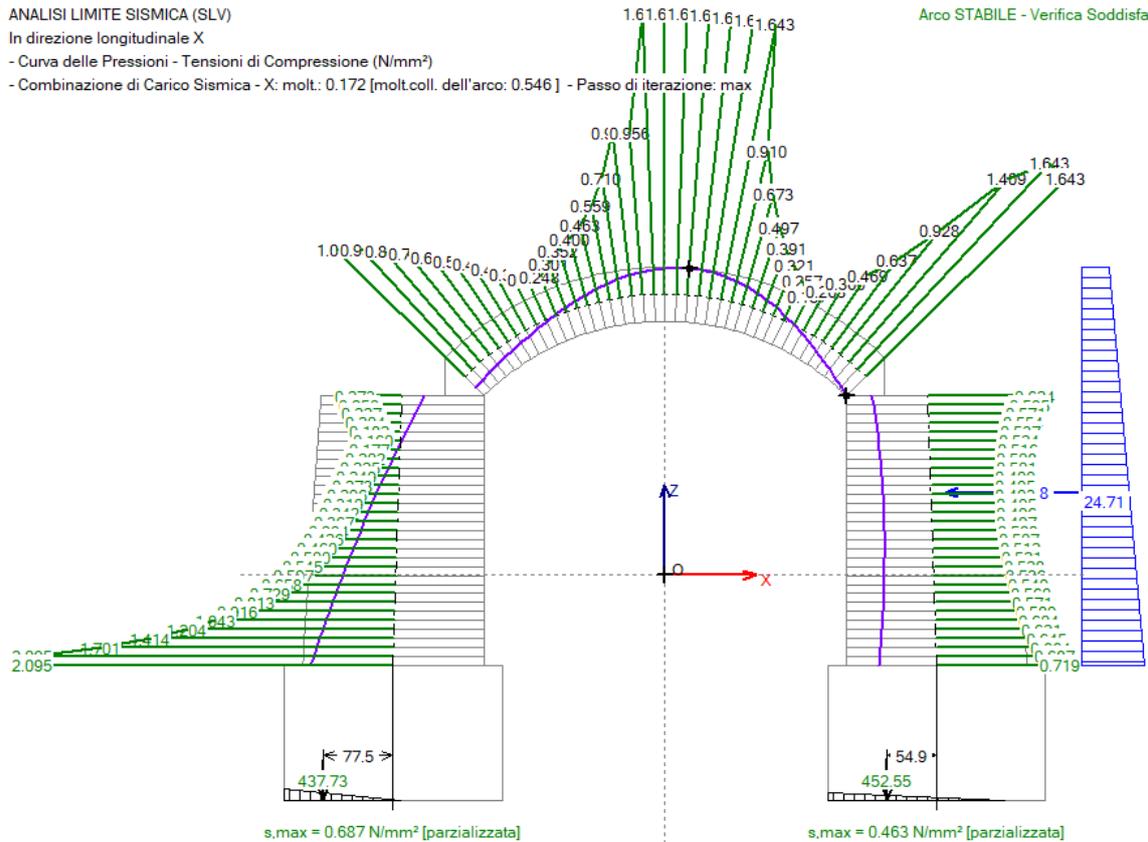
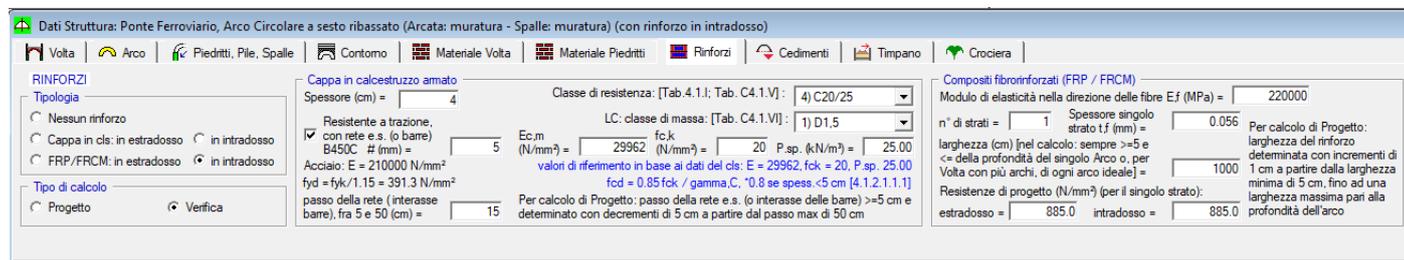


Fig. 2.1.39. Risultati Stato Attuale, Analisi Sismica -X. Tensioni di Compressione

## STATO DI PROGETTO

Le modifiche sui dati rispetto allo Stato Attuale sono evidenziate nelle schede Materiale Volta, Materiale Piedritti e Rinforzi:  $\gamma_D$  passa da 1.05 a 1.00, e viene considerato il rinforzo FRCM già descritto:  $s=0.056\text{ mm}$ ,  $s_{\max}=885\text{ N/mm}^2$ .



The screenshot shows the software interface for the structural design of a circular arch bridge. The main window is titled "Dati Struttura: Ponte Ferroviario, Arco Circolare a sesto ribassato (Arcata: muratura - Spalle: muratura) (con rinforzo in intradosso)". It contains several panels for configuring the reinforcement and material properties. The left panel, titled "RINFORZI", shows options for the type of reinforcement (e.g., "Cappella in calcestruzzo armato") and the type of calculation ("Progetto" or "Verifica"). The middle panel, titled "Cappella in calcestruzzo armato", shows the thickness of the arch and the concrete resistance class (C20/25). The right panel, titled "Compositi fibrorinforzati (FRP / FRCM)", shows the modulus of elasticity ( $E_f = 220000$  MPa) and the number of layers (1). Below the panels, various material properties and design values are listed, such as the concrete strength ( $f_{ck} = 20$  N/mm $^2$ ), the steel strength ( $f_{yk} = 391.3$  N/mm $^2$ ), and the design values for the arch and the piers.

Fig. 2.1.40. Rinforzi nello Stato di Progetto

Si ottengono i risultati illustrati nelle immagini seguenti. Si rileva che la verifica di sicurezza è ora pienamente soddisfatta anche per le tensioni di compressione in analisi statica. Dal punto di vista sismico, l'indicatore di rischio resta invariato rispetto allo Stato Attuale, su un valore superiore al minimo richiesto (0.800) per l'adeguamento sismico di un ponte esistente in muratura.

Per lo Stato di Progetto si riportano per semplicità i risultati della CCC n°3, dove la tensione di compressione è ora soddisfatta, come tensioni di compressione, e il report riassuntivo.

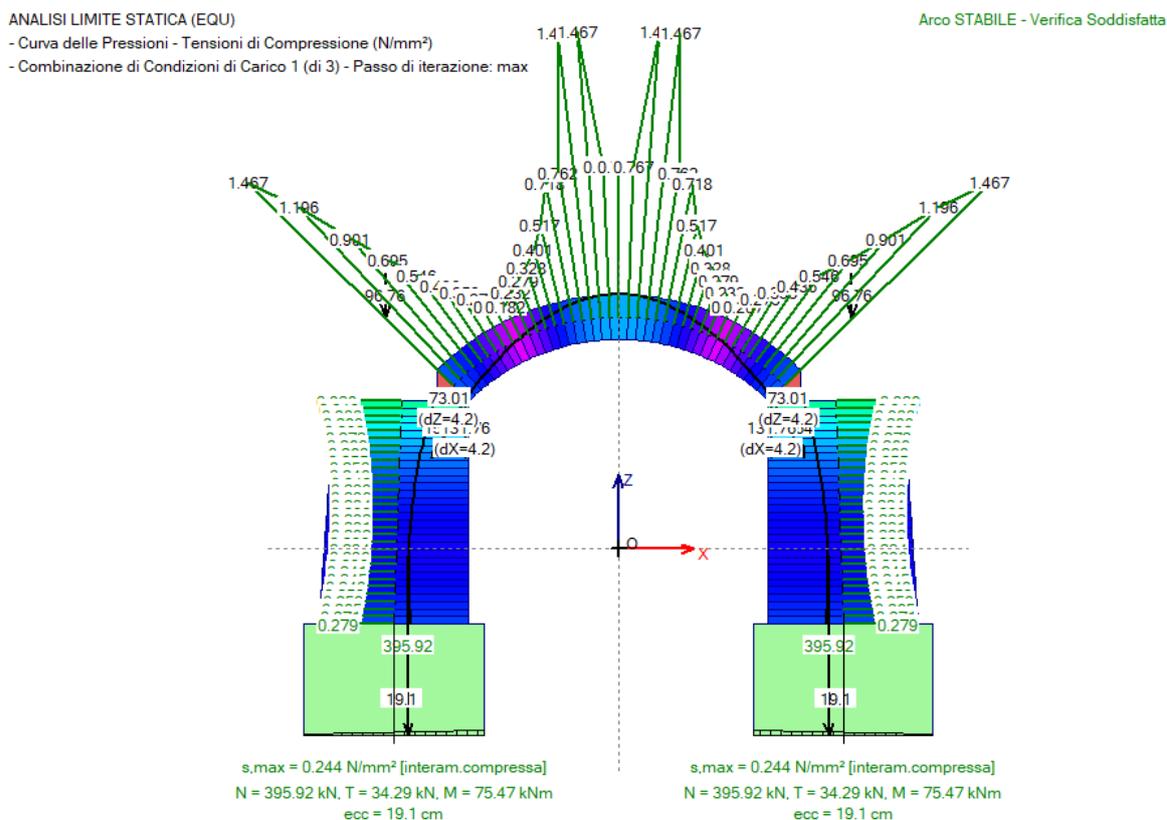


Fig. 2.1.41. Risultati Stato di Progetto, Analisi Statica, CCC 3. Curva delle pressioni e Tensioni di Compressione

**Arco 1 (di 1)**

**ANALISI STATICA**

**CCC 3 (3)**  
**Verifica Soddisfatta**

<b>Info</b>	Moltiplicatore verticale di collasso				
	minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :				<b>1.095</b>
	Struttura:	Arco	Arco n°:	1	CCC n°:

Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1	>> 1	>> 1
Taglio / Attrito (nei giunti)	>> 1	>> 1	>> 1
Compressione	<b>1.095</b>	4.932	4.932
Trazione dei rinforzi	>> 1		

**ANALISI SISMICA**

In direzione longitudinale X

<b>Info</b>	Moltiplicatore orizzontale di collasso				
	minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :				<b>0.174</b>
	Struttura:	Piedritto Dx	Arco n°:	1	Verso:

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx		Timpano
Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	4.029	>> 1	0.252	0.198	0.198	0.252	0.190
Taglio / Attrito (nei giunti)	0.535	0.535	0.252	0.198	0.198	0.252	
Compressione	1.924	1.668	0.232	<b>0.174</b>	<b>0.174</b>	0.232	
Trazione dei rinforzi	0.928	0.928					

**Verifica per SLV**

domanda:  
PGA,DLV = 0.261 g  
TR,DLV = 712 anni

<b>Verifica Soddisfatta</b>	$\zeta_E$ Indicatori di Rischio Sismico			
	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV
			target = 0.800	
Arco	0.347	>=2475	1.330	3.476
Piedritti	0.347	>=2475	1.330	3.476
Timpano	0.317	1624	1.215	2.280
Minimo	<b>0.317</b>	1624	<b>1.215</b>	2.280



OK

Fig. 2.1.42. Risultati Stato di Progetto. Report dei moltiplicatori di collasso statici e sismici

## 2.2. PONTE MONOCAMPATA STRADALE IN CALCESTRUZZO



Fig. 2.2.1. Ponte monocampata stradale in calcestruzzo

In questo paragrafo si studia un ponte stradale monocampata, di luce netta 7.00 m, spessore dell'arco circolare a tutto sesto 70 cm., costante fra chiave e imposta, e profondità 4.80 m. Le spalle sono di altezza da un lato 2.00 m e dall'altro 1.70 m. In fig. 2.2.1 è riportato il ponte ed in fig. 2.2.2. la sua modellazione.

Si deve eseguire la verifica di sicurezza dello stato di fatto del ponte sia statica che sismica. Si suppone che il ponte si trovi a Perugia.

L'esempio corrisponde ai file:

*Ponti\Esempio2* (stato attuale predisposto per l'analisi per carichi mobili)

*Ponti\Esempio2\_definitivo* (stato attuale reimpostato dopo l'analisi per carichi mobili)

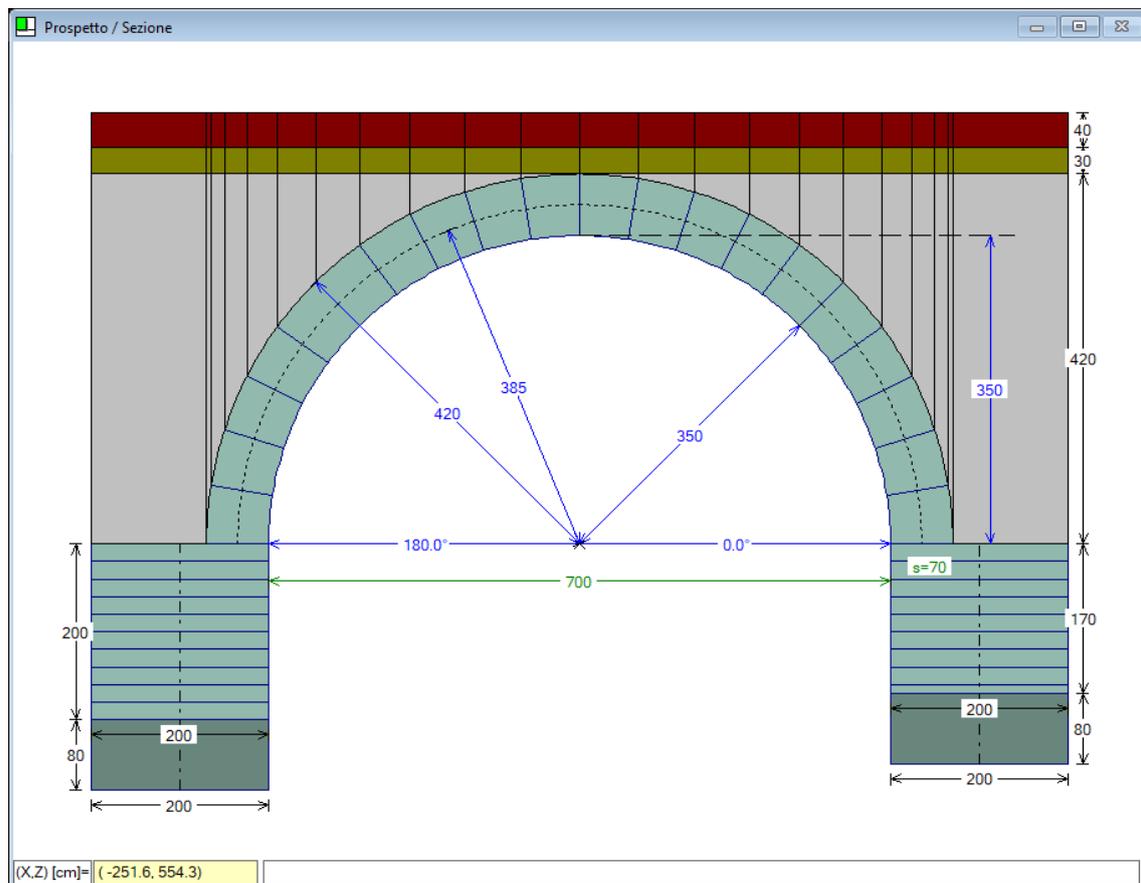


Fig. 2.2.2. Modellazione del ponte monocampata stradale

La struttura portante del ponte è in calcestruzzo sia per l'arcata sia per le spalle. La tipologia del materiale viene definita in SAV nelle schede Materiale Volta e Materiale Piedritti, che consentono anche la modellazione di strutture miste, ad esempio con arcata in calcestruzzo e spalle in muratura. Dal punto di vista dell'analisi strutturale, un ponte stradale in calcestruzzo non armato viene equiparato ad un ponte in muratura, secondo la classificazione delle Istruzioni Operative per l'applicazione delle "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti", settembre 2022 (nel seguito: LG Ponti Esistenti 2022).

Dall'istruzione operativa §4.2.2.6:

**"Ponti ad arco massiccio:** tutte quelle strutture caratterizzate da uno schema ad arco a via superiore per le quali non è possibile osservare direttamente l'estradosso dell'arco. Nello specifico, rientrano in questa categoria tutte quelle strutture, le quali presentano continuità, anche per mezzo di elementi di diverso materiale (es. riempimento anche non coerente), con il piano viario e per le quali gli elementi resistenti possano beneficiare di un effetto di compressione uniformemente distribuito. Nel caso di ponti con struttura originaria in muratura e rinforzati in epoca successiva con elementi in calcestruzzo armato all'intradosso o di ponti con intradosso in calcestruzzo non armato, si può considerare una struttura ad arco massiccio in muratura."

Data tale classificazione, al ponte in calcestruzzo non armato (o debolmente armato) si possono applicare le indicazioni presenti nella CNR-DT 213/2015: 'Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura', armonizzate con le LG Ponti Esistenti 2022 e relative istruzioni operative.

Un altro riferimento normativo importante per le strutture esistenti in calcestruzzo è costituito dalle "Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera", settembre 2017, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Servizio Tecnico Centrale (nel seguito LG Cls in opera 2017).

Per il ponte in esame, sono state effettuate prove di laboratorio ai fini della determinazione della resistenza del calcestruzzo. I risultati delle prove di compressione su cilindri di calcestruzzo presentano il valore medio:  $f_{carota} = 30.65 \text{ N/mm}^2$

Le dimensioni della carota sono caratterizzate da  $(h/d)=1$  con  $d=100 \text{ mm}$

La resistenza del calcestruzzo si ricava moltiplicando la resistenza della carota per il fattore di disturbo  $F_d$ :

$$f_{carota} * F_d$$

$F_d$  definisce la correzione della resistenza per disturbo del provino dovuto al prelievo.

Il riferimento normativo è costituito dalle LG Cls in opera, che in §3.2 riportano quanto segue:

*Tabella del fattore di disturbo in funzione della resistenza a compressione delle carote ( $h/d=1$ ;  $d=100 \text{ mm}$ )*

$f_{carota} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	10	20	25	30	35	40
$F_d$	1.10	1.09	1.08	1.06	1.04	1.00

La UNI EN 12504-1 prevede che, se la resistenza potenziale è espressa in valori cubici, l'eventuale determinazione della resistenza strutturale va effettuata su campioni ricavati da carote aventi rapporto  $h/d = 1$  (con tolleranza  $\pm 0,05$ ); se invece la resistenza potenziale è espressa in valori cilindrici, l'eventuale determinazione della resistenza strutturale va effettuata su campioni ricavati da carote aventi rapporto  $h/d = 2$  (con tolleranza  $\pm 0,05$ ).

Pertanto, il valore della resistenza strutturale di ciascuna carota si determina come segue:


 $f_{carota} * F_d = R_{c,is}$  nel caso di provini ottenuti da carote con rapporto  $h/d=1$   
 $f_{carota} * F_d = f_{c,is}$  nel caso di provini ottenuti da carote con rapporto  $h/d=2$

Pertanto, nel caso in esame si ottiene la seguente resistenza cubica in situ:

$$R_{c,is} = f_{carota} * F_d = 30.65 * 1.06 = 32.49 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza cilindrica si ottiene dalla resistenza cubica con la relazione (NTC18, §11.2.10.1):

$$f_c = 0.83 R_c = 0.83 * 32.49 = 26.97 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore viene assunto pari al valore medio della resistenza a compressione. La resistenza di progetto si può ottenere dividendo la resistenza cilindrica per il fattore di confidenza  $F_C$  e per il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo  $\gamma_C$  (si assume  $\gamma_C=1.5$ , secondo §4.1.2.1.1 per l'Adeguamento statico e le verifiche sismiche, e  $\gamma_C=1.26$  per le condizioni di Operatività e Transitabilità secondo LG Ponti Esistenti 2022 (LG2022); cfr. fig. 2.2.3: Parametri di Calcolo, scheda Verifiche).

I Parametri di Calcolo, nella scheda Verifiche (1), contengono le grandezze in input specifiche per le strutture dei sistemi voltati in calcestruzzo (fig. 2.2.3).

The screenshot shows the 'Parametri di Calcolo' window with the 'Verifiche (1)' tab selected. The 'Calcestruzzo' section is highlighted with a red border. It contains the following settings:

- Verifica a Taglio:** Checked. Satisfactory if  $T \leq V_{Rd}$ .
- Taglio resistente per strutture in calcestruzzo:** Radio button selected for 'da NTC (§4.1.11.1)'. 'da LG 2022 Ponti esistenti (§6.3.5.2)' is unselected.
- Verifica a Compressione, e a Trazione in presenza di rinforzi:** Checked. Satisfactory if  $f_d$  (from §6.3.4 LG 2022) and  $f_d$  (from §6.3.4 LG 2022) and  $f_d$  (from §6.3.4 LG 2022) are infinite, with  $F_C=1.35$  independent of LC [§C8.7.1.2.1.3].
- In assenza di rinforzi, nelle sezioni parzializzate\* considerare una zona compressa non inferiore a 1/3 dello spessore (=curva delle pressioni esterna al nocciolo):** Checked.
- Diagramma di progetto (§4.1.2.1.2.1) (modello tens.-deformaz.):** Radio button selected for '(b) triangolo-rettangolo (elastico - perfettamente plastico)'. '(c) rettangolo (stress-block)' is unselected.
- Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza del calcestruzzo: gamma,C:** Adeguamento e Analisi Sismica = 1.50; Operatività e Transitabilità (Tab.6.6 LG 2022) = 1.26.

Fig. 2.2.3. Parametri di Calcolo relativi al calcestruzzo

### Approfondimento > Resistenza a taglio di strutture massicce in calcestruzzo non armato

Si osservi che nei Parametri di Calcolo di SAV per il calcestruzzo, ai fini del calcolo della resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è possibile una scelta alternativa fra NTC18 e LG2022 per ponti esistenti:

The close-up shows the 'Verifica a Taglio' section with the following settings:

- Verifica a Taglio:** Checked. Satisfactory if  $T \leq V_{Rd}$ .
- Taglio resistente per strutture in calcestruzzo:** Radio button selected for 'da NTC (§4.1.11.1)'. 'da LG 2022 Ponti esistenti (§6.3.5.2)' is unselected.

Nelle LG2022 in §6.3.5.2 si specifica quanto segue:

In particolare per la verifica a taglio negli elementi in cemento armato poco armati o non armati, in alternativa alle formule delle NTC, è consentito l'uso della seguente espressione:

$$V_{Rd} = \frac{0.3 \sqrt{f_{ck}} b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022d)}$$

dove le grandezze sono misurate in MPa e mm ed i simboli hanno lo stesso significato della NTC.

Tale formulazione è una semplificazione conservativa delle SIA 262.

In questa formula delle LG2022, pertanto: d è l'altezza utile della sezione, b<sub>w</sub> è la larghezza minima della sezione. La formulazione delle NTC è la seguente (x è la zona reagente del calcestruzzo):

#### 4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

##### 4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

con

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{clim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

Si osservi che la formulazione delle LG2022 fa riferimento a elementi in calcestruzzo non armati a taglio, ma con armatura longitudinale: un parametro in gioco è infatti l'altezza utile 'd' della sezione, definita dalla posizione delle barre longitudinali. A conferma di questo, nel documento "Ponti, viadotti e cavalcavia. Specifiche per la redazione delle verifiche accurate di sicurezza (VAL4), gennaio 2022", a cura di Autostrade per l'Italia, si riporta quanto segue.

14.4.1.2 Resistenza a taglio-Sezioni fessurate (SIA262/LG20)

Per sezioni non armate a taglio, in accordo con le indicazioni della LG20, è possibile utilizzare la formulazione basata sulla Critical Shear Crack Theory (CSCT), contenuta nella normativa tecnica svizzera per le strutture in calcestruzzo armato (SIA 262):

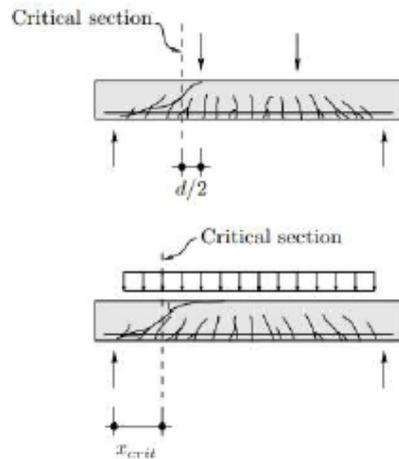


Figura 14-4: Fessura critica a taglio [21]

$$V_{Rd} = \frac{0,3\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w d}{\gamma_c \left[ 1 + \left( \frac{50}{16 + d_g} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} \cdot \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right) d \right]}$$

dove:

- $b_w$  larghezza minima della sezione in zona tesa [mm];
- $d$  larghezza minima della sezione in zona tesa [mm];
- $f_{ck}$  è la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo [MPa];
- $f_{yk}$  è la resistenza allo snervamento dell'armatura longitudinale [MPa];
- $E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio [MPa];
- $d_g$  è la massima dimensione dell'aggregati contenuti nel calcestruzzo [mm];
- $m_{Ed}$  è il momento flettente agente in corrispondenza della fessura critica;
- $m_{Rd}$  è il momento resistente in corrispondenza della fessura critica;
- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;
- $\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio.

Le LG20 al §6.3.5.2, propongono la seguente formulazione semplificata:

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

In questo testo, dove LG20 indica le Linee Guida 2022, viene riportata la formula della resistenza a taglio  $V_{Rd}$  come espressa nelle LG2022, formula semplificativa derivata dalle SIA262 (norme svizzere).

L'elemento strutturale non armato a taglio rappresentato in fig.14-4 evidenzia la presenza di un'armatura longitudinale, seppure debole: non sembra quindi rappresentare la struttura di arco o di piedritto massiccio, nei quali anche l'armatura longitudinale è generalmente assente. L'altezza utile invece non compare nella formulazione delle NTC18, che quindi sembra preferibile ed è stata scelta per gli esempi di SAV.

Il Progettista, con SAV, potrà in ogni caso scegliere una delle due formulazioni; nel caso della LG2022, il parametro 'd' verrà fatto coincidere con l'altezza 'h' della sezione. ■

Tornando al ponte oggetto di studio, il fattore di confidenza  $F_c$  per il ponte si potrebbe assumere pari a 1.00 (effetto del correttivo dovuto alla conformità alla regola dell'arte: linee guida sui ponti esistenti in muratura

CNR-DT 213/2015 (§8.1.2)), tuttavia – a favore di sicurezza – l'analisi viene condotta considerando  $F_c=1.20$ , corrispondente al livello di conoscenza LC2.

Per quanto riguarda la capacità di resistenza a trazione, lo studio della statica dell'arco attraverso la curva delle pressioni può prevedere localmente l'insorgenza di tensioni di trazione purché queste siano ovviamente entro i limiti consentiti dal materiale. Seguendo NTC18 (§11.2.10.2), la resistenza a trazione si può calcolare dalla resistenza a compressione:

$$f_{ct} = 0.30 f_c^{2/3} = 0.30 * 26.97^{2/3} = 2.7 \text{ N/mm}^2$$

Dato lo schema di modellazione dell'arco tramite bielle in intradosso e in estradosso, alla biella tesa si può attribuire una zona di trazione massima pari a circa 1/20 dello spessore della sezione (35 mm). A favore di sicurezza, si può considerare che in profondità la trazione interessi la zona competente alla corsia, pari a 3.0 m, anziché tutta la profondità di 4.80 m., e pertanto lo sforzo massimo di trazione (inserito nei Parametri di Calcolo di SAV, scheda Impostazioni, fig. 2.2.4) si considera pari a:

$$2.7 * 3000 (\text{profondità}) * 35 (1/20 \text{ di spessore}) / 1.2(F_c) / 1.5(\gamma_c) = 157500 \text{ N} = 157 \text{ kN}$$

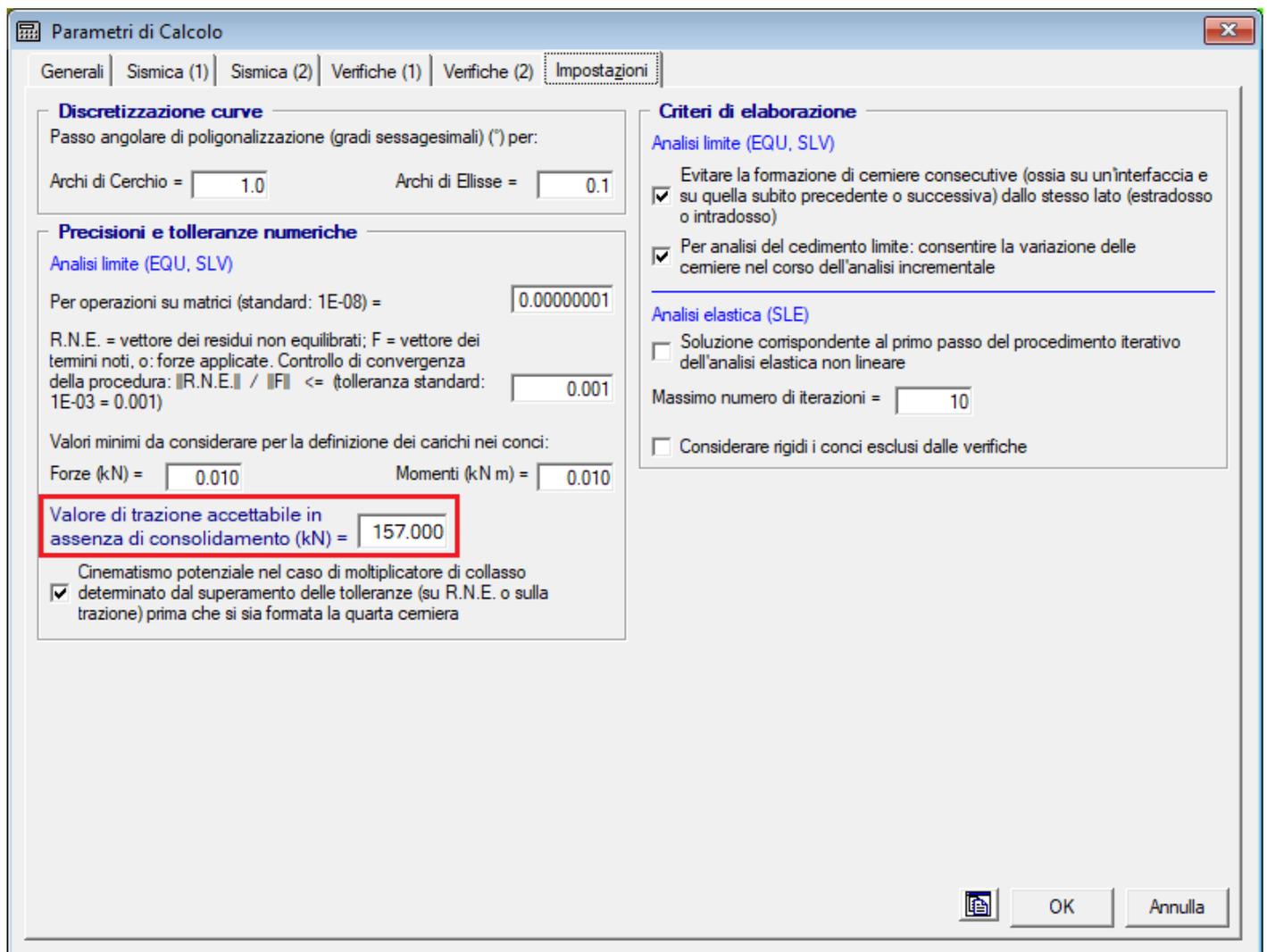


Fig. 2.2.4. Parametri di Calcolo, scheda Impostazioni per definire la capacità di resistenza a trazione

Il peso specifico del calcestruzzo, secondo le prove di laboratorio, è assunto pari al valore medio fra i due provini, ed è pari a 24.07 kN/m<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda le spalle, risultano entrambe tozze. Come già osservato per il ponte dell'esempio precedente, la distinzione fra spalla snella o tozza è importante perché comporta diverse schematizzazioni della spinta del terreno sulle spalle.

Nel caso in esame le spalle sono tozze: infatti  $h < 0.75 L$  per entrambe. Più precisamente:

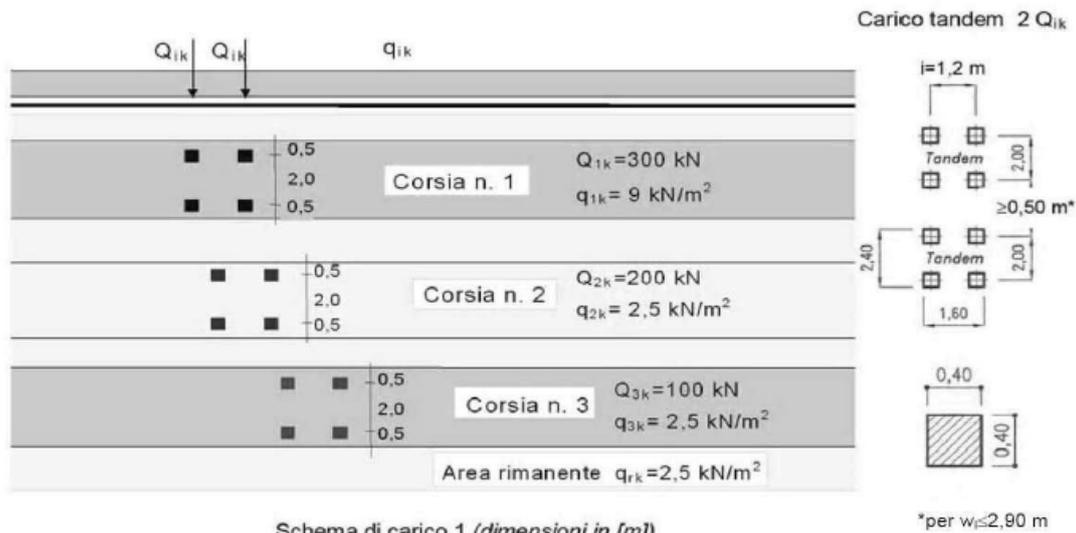
- spalla sinistra:  $h=200$  cm,  $L=700$  cm,  $h/L = 0.29 < 0.75$
- spalla destra:  $h=170$  cm,  $L=700$  cm,  $h/L = 0.24 < 0.75$

Sulle spinte del terreno si è già discusso in precedenza; ripercorriamo qui alcuni aspetti significativi. In analisi statica, le spinte del terreno possono essere considerate coincidenti con le spinte attive. Si osservi che considerando il meccanismo di collasso del ponte con arcata su piedritti, con abbassamento del ponte e apertura delle spalle verso l'esterno, facendo cerniera al piede in estradosso, il terreno reagisce con spinta passiva. Di questa, si deve considerare solo una quota parte corrispondente all'effetto stabilizzante sul sistema voltato del ponte (la spinta passiva è una reazione, non un'azione – a differenza della spinta attiva). Considerando il 10% di spinta passiva (valore specificato nelle CCC di questo ponte), si ottiene un'azione dello stesso ordine della spinta attiva (si confrontino i coefficienti di spinta attiva e passiva), e quindi si può procedere direttamente considerando la spinta attiva. In analisi sismica però la differenza è data dal fatto che la spinta attiva per spalle tozze assume uno schema statico diverso rispetto alle spalle snelle (vd. fig. 2.1.11). Dato il verso sismico nella direzione orizzontale e nel piano del sistema voltato del ponte, per sisma +X SAV considera la spinta attiva a monte (sopravento) (con schema dipendente dalla snellezza della spalla) e la spinta passiva a valle (sottovento); per il sisma -X accade il viceversa. Lo schema di spinta attiva per spalla tozza, con azione non nulla in sommità, genererà tensioni piuttosto elevate alla base della spalla sopravvento, come risulterà dall'analisi. Per la definizione della quota di inizio della spinta, si è scelto di evitare lo spessore del sottofondo, per non ottenere risultati sismici troppo sfavorevoli: questa non è un'indicazione valida in generale; ogni caso va analizzato in modo specifico.

### Condizioni di carico

Sotto il manto stradale sono presenti 40 cm. di altezza di calcestruzzo competenti ad una soletta in c.a.; il carico di superficie corrispondente è:  $25 \text{ kN/m}^3 * 0.40 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$  che in SAV può essere specificato come carico di pavimentazione. E' inoltre presente un sottofondo di spessore 30 cm. e peso specifico  $18 \text{ k/m}^3$ . Per l'analisi sismica, si suppone che il ponte sia posto in zona urbana di intenso traffico, e pertanto:  $\psi_2=0.2$  (nel caso di viabilità standard, si considera  $\psi_2=0.0$ ).

I carichi da traffico sono rappresentati, come da Normativa, in fig. 2.2.5 (tratta da §5.1.3.3.5 del D.M. 17.1.2018). Poiché il ponte oggetto di studio ha una dimensione trasversale in pianta pari a 4.80 m, esso viene interessato dal carico di una sola corsia avente larghezza 3.00 m. Il carico distribuito lineare è quindi pari a  $9.00 \cdot 3.00 = 27.00 \text{ kN/m}$ . E' inoltre presente una coppia di carichi concentrati  $Q_{1k}$  (carico tandem) pari a 300 kN ciascuno.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

Fig. 2.2.5. Carichi mobili sui ponti stradali

Le condizioni di carico elementari CCE e le combinazioni di condizioni di carico CCC sono mostrate in fig. 2.2.6.

**Condizioni di Carico Elementari:**

- CCE 1 = pesi propri (carichi permanenti)
- CCE 2 = carico stradale  $q_{1k}$  distribuito su tutta l'arcata
- CCE 3 = carico stradale  $q_{1k}$  distribuito su metà arcata
- CCE 4 = carichi stradali concentrati (tandem)  $Q_{1k}$

**Combinazioni di Condizioni di Carico:**

- CCC 1 = soli carichi permanenti
- CCC 2 = permanenti +  $q_{1k}$  su tutta l'arcata +  $Q_{1k}$
- CCC 3 = permanenti +  $q_{1k}$  su metà arcata +  $Q_{1k}$

Dati Condizioni di Carico Elementari [CCE] (4)													
N°	Commento	Psi.0	Psi.2	P.p. volta	P.p. rinf. sx	P.p. rinf. dx	P.p. sottof.	P.p. pavim.	Carichi di superficie	Carichi lineari	Carichi concentrati	Forze aggiuntive sui piedritti	Carichi mobili
1	Permanenti strutturali e non strutturali (Pesi propri)	1.00	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>									
2	Carico stradale distribuito $q_{1k}$ sull'intera arcata	1.00	0.20	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				
3	Carico stradale distribuito $q_{1k}$ su metà arcata	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				
4	Carichi stradali concentrati (tandem) $Q_{1k}$	1.00	0.20	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>				

Dati Combinazioni delle Condizioni di Carico [CCC] (3)																	
N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Qk1 CCE 4	Pied. Sx Sp.att.	Pied. Sx Sp.pass.	Perc. Sx Sp.pass.	Pied. Dx Sp.att.	Pied. Dx Sp.pass.	Perc. Dx Sp.pass.	Ponti cls: Adeg.	SLE
1	Carichi permanenti	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	Perm + $q_{1k}$ completo + $Q_{1k}$	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Perm. + $q_{1k}$ metà sinistra + $Q_{1k}$	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Fig. 2.2.6. CCE e CCC

In dettaglio, i carichi delle CCE 2,3,4 sono rappresentati nelle figure seguenti.

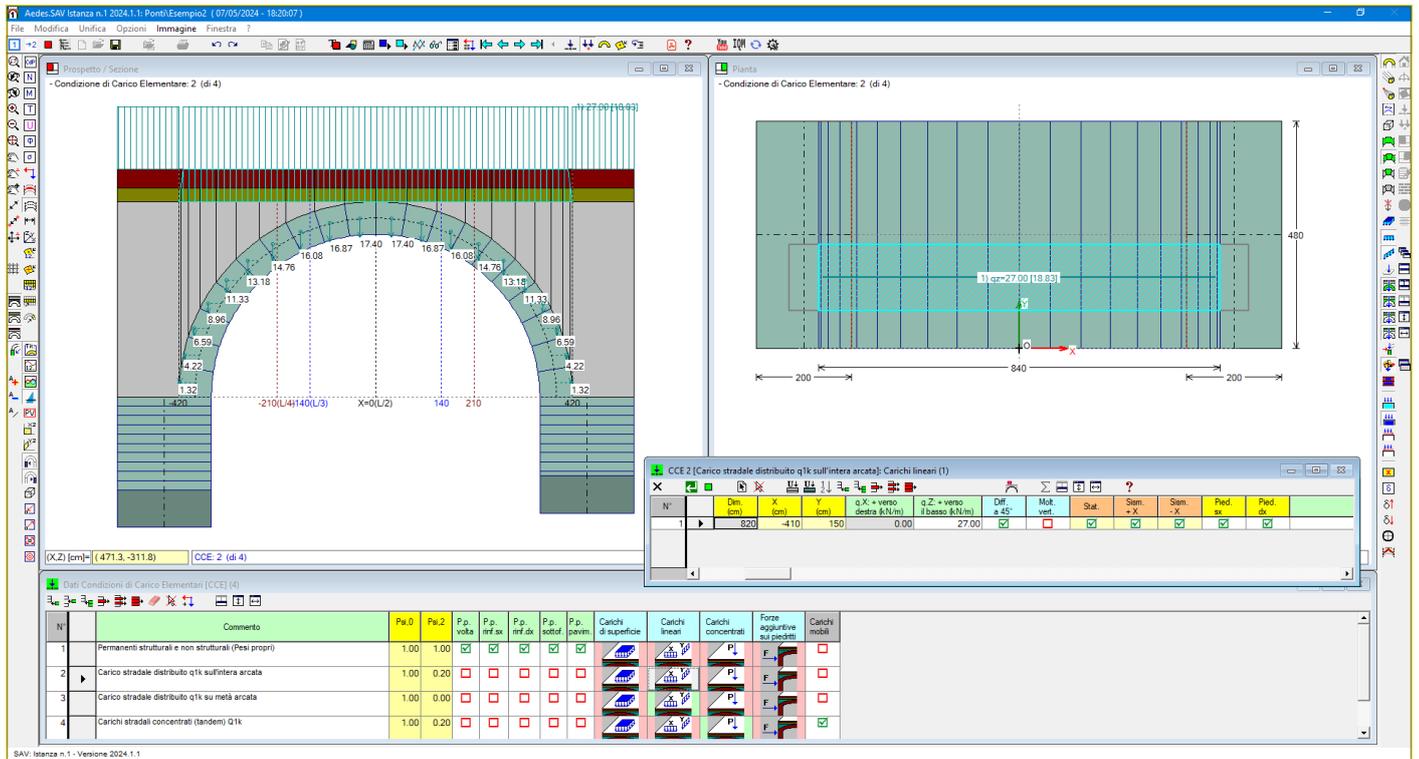


Fig. 2.2.7. Carichi della CCE 2

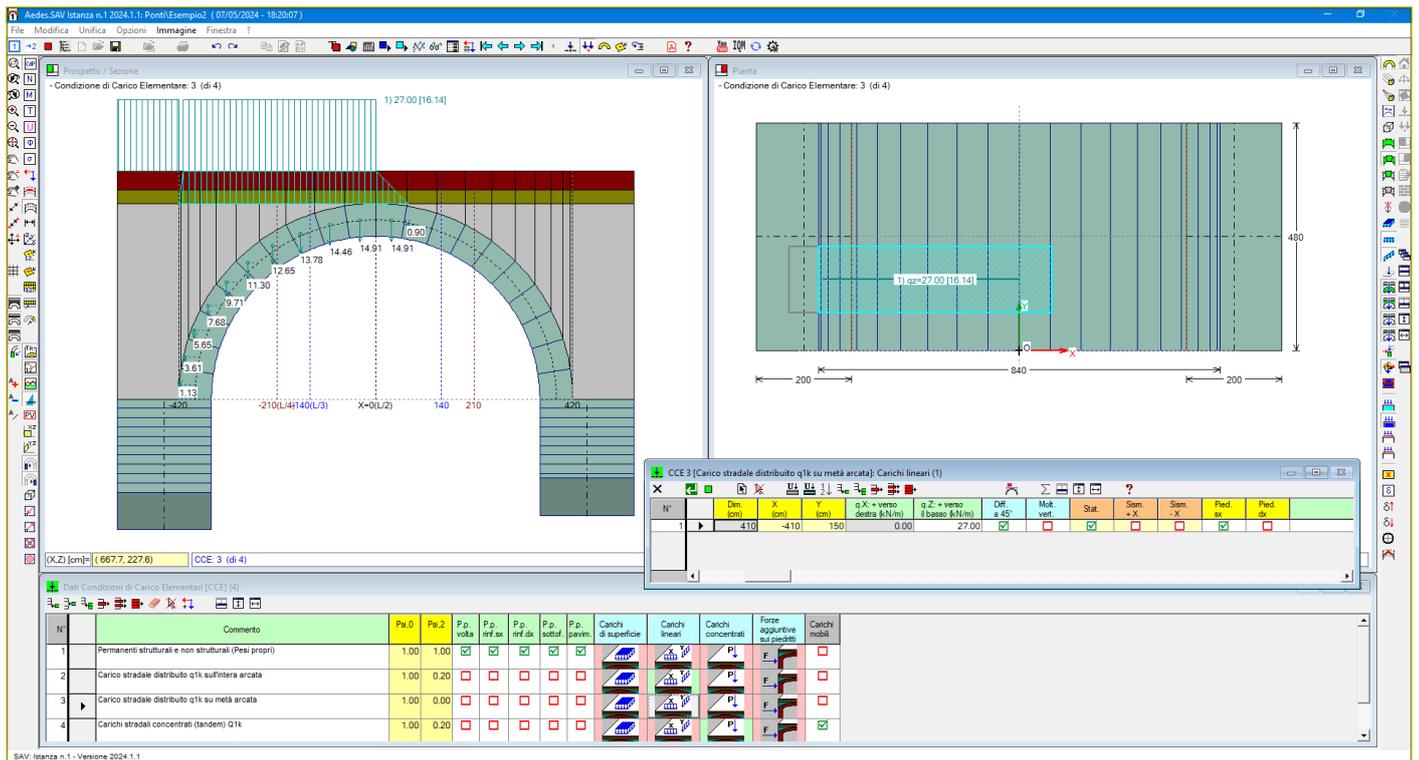


Fig. 2.2.8. Carichi della CCE 3

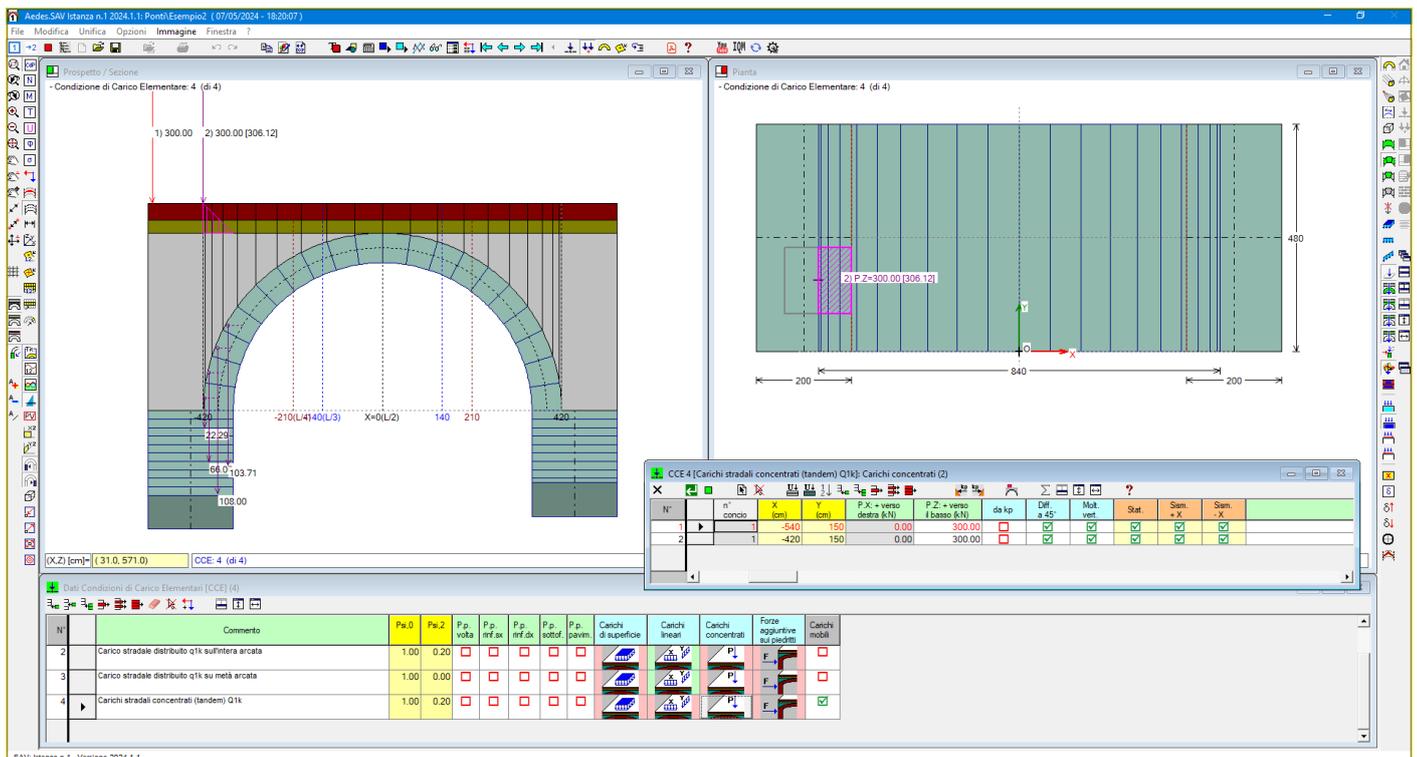


Fig. 2.2.9. Carichi della CCE 4

### Analisi per carichi mobili

Per la CCE 4 si deve scegliere la posizione dei carichi concentrati: il criterio da seguire è individuare la posizione più sfavorevole per l'analisi statica e quella, in generale non coincidente, per l'analisi sismica. Per questo scopo, la CCE 4 è stata preimpostata per l'esecuzione dell'Analisi per carichi mobili: tale analisi consentirà di individuare le posizioni dei carichi più sfavorevoli. Nella preimpostazione, i due carichi concentrati  $Q_{1k}$  sono posti al bordo sinistro del sistema voltato: il carico concentrato più a sinistra è fuori dalla campata dell'arco (ed è in colore rosso), mentre quello più a destra si trova esattamente a inizio campata.

Eseguito l'analisi per carichi mobili, riferita alla CCE 4, si otterrà come risultato dell'elaborazione la posizione più sfavorevole per l'analisi statica, che verrà quindi inserita in input nella CCE 4 stessa.

Il passaggio successivo consisterà nell'aggiungere la CCE 5 contenente i medesimi carichi della CCE 4 ma stavolta posti nella posizione più sfavorevole per l'analisi sismica.

Alla CCE 4 si attribuirà quindi  $\psi_2=0$  per non farla influire sull'analisi sismica, mentre alla CCE 5 si attribuirà  $\psi_2=0.20$ , come per la CCE 2.

In SAV la combinazione sismica è unica e si compone automaticamente attraverso tutte le CCE aventi  $\psi_2$  non nullo; in ognuna di tali CCE, inoltre, verrà considerato il contributo solo dei carichi aventi selezionati i check Sism.+X e/o Sism.-X.

Osserviamo che ai fini dell'analisi sismica, secondo lo schema fin qui costruito, verranno quindi considerati:

- i carichi permanenti (CCE 1);
- il carico  $q_{1k}$  distribuito lungo tutta l'arcata (CCE 2);
- i carichi  $Q_{1k}$  posti nella posizione più sfavorevole per l'analisi sismica (CCE 5).

In analisi statica, verranno invece processate tutte le 3 CCC.

Per velocizzare l'elaborazione dell'analisi per carichi mobili, la ricerca della posizione più sfavorevole dei carichi concentrati si esegue con riferimento alla sola arcata, attivando il check che nei Parametri di Calcolo indica di non eseguire l'analisi per i piedritti:

## Piedritti

- Non eseguire analisi e verifica dei piedritti. Selezionando questa opzione, l'elaborazione di calcolo si limiterà alla sola struttura voltata

L'analisi per carichi mobili è stata predisposta per la CCE 4: poiché i risultati che verranno mostrati nella volta durante le fasi progressive dell'analisi fanno riferimento alla CCC corrente, è interessante, prima dell'esecuzione dell'analisi, rendere corrente una CCC dove la CCE 4 è influente: la CCC 2 o la CCC 3, con la visualizzazione grafica della curva delle pressioni (o di un altro risultato, ad esempio le tensioni di compressione o un diagramma di sollecitazioni) per apprezzarne la modifica in dipendenza dalla posizione dei carichi.

Le fasi di esecuzione dell'analisi per carichi mobili sono illustrate nel video in download da questo link.

[https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV\\_Manuale\\_2024\\_Video\\_1.mp4](https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV_Manuale_2024_Video_1.mp4)

In figura seguente, il messaggio mostrato al termine dell'elaborazione dell'analisi per carichi mobili:

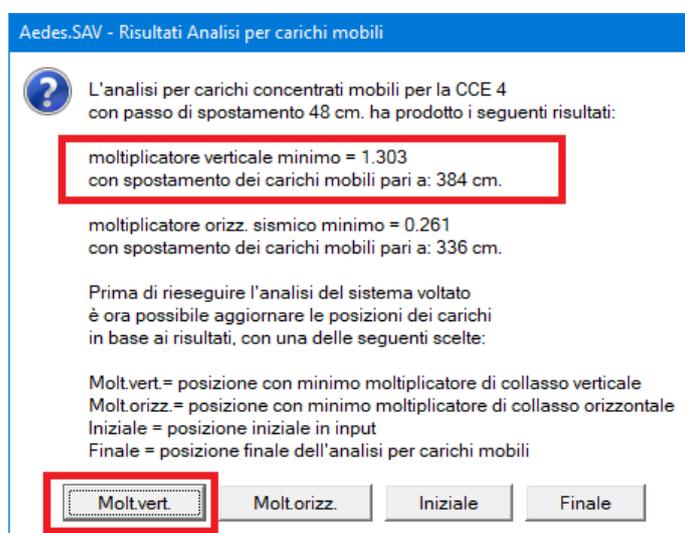


Fig. 2.2.10. Report dell'analisi per carichi mobili

La posizione dei carichi concentrati che deve essere specificata nella CCE 4 per ottenere i risultati più sfavorevoli dal punto di vista statico è:  $Q_{1k,1}$  per  $X=-156$ ,  $Q_{1k,2}$  per  $X=-36$  (misure in cm).

Confermando con il pulsante di comando 'Molt. vert.', la posizione dei carichi si reimposta automaticamente nella posizione più sfavorevole per la Statica, e la configurazione dei carichi per la CCE 4 diviene quella mostrata in fig. 2.2.11.

*Nota.* L'analisi per carichi mobili per questo caso applicativo verrà ripresa nel par. 4 del presente documento, al fine di illustrare più in dettaglio le caratteristiche di tale analisi condotta con SAV.

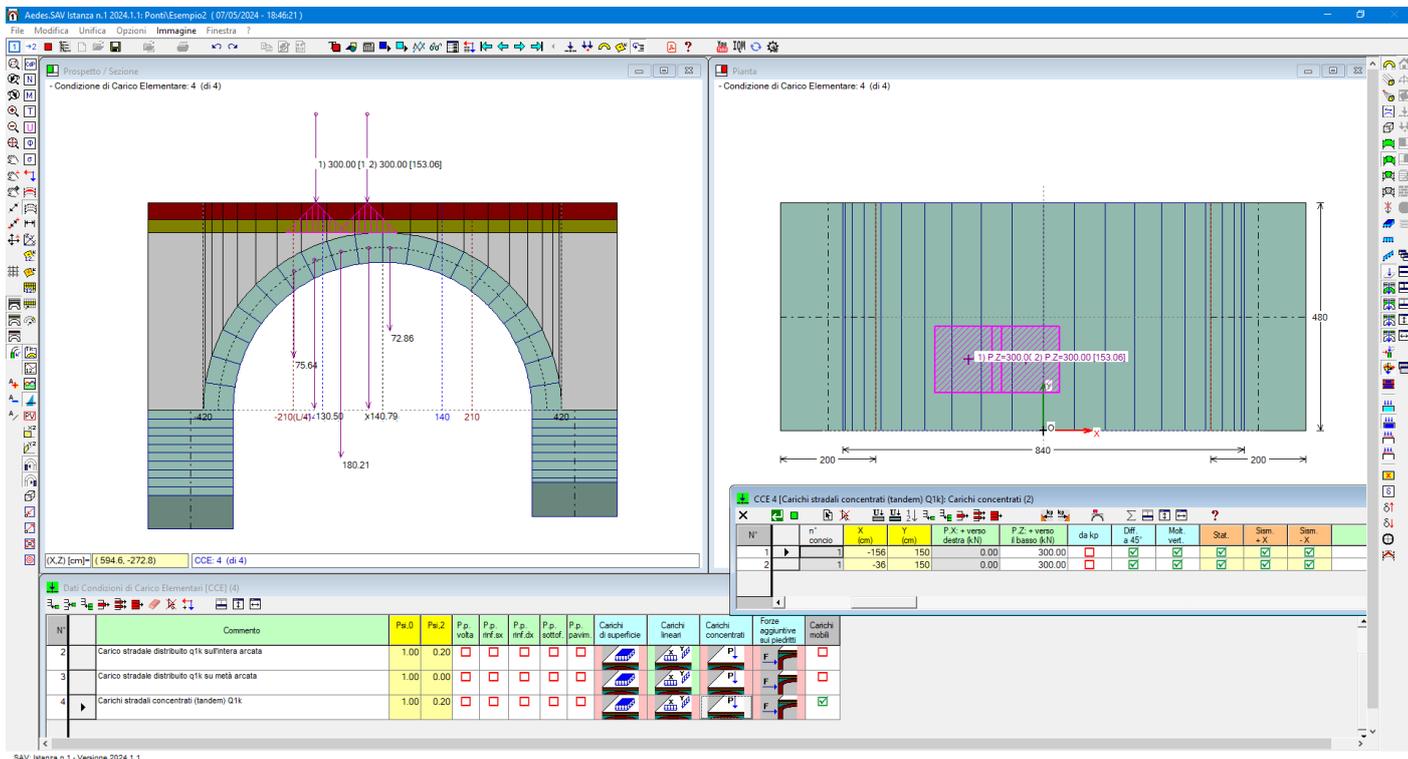


Fig. 2.2.11. Posizione più sfavorevole in analisi statica per i Carichi della CCE 4

L'analisi per carichi mobili ha fornito anche la posizione più sfavorevole per l'analisi sismica:  $Q_{1k,1}$  per  $X=-204$ ,  $Q_{1k,2}$  per  $X=-84$ .

Si crea ora la CCE 5, come sopra annunciato, come copia della CCE 4 ma con carichi nella posizione sfavorevole per la Sismica, e si reimpostano adeguatamente i coefficienti  $\psi_2$ .

Il quadro completo di CCE e CCC risultante aggiornato in base ai risultati dell'analisi per carichi mobili è riportato in fig. 2.2.12, e corrisponde al file *Esempio2\_definitivo*, con cui si eseguono le analisi statica e sismica definitive.

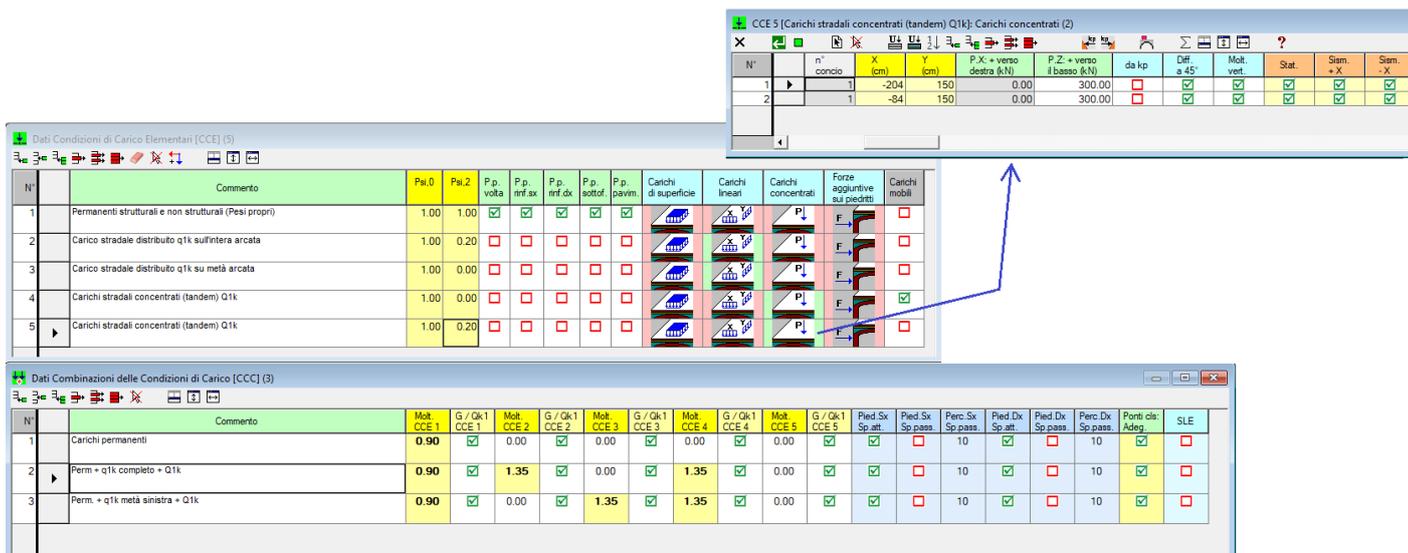


Fig. 2.2.12. Definizione di una ulteriore CCE (n°5) per la posizione più sfavorevole dei carichi concentrati in analisi sismica

L'analisi limite definitiva fornisce i risultati riportati nella figura seguente.

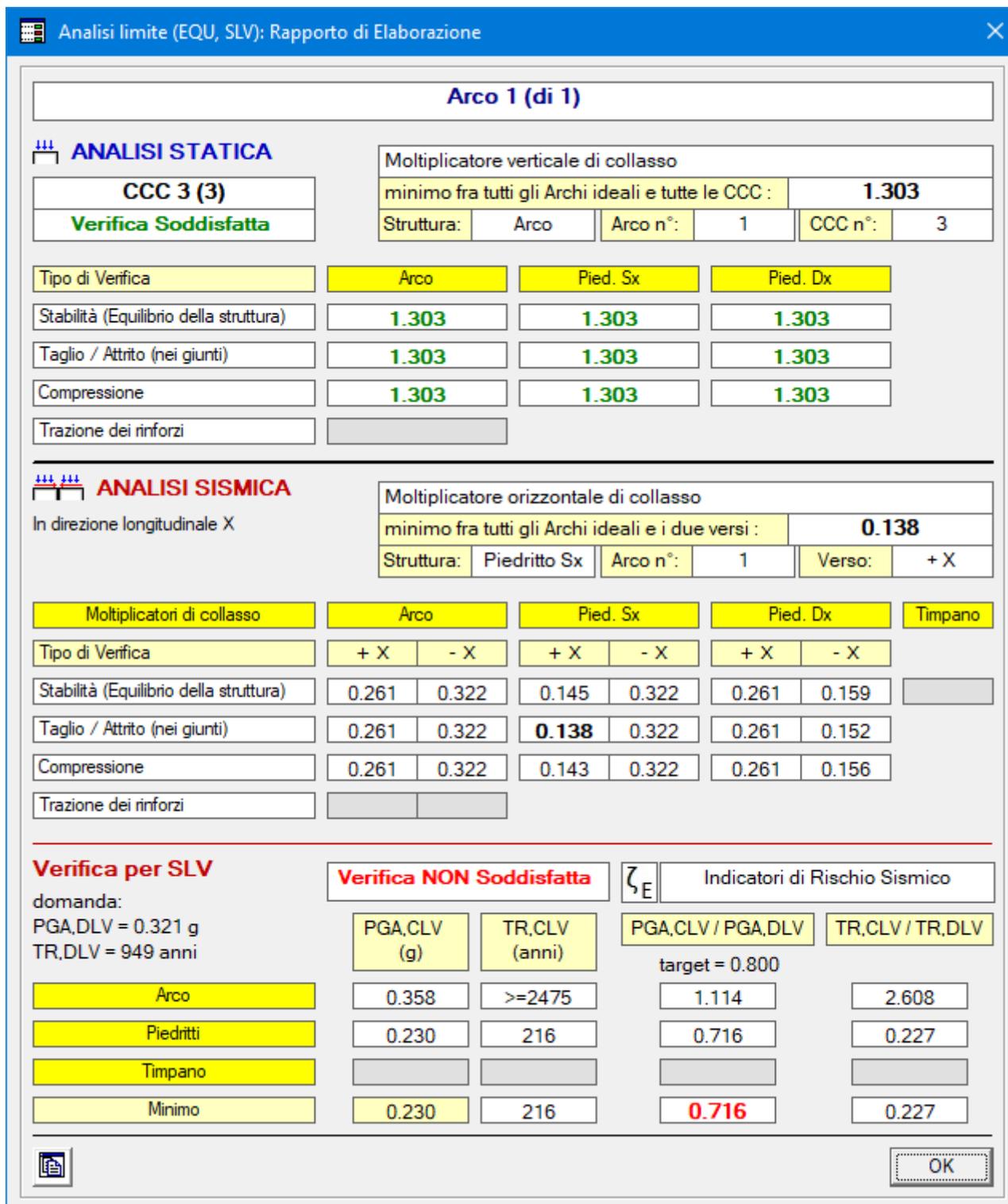


Fig. 2.2.13. Risultati definitivi dell'analisi del ponte

Nei confronti dell'Analisi Statica, il ponte è in equilibrio ed ha un moltiplicatore di collasso del carico verticale concentrato pari a 1.303 (30% di margine di sicurezza). La crisi dipende dalla stabilità: si vede infatti che il moltiplicatore per tensioni di compressione e per taglio è uguale a quello della stabilità, perché la crisi per stabilità blocca la possibilità di trovare configurazioni equilibrate sotto carichi maggiori e le verifiche per compressione e taglio possono essere svolte solo se esiste una configurazione equilibrata.

In Analisi Sismica l'indicatore di rischio risulta pari a 0.716, inferiore a 0.8, pertanto il ponte non risulta

'adeguato' secondo le NTC 18 §C8.8.7 (ovviamente, tale risultato dipende dalla zona dove il ponte è ubicato: lo stesso ponte, in una zona caratterizzata da PGA inferiori, può risultare adeguato).  
 L'analisi ha mostrato che l'arcata ha moltiplicatori di collasso (0.261) ben superiori ai piedritti: in particolare, la spalla sinistra condiziona il risultato. Si osservi anche un aspetto significativo: il risultato sismico per l'arcata non è simmetrico, e questo dipende dalla posizione dei carichi  $Q_{1k}$  sismicamente presenti a causa dello stato di servizio del ponte, posto in zona urbana di intenso traffico, con  $\psi_2=0.2$ .

In figura seguente è riportata la verifica sismica secondo -X, con curva delle pressioni nella grafica 2D e diagramma del momento nella grafica 3D.

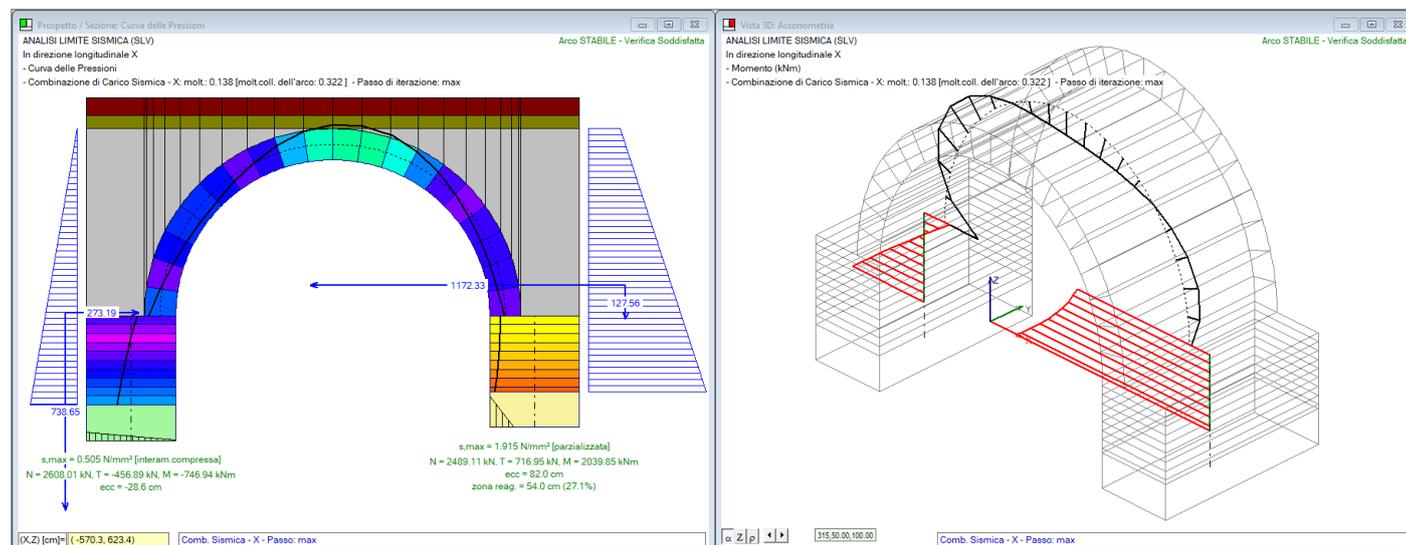


Fig. 2.2.14. Verifica sismica in direzione +X

Rianalizzando il ponte con viabilità standard ( $\psi_2=0.0$  per le CCE 2 e 5), si ottiene un risultato simmetrico per l'arco (con moltiplicatore di collasso pari a 0.305 per sisma sia +X che -X) ma è anche interessante osservare un calo dell'indicatore di rischio, che scende a 0.682 (fig. 2.2.15). Questo è da relazionarsi alla diminuzione del carico verticale: infatti, anche se la massa sismica diminuisce a causa del coefficiente  $\psi_2$  nullo, diminuisce contemporaneamente anche il carico verticale e l'insieme di questi due effetti può essere sfavorevole (in questo caso lo è, per la spalla sinistra).

E' quindi significativo osservare che può essere opportuno eseguire l'analisi sismica anche in assenza di contributo dei carichi variabili, eventualmente creando due modelli tra loro differenti per i valori di  $\psi_2$ .

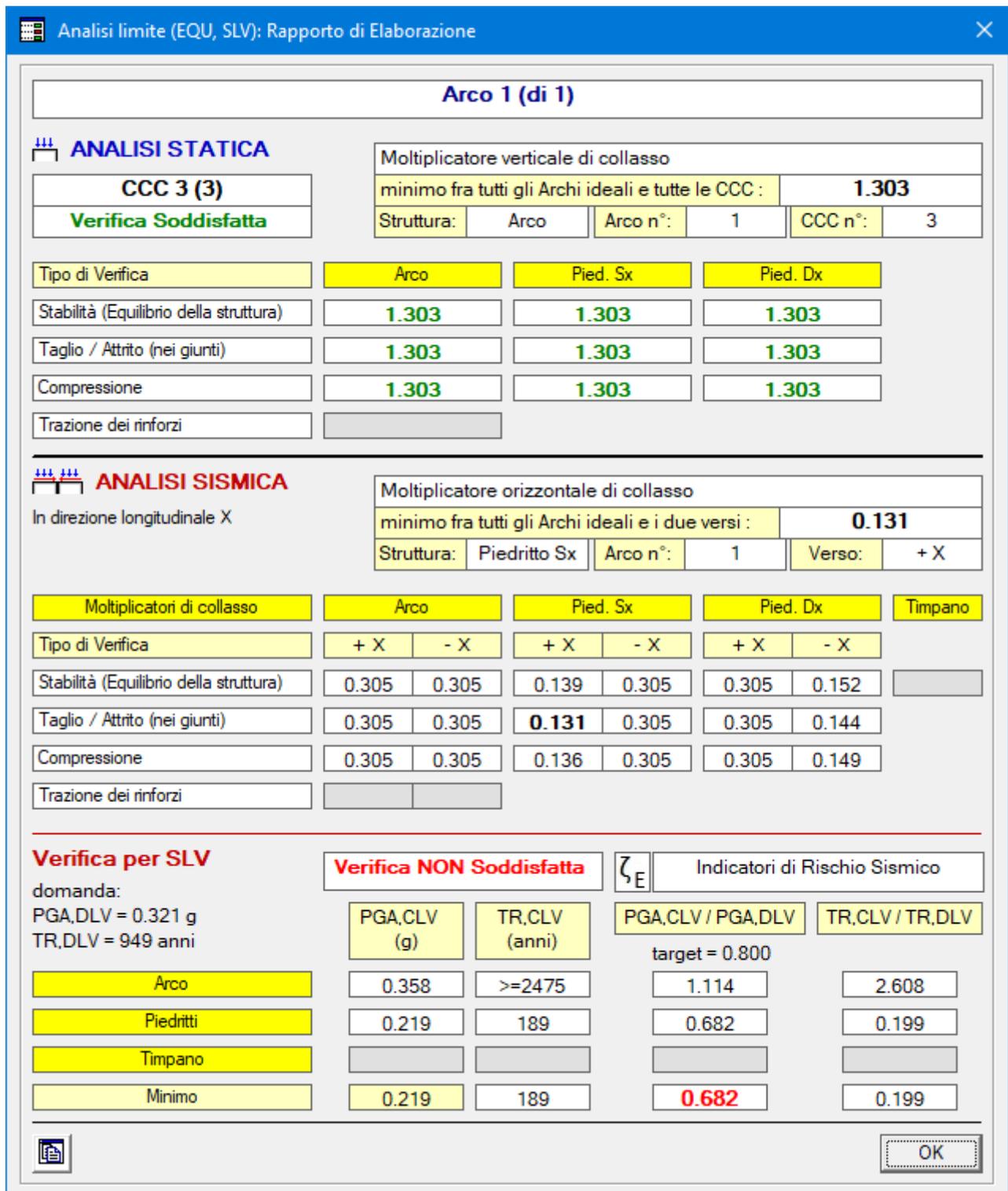


Fig. 2.2.15. Analisi del ponte per viabilità standard

Il risultato ottenuto per i piedritti dipende dalla verifica a taglio. Se si ritiene che tale verifica per la struttura massiccia delle spalle non sia determinante, anche in considerazione della formulazione stessa della resistenza a taglio delle strutture in calcestruzzo, derivata dallo studio di elementi trave non armati a taglio, si può esaminare come si modifica il risultato omettendo la verifica a taglio. Reimpostando  $\psi_2=0.20$  per le CCE 2 e 5, l'indicatore di rischio sismico cresce (da 0.716 passa a 0.741, vd. fig. 2.2.16), ma resta inferiore a 0.8, stavolta in dipendenza dalla verifica a compressione nel piedritto. Provando a ignorare la verifica di

compressione, e quindi valutando solo la stabilità, si ottiene un valore in aumento (0.756) ma ancora inferiore a 0.8.

Analisi limite (EQU, SLV): Rapporto di Elaborazione

### Arco 1 (di 1)

#### ANALISI STATICA

**CCC 3 (3)**  
**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore verticale di collasso  
minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC : **1.303**

Struttura: Arco    Arco n°: 1    CCC n°: 3

Tipo di Verifica	Arco	Pied. Sx	Pied. Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	<b>1.303</b>	<b>1.303</b>	<b>1.303</b>
Taglio / Attrito (nei giunti)			
Compressione	<b>1.303</b>	<b>1.303</b>	<b>1.303</b>
Trazione dei rinforzi			

---

#### ANALISI SISMICA

In direzione longitudinale X

Moltiplicatore orizzontale di collasso  
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi : **0.143**

Struttura: Piedritto Sx    Arco n°: 1    Verso: + X

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx		Timpano
Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.261	0.322	0.145	0.322	0.261	0.159	
Taglio / Attrito (nei giunti)							
Compressione	0.261	0.322	<b>0.143</b>	0.322	0.261	0.156	
Trazione dei rinforzi							

---

#### Verifica per SLV

domanda:  
PGA,DLV = 0.321 g  
TR,DLV = 949 anni

**Verifica NON Soddisfatta**

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV
Arco	0.358	>=2475	1.114	2.608
Piedritti	0.238	238	0.741	0.250
Timpano				
Minimo	0.238	238	<b>0.741</b>	0.250

Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$   
target = 0.800

Fig. 2.2.16. Analisi del ponte trascurando la verifica a taglio

Oltre all'analisi limite per SLU, il software SAV consente anche l'analisi elastica per SLE: questo esempio applicativo verrà ripreso nel seguito del presente documento, nel capitolo dedicato all'analisi elastica.

L'esecuzione di questo esempio applicativo ha mostrato come attraverso la gestione accurata delle CCE e delle CCC sia possibile con SAV esaminare tutte le combinazioni statiche ed impostare la combinazione

sismica secondo criteri personalizzati (ovviamente, le procedure che rispettano la Normativa saranno in generale simili a quella illustrata).

Come vedremo in seguito, nel caso dei ponti multicampata l'assetto delle condizioni di carico sarà condizionato dalla coerenza lungo lo sviluppo del ponte: ad esempio, la posizione più sfavorevole studiata per una campata determinerà la porzione di carico che interesserà le campate adiacenti.

### 2.3. ANALISI DI PONTI MULTICAMPATA

L'analisi dei ponti multicampata viene condotta con Aedes.SAV con un **modello unitario organizzato per sottostrutture connesse fra loro da azioni di interscambio**. Le sottostrutture sono le singole campate e le azioni di interscambio corrispondono agli sforzi verticali e orizzontali (spinte) trasmessi dalle arcate sulle imposte, ovvero sulla sommità dei piedritti (spalle e pile).

All'Analisi Strutturale per Componenti dei ponti esistenti in muratura sono dedicati contenuti normativi specifici, riportati nelle CNR-DT 213/2015 (Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura).

Nel capitolo 8 delle CNR-DT 213 (Analisi Strutturale Globale) si pone in evidenza §8.10. Analisi Strutturale attraverso organizzazione gerarchica dei componenti:

"nel caso di un ponte ad arcate in piano e in rettilineo, è consentito verificare le arcate indipendentemente dalle pile e dalle spalle e queste ultime indipendentemente dalle arcate assoggettandole agli scarichi da queste provenienti, a condizione che vengano adottati metodi di analisi non lineare che tengano conto degli aspetti peculiari del comportamento delle murature. In tal caso la ampiezza delle lesioni calcolate verrà moltiplicata per un fattore  $\gamma_g > 1$ , ai fini del controllo di ammissibilità delle lesioni. I valori calcolati resteranno invece assunti come soglie di allarme per eventuali monitoraggi.

E' invece sempre consentito verificare le fondazioni indipendentemente dalla sovrastruttura."

E' importante rilevare che SAV può operare correttamente nell'ambito dell'analisi strutturale per componenti in quanto **l'analisi limite, per le verifiche SLU, come implementata in SAV<sup>1</sup>, è un'analisi non lineare.**

<sup>1</sup> La teoria di SAV è illustrata in: Archi e volte in zona sismica. Meccanica delle strutture voltate, a cura di A. Borri, L. Bussi: cap. 2: Archi, volte e cupole: analisi e calcolo, autori: M. Paradiso, G. Tempesta. Dettagli sulla teoria sono riportati nella documentazione a corredo di SAV.

In sintesi, nell'analisi limite sono assenti le deformazioni in quanto l'analisi limite ricerca una soluzione equilibrata considerando non la congruenza, ma l'esistenza di una curva delle pressioni interna alla geometria e comunque tale da non generare un meccanismo di collasso. E' quindi un'analisi per sole forze con il vincolo di condizioni al contorno.

Inoltre, diversamente dalle analisi lineari, non vi è proporzionalità fra forze esterne e stato di sollecitazione conseguente: in particolare, nei sistemi voltati studiati con l'analisi limite si può rilevare come le variazioni delle spinte alle imposte non siano proporzionali alle variazioni sul carico applicato.

Lo schema per sottostrutture è inoltre correttamente adottato nel software SAV anche per lo studio dello stato limite di esercizio, poiché l'analisi implementata per SLE è di tipo elastico non lineare (§8.4.2 CNR-DT 213).

Nel capitolo 9 delle CNR-DT 213, in §9.6, si specifica inoltre quanto segue:

"l'analisi dello schema strutturale del ponte va di massima effettuata considerando la successione delle arcate come un tutto unico continuo. E' possibile tuttavia eseguire l'analisi statica delle diverse campate indipendentemente le une dalle altre attribuendo alle pile intermedie l'assorbimento delle spinte differenziali" (cfr. fig. seg., dalla fig. 9.4 dalle CNR-DT 213).

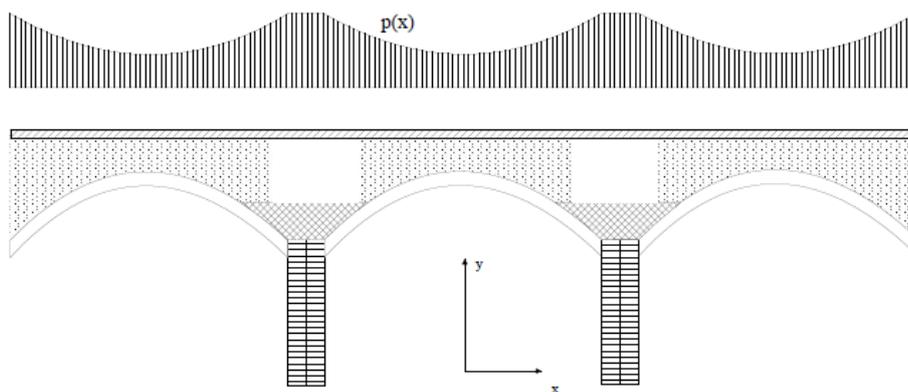


Figura 9.3  
Schema longitudinale del ponte

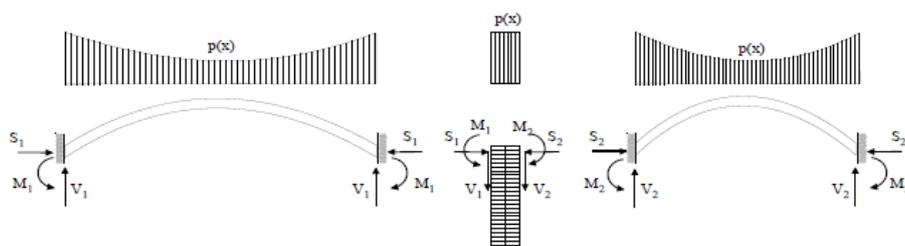


Figura 9.4  
Schema di arcate indipendenti

Fig. 2.3.1. Analisi strutturale del ponte in muratura per componenti

La figura 2.3.1 corrispondente alla 9.4 delle CNR-DT 213 è riportata nel contesto dell'analisi per carichi permanenti; la sua estensione alla verifica sotto il carico permanente cui si aggiungono i carichi variabili è immediata.

### 2.3.1. PROCEDURA GENERALE

L'analisi dei ponti multicampata viene condotta con Aedes.SAV secondo i seguenti passi.

1. Sullo schema completo del ponte, con tutte le arcate (supponiamo  $N$  campate), si definiscono i carichi variabili che interessano il ponte. Tali carichi possono essere presenti in varie distribuzioni, che interessano alcune campate in modo completo e altre parzialmente.

La posizione dei carichi variabili può essere determinata anche attraverso analisi per carichi mobili. Si osservi che eseguita ad esempio tale analisi su una campata intermedia, alla posizione dei carichi mobili scelta come più sfavorevole su tale campata sono generalmente legate le posizioni dei carichi sulle campate adiacenti.

Restano così definite  $M$  combinazioni di condizioni di carico (CCC).

2. Si considera il ponte suddiviso in tutte le  $N$  campate (o  $N$  arcate) che lo compongono, creando  $N$  modelli, cioè un modello per ogni singola campata; in tale modello le CCC da definire sono le stesse valide per ogni modello:  $M$  combinazioni.

Procedendo da sinistra verso destra: il modello della campata più a sinistra è composto dall'arcata iniziale, impostata su piedritti consistenti in una spalla (a sx) e una pila (a dx); i modelli delle campate intermedie sono costituiti da un'arcata impostata su due piedritti consistenti in due pile; la campata più a destra è costituita dall'arcata che si imposta su due piedritti consistenti in una pila (a sx) e una spalla (a dx).

3. Ogni modello viene sottoposto alle CCE che lo caratterizzano: carichi permanenti, carichi variabili da traffico, azioni di frenamento, eventuali spinte passive dai rinfianchi, e spinte del terreno per le campate di

estremità. Nelle CCC, le CCE saranno affette da coefficienti moltiplicatori che rispettano lo schema distributivo fissato al punto 1.

Per una specifica campata è possibile che una CCC sia uguale ad altre combinazioni (carico identico): ciò dipende dal fatto che nelle CCC coincidenti per questa campata, il carico è variato su di un'altra campata. Così operando, tutti i modelli sono tra loro coerenti in quanto rappresentano lo stato delle sottostrutture (le singole campate) nel ponte complessivo (l'insieme delle campate).

4. Si analizzano una prima volta (fase 1) tutte le campate, a partire dalla sinistra verso la destra. In ogni modello si rilevano le spinte statiche alle imposte competenti alle singole CCC e le spinte sismiche corrispondenti al moltiplicatore di collasso orizzontale dell'arco nei due versi (+X e -X). Queste spinte costituiscono le forze di interscambio alle imposte delle arcate, ossia alla sommità dei piedritti delle campate adiacenti.

Si osservi che nella fase 1 le verifiche dei piedritti potrebbero essere ignorate dal momento che i risultati dei piedritti sono temporanei: la curva delle pressioni nelle pile non risente infatti ancora delle azioni di interscambio, azioni che interverranno nella fase 2. Tuttavia, alla luce della necessità di valutare la stabilità in condizioni eccezionali di crisi di alcune campate (vd. in seguito, fig. 2.3.2), il risultato sui piedritti in assenza di azioni di interscambio presenta comunque un certo interesse, e pertanto la verifica dei piedritti può essere attivata anche nella fase 1: pertanto, nella fase 1 il check 'Non eseguire analisi e verifica dei piedritti' (finestra Parametri di Calcolo, scheda Verifiche (2) , Piedritti) può essere selezionato o meno.

5. Si rianalizzano tutte le campate (fase 2), applicando sulla sommità dei piedritti le forze aggiuntive provenienti dalle campate adiacenti (forze di interscambio).

Tali forze vengono definite in CCE aggiuntive, tante quante sono le CCC più le due sismiche, che saranno affette da un sistema di coefficienti  $\gamma_F$  nelle CCC ( $\gamma_F \equiv$  Molt. CCE) tali da assicurare coerenza: ovviamente, le forze aggiuntive provenienti dalla CCC 4 delle campate adiacenti e inserite in una specifica CCE aggiuntiva avranno  $\gamma_F=1.00$  per la CCC 4 e  $\gamma_F=0.00$  per tutte le altre CCC. Opportuni comandi di SAV agevolano questi passaggi, come sarà chiarito dagli esempi illustrati in seguito.

Nella fase 2 il check 'Non eseguire analisi e verifica dei piedritti' (finestra Parametri di Calcolo, scheda Verifiche (2) , Piedritti) NON deve essere selezionato.

I risultati della fase 2 sono definitivi: la curva delle pressioni nelle pile risente delle azioni di interscambio e appare in generale ricentrata rispetto alla fase 1, ossia meno scostata rispetto all'asse della pila. Nell'ambito dei risultati della fase 2, l'analisi del sistema (arco+piedritti) fornisce per ogni campata le verifiche di sicurezza statiche e gli indicatori di rischio sismico.

6. Dai risultati ottenuti per le singole campate si ricava il risultato valido per il ponte nel suo complesso, coincidente col risultato più sfavorevole fra tutti i modelli; è inoltre possibile stilare una gerarchia di comportamento, dalla campata con minore capacità a quella con capacità massima.

In totale quindi si hanno N modelli, con M CCC, che devono essere analizzati in due fasi, cioè due volte: si eseguiranno quindi 2N analisi.

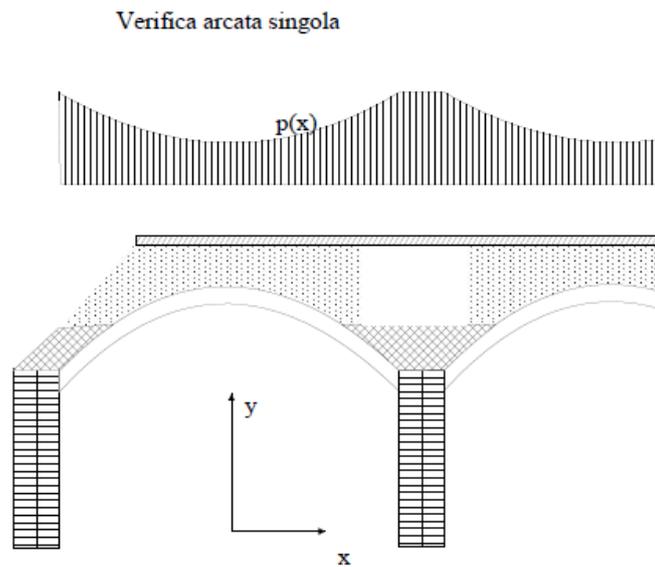
La procedura di analisi dei ponti multicampata viene illustrata nei paragrafi seguenti attraverso esempi applicativi. Si consiglia di consultare con attenzione i files forniti, ripercorrendo le fasi descritte.

In particolare si ponga attenzione alla definizione dei carichi sia per le condizioni di carico elementari (CCE), dove vengono gestite le azioni di interscambio fra campate adiacenti, sia per le combinazioni di condizioni di carico (CCC) riferite agli schemi di carico agenti sul ponte nel suo complesso.

E' importante osservare che l'analisi strutturale per componenti consente ove necessario l'applicazione della seguente indicazione normativa (CNR-DT 213/2015, §9.6):

"(...) In ogni caso, ove si tratti di un ponte su più arcate, è prescritto il controllo della stabilità delle pile

anche in caso di mancanza di una arcata e quindi dello sbilanciamento della spinta proveniente dalle arcate superstiti" (cfr. fig. seg., dalla fig. 9.8 dalle CNR-DT 213).



*Fig. 2.3.2. Analisi strutturale del ponte: stabilità delle singole arcate*

La situazione illustrata in fig. 2.3.2 è una configurazione eccezionale: a seguito della crisi di una singola campata, l'obiettivo è evitare il crollo delle campate adiacenti. Lo schema di carico rappresentato in figura, che risulta una parte di quello presente nello schema del ponte completo (fig. 2.3.1), si riferisce al solo carico permanente, ovviamente sempre presente anche sulle arcate superstiti: la stabilità delle arcate superstiti potrà essere in generale accertata sotto l'azione dei soli carichi permanenti, anche se con SAV è sempre possibile considerare ulteriori carichi.

### **2.3.2. ANALISI DI UN PONTE FERROVIARIO A 3 CAMPATE**

Il primo esempio applicativo proposto è tratto dal volume 'Uno studio sui ponti ad arco in muratura' di D.Bruno, M.Bruno, P.Lonetti, Aracne Editrice, 2013, relativo ad un ponte ferroviario a 3 campate con tipologia frequente nel territorio di competenza delle Ferrovie della Calabria. Gli elementi strutturali del ponte (arcate, pile, spalle) sono in calcestruzzo non armato.

L'esempio viene svolto con i criteri di utilizzo del software Aedes.SAV in coerenza con quanto descritto nel volume citato; tuttavia, alcune modifiche sui parametri di calcolo e ipotesi su dati non disponibili nel testo (ad esempio riguardanti i terreni a tergo delle spalle) condurranno a risultati non coincidenti, pur confermando la stabilità statica del ponte. In ogni caso, nel presente contesto l'esempio viene illustrato con finalità didattica per comprendere la procedura di analisi di un ponte multicampata.

Nella figura seguente, tratta dall'opera citata, si riportano le principali caratteristiche del ponte ferroviario, il cui piano di viabilità si presenta leggermente in salita; di conseguenza, il riempimento che caratterizza le campate successive, passando da monte a valle, ha incrementi progressivi.

La struttura viene modellata con riferimento ad 1.00 m. di profondità.

## 5. ESEMPIO APPLICATIVO

In questo capitolo viene sviluppata una applicazione delle metodologie esposte nel capitolo precedente considerando come caso studio un ponte ad arco a tre luci ad uso ferroviario, la cui tipologia risulta abbastanza ricorrente lungo la linea ferroviaria del territorio calabrese, di competenza delle Ferrovie della Calabria s.r.l.

Il ponte considerato si sviluppa su tre arcate, in cui quella centrale, del tipo ribassato, ha un raggio interno pari a circa 8,85 m, uno spessore variabile da 1,00 m (all'imposta) a 0,70 m (in chiave). Gli archi laterali hanno un raggio interno pari a 3,00 m ed uno spessore pari a 0,50 m. La luce dell'arco centrale è pari a circa 12,00 m, mentre quella degli archi laterali è pari a circa 6,00 m (Fig. 6.1). La larghezza trasversale delle arcate è pari a circa 3,45 m ed è costante durante lo sviluppo longitudinale del ponte. Gli elementi strutturali principali del ponte (arcate, pile e spalle) sono in calcestruzzo semplice non armato. Le fondazioni si ritengono del tipo a pozzo con una profondità di affondamento di circa 3.00 m.

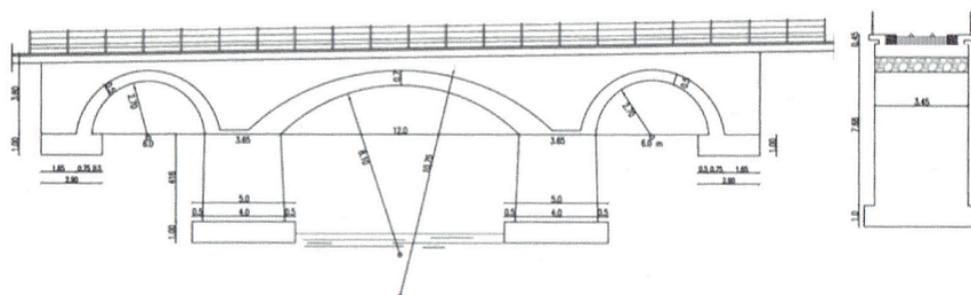


Fig. 5.1. Sezione longitudinale e trasversale della struttura.

Fig. 2.3.3. Esempio di ponte ferroviario multicampata

I file del ponte di esempio sono contenuti nella cartella: *Sav\Ponti\Multicampata\_Ferrovioario.*, e sono organizzati per le 3 campate e le due fasi di calcolo:

*Calabria\_SX\_fase1* e *Calabria\_SX\_fase2* = Campata SX (a sinistra)

*Calabria\_C1\_fase1* e *Calabria\_C1\_fase2* = Campata C1 (centrale)

*Calabria\_DX\_fase1* e *Calabria\_DX\_fase2* = Campata DX (a destra)

Dai file di SAV delle 3 campate sono stati prodotti in output file dxf dei prospetti con arcate e piedritti e poi ricomposti nel disegno mostrato in fig. 2.3.4 e allegato agli esempi (l'output su dxf si ottiene dal menu Immagine, comando Salva su file dxf, disponibile per le finestre grafiche)

(*Sav\Ponti\Calabria\_Multicampata\_Ferrovioario.dwg*)

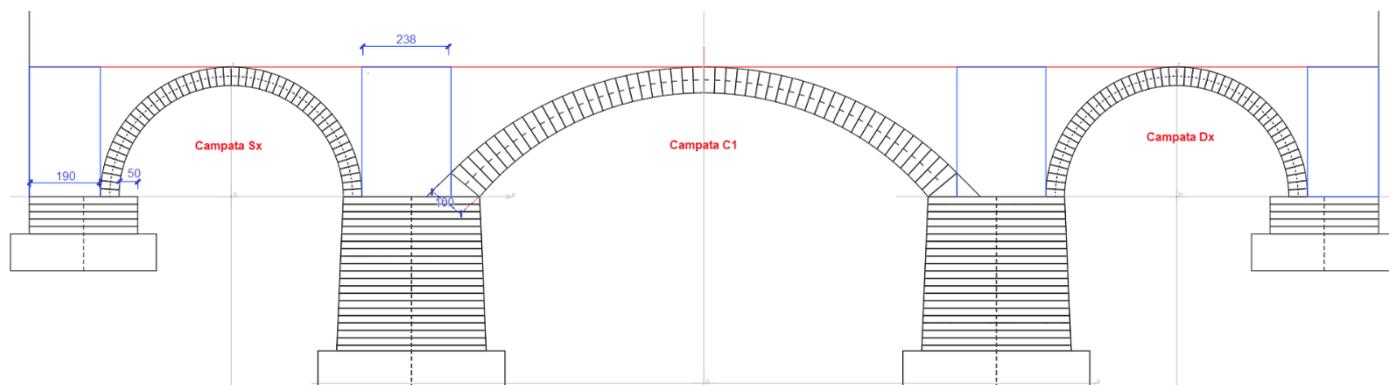


Fig. 2.3.4. Schema strutturale del ponte, da output di SAV su dxf

**SUGGERIMENTO:** l'analisi dei ponti multicampata condotta modellando con SAV le singole campate può essere agevolata scegliendo nomi di file opportuni.

Supponendo che *NomeProgetto* sia il nome del progetto in esame relativo ad un ponte multicampata ad *n* campate, si consiglia di formare il nome del file con la seguente sintassi:

*NomeProgetto\_Posiz\_fase* dove:

**NomeProgetto** = nome del progetto + carattere trattino inferiore: \_ +

**Posiz** = sigla della campata: SX (=sinistra), C1, C2, ... (=intermedie), ... Cn , DX (=destra) +

carattere trattino inferiore: \_ + **fase** = indicativo della fase cui il modello si riferisce: "fase1" o "fase2"

Ad esempio: *Calabria\_SX\_fase1*

(il file si riferisce a: progetto denominato Calabria, campata sinistra, fase 1).

Utilizzando questa convenzione, sarà ad esempio più semplice operare nella fase 2, dove si importano le forze di interscambio provenienti dalle campate adiacenti: SAV può così facilitare la scelta delle strutture da cui importare le azioni coerentemente con il progetto corrente. ■

### **CAMPATA INIZIALE (A SINISTRA): FASE 1**

Seguendo la procedura generale illustrata nel paragrafo precedente, si considera anzitutto la campata sinistra, file: *Calabria\_SX\_fase1*.

Si omette per brevità la descrizione di alcuni parametri in input rappresentativi del ponte (è possibile consultare i progetti di ponti monocampata descritti ai paragrafi precedenti per apprendere varie funzionalità specifiche dei ponti, quali ad esempio i parametri relativi alle spinte del terreno).

In questo primo modello, come già specificato, la verifica dei piedritti ha valore solo temporaneo e non è significativa\*, ma è comunque interessante visualizzare la curva delle pressioni nella pila ai fini del confronto con l'assetto definitivo della curva stessa che si otterrà nella fase 2, dopo l'applicazione delle azioni di interscambio.

\* La verifica dei piedritti per una singola campata di un ponte multicampata diventerebbe significativa nel caso di analisi della campata singola, secondo quanto illustrato in precedenza (vd. fig. 2.3.2). In tale assetto, come accennato, i carichi da considerare saranno in generale solo quelli permanenti, poiché la crisi della campata adiacente impedirà il transito sul ponte; anche l'analisi sismica potrebbe avere rilevanza, dato il periodo di tempo che intercorre prima del ripristino dell'integrità dell'opera.

#### **Le CCE definite sono 3:**

- 1) carichi permanenti di tipo  $G_1$  e  $G_2$  (volta, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione)
- 2) carico del treno su metà campata, a sinistra (fig. 2.3.5)
- 3) carico del treno sull'intera campata (fig. 2.3.6)

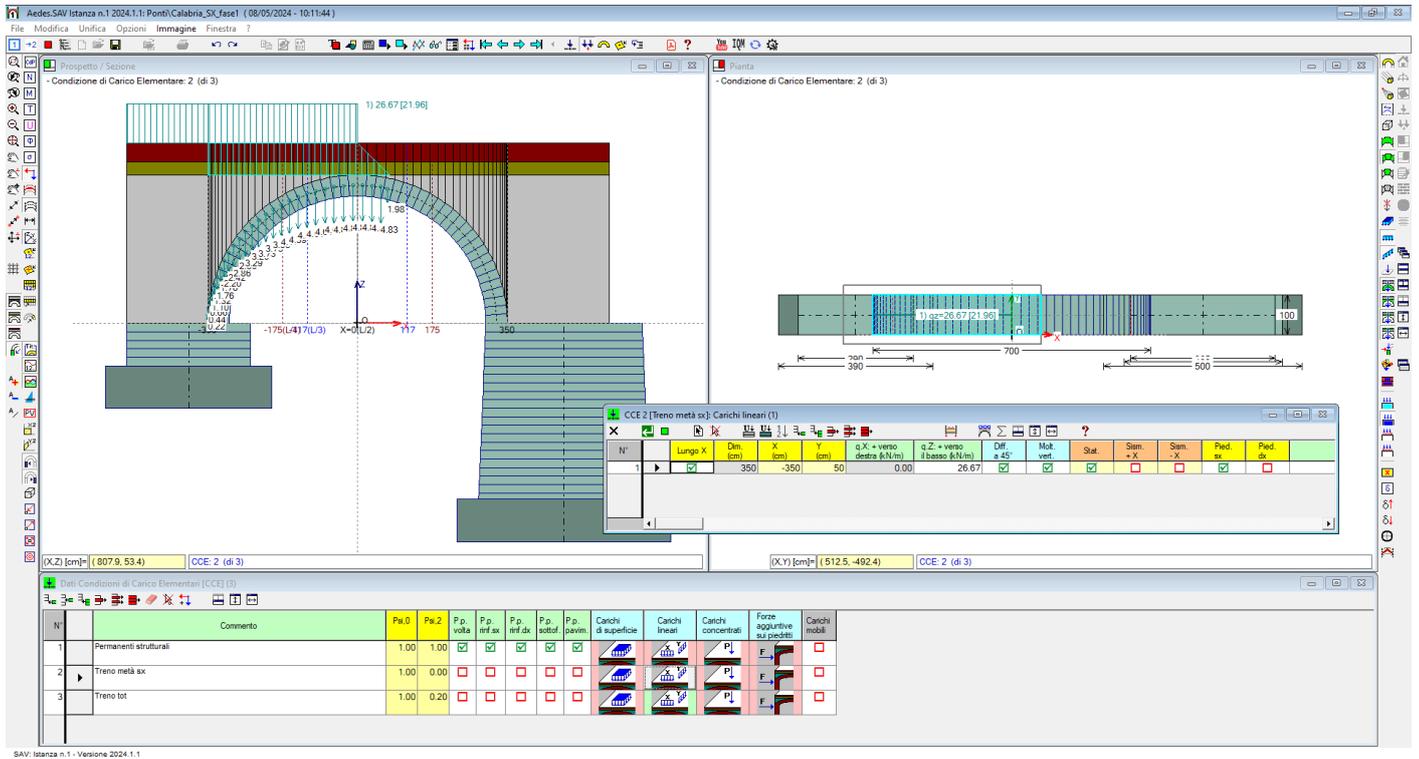


Fig. 2.3.5. Campata SX, CCE n°2, con carico da traffico ferroviario su metà campata

La CCE 2 (fig. 2.3.5) con carico su metà campata è caratterizzata da un carico lineare con effetti statici, agente sull'arco e sul piedritto sx (la spalla); i check degli effetti sismici sono disattivati, ma sarebbero ininfluenti in quanto si considera  $\psi_2=0.00$  riservando l'effetto sismico del carico da traffico ferroviario all'ipotesi di carico completo, in modo da fare riferimento alla maggiore massa possibile coinvolta nell'evento sismico.

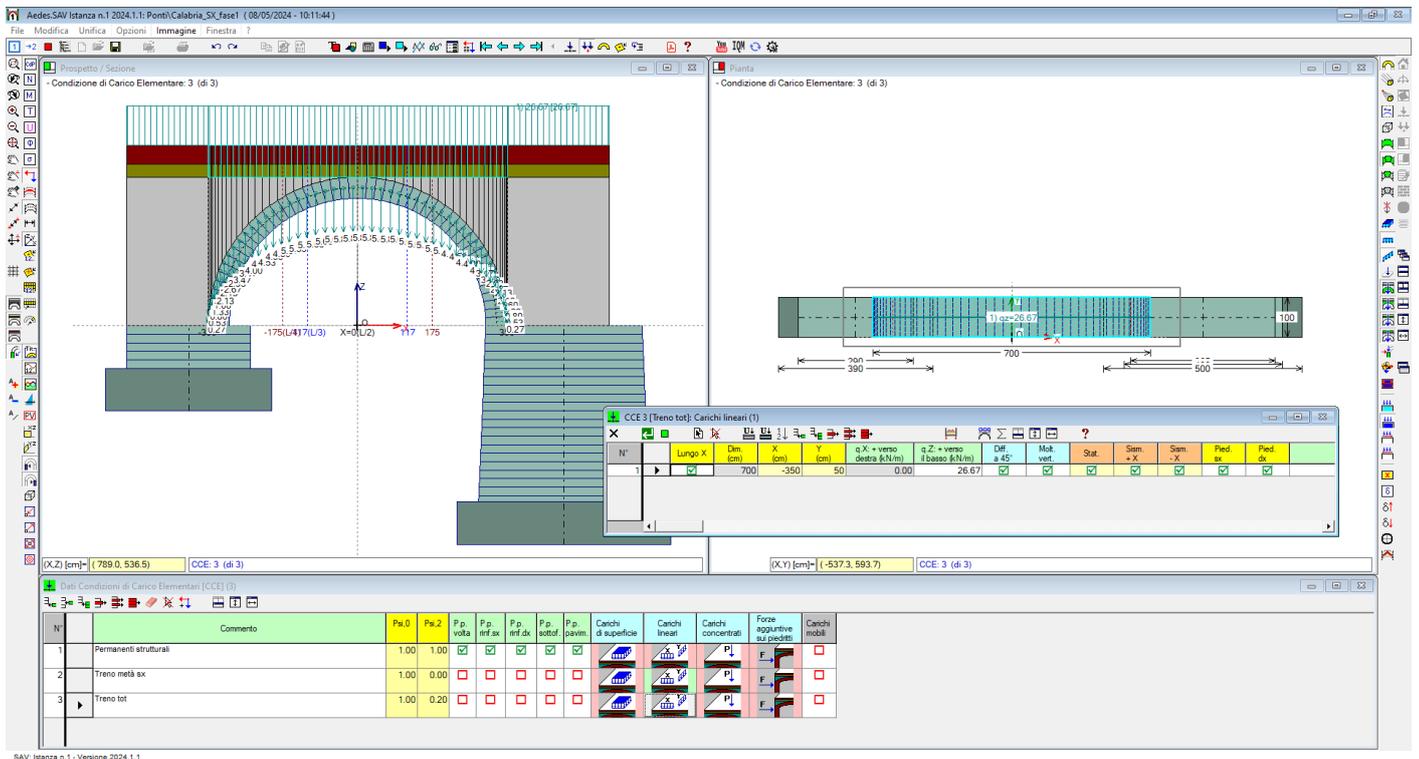


Fig. 2.3.6. Campata SX, CCE n°3, con carico da traffico ferroviario su tutto il ponte

La CCE 3 (fig. 2.3.6) ha il carico su tutto il ponte, con effetti sia statici che sismici ( $\psi_2=0.20$ ).

### Definizione delle Combinazioni di Condizioni di Carico (CCC)

Si definiscono ora le Combinazioni di Condizioni di Carico CCC, facendo riferimento al ponte nel suo complesso, costituito dalle 3 campate. La fig. 2.3.7 illustra gli schemi di carico. Le corrispondenti CCC, in numero totale di 7, saranno comuni a tutti e tre i modelli delle singole campate del ponte.

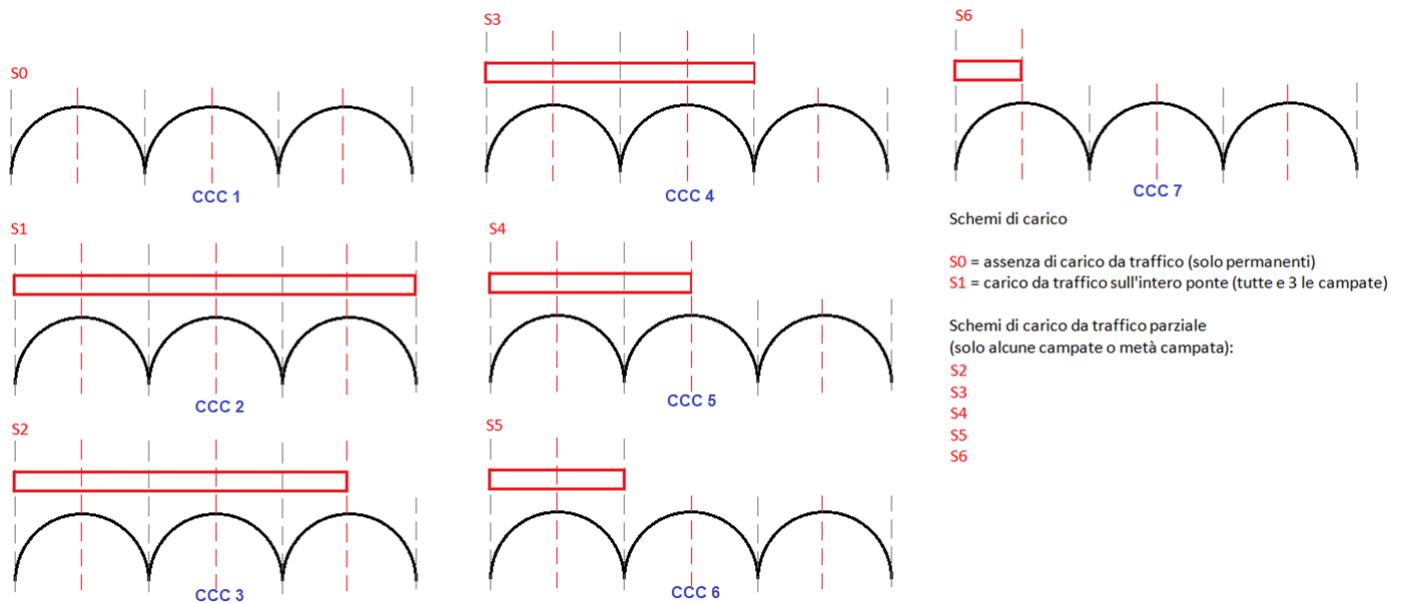


Fig. 2.3.7. Condizioni di carico (CCC) agenti sulle tre campate del ponte ferroviario

Le CCC statiche considerate sul ponte nel suo complesso sono le seguenti.

- La prima CCC (schema S0) è caratterizzata da assenza di carico da traffico (solo carichi permanenti). I carichi permanenti distribuiti sono favorevoli per la stabilità, e quindi si associa ad essi  $\gamma_F=0.90$ .
- La seconda CCC (schema S1) è caratterizzata da carico da traffico su tutto il ponte. Questa disposizione di carico del treno assume particolare interesse per la verifica di resistenza, e pertanto si considera il ruolo sfavorevole del carico distribuito permanente ( $\gamma_F=1.10$ ) e da traffico ( $\gamma_F=1.45$ ); nelle combinazioni seguenti, rilevanti per la verifica per stabilità, il carico del treno (parziale) assumerà sempre ruolo sfavorevole ed avrà  $\gamma_F=1.45$  per la campata dove insiste su metà luce, mentre  $\gamma_F=1.00$  per le altre campate<sup>1</sup>; in tutte queste combinazioni il carico permanente avrà ruolo favorevole ( $\gamma_F=0.90$ ) (cfr. fig. 2.3.8)<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Secondo le tabelle dei coefficienti parziali per i ponti ferroviari (Tab.5.2.V del DM 17.1.2018)  $\gamma_F=0.00$  quando il carico da traffico è favorevole. E' tuttavia evidente che lo schema statico che prevede in un ponte multicampata un carico distribuito parziale con alcune campate completamente caricate e una parzialmente caricata, deve considerare l'effetto sfavorevole nella campata con carico parziale, e quello favorevole - ma non nullo - nelle campate con carico completo: per queste ultime si assume pertanto  $\gamma_F = 1.00$ .

<sup>2</sup> Osservando la fig. 2.3.7 si può rilevare che oltre alle combinazioni da S2 a S6, con carico distribuito presente parzialmente sul ponte, dovrebbero essere considerate le corrispondenti combinazioni costruite per simmetria rispetto alla mezzeria del ponte, ad esempio alla S6 corrisponderebbe metà carico solo a destra per la sola campata destra del ponte: tuttavia, la sostanziale simmetria del ponte può consentire la semplificazione consistente nel fare riferimento alle sole CCC di fig. 2.3.7. In assenza di perfetta simmetria, per un'analisi ancora più completa si potrebbero inserire ulteriori 5 CCC ottenute dagli schemi S2,S3,S4,S5,S6 specchiati rispetto all'asse verticale al centro della campata di mezzeria del ponte.

La finestra delle CCC per la campata in esame, cioè la prima campata del ponte, viene presentata in fig. 2.3.8, dove si rilevano i diversi coefficienti  $\gamma_F$  moltiplicativi delle tre CCE (per quanto riguarda i parametri relativi alle spinte del terreno attiva e passiva si rimanda alla consultazione dell'esempio del ponte monocampata; qui si osservi che i check attivi sono quelli relativi al piedritto sinistro, la spalla sinistra del ponte).

La finestra delle CCC presenta in grassetto i coefficienti moltiplicativi non nulli; con un tooltip al passaggio del mouse, nella finestra delle CCC viene mostrato il commento della CCE della colonna corrispondente: avendo definito opportunamente il commento delle CCE in modo da riconoscerne il significato (come è stato fatto in questo esempio), è quindi possibile aver presente tale significato anche durante la consultazione della finestra CCC.

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Pied. Sx Sp. att.	Pied. Sx Sp. pass.	Perc. Sx Sp. pass.	Pied. Dx Sp. att.	Pied. Dx Sp. pass.	Perc. Dx Sp. pass.	Ponti cls: Adeg.	SLE
1	Schema S0: solo permanenti in assenza di traffico (EQU Tab. 5.2.V). Carichi distribuiti favorevoli per la stabilità (minimo carico sull'intero ponte)	<b>0.90</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	Schema S1: massimo carico sull'intero ponte: verifica di resistenza. Carichi sfavorevoli	<b>1.10</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>1.45</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Schema S2, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	<b>0.90</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>1.00</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	Schema S3, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	<b>0.90</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>1.00</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	Schema S4, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	<b>0.90</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>1.00</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	Schema S5, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	<b>0.90</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>1.00</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	Schema S6, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	<b>0.90</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>1.45</b>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Fig. 2.3.8. Finestra CCC per la campata SX

Si osservi che per le CCC dalla 2 alla 6 incluse (da S1 a S5, fig. 2.3.7) l'arcata della prima campata è soggetta a carico uniforme sull'intera luce, mentre la 7 (S6) ha carico su metà luce. Per il carico sull'intera luce si fa riferimento alla CCE 3 (cfr. fig. 2.3.6) ed infatti le CCC dalla 2 alla 6 hanno coefficienti moltiplicativi  $\gamma_F$  non nulli per la CCE 3 e nullo per la CCE 2; per il carico su metà luce si fa riferimento alla CCE 2 (cfr. fig. 2.3.5): per tale CCE, le CCC dalla 2 alla 6 hanno  $\gamma_F = 0.00$  e la CCC 7 ha  $\gamma_F = 1.45$ .

Come accennato in precedenza, il ponte multicampata viene analizzato tramite sottostrutture corrispondenti a 3 campate, che si trasmettono tra loro azioni di interscambio (SX = campata iniziale, estrema sinistra; C1 = campata intermedia; DX = campata finale, estrema destra). I tre modelli saranno analizzati due volte (fase 1 senza azioni di interscambio, e fase 2 con tali azioni).

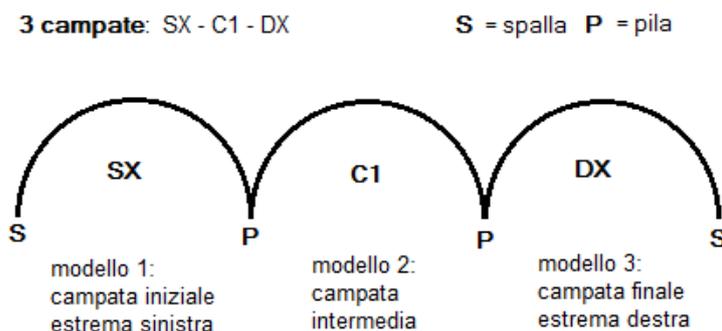


Fig. 2.3.9. Modelli del ponte a 3 campate

**fase 1:**

- 1.1) SX  $\rightarrow c1^{sx}$
- 1.2) C1  $\rightarrow sx, dx$
- 1.3) DX  $\rightarrow c1^{dx}$

**fase 2:**

- 2.1) SX con sx

2.2) C1 con  $c1^{sx}$  e  $c1^{dx}$

2.3) DX con dx

La freccia → indica le azioni di interscambio generate dal modello sulla campata adiacente.

I simboli  $sx, dx, c1^{sx}, c1^{dx}$  sono relativi alle azioni di interscambio definite in sommità ai piedritti (pile):

$sx$  = forze prodotte dalla campata intermedia C1 sulla pila della campata iniziale estrema sinistra SX

$dx$  = forze prodotte dalla campata intermedia C1 sulla pila della campata finale estrema destra DX

$c1^{sx}$  = forze prodotte dalla campata estrema sinistra SX sulla pila sinistra della campata intermedia C1

$c1^{dx}$  = forze prodotte dalla campata estrema destra DX sulla pila destra della campata intermedia C1

Tornando quindi al modello in esame, ossia la campata iniziale (estrema sinistra): eseguendo l'analisi si ricavano le azioni di interscambio. In fig. 2.3.10 sono illustrati i risultati in termini di curva delle pressioni e di spinte alle imposte per le CCC statiche e per le combinazioni sismiche (per la campata in esame, le CCC da 2 a 6 sono tutte coincidenti, cfr. fig. 2.3.7); le spinte alle imposte sono riepilogate in Tab.1: esse diverranno azioni di interscambio per le corrispondenti CCC della campata n.2 nella fase 2.

Le immagini in fig. 2.3.10 sono state prodotte selezionando il check 'Con riferimento al solo arco' della scheda Legenda della finestra Parametri di Disegno: questo check consente la colorazione in scala in modo da focalizzare più efficacemente le sollecitazioni sul solo arco. In caso contrario, la colorazione riguarderà anche i piedritti e conseguentemente la scala dei colori cambierà. Data la differenza dimensionale fra arco e piedritti, la colorazione in scala di tutto il sistema (arco+piedritti) può avere minore efficacia nella fase di controllo dei risultati sull'arco.

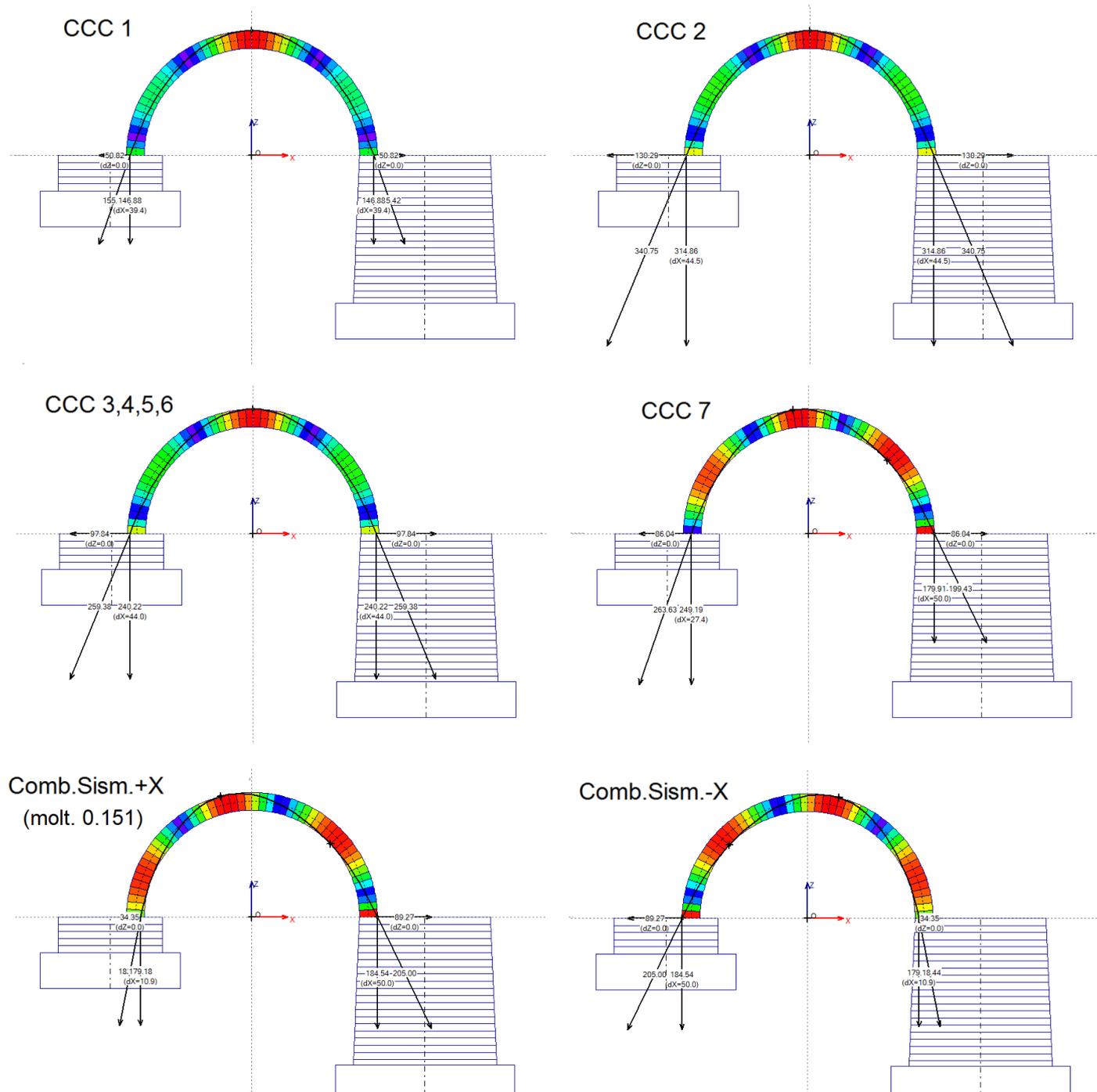


Fig. 2.3.10. Spinte alle imposte nella fase 1 per la campata SX

	CCC 1	CCC 2	CCC 3,4,5,6	CCC 7	Comb.Sism.+X	Comb.Sism.-X
F.X a dx	50.82	130.29	97.84	86.04	89.27	34.35
F.Z a dx	146.88	314.86	240.22	179.91	184.54	179.18

Tab. 2.3.1. Spinte all'imposta in corrispondenza della pila della campata SX (kN, + se verso destra e verso il basso)

Nella barra degli strumenti superiore è disponibile il comando 'Mostra Forze aggiuntive per campate adiacenti' che apre una finestra riassuntiva con le spinte (orizzontale e verticale) e le loro posizioni. Con riferimento alla fig. 2.3.11, mentre a sinistra la grafica mostra il risultato per la CCC n°1, sulla finestra di

testo a destra le forze si riferiscono sempre a tutte le combinazioni di carico e quelle a destra (Dx) saranno aggiuntive per la pila sinistra della campata intermedia.

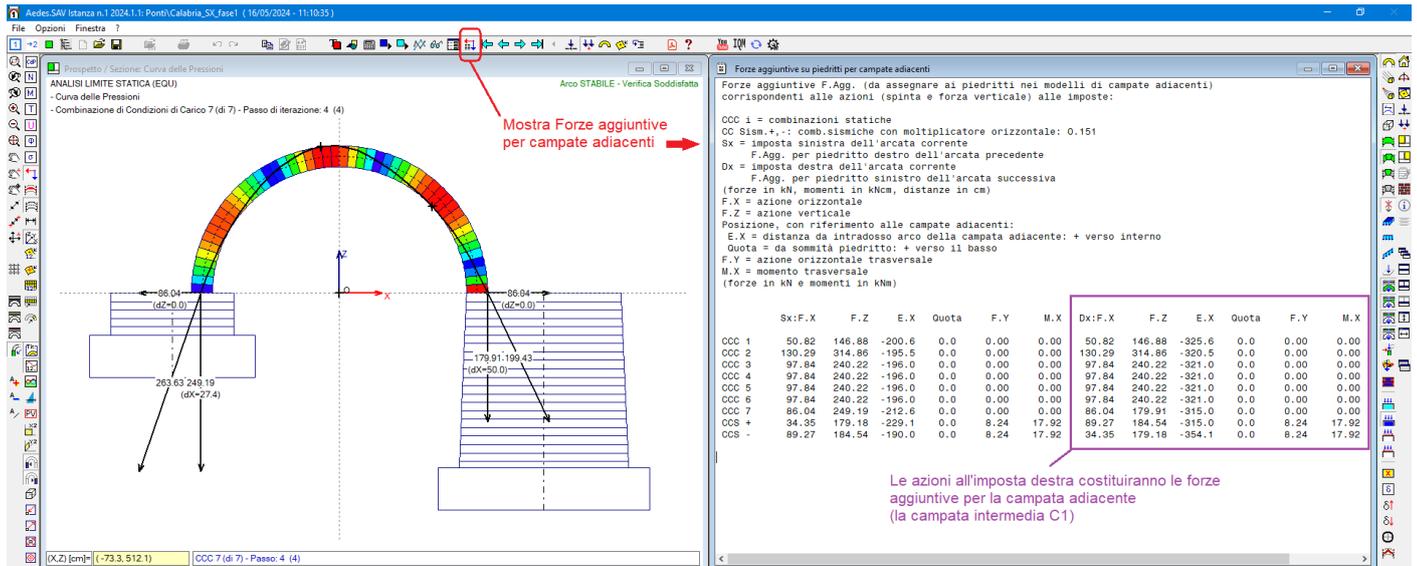


Fig. 2.3.11. Campata SX: quadro riepilogativo forze alle imposte (aggiuntive per la campata C1)

La finestra che mostra le forze aggiuntive viene elaborata sempre con riferimento ad una campata adiacente precedente e ad una successiva; ovviamente, nel caso di una campata di estremità assumono interesse, come azioni di interscambio, solo le forze aggiuntive che si riferiscono al modello adiacente: ad esempio, per la prima campata hanno interesse solo le forze all'imposta destra che saranno applicate in sommità alla pila sinistra della campata intermedia.

I risultati riferiti alla fase 1 della campata sinistra sono riportati nell'immagine seguente.

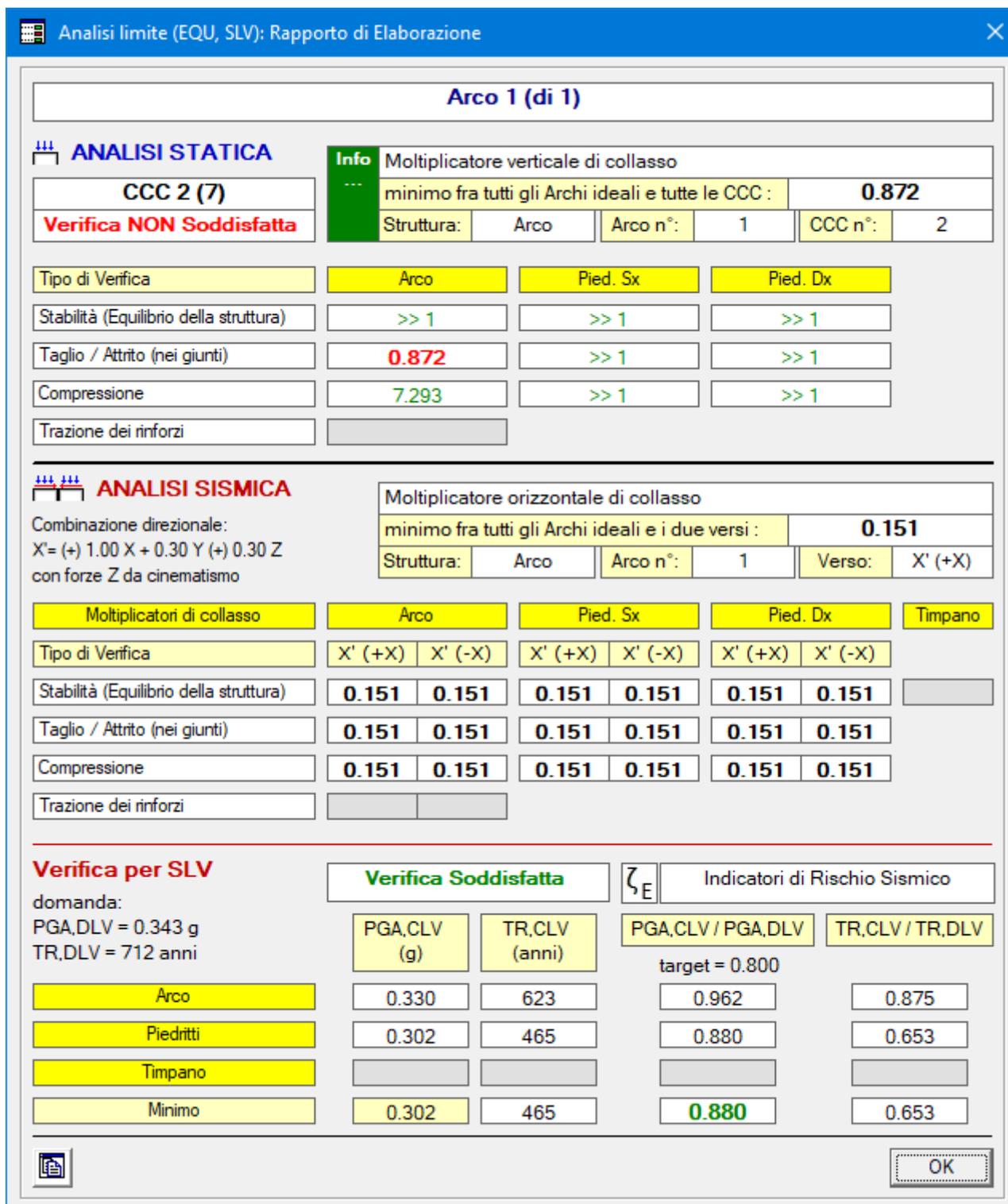


Fig. 2.3.12. Campata SX: risultati per la fase 1

Si è così conclusa la fase 1 della campata iniziale. Si salva il file con nome: *Calabria\_SX\_fase2*, per predisporlo alla fase 2 di analisi definitiva.

## CAMPATA INTERMEDIA: FASE 1

Il file relativo alla campata intermedia è: *Calabria\_C1\_fase1*.

Questo file è già stato predisposto con le stesse CCC della campata sinistra.

Con analogia al percorso seguito per la campata sinistra SX, vengono presentate le CCE, le CCC, ed i risultati delle combinazioni statiche e sismiche nel quadro riepilogativo delle spinte sulle campate adiacenti: trattandosi della campata intermedia, questa trasmetterà azioni sia alla campata precedente (la SX) sia alla successiva (la DX).

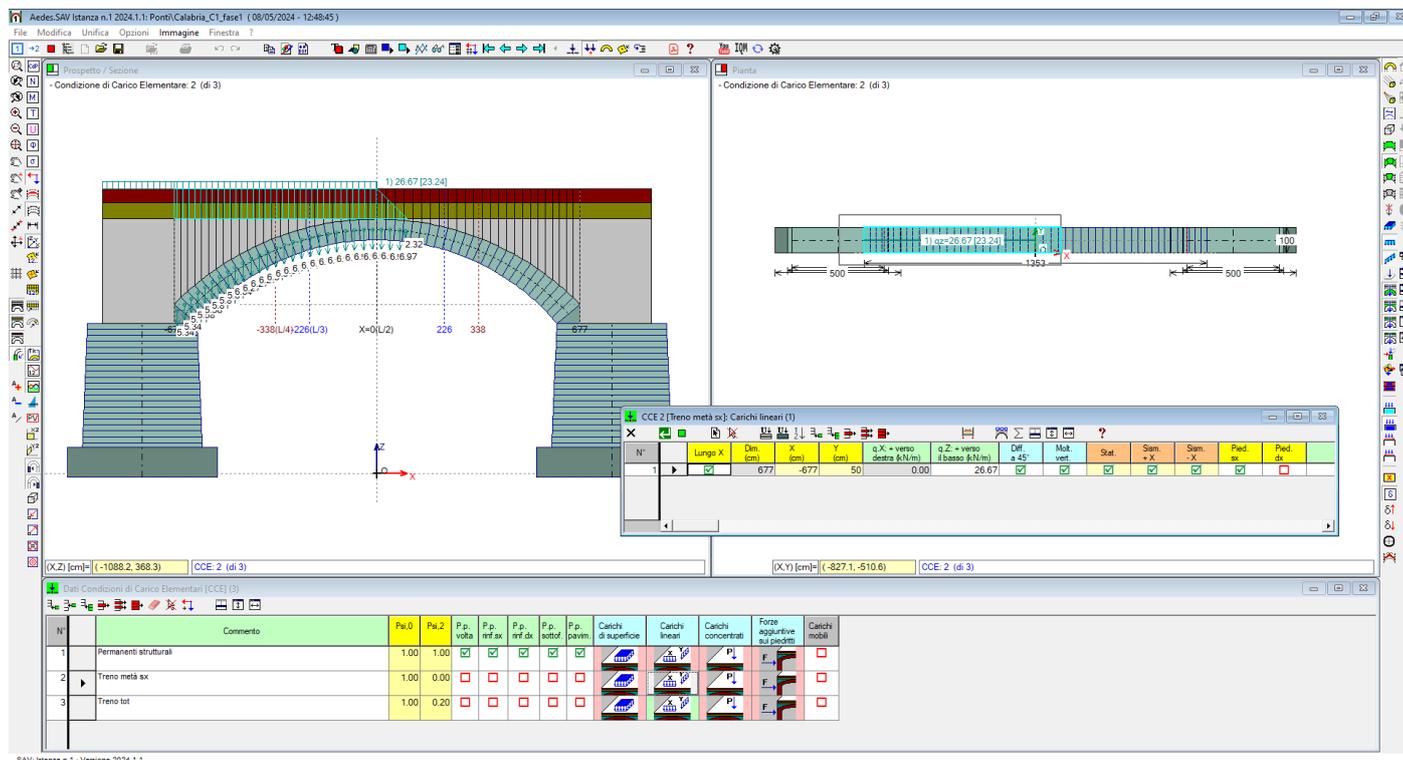


Fig. 2.3.13. Campata C1, CCE n°2, con carico da traffico ferroviario su metà campata

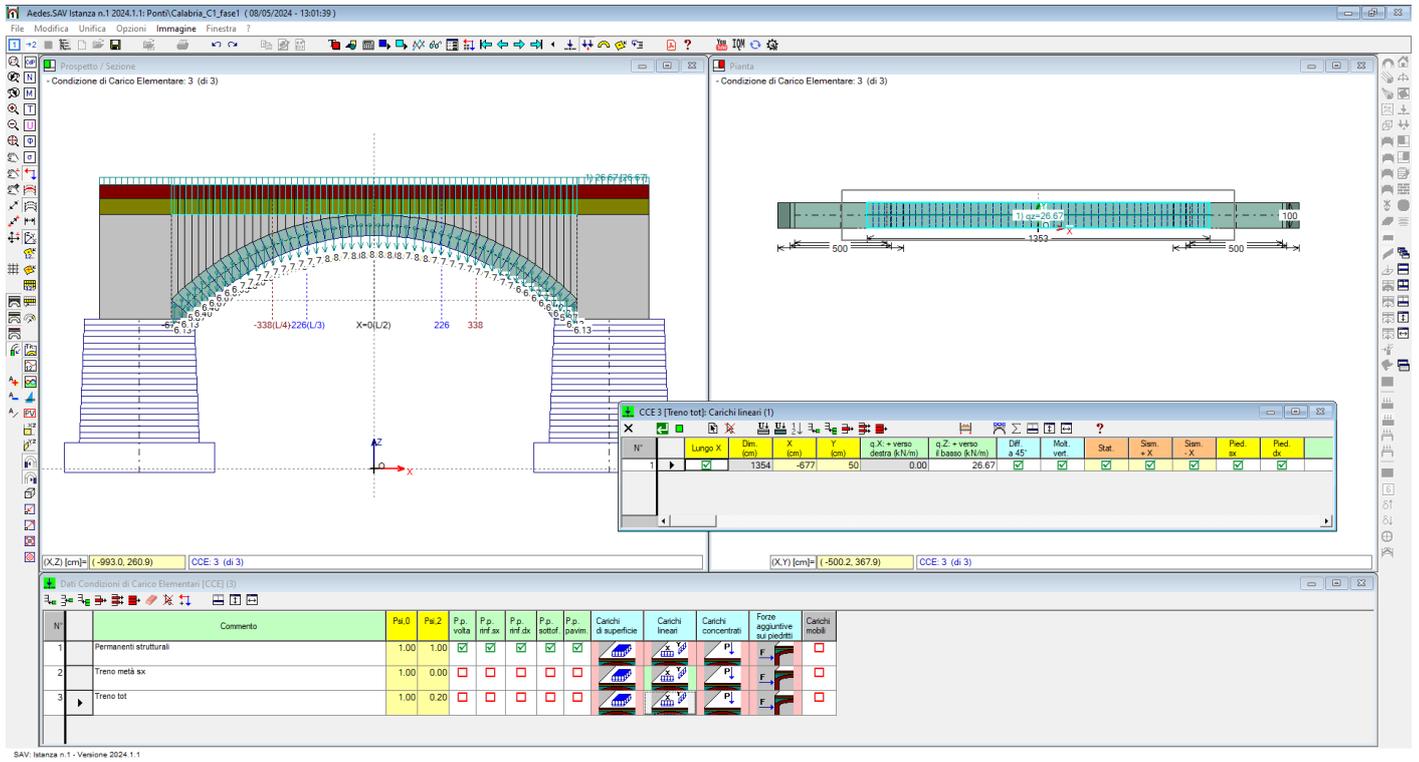


Fig. 2.3.14. Campata C1, CCE n°3, con carico da traffico ferroviario su tutto il ponte

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Pied. Sx Sp. att.	Pied. Sx Sp. pass.	Perc. Sx Sp. pass.	Pied. Dx Sp. att.	Pied. Dx Sp. pass.	Perc. Dx Sp. pass.	Ponti cls. Adeg.	SLE
1	Schema S0: solo permanenti in assenza di traffico (EQU Tab. 5.2.V). Carichi distribuiti favorevoli per la stabilità (minimo carico sull'intero ponte)	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	Schema S1: massimo carico sull'intero ponte: verifica di resistenza. Carichi sfavorevoli	1.10	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.45	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Schema S2, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	Schema S3, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	Schema S4, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	1.45	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	Schema S5, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	Schema S6, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Fig. 2.3.15. Finestra CCC per la campata C1

Da notare, in fig. 2.3.15, che per la campata intermedia C1 il carico parziale è presente nella CCC 5 (schema S4 di fig. 2.3.7), e che tutti i check delle spinte del terreno sono disattivati (i due piedritti sono entrambi pile).

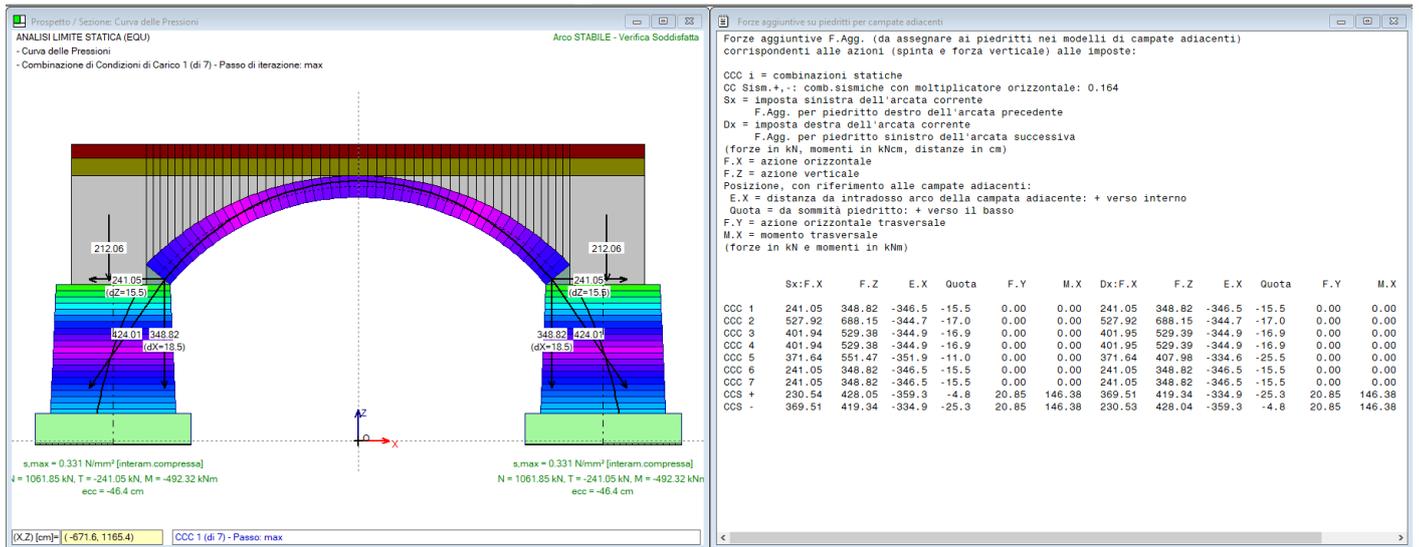


Fig. 2.3.16. Campata C1: quadro riepilogativo forze alle imposte (aggiuntive per le campate adiacenti)

I risultati della fase 1 della campata C1 sono riportati in figura seguente.

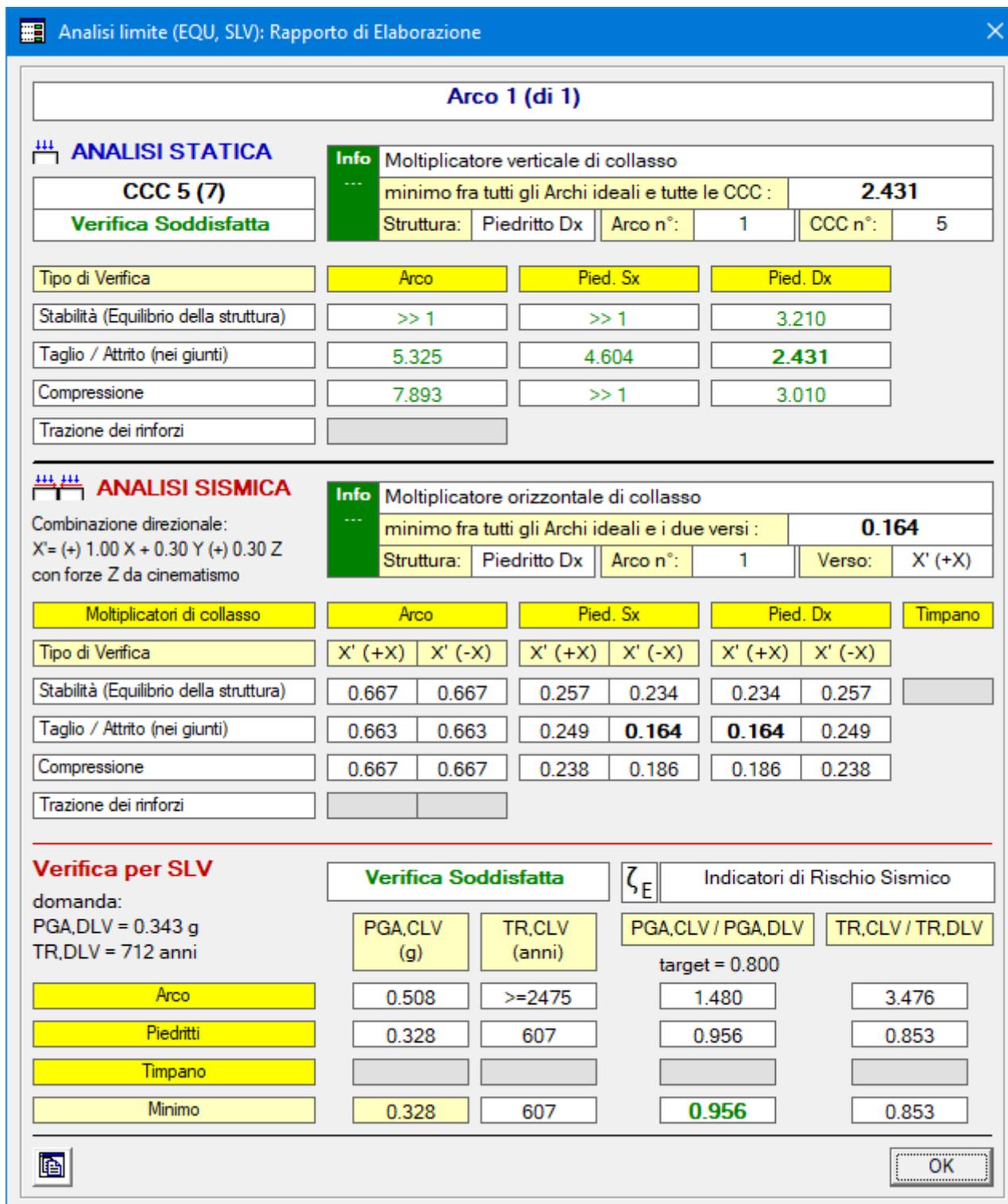


Fig. 2.3.17. Campata C1: risultati per la fase 1

Conclusa la fase 1 della campata intermedia, si salva il file con nome: *Calabria\_C1\_fase2*, per predisporlo alla fase 2 di analisi definitiva.

**ATTENZIONE:** il progetto di questo esempio viene illustrato con files della fase 1 già predisposti per le diverse campate. Quando si imposta un progetto personalizzato, si inizia a modellare le singole campate a partire dalla prima, generando il primo file. Per quanto sopra illustrato, passando all'input della campata successiva, oltre ai vari dati, si devono definire CCE e CCC che coincidono con la campata precedente. A tal fine SAV propone il seguente metodo per agevolare l'operazione:

dopo aver creato il primo modello, si salvano le CCE come CCE Utente (finestra CCE, menu Opzioni: Salva condizioni di carico come CCE Utente) e le CCC come CCC Utente (finestra CCC, menu Opzioni: Salva combinazioni come CCC Utente); nei modelli successivi le CCE e le CCC possono essere caricate con gli analoghi comandi: Carica CCE Utente e Carica CCC Utente.

**N.B.:** dopo aver caricato le CCE Utente occorre controllare i carichi qualora l'arcata non abbia la stessa tipologia o le stesse dimensioni dell'arcata da cui provengono i dati sulle CCE appena caricati; ad esempio, l'arcata corrente è un arco ribassato mentre l'arco precedente, da cui sono state salvate le CCE, è un arco a tutto sesto, e i due archi hanno luci diverse.

Una volta caricate le CCC Utente, è fondamentale controllare i coefficienti di combinazione di tutte le CCE ( $\gamma_F \equiv$  Molt. CCE) per adeguarli al modello corrente, ossia alla situazione di carico della campata del modello corrente nei confronti della distribuzione dei carichi agente sul ponte. ■

## CAMPATA FINALE (A DESTRA): FASE 1

Il file relativo alla campata intermedia è: *Calabria\_DX\_fase1*.

Con analogia al percorso seguito per la campata sinistra SX e per la campata intermedia C1, vengono presentate le CCE, le CCC, ed i risultati delle combinazioni statiche e sismiche nel quadro riepilogativo delle spinte sulle campate adiacenti: trattandosi della campata finale, estrema destra, questa trasmetterà azioni alla campata precedente (la C1).

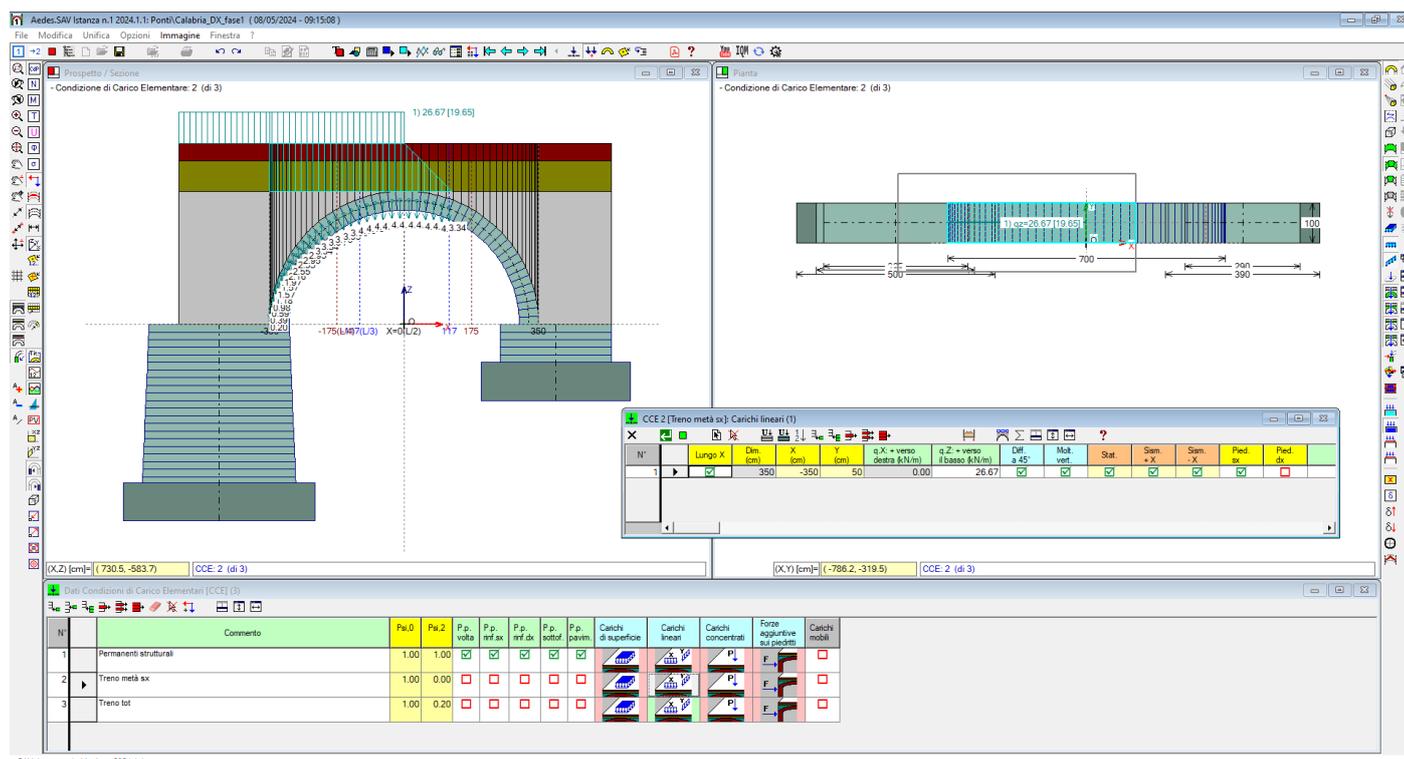


Fig. 2.3.18. Campata DX, CCE n°2, con carico da traffico ferroviario su metà campata

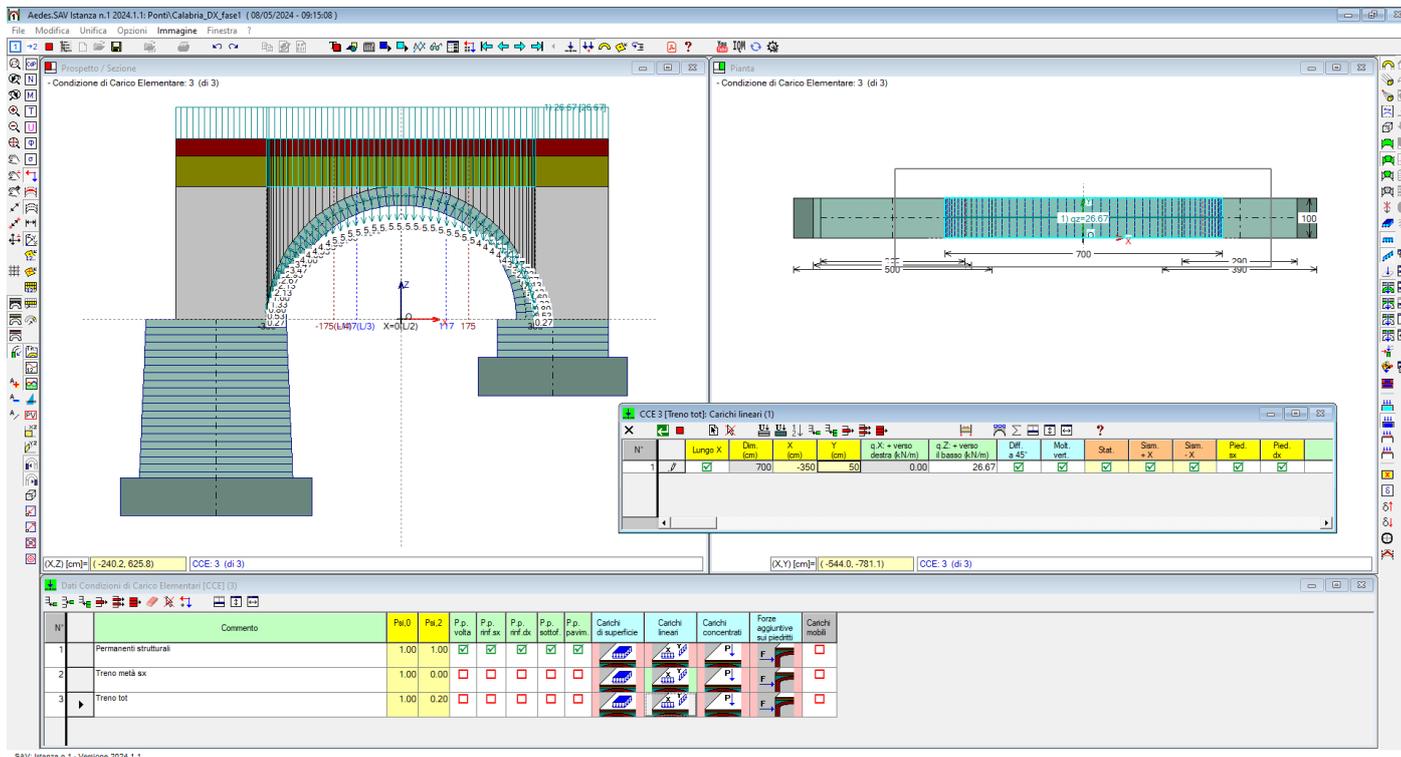


Fig. 2.3.19. Campata DX, CCE n°3, con carico da traffico ferroviario su tutto il ponte

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Pied. Sx Sp. att.	Pied. Sx Sp. pass.	Perc. Sx Sp. pass.	Pied. Dx Sp. att.	Pied. Dx Sp. pass.	Perc. Dx Sp. pass.	Ponti cls. Adeg.	SLE
1	Schema S0: solo permanenti in assenza di traffico (EQU Tab. 5.2.V). Carichi distribuiti favorevoli per la stabilità (minimo carico sull'intero ponte)	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	☐	☐	0	✓	☐	0	✓	☐
2	Schema S1: massimo carico sull'intero ponte: verifica di resistenza. Carichi sfavorevoli	1.10	✓	0.00	✓	1.45	✓	☐	☐	10	✓	☐	10	✓	☐
3	Schema S2, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	✓	1.45	✓	0.00	✓	☐	☐	10	☐	✓	10	✓	☐
4	Schema S3, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	☐	☐	10	☐	✓	10	✓	☐
5	Schema S4, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	☐	☐	10	☐	✓	10	✓	☐
6	Schema S5, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	☐	☐	10	☐	✓	10	✓	☐
7	Schema S6, treno parziale, stabilità. Permanenti: favorevoli. Treno sulla campata: sfavorevole se parziale, favorevole se completo	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	☐	☐	10	☐	✓	10	✓	☐

Fig. 2.3.20. Finestra CCC per la campata DX del ponte

Da notare, in Fig. 2.3.20, che per la campata destra DX il carico parziale è presente nella CCC 3 (schema S2 di Fig. 2.3.7), e che i check delle spinte del terreno sono stavolta relativi al piedritto destro (la spalla destra del ponte).



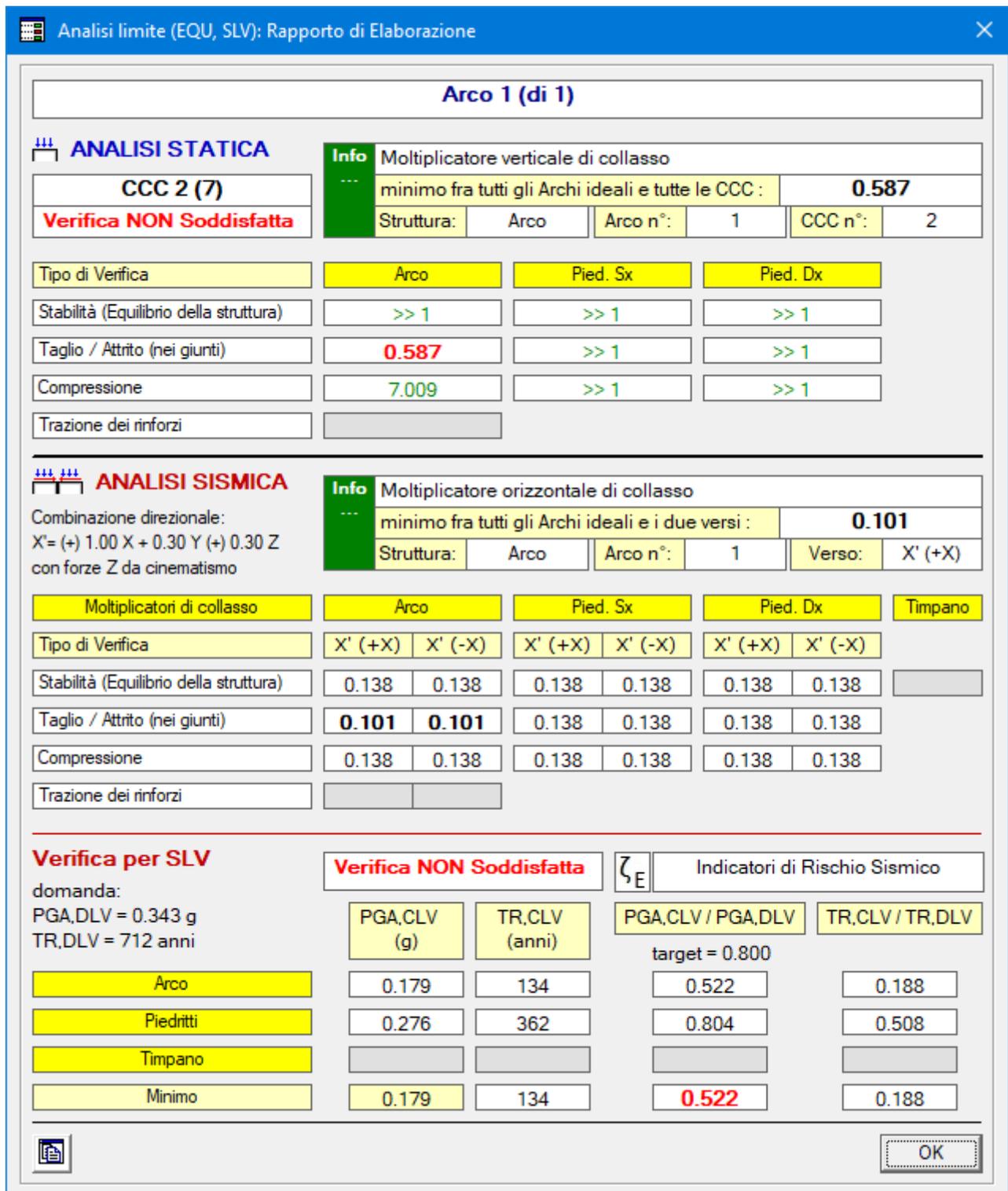


Fig. 2.3.22. Campata DX: risultati per la fase 1

Conclusa la fase 1 della campata destra, si salva il file con nome: *Calabria\_DX\_fase2*, per predisporlo alla fase 2 di analisi definitiva.

## CAMPATA INIZIALE (A SINISTRA): FASE 2

Si apra il file: *Calabria\_SX\_fase2*. Per eseguire l'analisi definitiva, occorre inserire le azioni di interscambio

prodotte dalla campata intermedia.

Nella finestra CCE si utilizza il comando 'Inserisci forze aggiuntive da campate adiacenti' (Fig. 2.3.23):

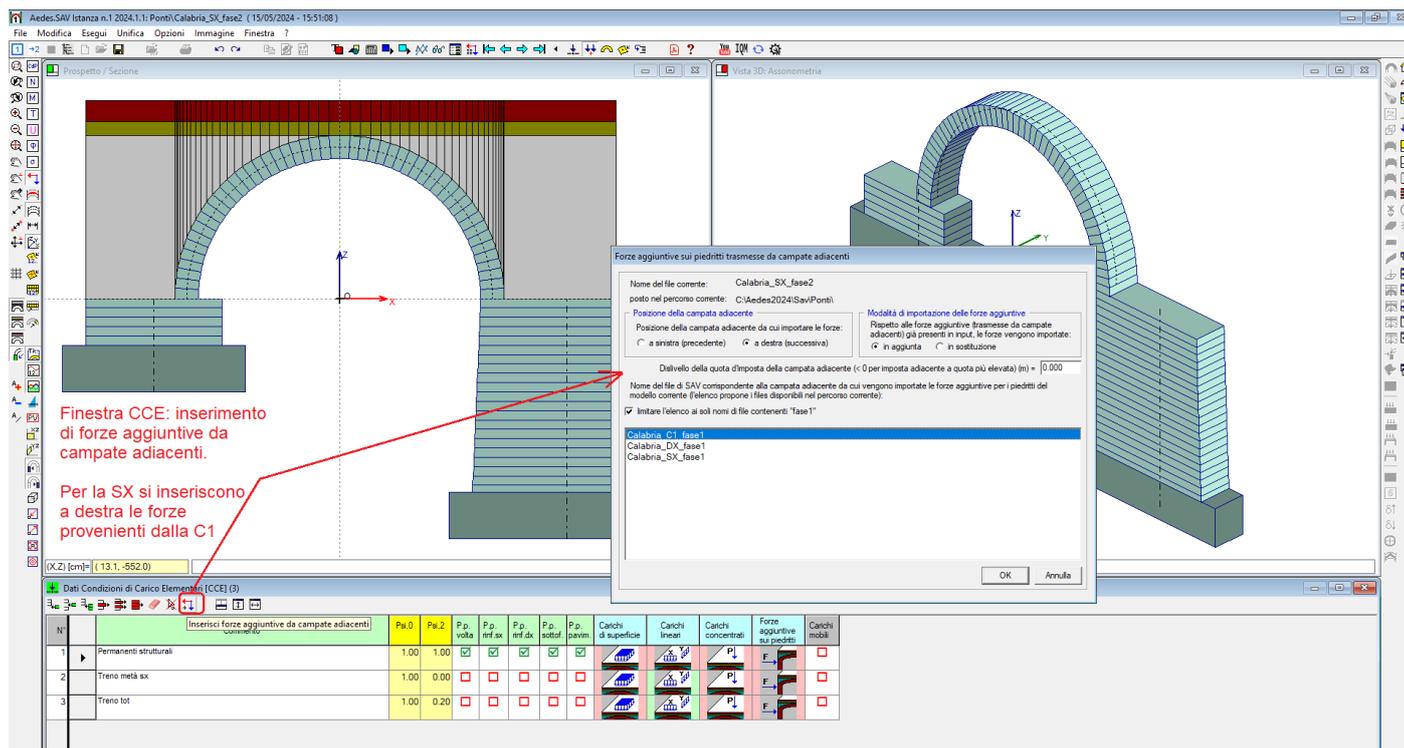


Fig. 2.3.23. Finestra CCE: comando per inserire le azioni di interscambio (forze aggiuntive dalle campate adiacenti)

Si apre una finestra di dialogo che consente la selezione della campata da cui prelevare le forze aggiuntive, cioè le spinte alle imposte, prodotte dalla campata intermedia, che diventeranno automaticamente per la campata sinistra forze aggiuntive sulla sommità della pila:

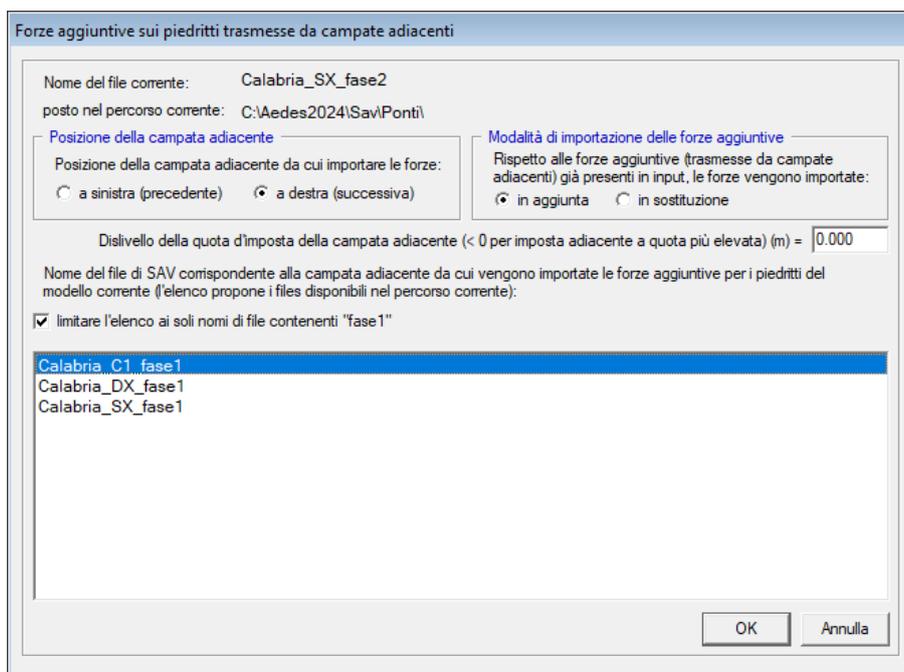


Fig. 2.3.24. Campata SX: importazione delle azioni di interscambio provenienti dalla campata C1

La conferma con OK importa le forze aggiuntive: vengono automaticamente composte tante CCE aggiuntive quante sono le CCC statiche più le due sismiche. Nelle CCC (che ovviamente restano invariate di numero fra la fase 1 e la fase 2 dei vari modelli), le CCE saranno affette da coefficienti  $\gamma_F$  tali da assicurare coerenza: ad esempio, le forze aggiuntive provenienti dalla CCC 1 della campata intermedia sono state inserite nella CCE aggiuntiva n°4, la quale, nello schema delle CCC, ha  $\gamma_F = 1.00$  per la CCC 1 e  $\gamma_F = 0.00$  per tutte le altre CCC (cfr. fig. 2.3.26, colonna Molt.CCE n°4).

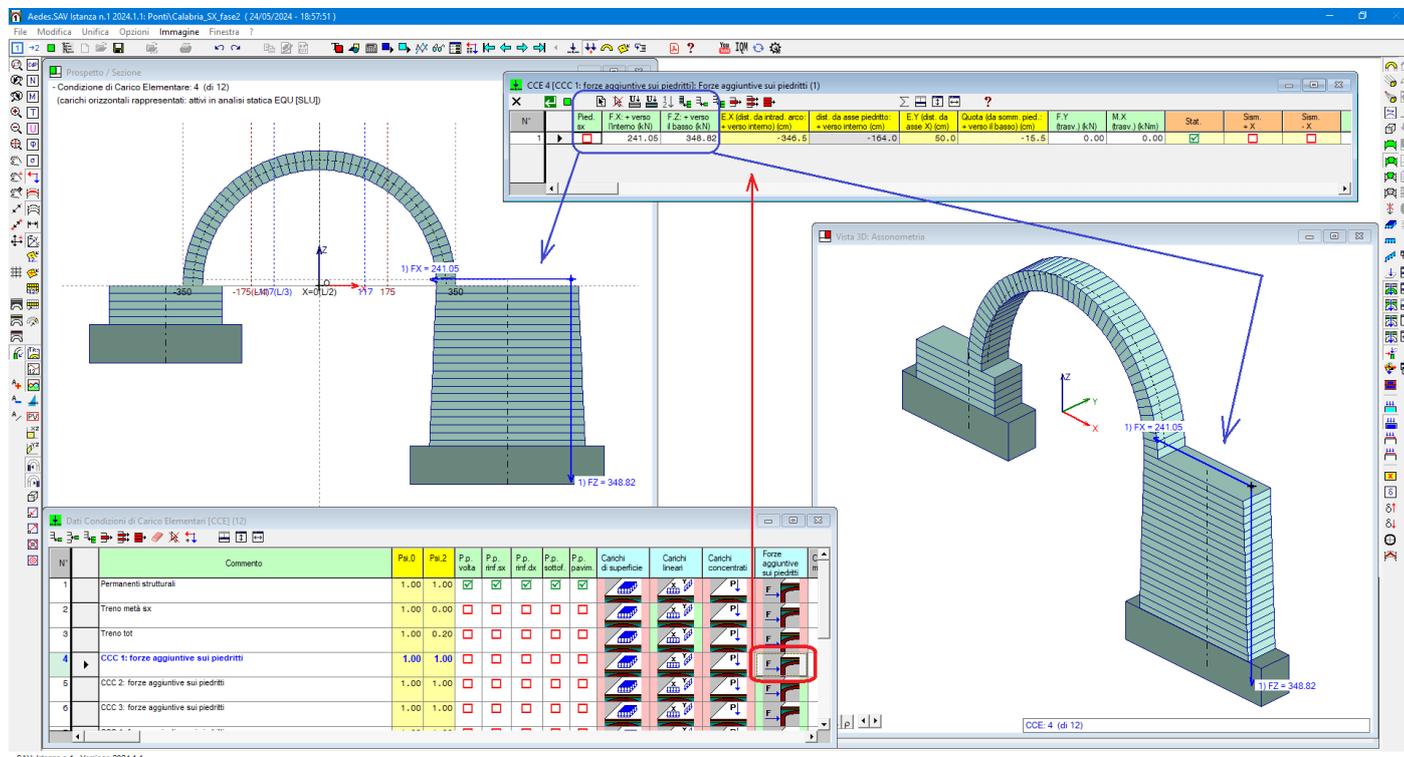


Fig. 2.3.25. CCE aggiuntive create dall'importazione delle azioni di interscambio, con focus sulla CCE n°4

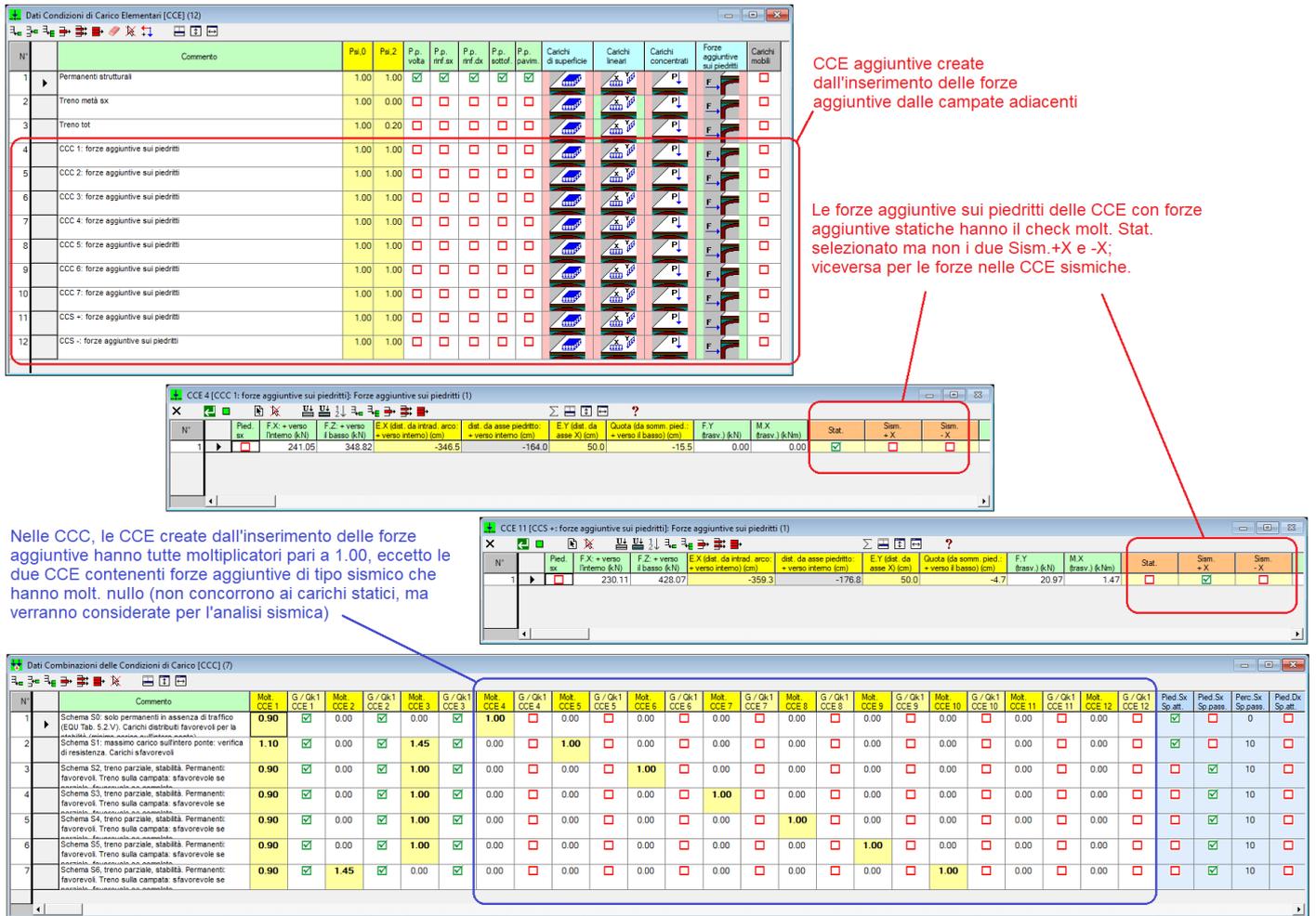


Fig. 2.3.26. CCE aggiuntive e corrispondenti coefficienti di combinazione nelle CCC

Nell'immagine seguente (fig. 2.3.27), l'attenzione è posta sulla CCE n° 11, contenente le forze aggiuntive competenti all'analisi sismica secondo +X; in modo analogo si ottiene l'immagine per la CCE n°12, competente al sisma -X (omessa per brevità). Si osservi che per visualizzare le forze aggiuntive delle CCE 'sismiche', occorre che nella barra degli strumenti laterale destra sia evidenziata l'analisi sismica, +X o -X; analogamente, le forze statiche delle altre CCE aggiuntive sono visualizzate quando è evidenziata l'analisi statica.



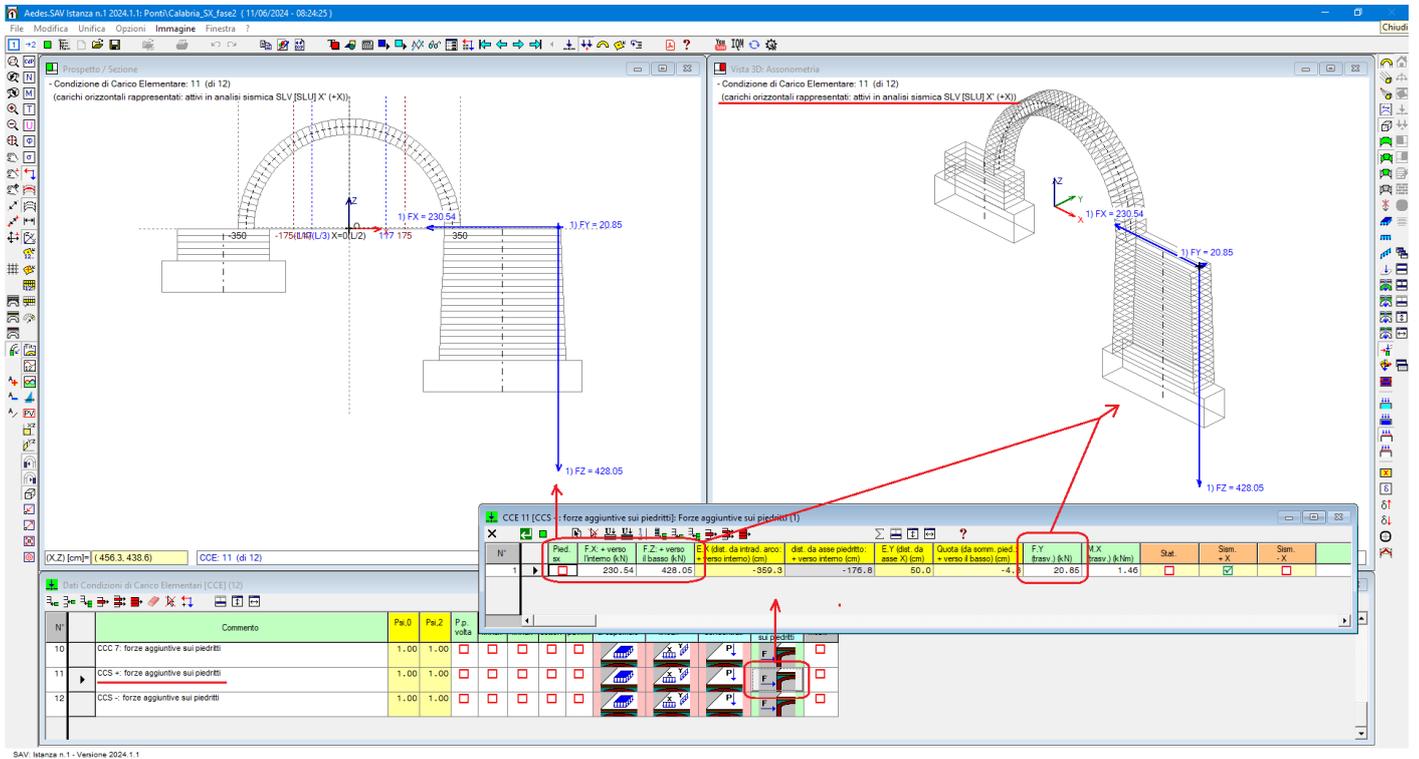


Fig. 2.3.27. CCE aggiuntive create dall'importazione delle azioni di interscambio, con focus sulla CCE n°11

Dopo aver inserito le forze aggiuntive il modello della campata sinistra potrà finalmente essere risolto in via definitiva. I risultati ottenuti sono illustrati nel report in fig. 2.3.28.

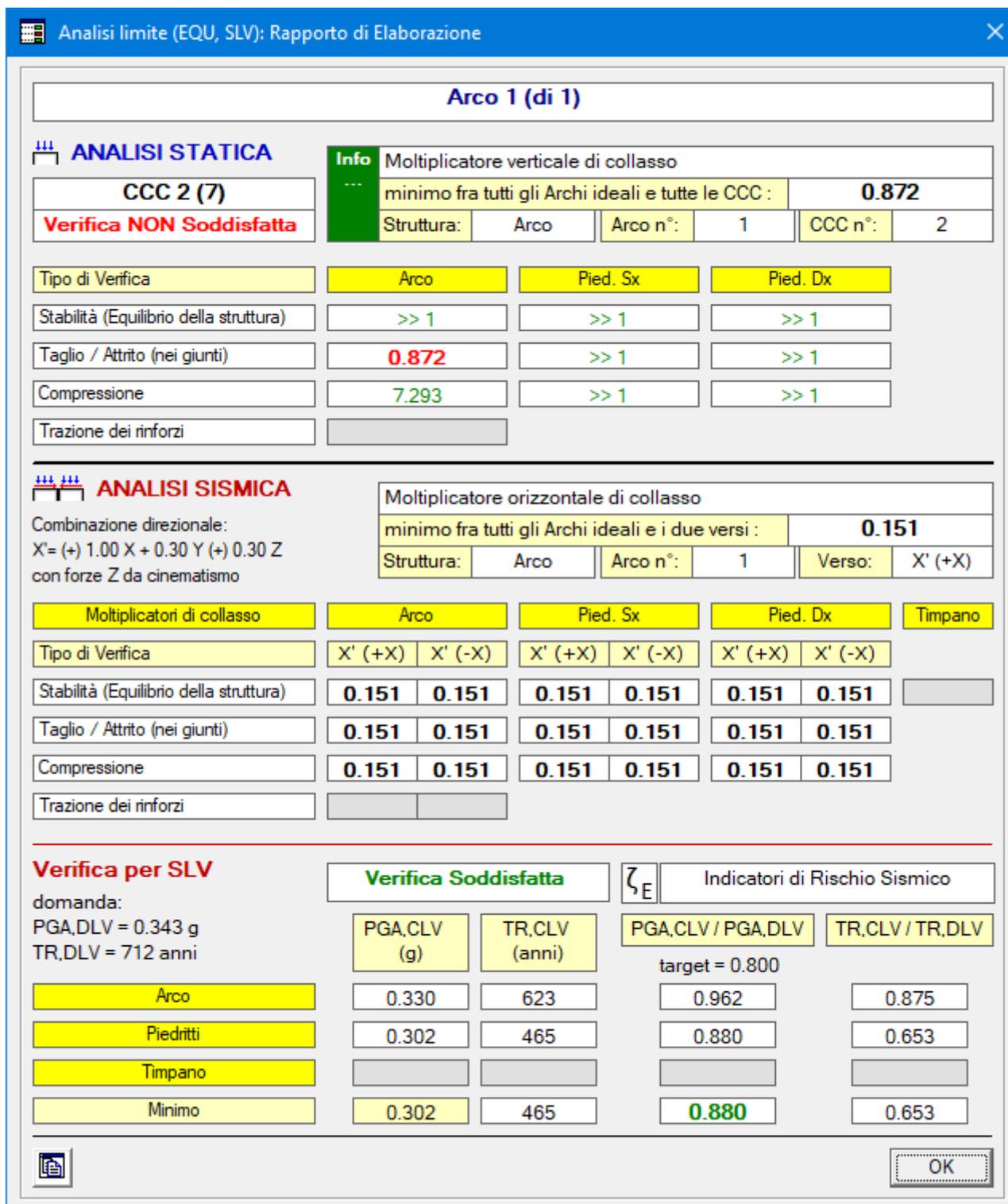


Fig. 2.3.28. Campata SX: risultati definitivi (fase 2)

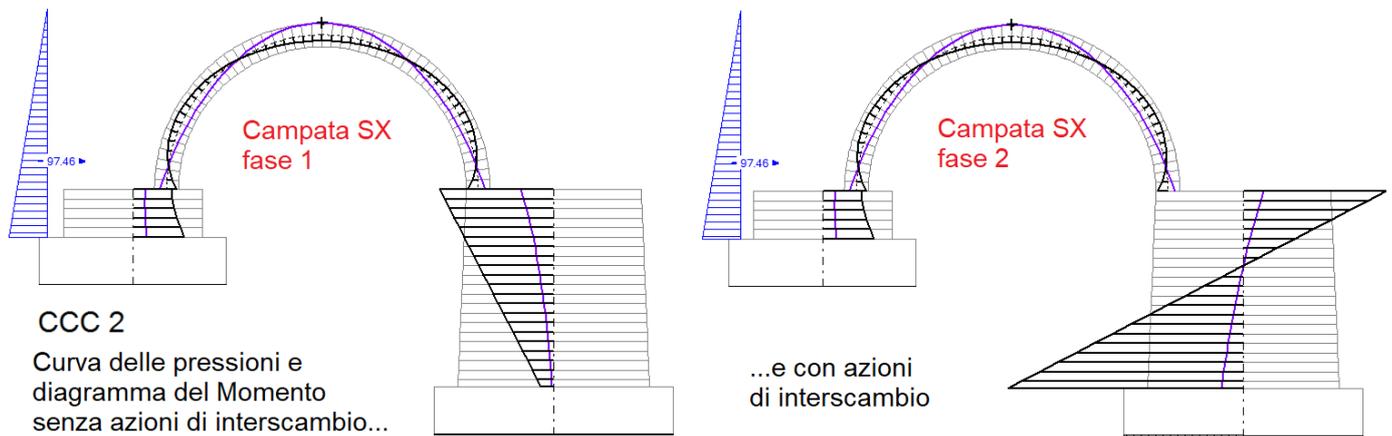


Fig. 2.3.29. Diagramma dei momenti e Curva delle pressioni per la CCC statica n°2

In fig. 2.3.29 si riporta il confronto fra assenza e presenza di azioni di interscambio in sommità alla pila, con riferimento ad una combinazione statica, la CCC n°2. I diagrammi a sinistra, relativi all'assenza delle forze aggiuntive, sono stati ottenuti dal modello della campata sinistra della fase 1.

La posizione della curva delle pressioni nella pila si modifica per effetto delle forze di interscambio: tende a ricentrarsi, ossia a diminuire lo scostamento dall'asse (nell'immagine della curva delle pressioni della fase 2 sono visibili le forze di interscambio).

## CAMPATA INTERMEDIA: FASE 2

Si apra il file: *Calabria\_C1\_fase2*.

Per eseguire l'analisi definitiva, occorre inserire le azioni di interscambio prodotte dalla campata sinistra sulla pila sinistra, e dalla destra sulla pila destra. La finestra di dialogo per l'inserimento delle forze deve essere aperta due volte: una prima volta, si inseriscono le forze provenienti dalla campata sinistra (fig. 2.3.30 (a)); per questa operazione selezionare 'in aggiunta' o 'in sostituzione' è equivalente in quanto ancora non vi sono forze aggiuntive; una seconda volta si inseriscono le forze provenienti dalla campata destra (fig. 2.3.30 (b)): anche in questo caso 'in aggiunta' e 'in sostituzione' sono equivalenti in quanto l'operazione di aggiunta o di sostituzione fa riferimento specifico alla campata dove le azioni vengono applicate (a destra o a sinistra).

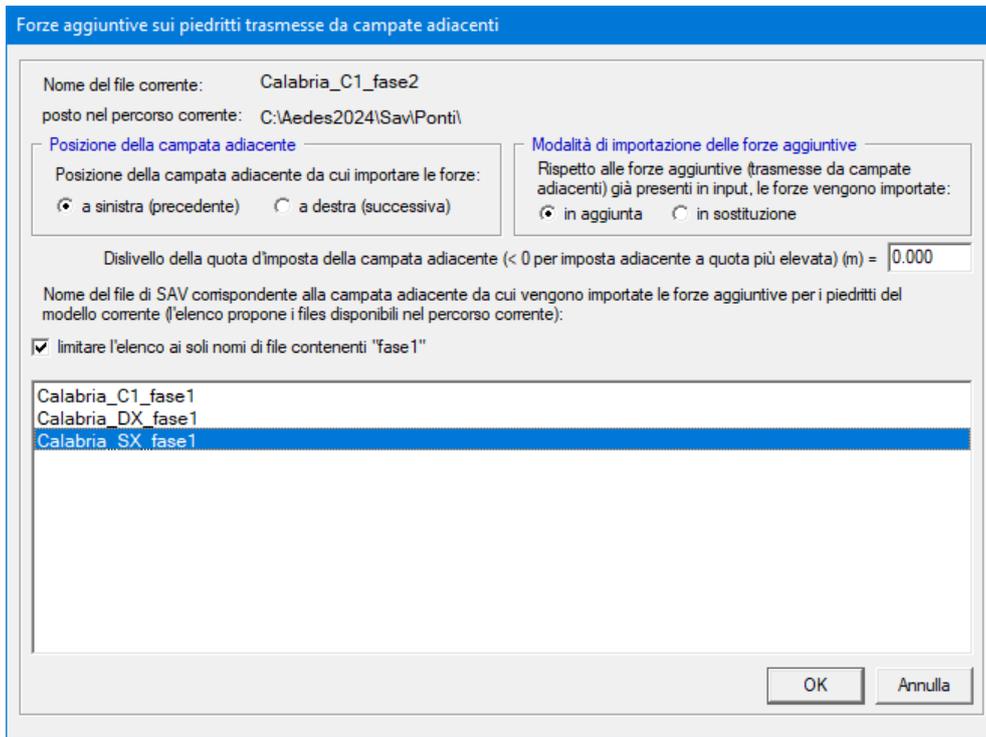


Fig. 2.3.30 (a). Campata C1: importazione delle azioni di interscambio provenienti dalla campata SX

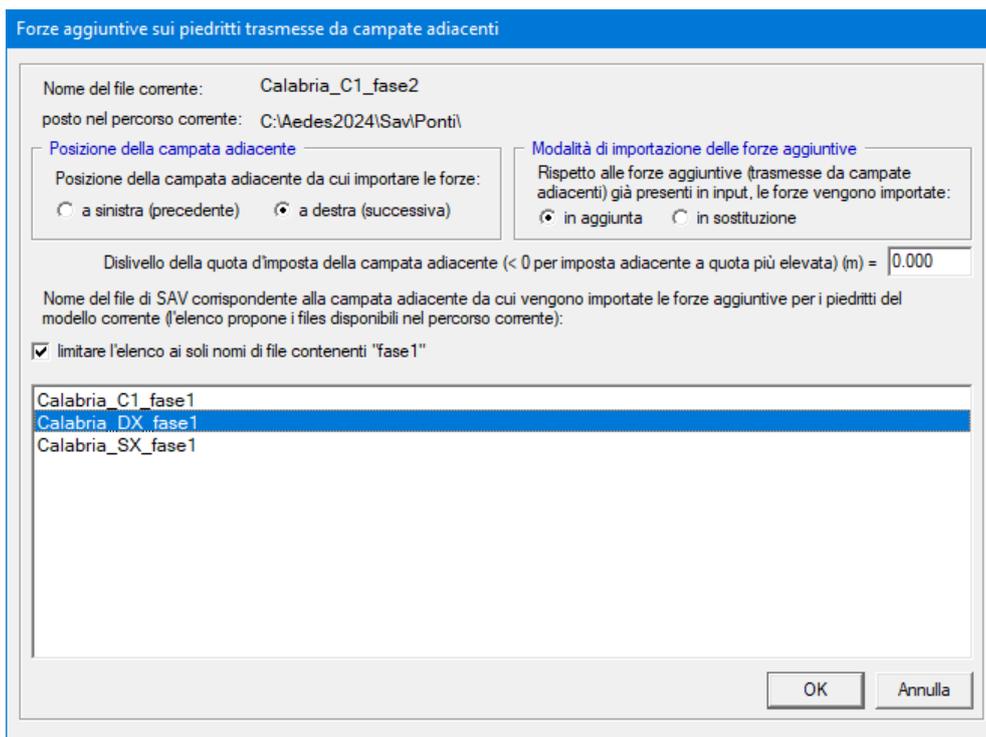


Fig. 2.3.30 (b). Campata C1: importazione delle azioni di interscambio provenienti dalla campata DX

Dopo la doppia importazione, le CCE aggiuntive saranno state popolate completamente; ad esempio, per la CCE aggiuntiva n°4, corrispondente alle forze da considerare nella CCC 1, le forze aggiuntive sono illustrate in fig. 2.3.32.

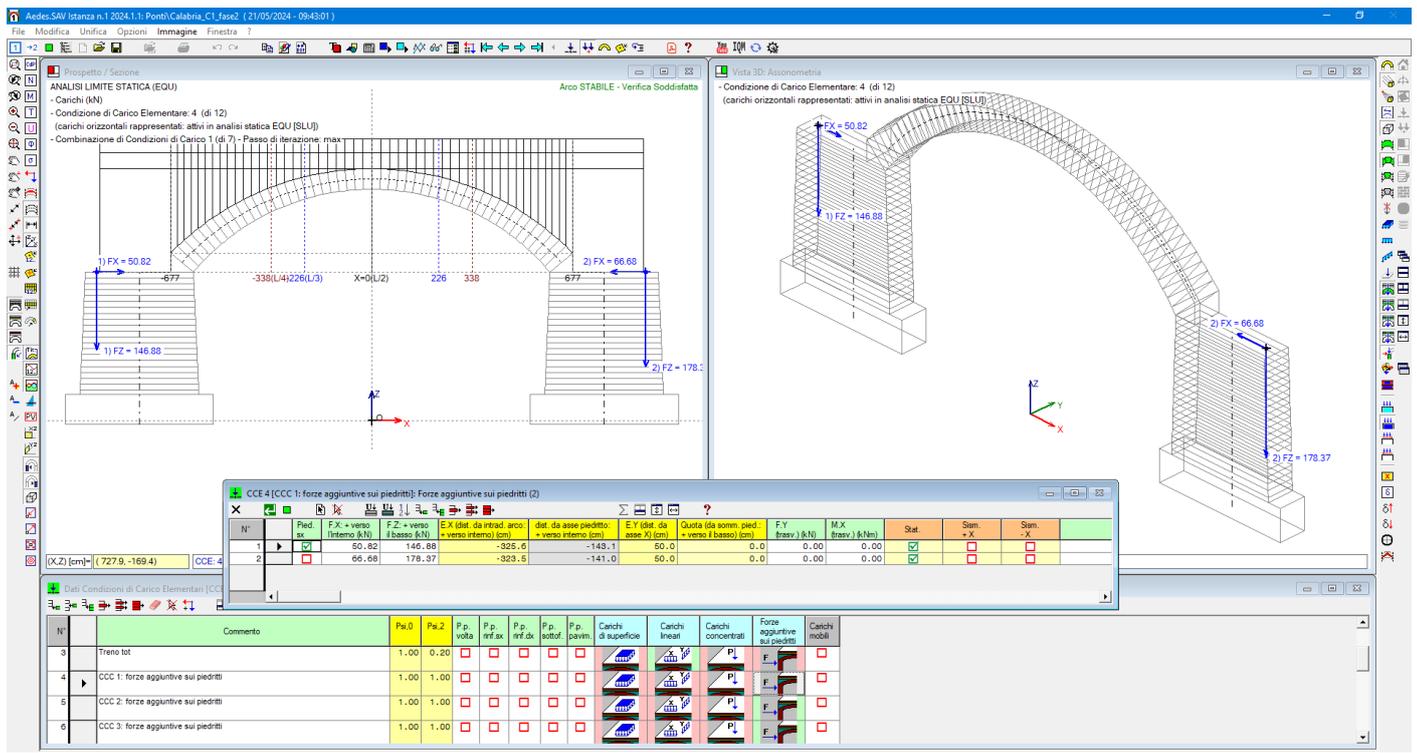


Fig. 2.3.31. Campata C1: azioni di interscambio dalle campate adiacenti, con focus sulla CCE n°4

I risultati dell'analisi definitiva della campata intermedia sono riassunti nel report in fig. 2.3.32.

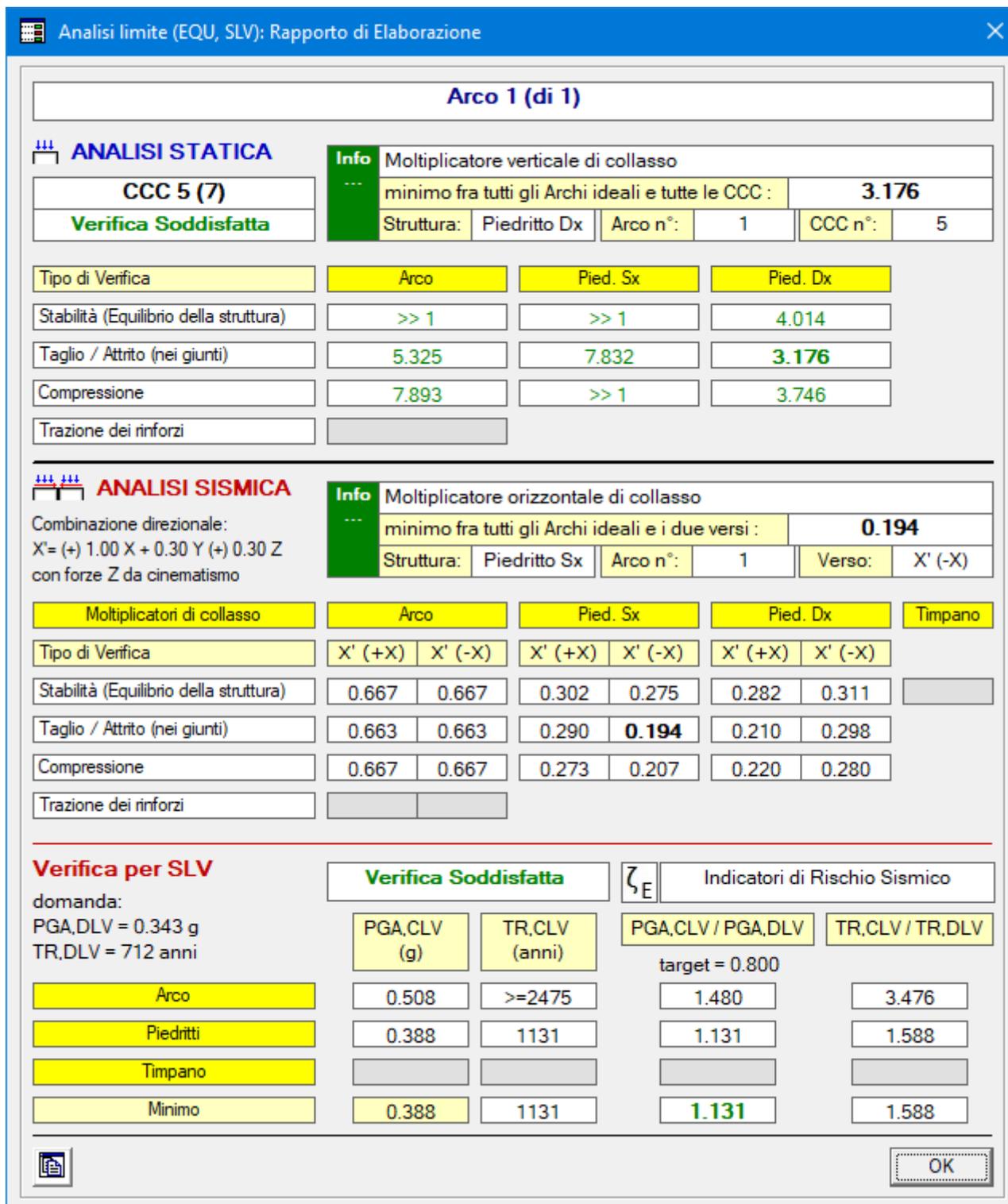


Fig. 2.3.32. Campata C1: risultati definitivi (fase 2)

## CAMPATA FINALE (A DESTRA): FASE 2

Si apra il file: Calabria\_DX\_fase2.

Per eseguire l'analisi definitiva, occorre inserire le azioni di interscambio prodotte dalla campata intermedia sulla pila sinistra.

La procedura è del tutto analoga a quanto illustrato per le altre campate, e per brevità se ne omette la descrizione. I risultati definitivi sono riportati in fig. 2.3.33.

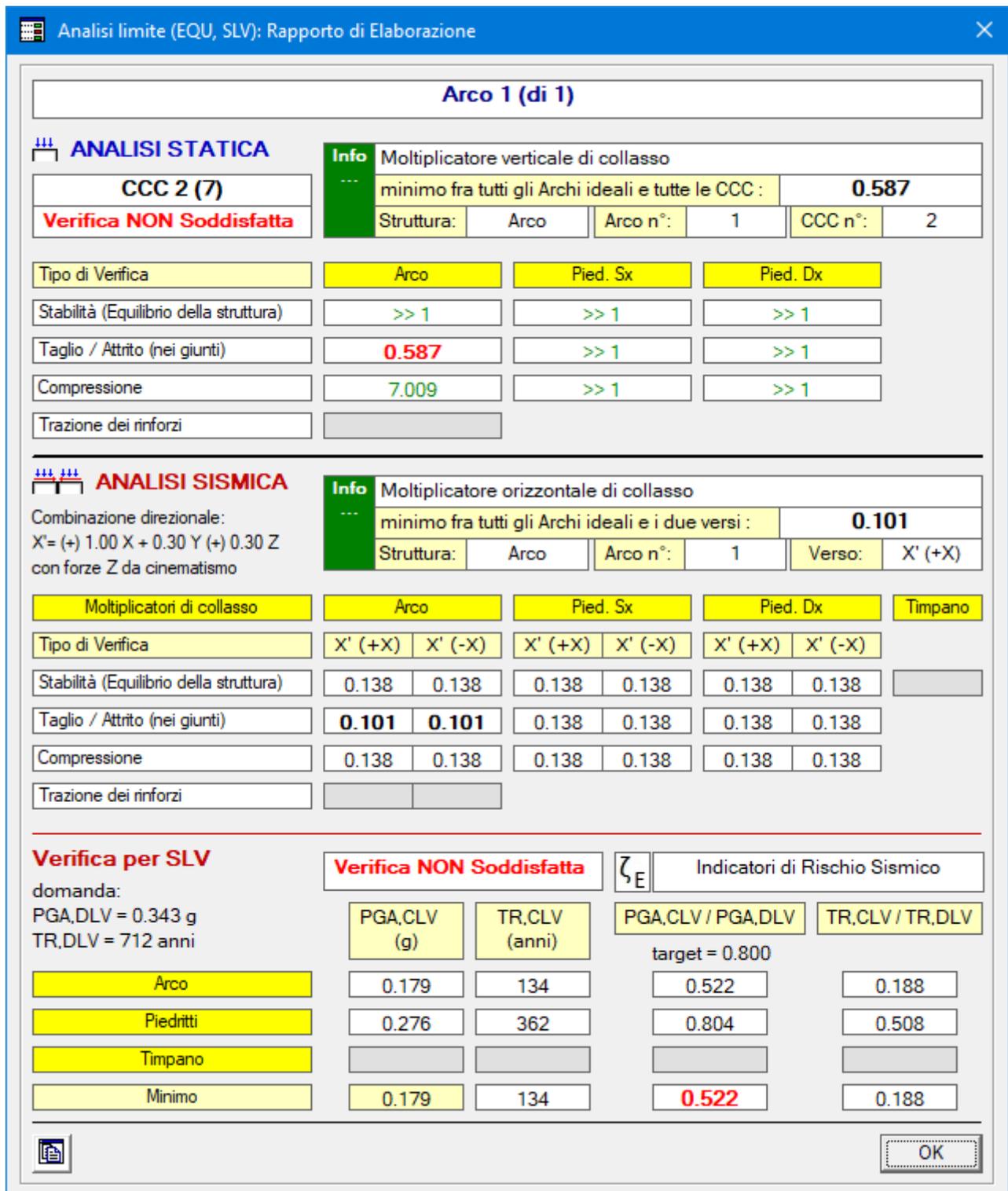


Fig. 2.3.33. Campata DX: risultati definitivi (fase 2)

## RISULTATI DELL'ANALISI DEL PONTE MULTICAMPATA

Dal punto di vista statico, tutte le campate sono stabili, ed è questa la verifica fondamentale che deve essere soddisfatta. Per quanto riguarda le verifiche di resistenza, mentre la verifica a compressione è ovunque soddisfatta, invece il taglio presenta un moltiplicatore sfavorevole per la campata SX (0.872) e per la DX (0.587), in entrambi i casi per la CCC 2, combinazione finalizzata alla verifica di resistenza con il massimo

carico sull'intero ponte. La campata destra è strutturalmente analoga alla sinistra, ma il sottofondo in aumento (ponte in salita da sinistra verso destra) e quindi il maggior carico corrispondente svolge un ruolo sfavorevole ai fini della resistenza.

Questo risultato merita un approfondimento. La verifica a taglio in un'interfaccia tra i conci è direttamente collegata alla zona reagente sotto le azioni di sforzo normale e momento.

Controllando in dettaglio i risultati, si scopre che la verifica a taglio in analisi statica (nella CCC 2) sia per la campata sinistra che per la destra non è soddisfatta in corrispondenza delle interfacce di imposta, dove il taglio è elevato (per l'arco a tutto sesto corrisponde alla spinta sulla sommità del piedritto), e la curva delle pressioni è vicina al bordo per cui la zona reagente è piccola: la sezione si presenta quindi sfavorevole per la verifica a taglio, ed è possibile osservare, ad esempio con riferimento alla campata destra, che già spostandosi di un solo concio lungo lo sviluppo dell'arco la sollecitazione di taglio torna ad essere inferiore rispetto alla resistenza a taglio (fig. 2.3.34).

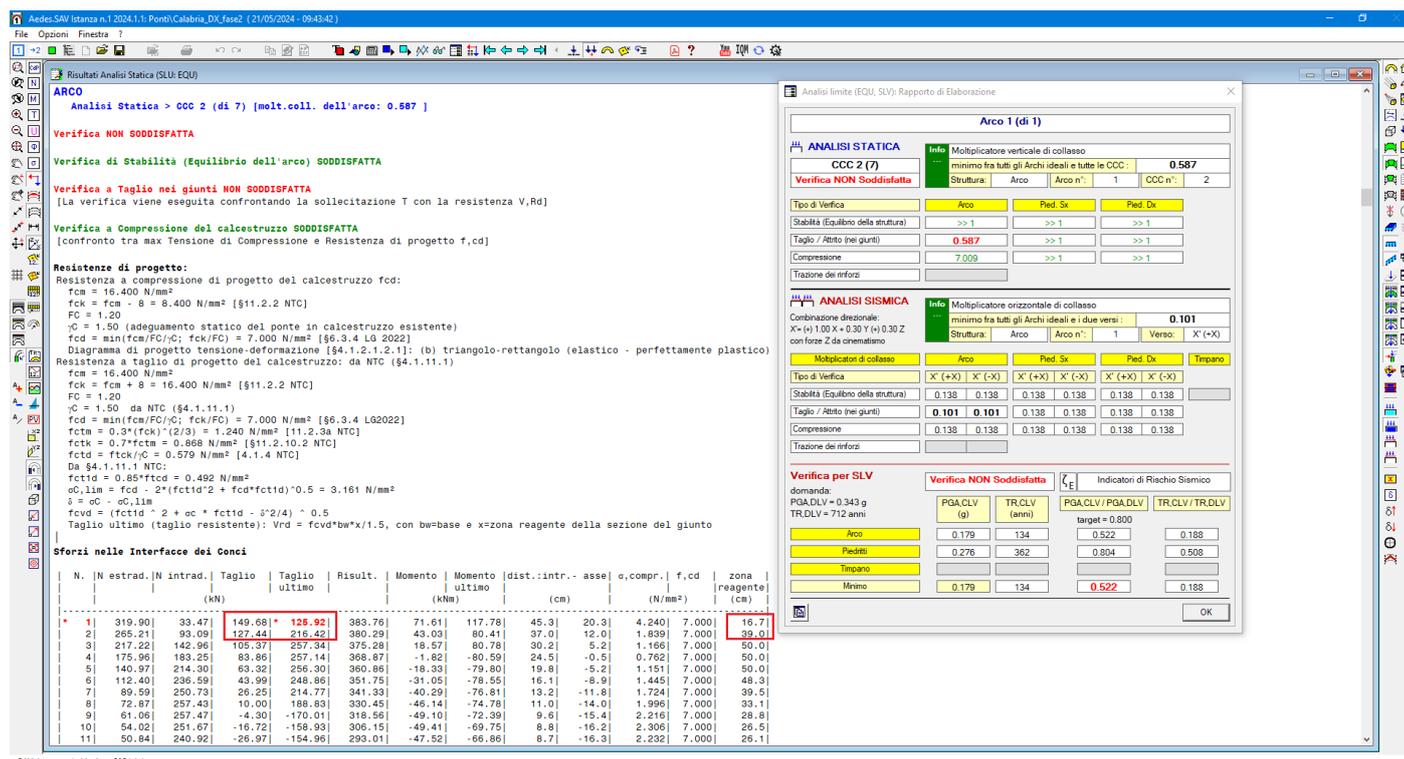


Fig. 2.3.34. Campata destra: verifica a taglio in corrispondenza dell'imposta

Rieseguendo l'analisi del ponte trascurando la verifica a taglio in corrispondenza delle sezioni d'imposta (in fig. 2.3.36 le impostazioni che consentono di escludere dalla verifica a taglio i conci iniziale e finale dell'arco), si ottengono risultati decisamente migliori.

La criticità rilevata sul taglio potrebbe quindi avere carattere teorico.

**La trascurabilità delle verifiche a taglio o più in generale dei controlli (stabilità, compressione, taglio) in corrispondenza delle imposte** è un aspetto importante in relazione al comportamento fisico della zona di connessione tra piedritto e arco. Possiamo infatti considerare che spesso in tale zona vi è una solidarizzazione fra struttura dell'arco e muratura adiacente che di fatto rende localmente la struttura più resistente rispetto al solo arco. Questa considerazione assume valore ancora maggiore per l'analisi elastica, laddove la deformabilità per esempio di un **arco a tutto sesto** può essere riferita all'arco ribassato che spicca dai primi conci alle imposte, di fatto con comportamento 'rigido' dovuto alla struttura locale massiccia. In analisi elastica, diversamente dall'analisi limite, non vi è la possibilità di inserire cerniere che contribuiscono a far rientrare la curva delle pressioni entro l'arco, e quindi per un arco a tutto sesto è probabile che si possano ottenere inizialmente giudizi di instabilità, da rivedere tuttavia alla luce della

rigidità delle imposte.

Al di là quindi dei perfezionamenti che è possibile apportare con SAV al modello del ponte, si torni ai risultati ottenuti per completare l'illustrazione della metodologia operativa.

Dal punto di vista sismico, gli indicatori di rischio sismico  $\zeta_E$  sono superiori al target 0.8 (valore richiesto dalla Normativa per considerare il ponte esistente sismicamente adeguato, cfr. §C8.8.7 Circ. 7 del 21.1.2019) per la campata sinistra e per quella intermedia; per la campata destra si rileva un indicatore di rischio più basso, pari a 0.522.

La fig. 2.3.35 riepiloga i principali coefficienti di sicurezza statici e sismici per le diverse campate, con riferimento agli schemi di carico già illustrati in fig. 2.3.7.

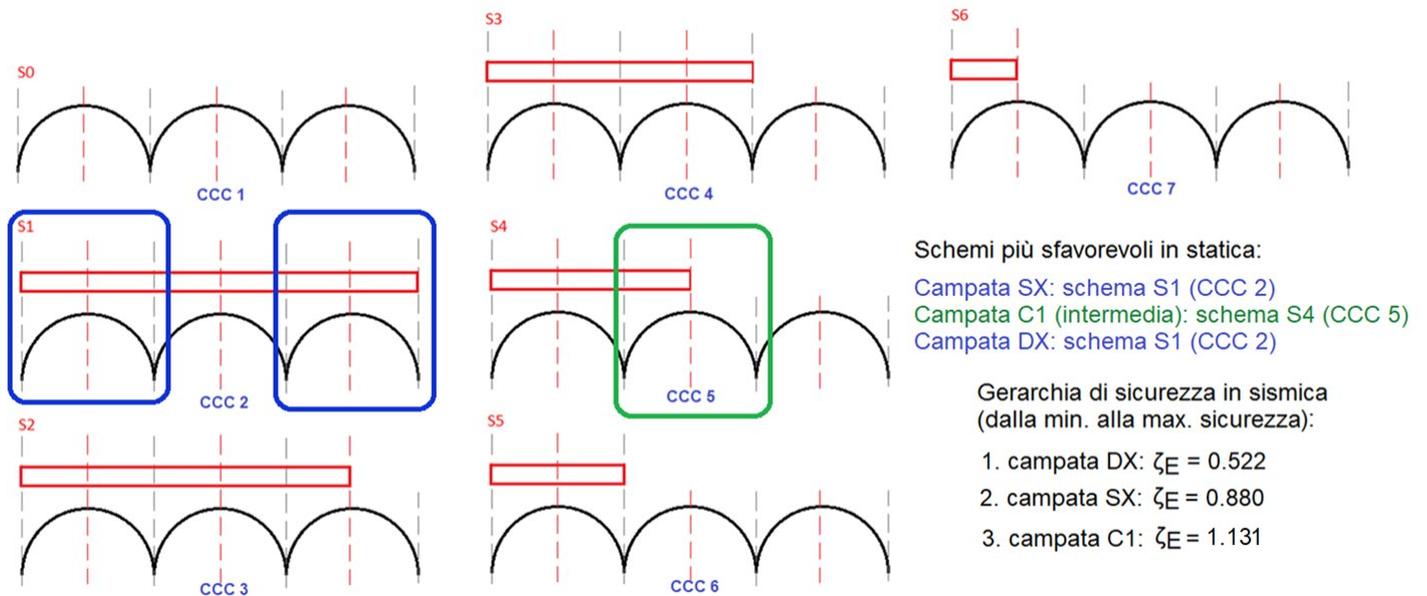


Fig. 2.3.35. Schemi statici più sfavorevoli per le diverse campate e gerarchia dei risultati sismici

E' interessante rilevare che al carico completo, finalizzato alle verifiche di resistenza più significative, corrispondono le configurazioni più sfavorevoli per le due campate estreme, mentre il carico parziale sulla propria luce penalizza la campata centrale.

Dal punto di vista sismico, la gerarchia della sicurezza indica una situazione più sfavorevole per la campata destra, seguita dalla campata sinistra e infine dalla intermedia.

Come già osservato, questi risultati sono dipendenti dalle verifiche a taglio alle imposte; rieseguendo l'analisi del ponte con la modifica dello schema resistente alle imposte si possono ottenere risultati diversi, più aderenti al comportamento reale.

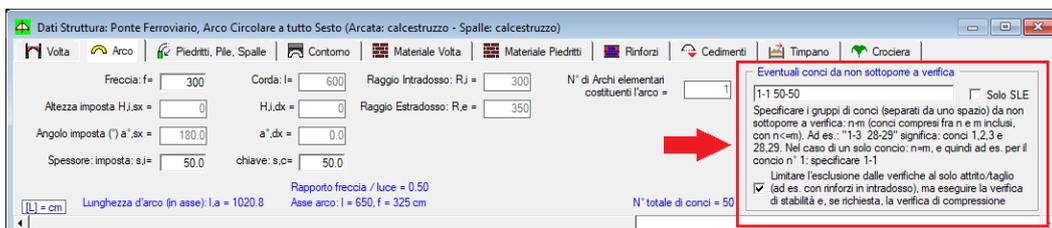


Fig. 2.3.36. Verifica a taglio per l'arco disabilitata in corrispondenza delle imposte

In particolare, escludendo la sola verifica a taglio in corrispondenza delle imposte, come indicato in fig. 2.3.36, è possibile apportare tale correzione alla sola fase 2, in quanto non condiziona le azioni di interscambio (si rimanda al lettore l'esecuzione di tale modifica ed il conseguente aggiornamento dello

schema gerarchico di fig. 2.3.35).

E' stato illustrato un percorso operativo per un ponte multicampata. Ovviamente, ogni caso specifico deve essere analizzato con attenzione, in particolare in relazione alle ipotesi sul posizionamento dei carichi. Risulta evidente come l'analisi per componenti presenti il vantaggio di identificare le vulnerabilità delle singole campate, e, per ognuna di esse, le capacità dell'arcata e dei piedritti, dove per ogni elemento strutturale si esamina in dettaglio il comportamento nei confronti di stabilità, compressione, taglio e trazione di eventuali rinforzi: ne deriva quindi un'analisi con gerarchia delle capacità in grado di descrivere localmente e globalmente la risposta statica e sismica della struttura.

## OSSERVAZIONI COMPLEMENTARI

- L'elaborazione di calcolo in Aedes.SAV per un sistema (arco+piedritti) **procede analizzando anzitutto la stabilità dell'arco e di seguito, in caso positivo, la stabilità del piedritto**. Occorre infatti analizzare il piedritto con un set di spinte alle imposte fisicamente determinato dall'equilibrio dell'arco: se l'arco non è stabile, non è quindi possibile eseguire l'analisi dei piedritti.

Ne consegue che in un ponte multicampata, effettuata la suddivisione nelle singole campate, sarà sempre necessario accertare in prima istanza (cioè nella fase 1) la stabilità dell'arcata.

La procedura di trasmissione delle azioni di interscambio (fase 2) può quindi essere applicata compiutamente solo quando tutte le arcate si trovano in condizioni di stabilità, in modo tale da garantire la collaborazione dell'intera compagine strutturale del ponte. In caso contrario, la vulnerabilità del ponte è definita dal risultato relativo alle sole arcate.

- Le **forze di interscambio statiche** (carichi verticali e spinte) provenienti da una campata su quelle adiacenti sono univocamente determinate, per le varie CCC definite in base agli schemi di carico considerati, nella fase 1, in quanto prodotte dall'arco e applicate sui piedritti. Infatti le interazioni fra campate non riguardano i singoli archi ma i piedritti; l'analisi di una singola arcata non è influenzata dalle azioni di interscambio.

Le forze di interscambio prodotte alle imposte degli archi possono invece modificarsi **nelle condizioni sismiche** in quanto queste vengono calcolate col **moltiplicatore orizzontale di collasso, generalmente diverso per ogni singola arcata**. In linea di principio, la coerenza fra le diverse campate renderebbe quindi necessaria la definizione di un moltiplicatore orizzontale comune con cui calcolare le spinte alle imposte ossia le azioni di interscambio sismiche.

Tuttavia, il contributo sismico offerto dai carichi da traffico è limitato: per le azioni sismiche dei ponti stradali (§5.1.3.12) normalmente si assume  $\psi_2=0$ , eccetto il caso delle zone urbane di intenso traffico per le quali  $\psi_2=0.2$ ; per il carico variabile dei ponti ferroviari si assume  $\psi_2=0.2$  (§5.2.2.8). Appare quindi possibile operare con una procedura semplificata: per definire le azioni sismiche di interscambio, in Aedes.SAV i risultati sismici vengono assunti pari a quelli corrispondenti alle singole campate processate con il proprio moltiplicatore di collasso della corrispondente arcata. Dai risultati sismici definitivi delle singole campate si ricava infine la capacità in termini di PGA e quindi la gerarchia dei componenti del ponte, riassunta, per il caso in esame, in fig. 2.3.36.

- Come già osservato, le forze di interscambio statiche (carichi verticali e spinte) provenienti da una campata su quelle adiacenti sono univocamente determinate nella fase 1, per le varie CCC definite in base agli schemi di carico considerati. Tali forze corrispondono al carico verticale effettivamente agente, ipotizzando quindi un moltiplicatore verticale  $\lambda$  pari a 1.00 per tutti gli eventuali carichi affetti da moltiplicatore verticale. Consideriamo una campata di un ponte multicampata, e si nomini tale campata con "A".

La pila di "A" ha ricevuto dalla campata adiacente, denominata "B", forze di interscambio (verticale e spinta) calcolate con  $\lambda_B=1.00$ . Durante la procedura iterativa con la quale si valuta  $\lambda_A$ , le forze di interscambio

restano costanti. Ciò significa che il **moltiplicatore verticale di collasso della pila per una campata appartenente a un ponte multicampata** si riferisce alla variabilità del carico verticale agente sulla campata "A" stessa, mentre sulla adiacente "B" agisce il carico effettivo (con  $\lambda_B=1.00$ ).

Se si desidera eseguire un calcolo 'esatto' del ponte multicampata con un moltiplicatore verticale  $\lambda$  diverso da 1.00 contemporaneo per tutti i carichi verticali variabili agenti su tutto il ponte, si creeranno i modelli delle diverse campate dove il carico verticale variabile applicato sarà amplificato del valore di  $\lambda$  desiderato, al fine di ottenere il giudizio sulla sicurezza (per tale verifica, il check sul moltiplicatore verticale nei Parametri di Calcolo può essere ignorato).

**IMPORTANTE:** la **verifica delle tensioni sul terreno, consistente nel confronto fra sollecitazione e resistenza, non viene eseguita da SAV** e deve pertanto essere svolta a parte. Il software fornisce indicazioni su valore e posizione della risultante agente sul piano di fondazione e sulla corrispondente distribuzione delle tensioni sul terreno, distinguendo le configurazioni di terreno tutto compresso, oppure parzialmente compresso o, nei casi di fuoriuscita della risultante, di ribaltamento, nell'ipotesi di fondazione piana.

Le fondazioni dei ponti esistenti presentano una varietà di soluzioni (pali, pozzo, ecc.); se la loro tipologia non è nota, occorre procedere con ipotesi di lavoro a giudizio del Progettista. Le azioni in fondazione e le tensioni di compressione si intendono applicate sulla struttura fondale sottostante.

La resistenza del complesso fondazione-terreno dipende dalla tecnica fondazionale adottata per la specifica struttura analizzata: poiché SAV non svolge un confronto con tale resistenza, il risultato della verifica in fondazione non partecipa alla definizione dei moltiplicatori di collasso e degli indicatori di rischio del sistema voltato. Una tensione in fondazione elevata, ad esempio superiore ai limiti di capacità portante del terreno nella zona di ubicazione della struttura, non implica automaticamente un giudizio negativo sulla sicurezza della fondazione: occorrerà analizzare l'effettiva apparecchiatura di fondazione utilizzando le azioni scaricate alla base dei piedritti.

Eventuali problematiche di fondazione sono evidenziate in situ da danni strutturali e quadri fessurativi che dipendono da cedimenti di fondazione dovuti a cause geotecniche. Queste configurazioni non sono legate al comportamento strutturale del ponte in sé e quindi non possono essere colte in modo diretto attraverso l'analisi di stabilità dell'arcata e dei piedritti; in ogni caso, l'analisi della sovrastruttura può fornire utili indicazioni: ad esempio, una risultante fortemente eccentrica alla base del piedritto indica la possibilità che vengano favoriti cedimenti rotazionali e quindi segnala la necessità di approfondimenti sulla capacità portante delle fondazioni (causa: sovrastruttura con curva delle pressioni eccentrica, effetto: sollecitazione sfavorevole sul piano di fondazione, con possibile generazione di cedimenti).

Nel caso opposto, forse più frequente, cedimenti in fondazione originati solo da movimenti del piano di imposta condizionano la stabilità della sovrastruttura (causa: cedimento in fondazione, effetto: instabilizzazione della sovrastruttura): questa situazione può essere resa evidente dal rilievo di fessurazioni dovuti a cedimenti fondali mentre l'analisi del modello mostra una curva delle pressioni nel piedritto poco eccentrica. In ogni caso, quindi, l'analisi della sovrastruttura con SAV fornisce utili indicazioni. ■

### 2.3.3. ANALISI DI UN PONTE STRADALE A 3 CAMPATE

In questo paragrafo si propone lo studio di un ponte stradale a 3 campate, tratto da un caso reale (figg. 2.3.37, 2.3.38) qui in parte modificato col fine di illustrare le procedure di analisi di un ponte multicampata stradale a più corsie. Il ponte si suppone ubicato in provincia di Trento; verranno valutate le capacità statiche e sismiche della struttura. I file di questo esempio sono preinstallati nella cartella: *Sav\Ponti*



Fig. 2.3.37. Esempio di ponte stradale multicampata

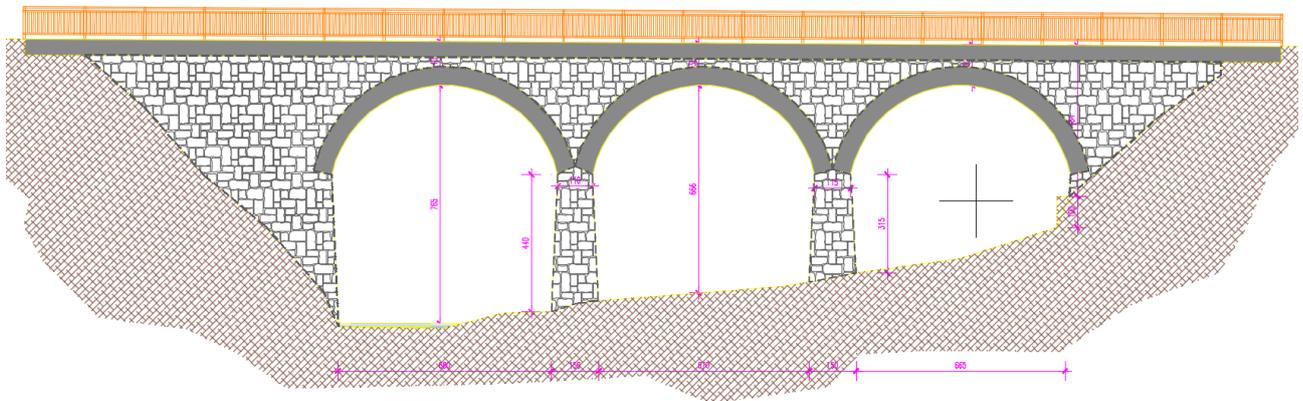


Fig. 2.3.38. Dimensioni delle campate del ponte

Il ponte ha dimensione trasversale in pianta pari a 6.00 m, corrispondente al carico stradale di due corsie. Seguendo la Normativa vigente (NTC18, §5.1.3.3.5) per la prima corsia il carico distribuito lineare  $q_{1k}$  è pari a  $9.00 \cdot 3.00 = 27.00$  kN/m e i due carichi concentrati (carichi tandem)  $Q_{1k}$  sono pari a 300 kN ciascuno, per la seconda corsia  $q_{2k} = 2.50 \cdot 3.00 = 7.50$  kN/m e i due  $Q_{2k}$  sono pari a 200 kN ciascuno. Le arcate sono tra loro uguali ed hanno tipologia a sesto lievemente ribassato, con corda 700 cm. e freccia 270 cm., con spessore 60 cm. alle imposte e 50 cm. in chiave. Il materiale è calcestruzzo massiccio, non armato, con rivestimento in pietrame, sia per le arcate che per i piedritti, con resistenza media a compressione  $16.40$  N/mm<sup>2</sup> e con livello di conoscenza LC2 ( $F_C = 1.20$ ).

## DISTRIBUZIONI DI CARICO IN PRESENZA DI CARICHI CONCENTRATI

Come è stato illustrato per l'esempio del ponte ferroviario multicampata (par. 2.3.2 del presente manuale) la predefinizione degli schemi di carico, e quindi delle CCC statiche, sull'intero ponte permette di attribuire, nelle CCC dei singoli file ognuno corrispondente ad una singola campata, i corretti coefficienti di combinazione.

Si deve osservare che mentre questa operazione è agevole nel caso di soli carichi distribuiti, dove la scelta delle posizioni di carico si esplica sostanzialmente nei due schemi di carico totale o parziale sulla singola campata, diventa invece più complessa nel caso di carichi concentrati, quali ad esempio i carichi concentrati stradali, che possono essere considerati mobili e quindi posti in posizioni eccentriche o centrate rispetto all'asse di ogni singola campata, peraltro contemporanei alle diverse ipotesi sull'estensione della stesa di carico distribuito.

Ne deriva un elevato numero di combinazioni di carico, che può aumentare notevolmente con il numero di campate.

Ad esempio, si potrebbe ritenere che ad un carico  $Q_k$  concentrato posto in una specifica posizione eccentrica di una campata qualsiasi può corrispondere un carico  $q_k$  agente parzialmente solo su alcune campate indipendenti da quella dove agisce  $Q_k$ .

E' ragionevole ridurre il numero delle combinazioni ai casi che a priori possono essere ritenuti più significativi, come ad esempio le seguenti ipotesi di lavoro:

- anzitutto, studiare il comportamento del ponte in assenza di carichi variabili da traffico;
- per la posizione mobile del carico concentrato: fare riferimento a 3 posizioni notevoli (eccentrica a sinistra, centrata ed eccentrica a destra), e studiare gli effetti sulle campate estreme (iniziale e finale) unitamente ad un carico distribuito che interessa la stessa campata dove è applicato il carico concentrato;
- altre ipotesi sul carico distribuito: estensione a tutte le campate, con carico mobile posto in mezzeria della campata centrale, per schematizzare la configurazione di massimo carico verticale. A questa distribuzione uniforme completa si può associare inoltre l'effetto delle azioni di frenatura.

Gli schemi di distribuzione di carico e le corrispondenti CCC vengono riassunti in fig. 2.3.42. Sono a questo punto opportune alcune considerazioni sulle azioni di frenatura e sulle spinte passive dai rinfianchi, tipologie particolari di carico presenti nei modelli di questo esempio.

## AZIONI DI FRENATURA

Seguendo le indicazioni normative (Tab. 5.1.IV), le azioni frenanti confluiscono in alcune specifiche CCC dove tali azioni sono assunte con il loro valore caratteristico, mentre le azioni verticali sono in valore frequente (fig. 2.3.39).

Le combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo contenenti l'azione di frenamento si formano a partire dalle tabelle normative illustrate nelle figg. 2.3.39 e 2.3.40 secondo i seguenti punti:

- con riferimento alla riga 2a di fig. 2.3.39, lo schema di carico da traffico distribuito e concentrato deve essere assunto con il valore frequente;
- il valore frequente si determina, secondo la tabella in fig. 2.3.40, applicando i coefficienti 0.75 al carico concentrato  $Q_k$  e 0.40 al carico distribuito  $q_k$ ;
- i coefficienti di combinazione divengono quindi:  $1.35 \cdot 0.75 = 1.01$  per  $Q_k$ ,  $1.35 \cdot 0.40 = 0.54$  per  $q_k$ , 1.35 per l'azione frenante<sup>4</sup> calcolata secondo la relazione [5.1.4] in §5.1.3.5:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_k) + 0.10 \cdot q_k \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN.}$$

<sup>4</sup> Questa modalità operativa, poco evidente dalla lettura del testo normativo, viene confermata da studi accademici sulla normativa tecnica vigente. Si consulti ad esempio: Prof. D. Raffaele, "La Normativa tecnica sui ponti", Politecnico di Bari, reperibile sul web all'indirizzo: [https://docs.dicotechpoliba.it/filemanager/221/T&P%20Ponti/03\\_NTC\\_01.pdf](https://docs.dicotechpoliba.it/filemanager/221/T&P%20Ponti/03_NTC_01.pdf) (cfr. in particolare: pagg. 44,45)

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga
1	Valore caratteristico				
2a	Valore frequente			Valore caratteristico	
2b	Valore frequente				Valore caratteristico
3 (*)					Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>		Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale			

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Fig. 2.3.39. Carichi verticali e carichi orizzontali dovuti al traffico

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Fig. 2.3.40. Coefficienti di combinazione  $\psi$  per azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Nel caso in esame, l'azione frenante assume, con riferimento alla singola campata, il seguente valore:  
 $0.6 \cdot 600 + 0.10 \cdot 9.00 \cdot 3.00 \cdot 8.16 = 382 \text{ kN}$

(8.16 m. è la distanza fra i punti estremi di estradosso dell'arco, ossia la massima dimensione dell'arco della

singola campata in proiezione orizzontale)

Dividendo la risultante sulla campata, si ottiene un'azione distribuita pari a:

$$382/8.16 = 46.82 \text{ kN/m}$$

Data la natura di ponte ad arco in muratura, è necessario effettuare il trasferimento di quest'azione frenante orizzontale distribuita verso i conci dell'arco: a tal fine, è ragionevole applicare i fattori correttivi illustrati ai punti seguenti.

- L'azione orizzontale agente sulla metà sinistra della prima campata (lato spalla sinistra) e sulla metà destra dell'ultima campata (lato spalla destra) può essere considerata ripartita sulle strutture retrostanti l'arco attraverso un cono di diffusione e quindi non applicata direttamente ai conci dell'arco: questo si può rappresentare, in prima approssimazione, facendo riferimento ad una lunghezza di carico orizzontale agente sugli archi complessivamente pari due luci d'arco (quella intermedia più due metà luci) anziché tre, applicando quindi il fattore correttivo pari a  $2/3$ :  $46.82 \cdot 2/3 = 31.21 \text{ kN/m}$ ;
- si può inoltre considerare la diffusione dell'azione dal piano di viabilità entro la superficie sovrastante l'arco (rinfianchi, pavimentazione e sottofondo) fino a giungere ai conci. Poiché lo spessore di pavimentazione e sottofondo è pari a 70 cm., una diffusione a  $45^\circ$  comporta il riferimento alla luce di  $(8.16 \cdot 3 + 0.70 \cdot 2) = 25.88 \text{ m}$  e quindi un fattore correttivo pari a:  $8.16 \cdot 3 / 25.88 = 0.95$ :  $31.21 \cdot 0.95 = 29.65 \text{ kN/m}$ , valore assunto come carico distribuito effettivamente agente sulle strutture resistenti delle arcate, applicato lungo l'intera lunghezza del ponte.

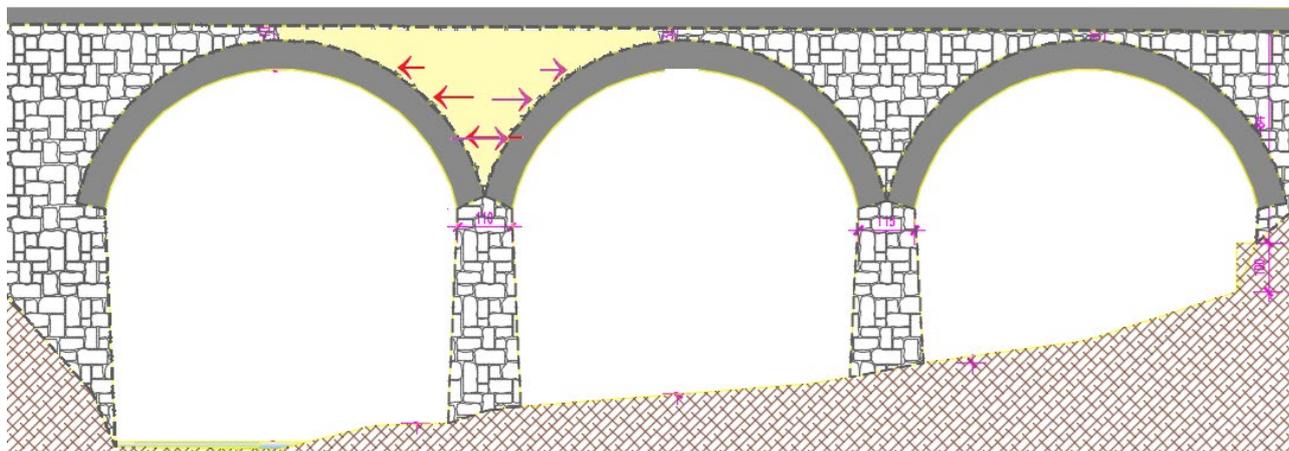
Queste considerazioni illustrano una possibile modalità di valutazione della trasmissione delle azioni frenanti verso i conci dell'arco, finalizzata a definire forze appropriate sui conci stessi: un valore dell'azione frenante sui conci che non tenga presenti fattori correttivi dovuti alla tipologia del ponte ad arco potrebbe essere eccessivo e fornire esiti di instabilità troppo cautelativi. Ovviamente il Progettista, utilizzando il software SAV, potrà personalizzare i valori delle azioni frenanti adeguandole alle proprie valutazioni (i comandi automatici di SAV forniscono il valore calcolato secondo la [5.1.4], quindi, nel caso in esame: 46.82 kN/m; nei file di questo esempio tale valore è stato modificato in 29.65 kN/m).

- Per l'esempio in esame di ponte a due corsie, l'azione frenante per semplicità viene limitata alla prima corsia (è comunque possibile inserire valutare l'azione frenante anche per la seconda corsia e inserirla in input).
- Le azioni di frenatura dipendono dal valore del carico frenante, com'è evidente dalla loro formulazione. L'analisi del moltiplicatore di collasso verticale, fondata sulla variabilità dei carichi verticali affetti da moltiplicatore, dovrebbe quindi prevedere anche una variazione delle azioni di frenatura in corrispondenza dei valori assunti dai carichi verticali variabili durante il procedimento iterativo di calcolo del moltiplicatore di collasso verticale. Questa funzionalità non è implementata in SAV: si consiglia quindi di non attivare l'analisi con moltiplicatore verticale nel caso di presenza di azioni frenanti. Se si desidera valutare la sicurezza della struttura sotto carichi verticali amplificati di un valore pari al moltiplicatore  $\lambda$ , si possono utilizzare modelli dove il carico verticale effettivo è già amplificato con  $\lambda$  e le azioni frenanti sono valutate in corrispondenza di tale amplificazione.

## **SPINTE PASSIVE DA RINFIANCHI**

Le spinte passive dai rinfianchi (per maggiori dettagli su tali spinte si rimanda ai paragrafi dedicati nel Manuale di Aggiornamento di SAV) svolgono un ruolo importante nell'equilibrio del ponte, un ruolo che può essere fondamentale. Queste spinte si distinguono dalle resistenze passive del terreno alle spalle (trattate nell'analisi del ponte in corrispondenza delle campate estreme), e consistono in forze passive che si

sviluppano nel rinfianco, ossia nella porzione della struttura fra le due arcate sovrastante il piedritto. Il rinfianco infatti non è un puro riempimento ma svolge un'azione di contenimento nei confronti dell'incipiente cinematismo: in altre parole, analogamente alla spinta passiva esercitata dal terreno nei confronti della spalla, la tendenza dell'arco a deformarsi con il meccanismo di collasso viene ostacolata dalla resistenza delle strutture adiacenti all'arco che si oppongono alla deformazione. Il fenomeno è piuttosto complesso, ma può essere interpretato ragionevolmente seguendo alcune linee guida indicate dai lavori segnalati in bibliografia nella documentazione citata di SAV.



*Fig. 2.3.41. Spinte passive sviluppate nei rinfianchi*

In fig. 2.3.41 si consideri la campata sinistra e si analizzi la stabilità del suo arco. Se il cinematismo di collasso incipiente determina uno spostamento dell'arco verso l'arcata successiva, come avviene ad esempio in caso di sisma +X o di carico statico eccentrico sulla metà sinistra dell'arco, vengono a mobilitarsi nel rinfianco (in colore giallo in fig. 2.3.41) resistenze passive che contribuiscono, per quanto possibile, alla stabilità dell'arco. Ovviamente, per il rispetto dell'equilibrio, queste azioni si trasformano in spinta verso l'arcata successiva. Se facessimo riferimento alla campata estrema destra, ancora con sisma +X o con un carico statico eccentrico sulla metà sinistra del suo arco, vengono mobiliate resistenze passive dalla struttura sopra la spalla, struttura che spostandosi ancora verso destra si connette al terreno. Per il caso della campata estrema del ponte che tende a deformarsi verso il terreno la resistenza passiva si può rappresentare direttamente con la spinta passiva del terreno.

In sintesi, le forze aggiuntive dovute alla resistenza passiva si possono modellare limitatamente alle zone di rinfianco adiacenti alle campate intermedie, definendole nella zona dove si oppongono al cinematismo dell'arco, cinematismo che viene qualitativamente ipotizzato sulla base del carico agente sull'arco.

Nel caso studio è stato considerato un coefficiente di spinta passiva  $k_p$  pari a 0.70, valore appartenente ad un range plausibile (normalmente identificato nell'intervallo 0.50÷1.00).

Come noto, la resistenza passiva non è un'azione ma una reazione: quindi di volta in volta si potrebbero considerare per essa i valori strettamente necessari per l'equilibrio, perché sono questi che corrispondono alla resistenza effettivamente mobilitata dall'incipiente cinematismo (in modo del tutto analogo alla spinta passiva del terreno nei confronti della spalla); per semplicità, nell'esempio si è adottato  $k_p=0.70$  per tutte le arcate e per le tutte le combinazioni di carico che includono le spinte passive da rinfianchi.

D'altra parte, la stabilità di un sistema voltato può essere studiata anche senza coinvolgere le spinte passive, in particolare nel caso di volte più favorevoli per la stabilità. Si osservi infatti che le spinte passive nei rinfianchi non sono state considerate nella modellazione del ponte ferroviario esaminato nel par. 2.3.2, dove l'arcata centrale presenta un arco fortemente ribassato (fig. 2.3.4).

Per approfondimenti riguardanti le spinte passive da riempimento si rimanda al par. 2.3.5 del presente documento.

## COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

La fig. 2.3.42 illustra le Combinazioni di Condizioni di Carico adottate per l'analisi del ponte stradale a tre campate.

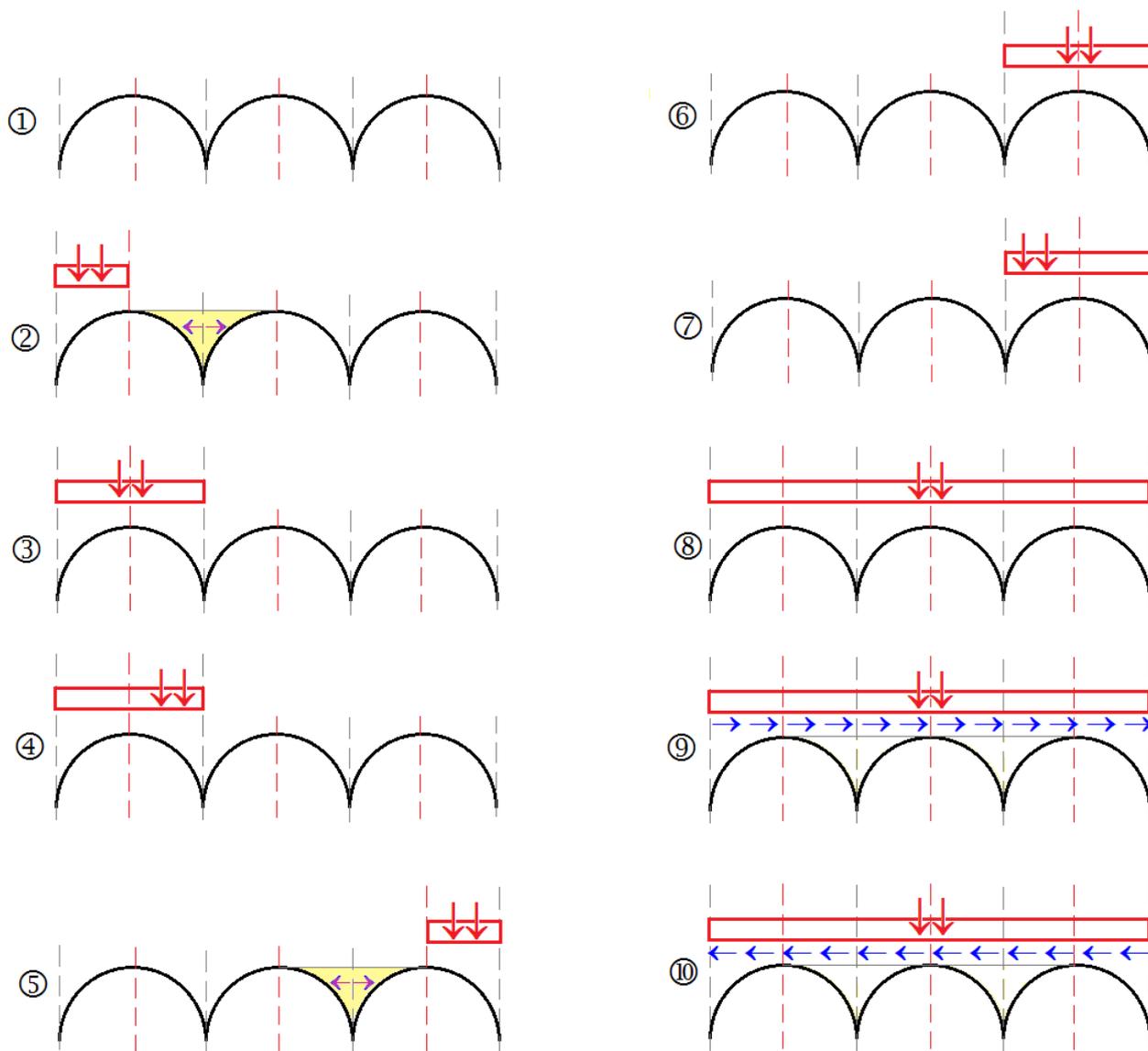


Fig. 2.3.42. Combinazioni di Condizioni di Carico

Per la scelta delle combinazioni, si è focalizzata l'attenzione sui seguenti punti.

- Le disposizioni di carico eccentriche più sfavorevoli sono state ipotizzate nelle campate estreme. Dato che gli archi delle tre campate hanno uguale tipologia e dimensioni, non si ritiene necessario esaminare gli effetti del carico eccentrico sulla campata centrale (diversamente da come si dovrebbe operare nel caso di arcate fra loro tipologicamente diverse, come nel caso del ponte ferroviario esaminato nel par. 2.3.2).
- Si è considerata la contemporaneità dei carichi concentrati con quelli distribuiti, estendendo le stese di

carico distribuito parziali sempre fino al corrispondente lato estremo (iniziale nelle CCC 2,3,4; finale nelle CCC 5,6,7) del ponte.

- Le combinazioni 8,9,10 con massimo carico su tutto il ponte vengono valutate considerando che i carichi distribuiti sono sfavorevoli ai fini delle massime sollecitazioni e quindi si applica il coefficiente di combinazione 1.10 per le azioni permanenti (Tab. 5.2.V D.M.17.1.2018). Le combinazioni con massimo carico sono in genere finalizzate alla verifica di resistenza. A favore di sicurezza, per tutte le combinazioni verranno eseguite le verifiche sia di stabilità sia di resistenza (a compressione e a taglio).
- Le spinte passive dal rinfiango vengono considerate nel caso dei cinematismi delle campate estreme che si muovono verso la campata intermedia (CCC 2,5). Le spinte passive dai rinfianchi potrebbero essere mobilitate anche da cinematismi che si muovono verso entrambe le campate adiacenti, come può accadere nelle campate intermedie sottoposte a carico centrato (ad es. CCC 8). Tuttavia, un'ipotesi di lavoro semplificativa può ricercare per tali casi l'esistenza della configurazione di equilibrio trascurando il contributo delle resistenze passive, facendo intervenire queste ultime solo in caso di cinematismi spingenti in modo significativo verso un solo lato<sup>5</sup>.

<sup>5</sup> Come osservato in precedenza, in linea di principio, e a favore di sicurezza, la stabilità dell'arco può essere in generale studiata senza considerare spinte passive dal rinfiango. Tuttavia, nei modelli di calcolo tali spinte, soprattutto sotto l'azione di carichi dissimmetrici, giustificano configurazioni stabili, così come rilevate nella realtà, altrimenti impossibili da cogliere nell'analisi: ciò pone in evidenza l'importante ruolo svolto dalle spinte passive dal rinfiango ai fini dell'equilibrio della struttura.

Per quanto riguarda il comportamento sismico, il ponte non è ubicato in una zona urbana ad intenso traffico ( $\psi_2=0.0$ , §5.1.3.12), e quindi l'analisi sismica viene condotta con riferimento ai soli carichi permanenti. Gli effetti sismici saranno determinati dalle masse del ponte corrispondenti ai carichi permanenti.

Si osservi che se la struttura del ponte fosse stata perfettamente simmetrica (per geometria, materiali, vincoli e carichi) si sarebbero potute evitare le configurazioni speculari rispetto all'asse di simmetria (asse verticale in mezzera del ponte), ossia le CCC 5,6,7; il ponte in esame non è simmetrico a causa della diversa altezza delle pile (le arcate rispettano invece la simmetria).

**Le combinazioni proposte nel presente contesto devono essere intese come indicative: niente vieta a priori la creazione di altre CCC, purché tra le diverse campate si mantenga la coerenza** come nella procedura illustrata nell'esempio.

Si ribadisce che **soltanto la coerenza delle combinazioni fra le singole campate rende possibile la corretta analisi di un ponte multicampata come scomposizione in sottostrutture (le singole campate), fra loro interagenti attraverso le azioni di interscambio** sulla sommità delle pile.

## **CAMPATA INIZIALE (A SINISTRA): FASE 1**

File: *Stradale\_SX\_fase1*.

Nel file si possono consultare i vari parametri descrittivi per geometria, materiali, spinte del terreno.

### **Le CCE definite sono 11:**

**1)** pesi propri (carichi permanenti di tipo  $G_1$  e  $G_2$ )

**2,3,4)** carichi distribuiti  $q_{1k}$  e  $q_{2k}$  nelle tre posizioni parziale sulla metà sinistra della campata, parziale sulla metà destra, completa sull'intera campata, per i due archi ideali corrispondenti alle due corsie

**5,6,7)** carichi concentrati nelle tre posizioni eccentrica a sinistra, eccentrica a destra, centrata. SAV propone l'inserimento dei carichi concentrati a 1/4 della lunghezza calcolata come proiezione sull'asse X orizzontale dell'estradosso dell'arco (dal vertice di estradosso del primo concio a sinistra a quello dell'ultimo concio a destra) (la posizione del carico concentrato è comunque modificabile a piacere; in questo esempio si è mantenuta la posizione definita dal comando di SAV della barra degli strumenti della finestra dei Carichi concentrati che consente l'inserimento automatico del carico concentrato) (fig. 2.3.43)

**8,9)** azioni longitudinali distribuite da frenamento, in un verso (+X) e nell'altro (-X)

**10,11)** resistenze passive dai rin fianchi (forze mobilitate sulla parte dx o sx, verso la quale tende a manifestarsi lo spostamento cinematico), anch'esse inserite con comando automatico in base al valore corrente di  $k_p$  (assunto pari 0.7 nell'esempio corrente) (fig. 2.3.44).

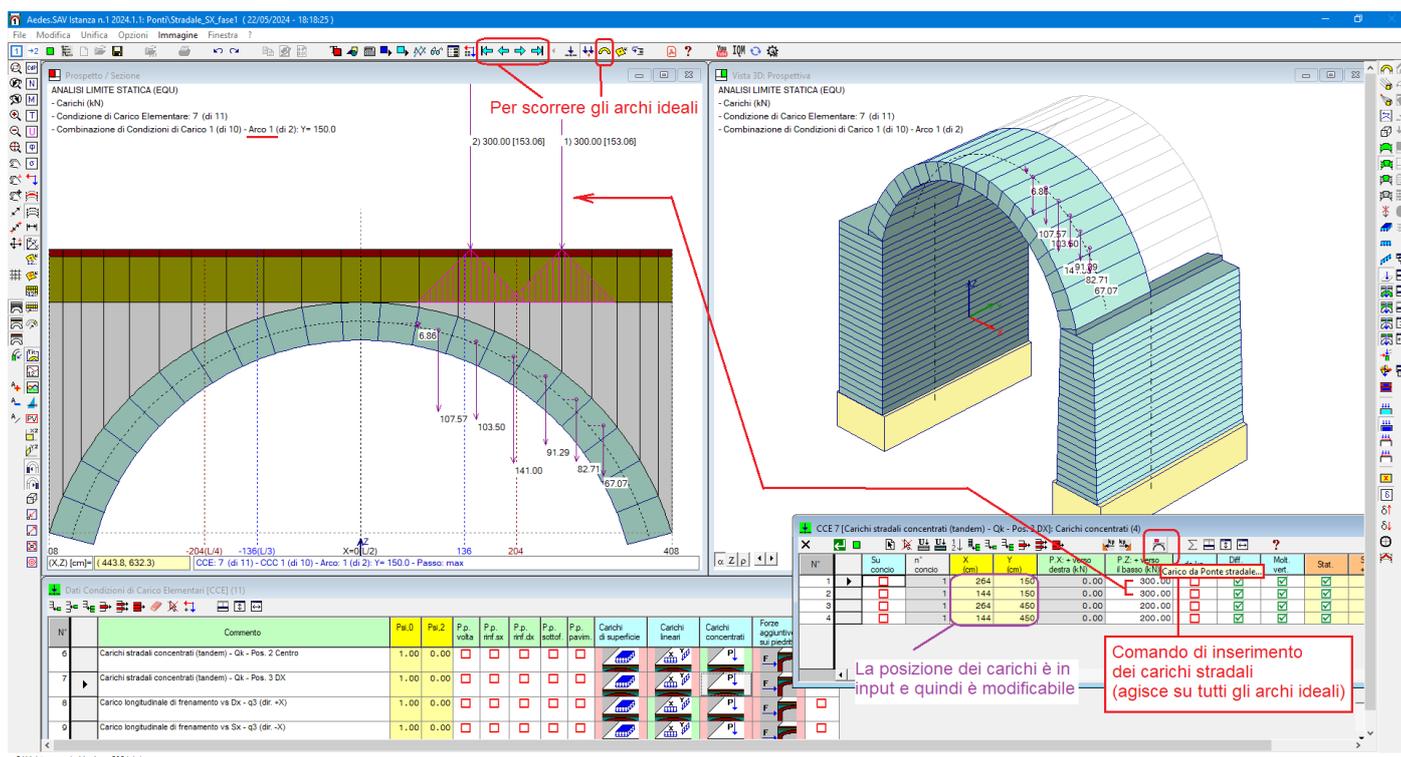


Fig. 2.3.43. Carichi concentrati stradali

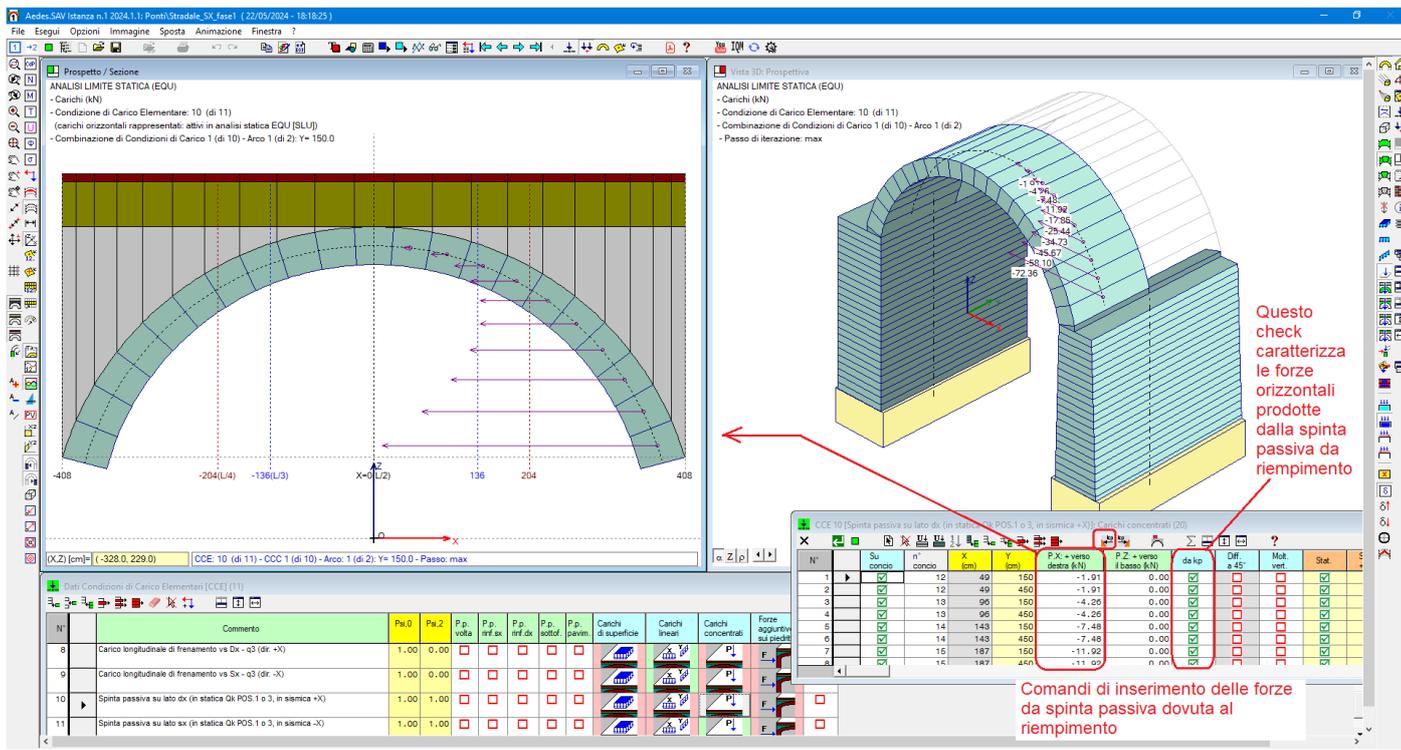


Fig. 2.3.44. Forze orizzontali da resistenze passive prodotte dal riempimento (rinfianchi)

Per quanto riguarda le Combinazioni di Condizioni di Carico, queste sono illustrate in fig. 2.3.45 ed il significato dei coefficienti moltiplicativi è evidente alla luce della fig. 2.3.42.

N°	Comentario	Molt. CCE 1	G / Ok1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Ok1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Ok1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Ok1 CCE 4	Molt. CCE 5	G / Ok1 CCE 5	Molt. CCE 6	G / Ok1 CCE 6	Molt. CCE 7	G / Ok1 CCE 7	Molt. CCE 8	G / Ok1 CCE 8	Molt. CCE 9	G / Ok1 CCE 9	Molt. CCE 10	G / Ok1 CCE 10	Molt. CCE 11	G / Ok1 CCE 11
1	Permanenti incluso pesi propri	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>																
2	Perm. + Qk Sx C.SX + qk metà sinistra C.SX + sp.pass. SX-C1	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>						
3	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo C.SX	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>						
4	Perm. + Qk Dx C.SX + qk completo C.SX	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>						
5	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C1-DX	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>																
6	Perm. + Qk Centro C.DX + qk completo C.DX	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>																
7	Perm. + Qk Sx C.DX + qk completo C.DX	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>																
8	Perm. + Qk Centro C.C1 + qk completo ovunque	1.10	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>														
9	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C.DX e C.C1 + frenamento ovunque verso dx + sp.pass. SX-C1 e C1-DX	1.10	<input checked="" type="checkbox"/>	0.54	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>								
10	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C.DX e C.C1 + frenamento ovunque verso sx + sp.pass. SX-C1 e C1-DX	1.10	<input checked="" type="checkbox"/>	0.54	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>										

Fig. 2.3.45. Campata sinistra. Combinazioni di Condizioni di Carico

Ad esempio: il carico distribuito completo (CCE 2) sulla campata sinistra è presente nelle CCC 3,4,8,9,10, e solo per queste CCE il coefficiente moltiplicativo è diverso da 0.00; il carico distribuito sulla metà sinistra della campata (CCE 3) è presente solo nella CCC 2; il carico distribuito sulla metà destra della campata (CCE 4) nella campata sinistra non è presente mai ed ha quindi coefficienti moltiplicativi tutti 0.00: la presenza di questa CCE è giustificata dall'impostazione analoga per tutte le CCE di tutte le campate. Un carico distribuito eccentrico a destra sarà necessario per la campata destra (vd. CCC 5) e quindi la CCE n°4 della campata destra, analoga alla CCE n°4 della campata sinistra, avrà coefficiente moltiplicativo non nullo per la CCC 5 nei dati della campata destra. In pratica, uniformando le CCE fra le diverse campate si agevola la definizione dei carichi e delle CCC, che devono essere coincidenti fra tutte le campate per assicurare, come già osservato, la coerenza dell'analisi del ponte scomposto nelle singole campate. Come già illustrato nell'esempio del ponte ferroviario, SAV propone comandi di utilità che permettono il salvataggio e il recupero delle CCE e delle CCC, garantendo così la coerenza fra i file delle diverse campate.

Eseguendo l'analisi della campata sinistra nella fase 1, si ottengono risultati che attestano la stabilità dell'arco sotto tutte le combinazioni di carico statiche e dal punto di vista sismico all'arcata compete indicatore di rischio  $\zeta_E=1.296$ . Sono disponibili anche risultati nei piedritti, aventi valore temporaneo: nella fase 2 saranno inserite le azioni di interscambio per il calcolo definitivo dei piedritti. Per evidenziare come la curva delle pressioni nel piedritto cambierà per effetto delle azioni di interscambio sulla piedritto a destra (la pila), si riporta intanto in fig. 2.3.46 il risultato in termini di curva delle pressioni del sistema arco+piedritti della prima campata in fase 1, con riferimento ad una delle CCC che evidenzia l'instabilità della pila (il piedritto destro) in assenza della forza di interscambio, la CCC n°4.

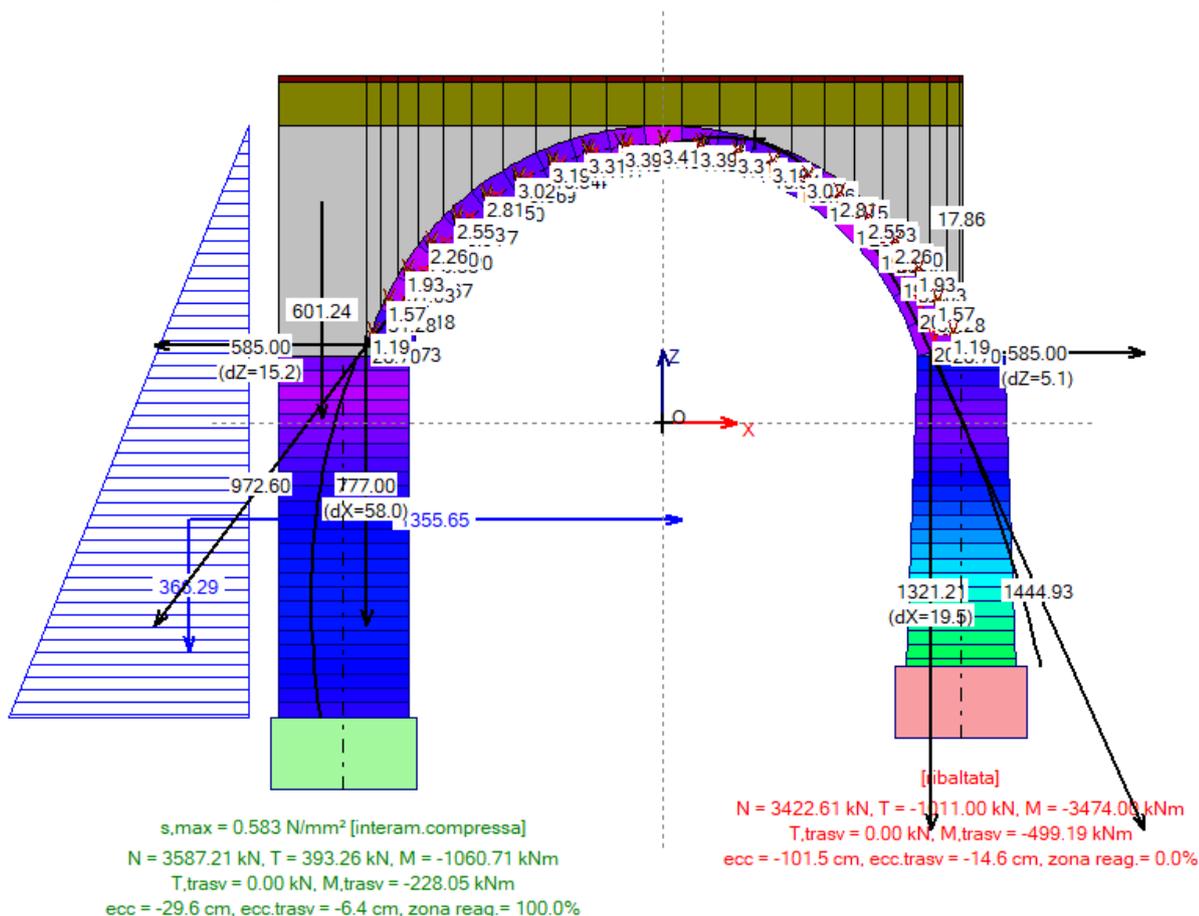


Fig. 2.3.46. Campata sinistra, risultati della CCC 4 nella fase 1

## CAMPATA INTERMEDIA: FASE 1

File: *Stradale\_C1\_fase1*.

Si procede in modo analogo a quanto descritto per la campata sinistra. In fig. 2.3.47 si riporta lo schema dei coefficienti moltiplicativi delle CCE nel quadro delle CCC: il significato dei coefficienti si rileva dal confronto fra schema delle distribuzioni di carico e campata intermedia (vd. fig. 2.3.42).

Dati Combinazioni delle Condizioni di Carico [CCC] (10)		Molt. CCE 1	G / Ok1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Ok1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Ok1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Ok1 CCE 4	Molt. CCE 5	G / Ok1 CCE 5	Molt. CCE 6	G / Ok1 CCE 6	Molt. CCE 7	G / Ok1 CCE 7	Molt. CCE 8	G / Ok1 CCE 8	Molt. CCE 9	G / Ok1 CCE 9	Molt. CCE 10	G / Ok1 CCE 10	Molt. CCE 11	G / Ok1 CCE 11
1	▶ Permanenti incluso pesi propri	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
2	Perm. + Qk Sx C.SX + qk metà sinistra C.SX + sp.pass. SX-C1	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
3	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
4	Perm. + Qk Dx C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
5	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C1-DX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
6	Perm. + Qk Centro C.DX + qk completo C.DX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
7	Perm. + Qk Sx C.DX + qk completo C.DX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
8	Perm. + Qk Centro C.C1 + qk completo ovunque	1.10	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
9	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C.DX e C.C1 + frenamento ovunque verso dx + sp.pass SX-C1 e C1-DX	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.01	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
10	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C.DX e C.C1 + frenamento ovunque verso sx + sp.pass SX-C1 e C1-DX	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.01	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓

Fig. 2.3.47. Campata intermedia. Combinazioni di Condizioni di Carico

Anche per la campata intermedia l'arcata risulta stabile per tutte le condizioni statiche e dal punto di vista sismico anche per questa campata all'arcata compete indicatore di rischio  $\zeta_E=1.398$ .

### CAMPATA DESTRA: FASE 1

File: *Stradale\_DX\_fase1*.

Anche in questo caso si procede in modo analogo a quanto descritto per la campata sinistra. In fig. 2.3.48 si riporta lo schema dei coefficienti moltiplicativi delle CCE nel quadro delle CCC: il significato dei coefficienti si rileva dal confronto fra schema delle distribuzioni di carico e campata destra (vd. fig. 2.3.42).

Dati Combinazioni delle Condizioni di Carico [CCC] (10)		Molt. CCE 1	G / Ok1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Ok1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Ok1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Ok1 CCE 4	Molt. CCE 5	G / Ok1 CCE 5	Molt. CCE 6	G / Ok1 CCE 6	Molt. CCE 7	G / Ok1 CCE 7	Molt. CCE 8	G / Ok1 CCE 8	Molt. CCE 9	G / Ok1 CCE 9	Molt. CCE 10	G / Ok1 CCE 10	Molt. CCE 11	G / Ok1 CCE 11
1	▶ Permanenti incluso pesi propri	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
2	Perm. + Qk Sx C.SX + qk metà sinistra C.SX + sp.pass. SX-C1	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
3	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
4	Perm. + Qk Dx C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
5	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C1-DX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
6	Perm. + Qk Centro C.DX + qk completo C.DX	0.90	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
7	Perm. + Qk Sx C.DX + qk completo C.DX	0.90	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
8	Perm. + Qk Centro C.C1 + qk completo ovunque	1.10	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
9	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C.DX e C.C1 + frenamento ovunque verso dx + sp.pass SX-C1 e C1-DX	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
10	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C.DX e C.C1 + frenamento ovunque verso sx + sp.pass SX-C1 e C1-DX	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓

Fig. 2.3.48. Campata destra. Combinazioni di Condizioni di Carico

Anche per la campata destra, come per le precedenti, l'arcata risulta stabile per tutte le condizioni statiche e dal punto di vista sismico anche per questa campata all'arcata compete indicatore di rischio  $\zeta_E=1.398$ .

### CAMPATA INIZIALE (A SINISTRA): FASE 2

Si apra il file: *Stradale\_SX\_fase2*.

Per eseguire l'analisi definitiva, occorre inserire le azioni di interscambio prodotte dalla campata intermedia. Nella finestra CCE si utilizza il comando 'Inserisci forze aggiuntive da campate adiacenti' del menu Modifica (in alternativa, attraverso il corrispondente pulsante della barra degli strumenti) e si apre una finestra di dialogo che consente la selezione della campata da cui prelevare le forze aggiuntive, cioè le spinte alle imposte, prodotte dalla campata intermedia, che diventeranno automaticamente per la campata sinistra forze aggiuntive sulla sommità della pila:

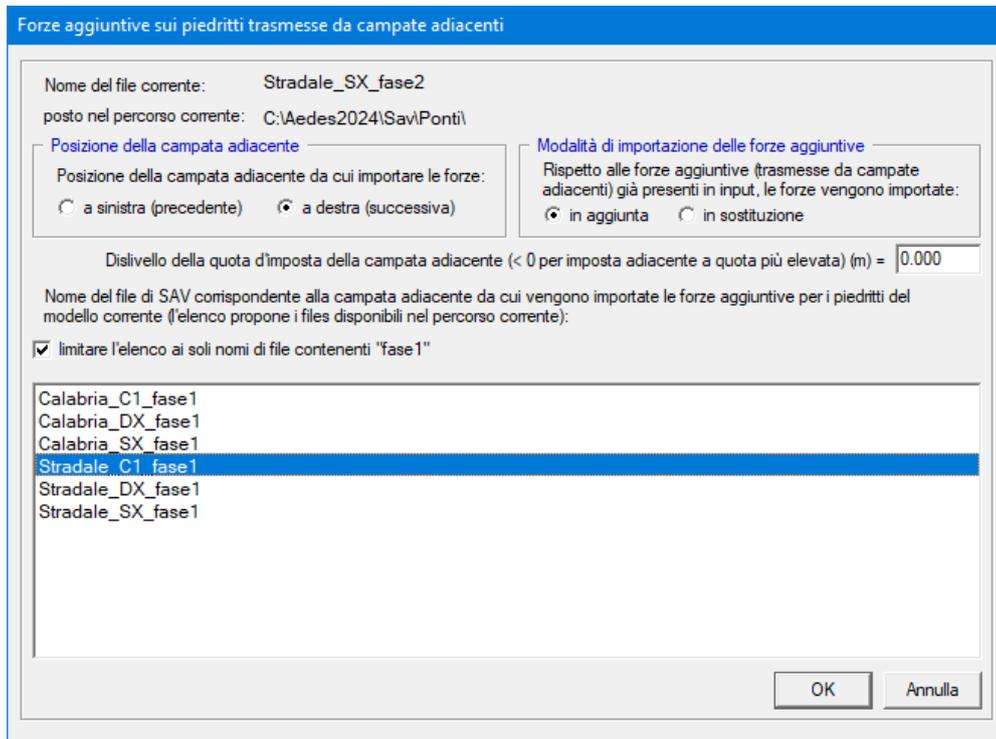


Fig. 2.3.49. Campata sinistra: importazione delle azioni di interscambio provenienti dalla campata intermedia

La conferma con OK importa le forze aggiuntive: vengono automaticamente composte tante CCE aggiuntive quante sono le CCC statiche più le due sismiche. In totale, si hanno 23 CCE (fig. 2.3.50).

Nelle CCC (che ovviamente restano invariate di numero fra la fase 1 e la fase 2 dei vari modelli), le CCE saranno affette da coefficienti  $\gamma_F$  tali da assicurare coerenza: ad esempio, le forze aggiuntive provenienti dalla CCC 1 della campata intermedia sono state inserite nella CCE aggiuntiva n°12, la quale, nello schema delle CCC, ha  $\gamma_F=1.00$  per la CCC 1 e  $\gamma_F =0.00$  per tutte le altre CCC (cfr. fig. 2.3.51, colonna Molt.CCE n°12).

Dati Condizioni di Carico Elementari [CCE] (23)														
N°	Commento	Psi.0	Psi.2	P.p. volta	P.p. rinf.sx	P.p. rinf.dx	P.p. sottof.	P.p. pavim.	Carichi di superficie	Carichi lineari	Carichi concentrati	Forze aggiuntive sui piedritti	Carichi mobili	
1	Pesi propri	1.00	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
2	Carico stradale distribuito qk sull'intera arcata	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
3	Carico stradale distribuito qk su metà luce sinistra	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
4	Carico stradale distribuito qk su metà luce destra	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
5	Carichi stradali concentrati (tandem) - Qk - Pos. 1 SX	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
6	Carichi stradali concentrati (tandem) - Qk - Pos. 2 Centro	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
7	Carichi stradali concentrati (tandem) - Qk - Pos. 3 DX	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
8	Carico longitudinale di frenamento vs Dx - q3 (dir. +X)	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
9	Carico longitudinale di frenamento vs Sx - q3 (dir. -X)	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
10	Spinta passiva su lato dx (in statica Qk POS.1 o 3, in sismica +X)	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
11	Spinta passiva su lato sx (in statica Qk POS.1 o 3, in sismica -X)	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
12	CCC 1: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
13	CCC 2: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
14	CCC 3: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
15	CCC 4: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
16	CCC 5: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
17	CCC 6: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
18	CCC 7: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
19	CCC 8: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
20	CCC 9: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
21	CCC 10: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
22	CCS +: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					
23	CCS -: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>					

Fig. 2.3.50. Campata sinistra: CCE dopo l'inserimento delle forze aggiuntive

Dati Combinazioni delle Condizioni di Carico [CCC] (10)																									
N°	Comentario	Molt. CCE 1	G / Gk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Gk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Gk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Gk1 CCE 4	Molt. CCE 5	G / Gk1 CCE 5	Molt. CCE 6	G / Gk1 CCE 6	Molt. CCE 7	G / Gk1 CCE 7	Molt. CCE 8	G / Gk1 CCE 8	Molt. CCE 9	G / Gk1 CCE 9	Molt. CCE 10	G / Gk1 CCE 10	Molt. CCE 11	G / Gk1 CCE 11	Molt. CCE 12	G / Gk1 CCE 12
1	Permanenti incluso pesi propri	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓
2	Perm. + Qk Sx C.SX + qk metà sinistra C.SX + sp.pass. SX-C1	0.90	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
3	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
4	Perm. + Qk Dx C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
5	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C1-DX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
6	Perm. + Qk Centro C.DX + qk completo C.DX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
7	Perm. + Qk Sx C.DX + qk completo C.DX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
8	Perm. + Qk Centro C.C1 + qk completo ovunque	1.10	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
9	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C.DX e C.C1 + frenamento ovunque verso dx + sp.pass SX-C1 e C.DX	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
10	Perm. + Qk Dx C.DX + qk metà destra C.DX + sp.pass. C.DX e C.C1 + frenamento ovunque verso sx + sp.pass SX-C1 e C.DX	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓

Dati Combinazioni delle Condizioni di Carico [CCC] (10)																															
N°	Molt. CCE 13	G / Gk1 CCE 13	Molt. CCE 14	G / Gk1 CCE 14	Molt. CCE 15	G / Gk1 CCE 15	Molt. CCE 16	G / Gk1 CCE 16	Molt. CCE 17	G / Gk1 CCE 17	Molt. CCE 18	G / Gk1 CCE 18	Molt. CCE 19	G / Gk1 CCE 19	Molt. CCE 20	G / Gk1 CCE 20	Molt. CCE 21	G / Gk1 CCE 21	Molt. CCE 22	G / Gk1 CCE 22	Molt. CCE 23	G / Gk1 CCE 23	Pied.Sx Sp.att.	Pied.Sx Sp.pass.	Perc.Sx Sp.pass.	Pied.Dx Sp.att.	Pied.Dx Sp.pass.	Perc.Dx Sp.pass.	Ponti cls. Adsg.	SLE	
1	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓
2	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓
3	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓
4	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓
5	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓
6	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓
7	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓
8	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓
9	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓
10	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	11	✓	11	✓	11	✓	✓

Fig. 2.3.51. Campata sinistra: CCC dopo l'inserimento delle forze aggiuntive

Dopo aver inserito le forze aggiuntive, il modello della campata sinistra potrà finalmente essere risolto in via definitiva. I risultati ottenuti sono illustrati nel report in fig. 2.3.52, dove per l'analisi statica si fa riferimento alla CCC n°10.

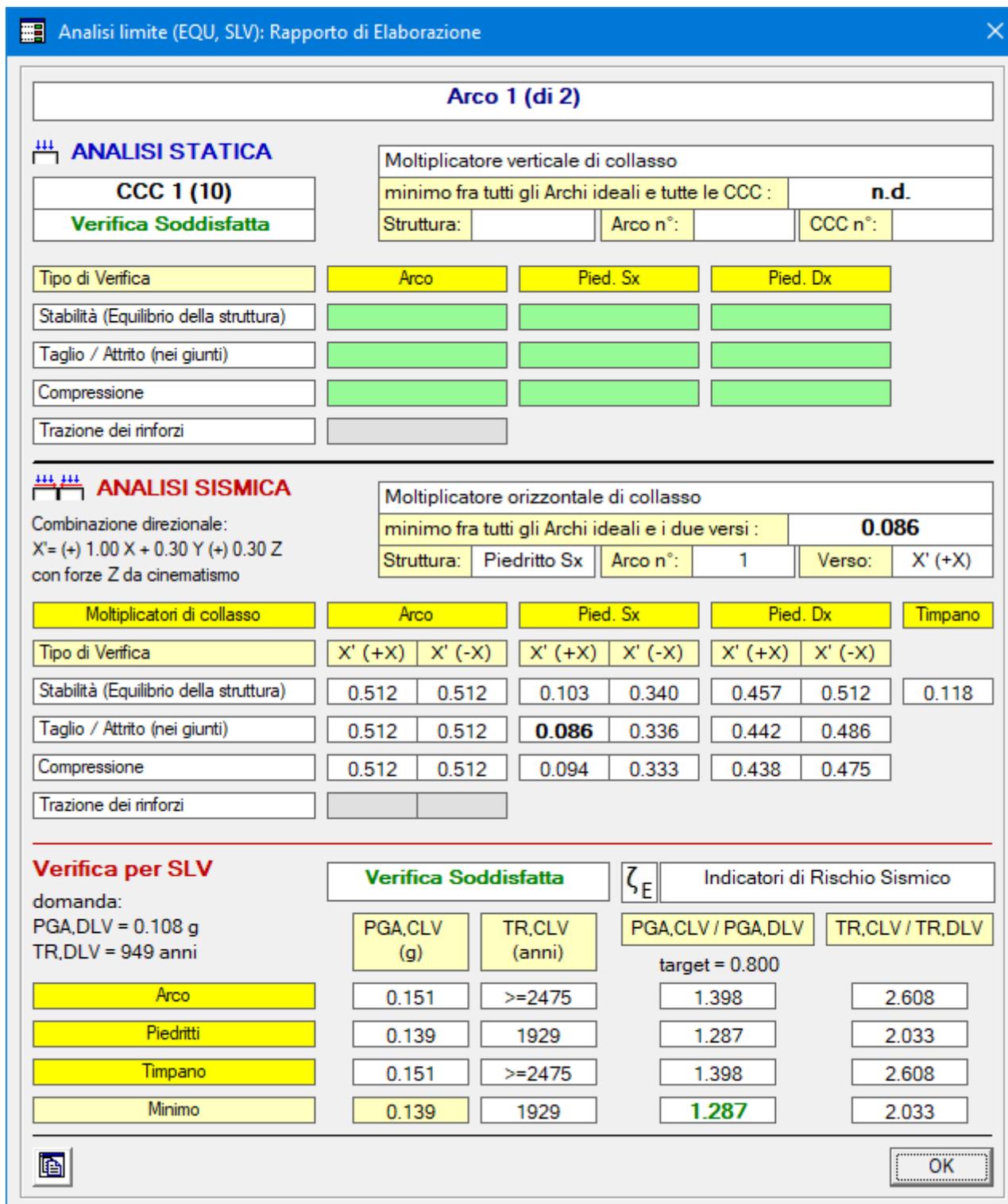


Fig. 2.3.52. Campata sinistra: risultati definitivi

In fig. 2.3.53 si riporta il confronto fra assenza e presenza di azioni di interscambio in sommità alla pila, con riferimento ad una combinazione statica, la CCC n°3. La posizione della curva delle pressioni nella pila si modifica per effetto delle forze di interscambio: tende a ricentrarsi, ossia a diminuire lo scostamento dall'asse della pila, tuttavia il bilanciamento non è sufficiente a portare la curva entro la sezione della pila.

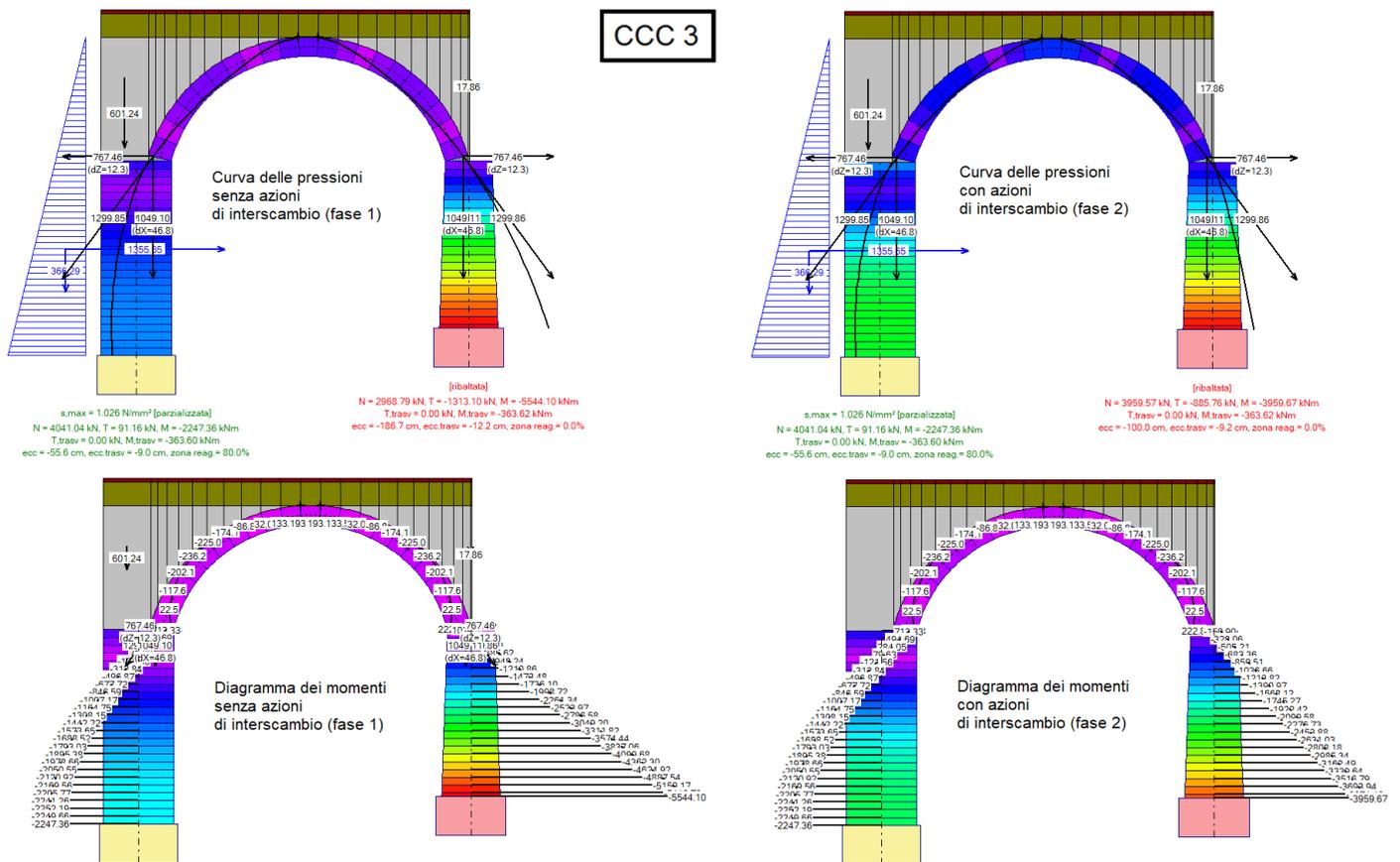


Fig. 2.3.53. Diagramma dei momenti e Curva delle pressioni per la CCC statica n°3

## CAMPATA INTERMEDIA: FASE 2

Si apra il file: *Stradale\_C1\_fase2*.

Per eseguire l'analisi definitiva, occorre inserire le azioni di interscambio prodotte dalla campata sinistra sulla pila sinistra, e dalla destra sulla pila destra. La finestra di dialogo per l'inserimento delle forze deve essere aperta due volte: una prima volta, si inseriscono le forze provenienti dalla campata sinistra (fig. 2.3.54); una seconda volta si inseriscono le forze provenienti dalla campata destra (fig. 2.3.55).

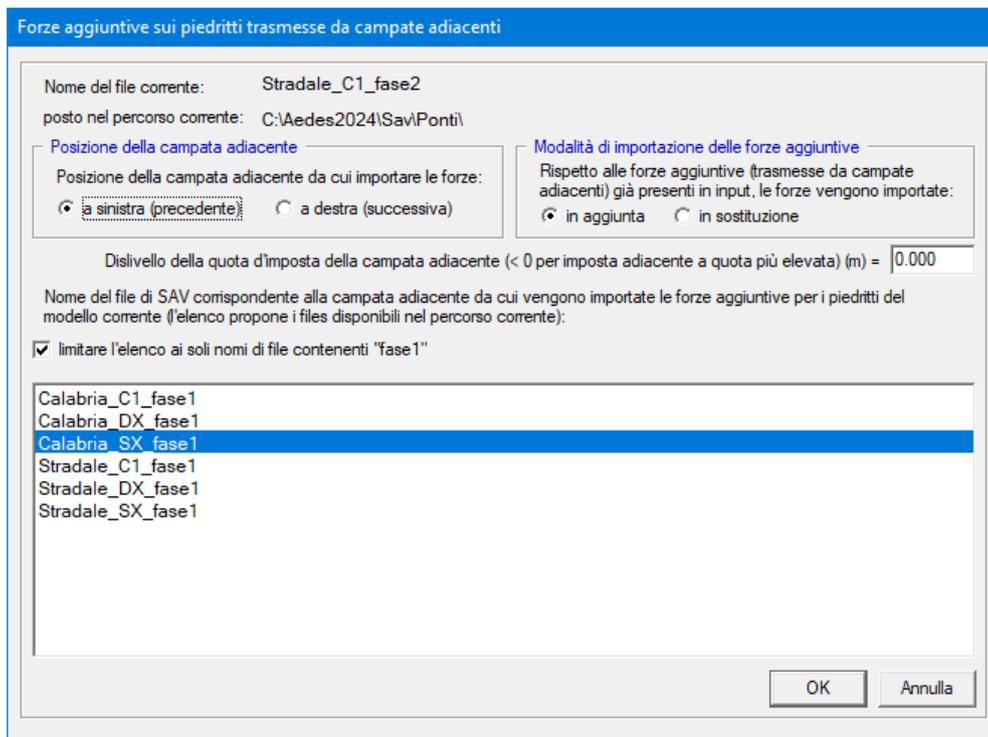


Fig. 2.3.54. Campata intermedia: importazione delle azioni di interscambio provenienti dalla campata sinistra

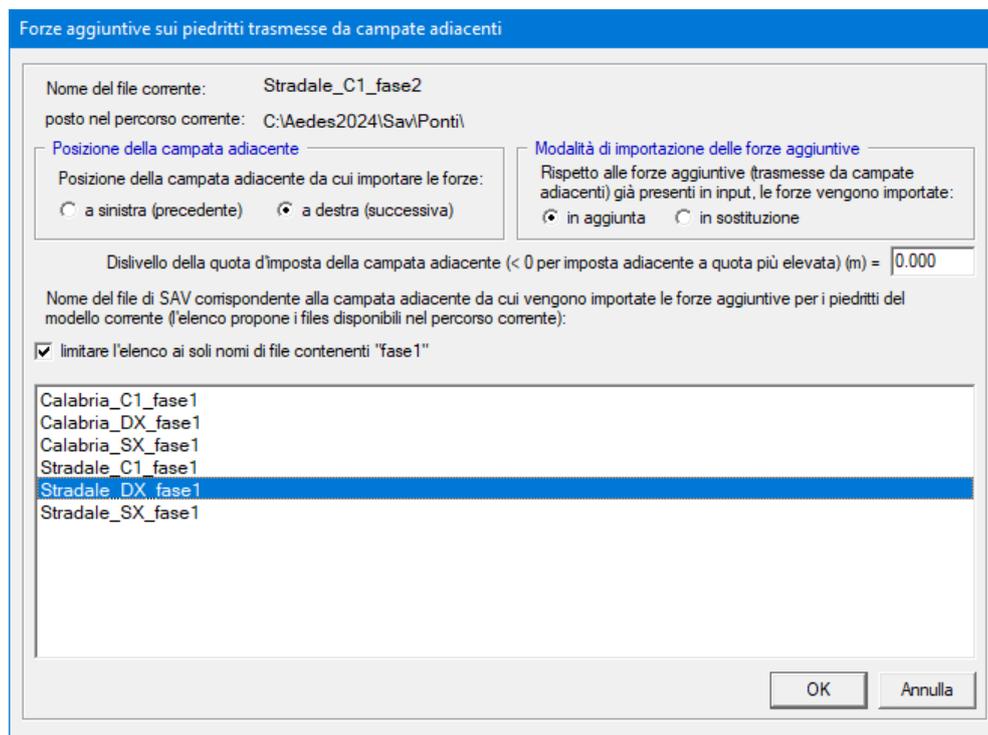


Fig. 2.3.55. Campata intermedia: importazione delle azioni di interscambio provenienti dalla campata destra

Dopo la doppia importazione, le CCE aggiuntive saranno state popolate completamente; ad esempio, per la CCE aggiuntiva n°13, corrispondente alle forze da considerare nella CCC 2, le forze aggiuntive sono illustrate in fig. 2.3.56.

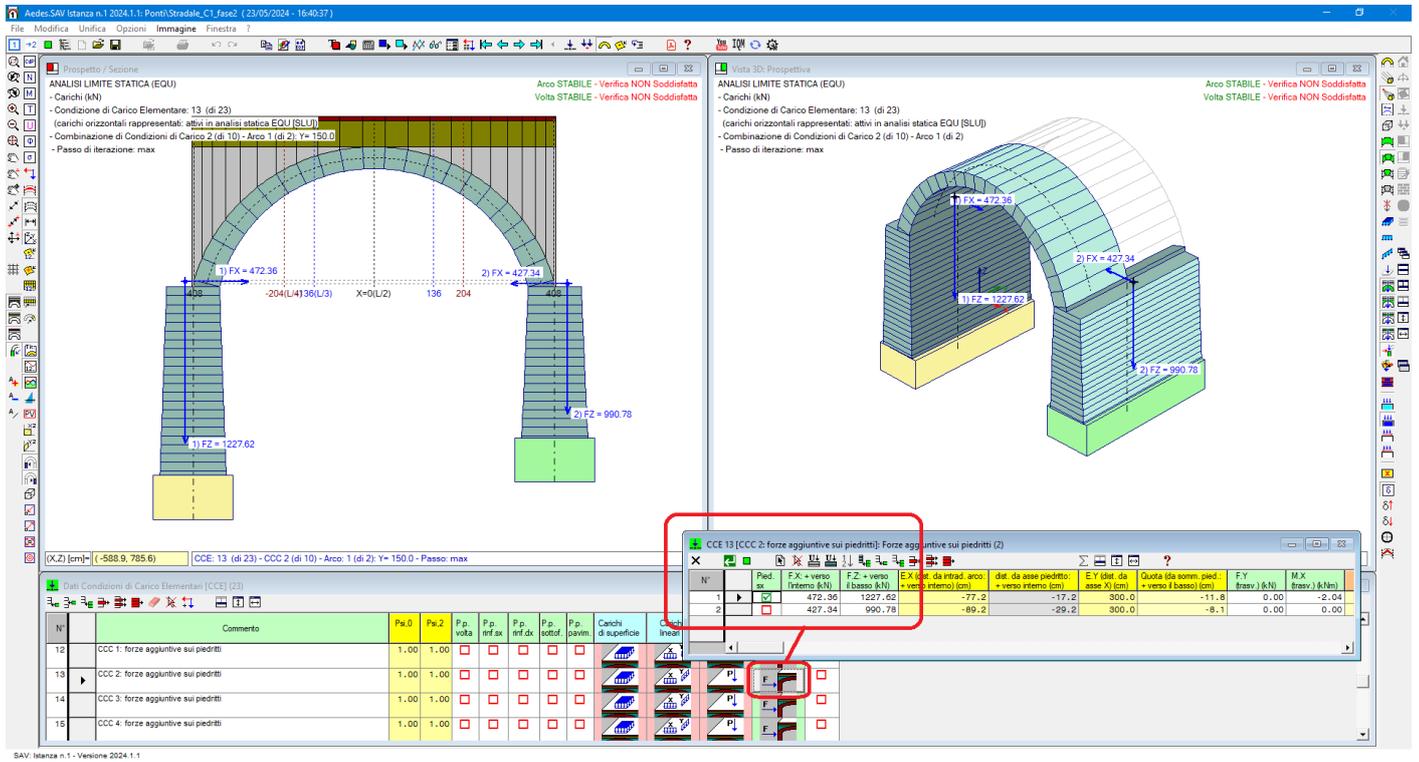


Fig. 2.3.56. Campata intermedia: azioni di interscambio provenienti dalle campate sinistra e destra

I risultati dell'analisi definitiva della campata intermedia sono riassunti nel report in fig. 2.3.57 (CCC n°10).

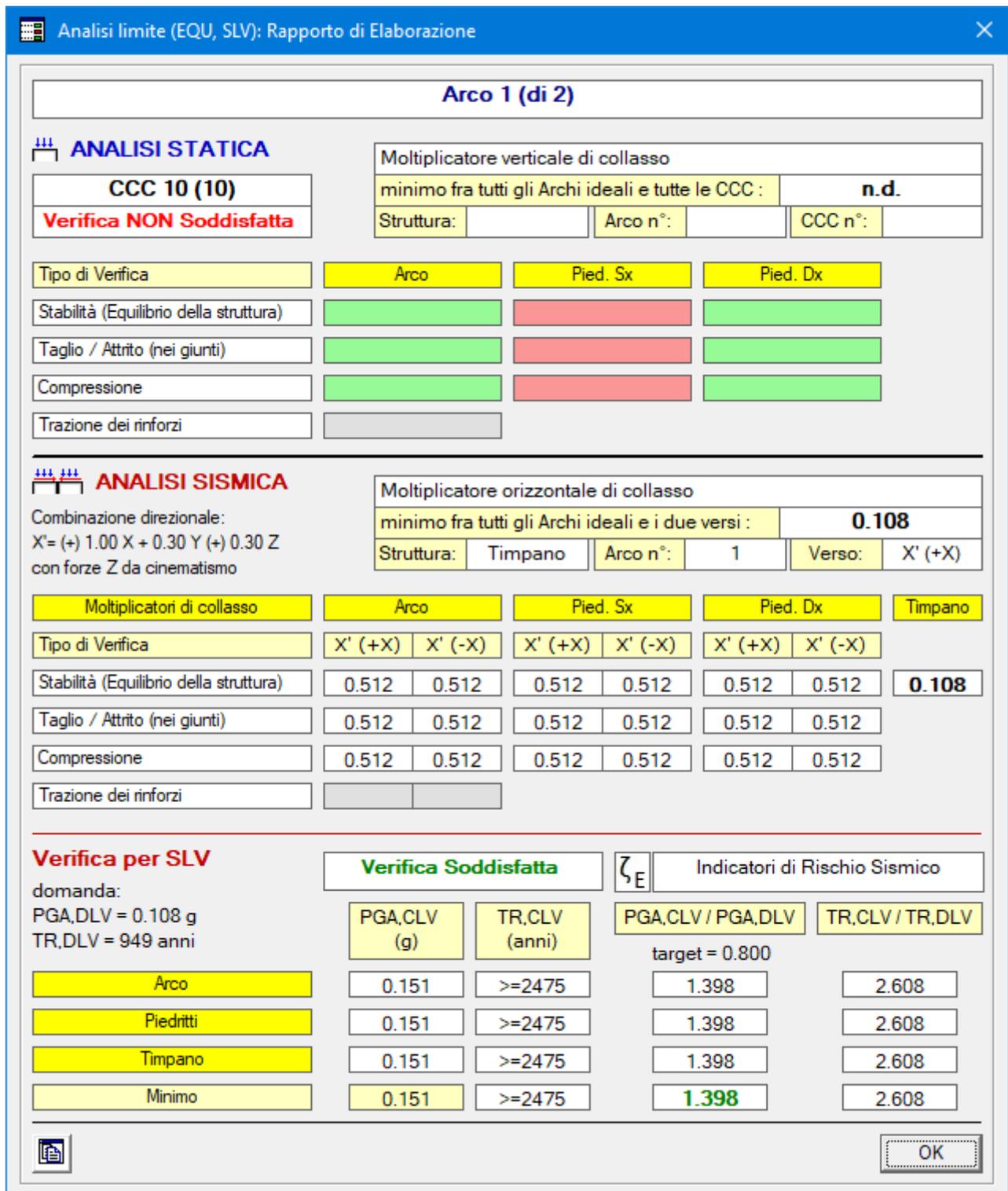


Fig. 2.3.57. Campata intermedia: risultati definitivi

## CAMPATA FINALE (A DESTRA): FASE 2

Si apra il file: *Stradale\_DX\_fase2*.

Per eseguire l'analisi definitiva, occorre inserire le azioni di interscambio prodotte dalla campata intermedia sulla pila sinistra.

La procedura è del tutto analoga a quanto illustrato per le altre campate, e per brevità se ne omette la

descrizione. I risultati definitivi sono riportati in fig. 2.3.58, dove per l'analisi statica si fa riferimento alla CCC n°9.

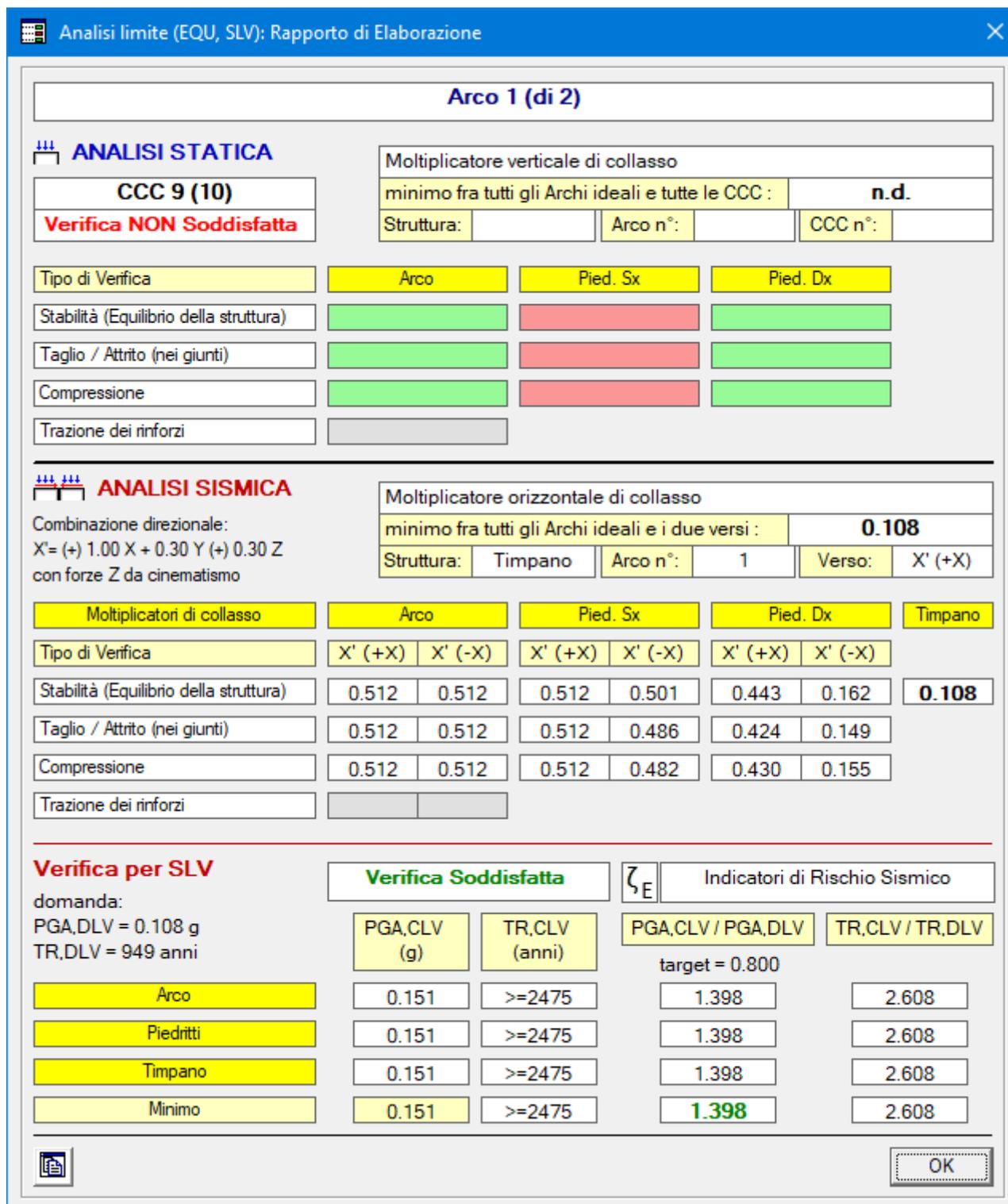


Fig. 2.3.58. Campata destra: risultati definitivi

## RISULTATI DEFINITIVI DEL PONTE MULTICAMPATA

Relativamente ai risultati definitivi del ponte multicampata, una prima e importante operazione consiste nell'effettuare controlli di validazione del calcolo eseguito per singole campate. Se le operazioni di input

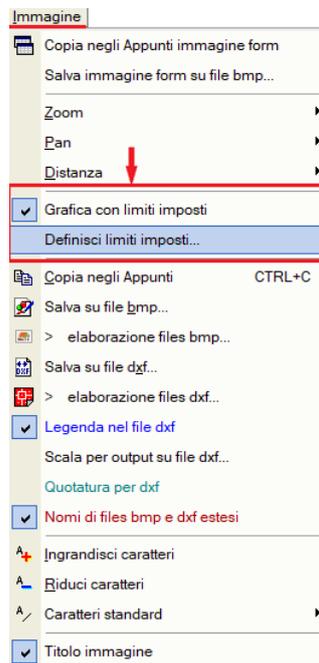
sono state condotte correttamente, si dovranno rilevare alcuni comportamenti notevoli:

- nel caso di pila con campate adiacenti aventi arcate sottoposte a identico carico, la curva delle pressioni nella pila deve essere pienamente centrata, con assenza di tagli e di momenti;
- configurazioni simmetriche, per geometria e carichi, devono condurre ai medesimi risultati.

Per eseguire questi controlli e per visualizzare i risultati complessivi del ponte multicampata, è utile apprendere le modalità con cui in SAV i risultati grafici di modelli distinti possono essere resi tra loro sovrapponibili, dai punti di vista sia delle dimensioni geometriche della rappresentazione grafica, sia della colorazione dei conci in base alla scala dei valori minimi e massimi dei risultati.

SAV propone appositi comandi per ottenere immagini dalla finestra grafica tra loro sovrapponibili: le dimensioni del quadro di visualizzazione sono infatti rese compatibili utilizzando l'impostazione corrispondente al comando del menu Immagine 'Grafica con limiti imposti': se compare un simbolo di spunta, l'opzione è attiva, come in fig. 2.3.59. Il comando 'Definisci limiti imposti...' apre una finestra di input dove specificare le coordinate massime e minime del quadro di visualizzazione; inserendo gli stessi valori per entrambi i modelli delle due distinte campate, l'ottimizzazione delle dimensioni del disegno produce immagini nella stessa scala ossia sovrapponibili. Per il ponte in esame si sono utilizzati i limiti imposti (X min, X max, Y min, Ymax): -800,800,-600,600.

Un'indicazione delle coordinate dell'immagine, continuamente aggiornata in base alla posizione corrente del cursore del mouse, si può leggere in basso a sinistra: (X,Z) = ... Ponendo il cursore agli estremi dell'immagine, si possono identificare valori appropriati per definire il quadro di visualizzazione imposto che permette la sovrapponibilità di immagini prodotte da modelli distinti. I comandi del menu Immagine relativi ai limiti imposti sono disponibili solo per la finestra grafica 2D posta per default in alto a sinistra.



*Fig. 2.3.59. Comandi per la sovrapponibilità di immagini ottenute da modelli distinti (menu Immagine della finestra Grafica 2D)*

Visualizzando i risultati, nella colorazione delle strutture i conci dell'arco e dei piedritti assumono un colore dipendente dalla scala di riferimento tarata sui valori minimi e massimi dei risultati (ad esempio, per la curva delle pressioni: la minima e la massima distanza dall'asse). Poiché tra modelli distinti gli estremi della scala possono variare, per ottenere una stessa scala di riferimento fra diversi modelli, e quindi una colorazione coerente fra i modelli stessi, si utilizza la scheda Legenda della finestra Parametri di Disegno (fig. 2.3.60).

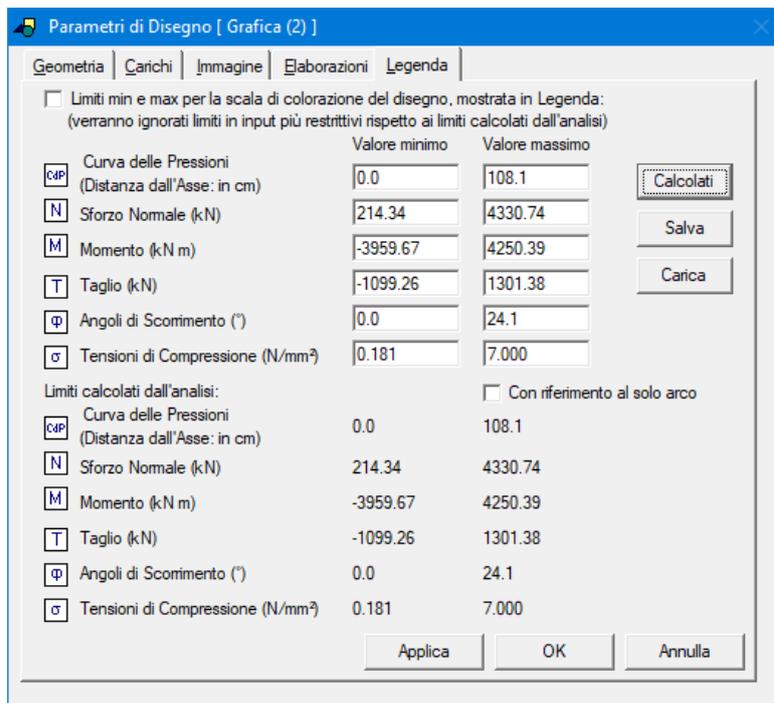


Fig. 2.3.60. Scheda Legenda della finestra Parametri di Disegno

Il pulsante 'Calcolati' inserisce nelle caselle in input dei limiti minimi e massimi, utilizzati per la scala di colorazione dei conci, i valori estremi calcolati dall'analisi; il pulsante 'Salva' salva tali valori.

I valori estremi potrebbero essere diversi dal modello della campata intermedia: volendo sovrapporre la grafica delle due campate al fine di ottenere una colorazione tra loro coerente, è necessario calibrare limiti comuni fra i due modelli.

Per la campata intermedia, si utilizza quindi il pulsante 'Calcolati' e quindi il pulsante 'Carica' che aggiorna gli estremi degli intervalli quando i valori positivi sono maggiori e quando i negativi sono minori (cioè quando gli estremi dell'intervallo si dilatano). A questo punto, si utilizza 'Salva' per aggiornare i dati degli estremi, che ora tengono conto di entrambe le campate sinistra e intermedia.

Si ripete la procedura per la campata destra, e infine si riaggiorna la sinistra: a questo punto, i valori degli estremi degli intervalli saranno allineati per tutte e 3 le campate.

Tramite alcuni passaggi, dunque, si giunge a uno schema di limiti imposti per la scala di colorazione che include negli intervalli corrispondenti ai diversi parametri (curva delle pressioni, diagrammi di M, N, T, angoli di scorrimento, tensioni di compressione) tutti i valori dei modelli delle singole campate e conseguentemente la scala di colorazione è coerente fra tutti i modelli: la sovrapposizione delle immagini genera in tal modo un risultato definitivo per il ponte multicampata.

Per l'esempio in esame, i limiti che assicurano coerenza fra le colorazioni dei tre modelli sono riportati in fig. 2.3.61 (in pratica, per ogni parametro si hanno in input i valori minimo e massimo fra i 3 modelli).

Si osservi nell'immagine il check selezionato per l'opzione: 'Limiti min e max per la scala di colorazione del disegno, mostrata in Legenda (verranno ignorati limiti in input più restrittivi rispetto ai limiti calcolati dall'analisi)': questa opzione deve essere selezionata per fare in modo che la scala dei valori in input sia rispettata nella colorazione dei vari risultati.

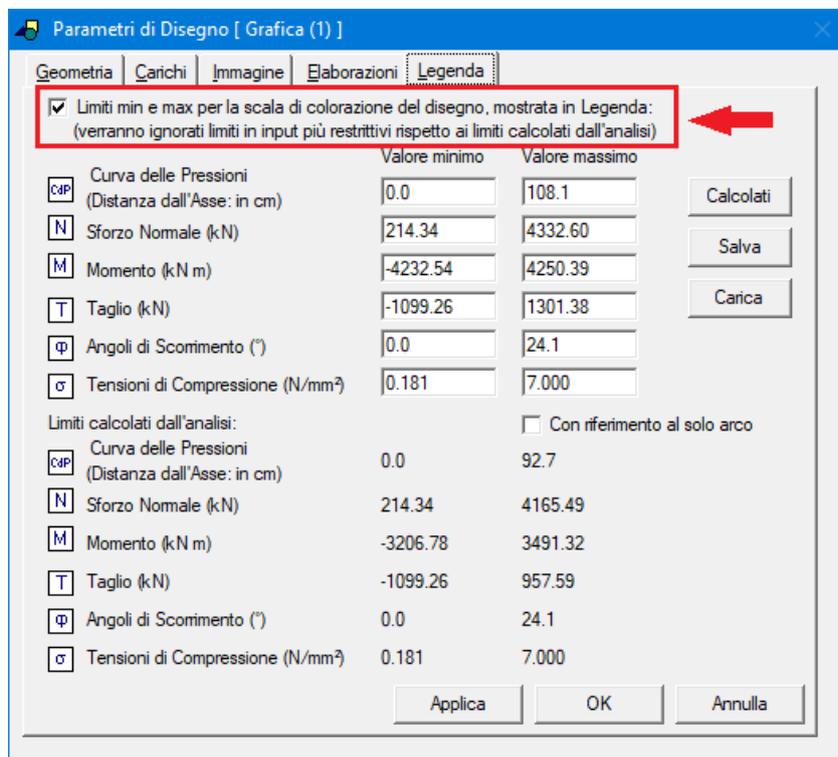


Fig. 2.3.61. Limiti per i risultati coerenti per tutti i modelli del ponte multicampata

Dopo aver illustrato le modalità con cui i risultati grafici delle varie campate possono essere tra loro assemblati in modo coerente, e valido per il ponte multicampata nel suo complesso, si ponga ora l'attenzione ai controlli di validazione sopra accennati.

In fig. 2.3.62 si riportano i risultati della CCC n°6 per le tre campate, in termini di curva delle pressioni e di diagramma del momento. Si faccia riferimento alla pila 1 (il piedritto comune tra le campate sinistra e intermedia): nella CCC n°6 (cfr. fig. 2.3.42) le due arcate sinistra e intermedia sono ugualmente caricate (entrambe sono soggette ai soli carichi permanenti): pertanto la pila deve essere sottoposta a solo sforzo normale in assenza di momento, come in effetti si rileva dalla fig. 2.3.62 sia osservando che la curva delle pressioni coincide con l'asse della pila, sia constatando che il momento lungo il piedritto è nullo. Il momento non è invece nullo nella pila 2, posta fra la campata intermedia e la campata destra: questo dipende dalla distribuzione di carico della CCC n°6, dove il carico da traffico distribuito e concentrato insiste sull'arcata destra.

Per la CCC n°6:

- per la campata destra la verifica di stabilità è soddisfatta, ma non lo è la verifica a compressione alla base del piedritto sinistro;
  - ovviamente, si ritrova la medesima situazione di verifica per la campata intermedia ed il piedritto destro;
  - invece per la campata sinistra sono soddisfatte entrambe le verifiche di stabilità e a compressione.
- Nella CCC n°6 le 3 arcate sono tutte soddisfatte sia per stabilità sia per compressione.

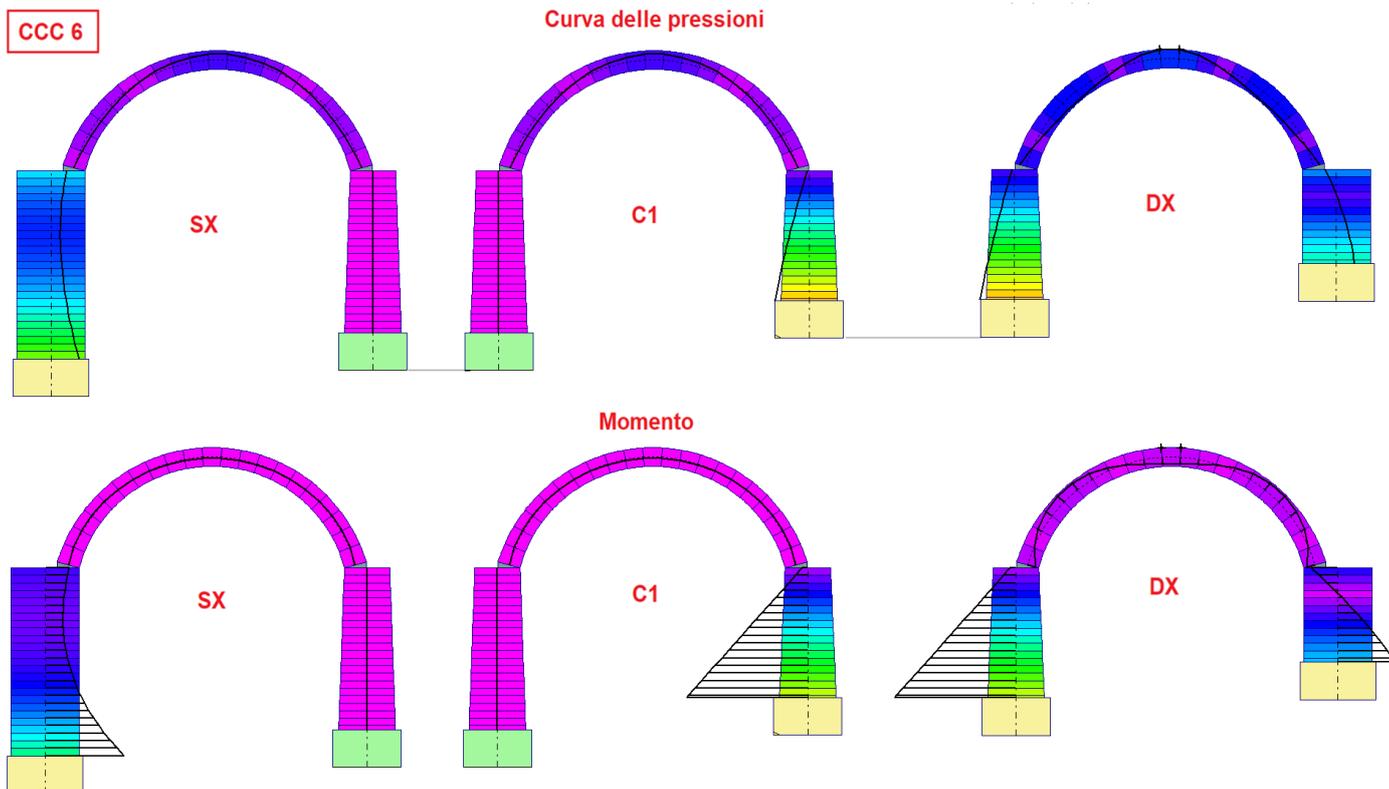


Fig. 2.3.62. Risultati della CCC n°6 per le tre campate: curva delle pressioni e diagramma del momento

Nella fig. 2.3.63 si esegue la sovrapposizione grafica della curva delle pressioni delle 3 campate per la CCC n°6, ottenendo una visualizzazione completa del risultato sullo schema del ponte multicampata.

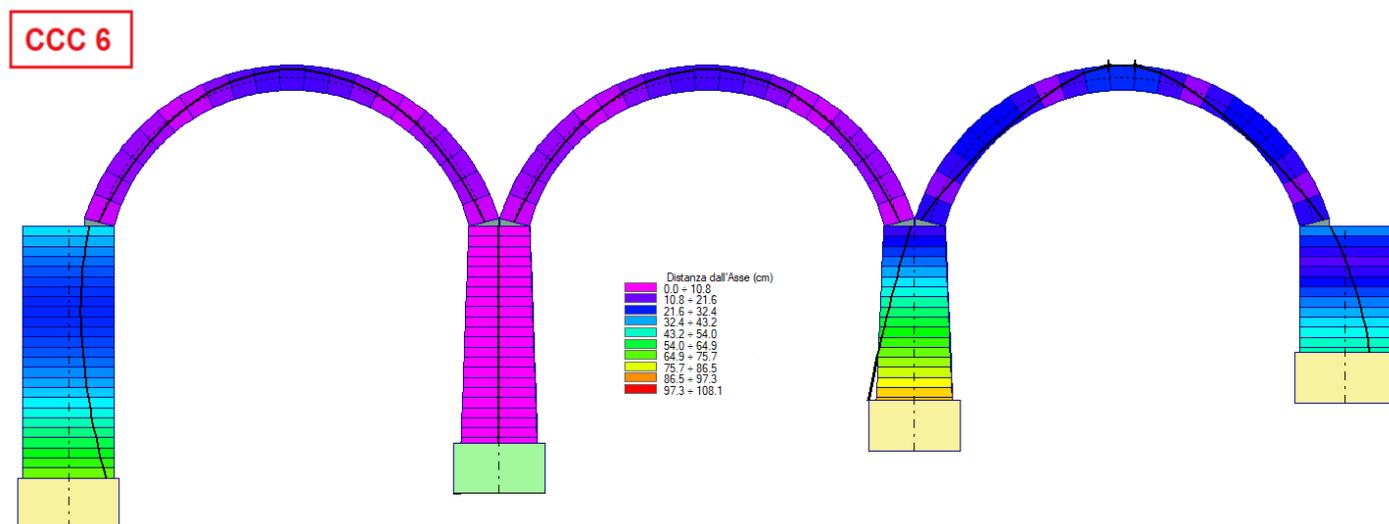


Fig. 2.3.63. Curva delle pressioni relativa alla CCC n°6 per il ponte multicampata nel suo complesso

Si osservi che l'immagine in fig. 2.3.63 è stata ottenuta con riferimento all'arco 1 (il sistema voltato è composto da n°2 archi ideali, corrispondenti alle due corsie): analoga elaborazione è ovviamente ottenibile anche per l'arco 2.

Da notare inoltre che per effetto del carico verticale simmetrico per le campate a sinistra e intermedia (SX e C1) nella CCC 6 (entrambe le campate SX e C1 sono soggette al solo carico permanente), sulla sommità della pila a sinistra, su cui incidono tali due campate, le forze orizzontali si compensano e la curva delle pressioni si centra sull'asse della pila.

Risultati grafici del ponte nel suo complesso analoghi a quelli di fig. 2.3.63, con immagini prodotte dalla sovrapposizione grafica, possono essere ottenuti per tutti i parametri analizzati: curva delle pressioni, diagrammi di: sforzo normale, momento, taglio, angoli di scorrimento, tensioni di compressione, per tutte le combinazioni di carico esaminate; l'effetto statico del carico da traffico è così pienamente descritto mediante i risultati delle 10 combinazioni di carico CCC.

E' possibile ottenere, per sovrapposizione delle immagini 3D delle singole campate costruite in assonometria, la curva delle pressioni corrispondente alla fig. 2.3.63 in visualizzazione 3D (attenzione: la perfetta sovrapposizione delle campate si ottiene producendo le immagini 3D in assonometria, non in prospettiva).

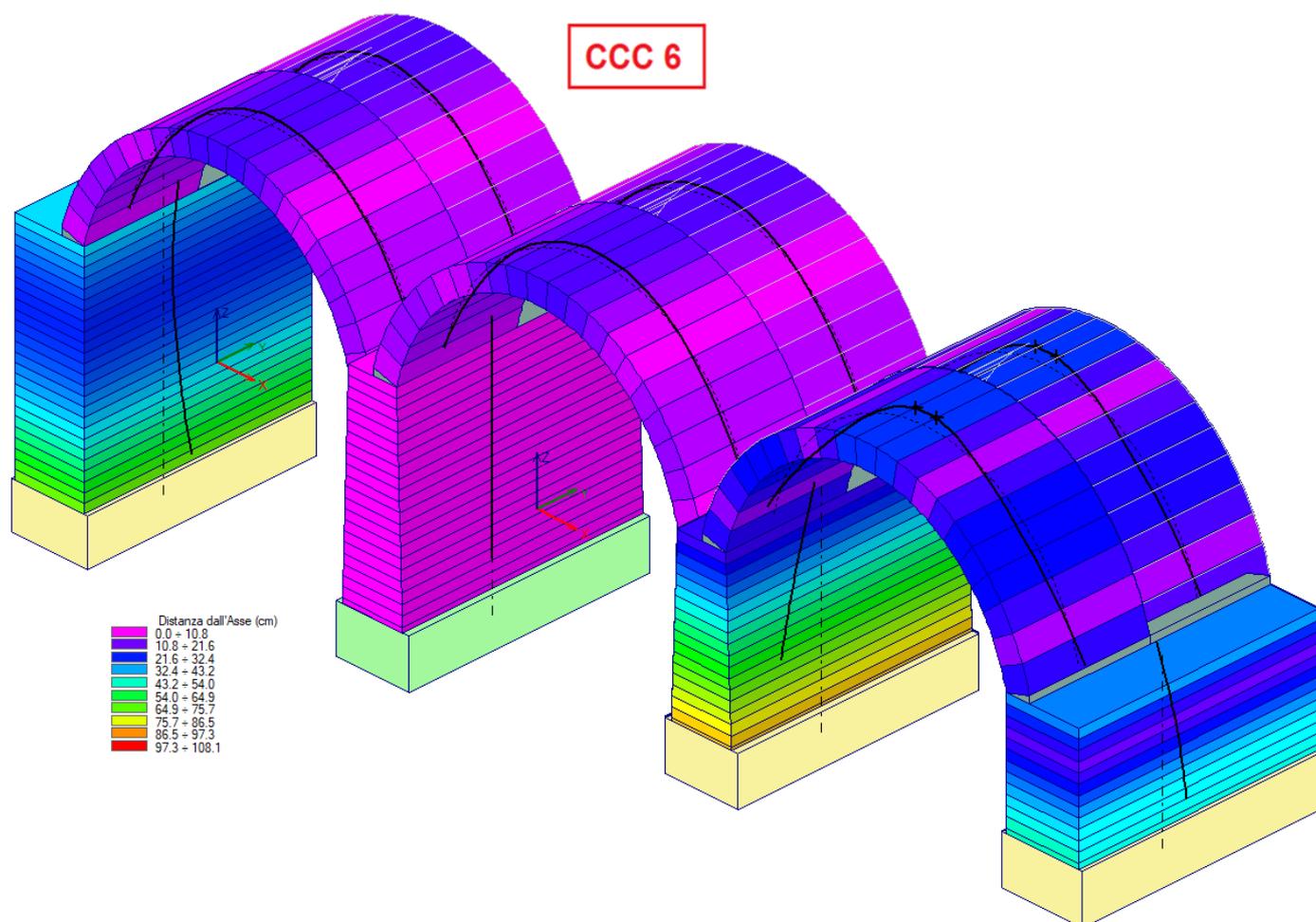


Fig. 2.3.64. Curva delle pressioni 3D relativa alla CCC n°6 per il ponte multicampata nel suo complesso

Per ottenere singole immagini correttamente componibili, rispettare le seguenti impostazioni (fig. 2.3.65): grafica con limiti imposti, assonometria, scelta della CCC desiderata (la CCC 6, nel caso in figura). Cambiando l'arco ideale corrente, si creano, per ogni campata, le due immagini dei due archi da sovrapporre.

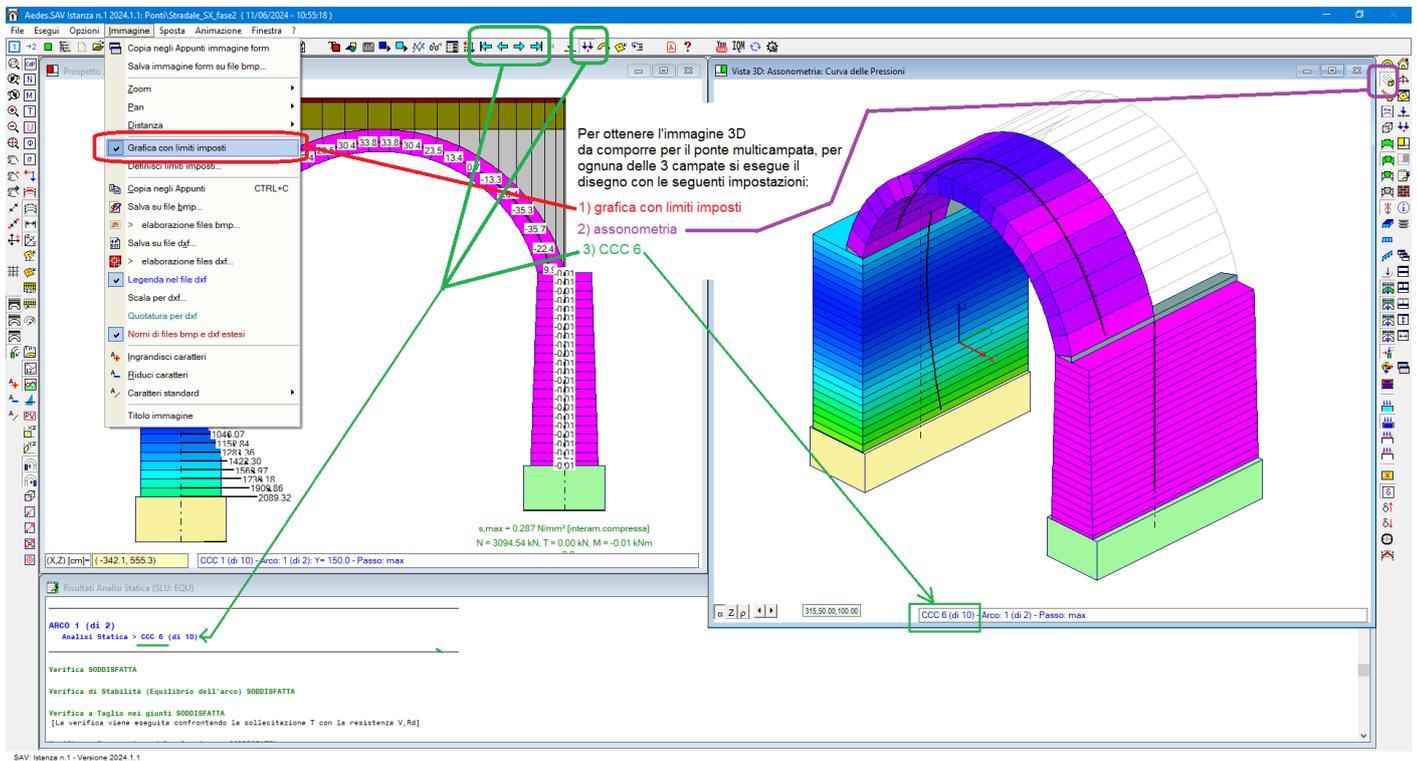


Fig. 2.3.65. Impostazioni per ottenere immagini componibili in 3D

Il comando di esportazione su file dxf per il disegno 3D consente la gestione grafica del ponte nel suo complesso in ambiente CAD (fig. 2.3.66).

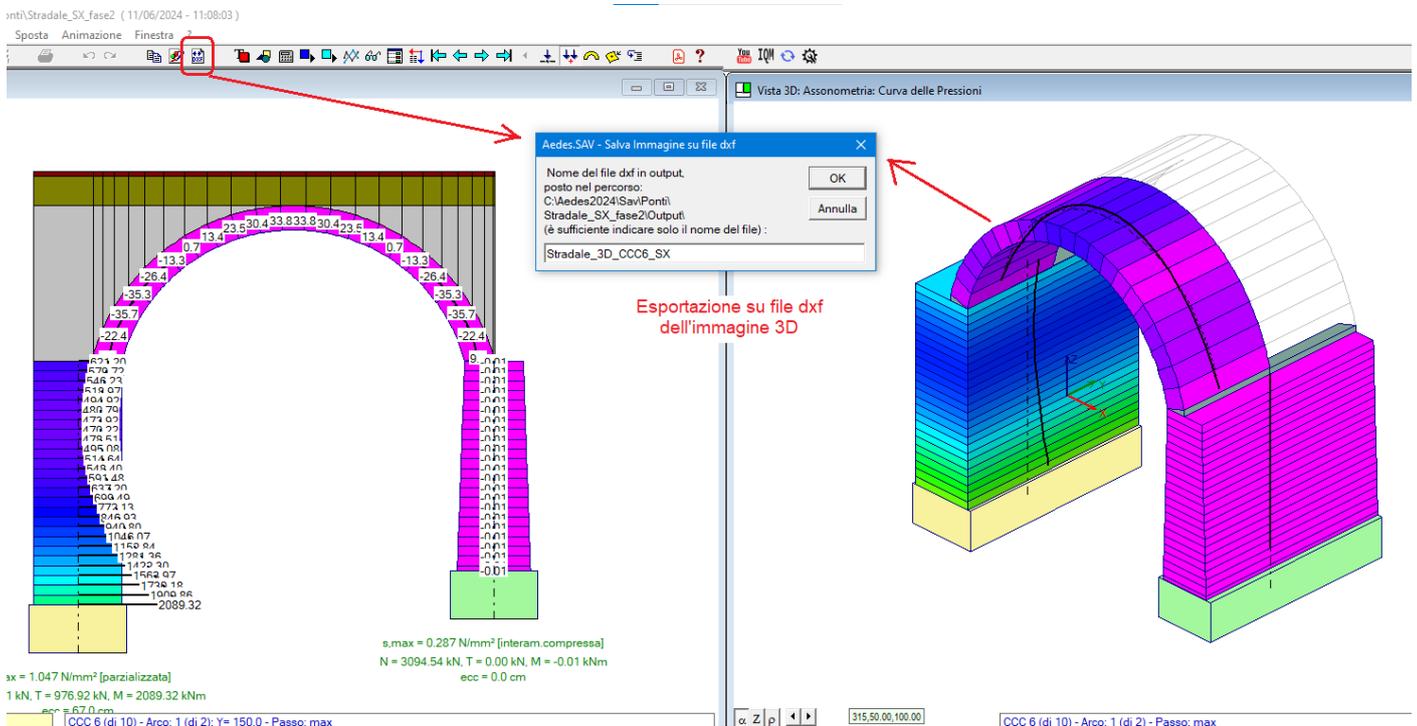
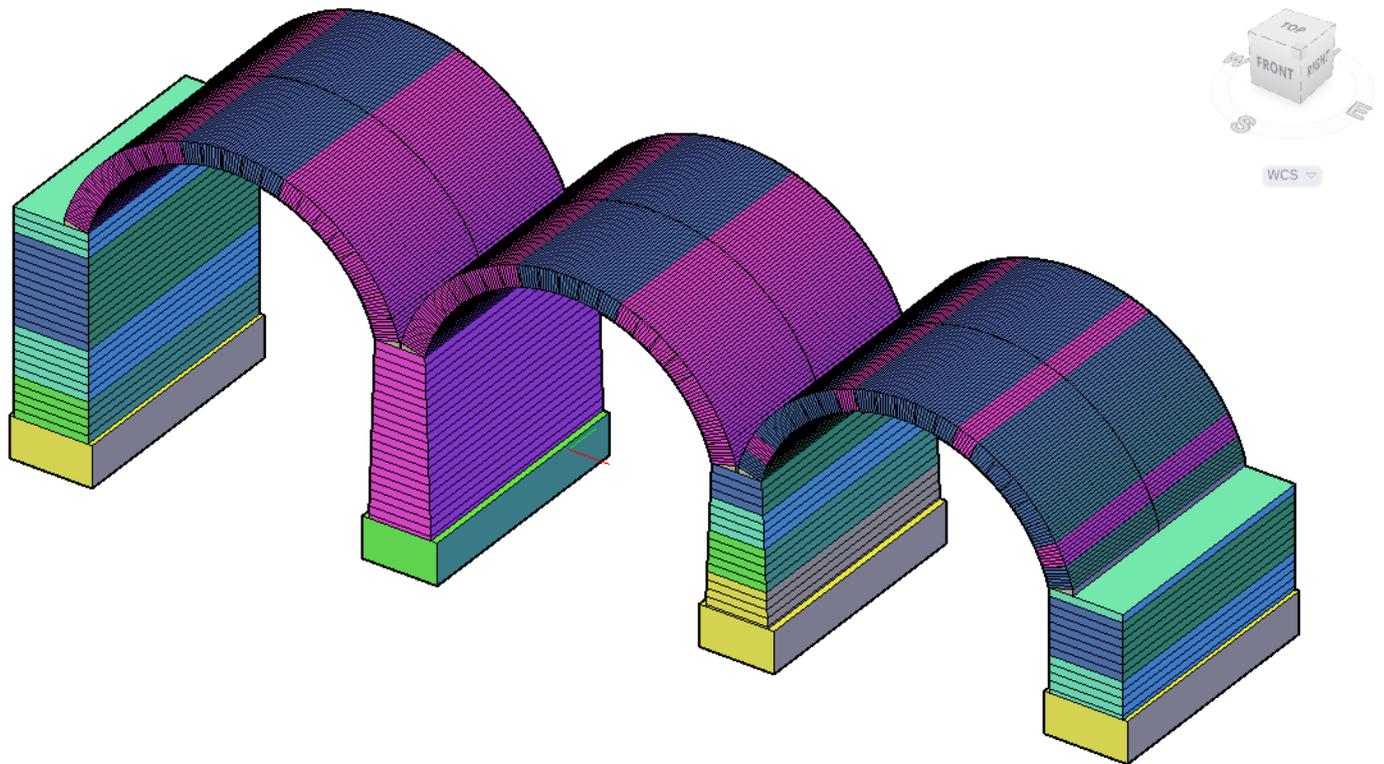


Fig. 2.3.66. Esportazione su dxf per ottenere un disegno vettoriale del ponte multicampata

L'immagine riportata in fig. 2.3.67 è stata costruita nel seguente modo: per ognuno dei modelli relativi alle diverse campate, si esporta su dxf il disegno 3D (ai fini dell'esportazione su dxf, non ha importanza qual è l'arco ideale correntemente visualizzato); quindi, si assemblano le diverse

campate in un unico disegno, utilizzando i comandi di copia e incolla di 'blocchi' disponibili in ambiente CAD. Per la visualizzazione grafica, si è utilizzato Autodesk DWG True View e fra le diverse elaborazioni proposte si è utilizzata la vista Conceptual ottenendo l'immagine di fig. 2.3.65.

I file *dxf*: *Stradale\_3D\_CCC6\_SX*, *Stradale\_3D\_CCC6\_C1*, *Stradale\_3D\_CCC6\_DX* ottenuti da SAV e il file di post-elaborazione *Stradale\_3D\_CCC6.dwg* sono forniti a corredo del software nella cartella Sav\Ponti.



*Fig. 2.3.67. Curva delle pressioni 3D CCC n°6 (DWG True ViEW: view conceptual)*

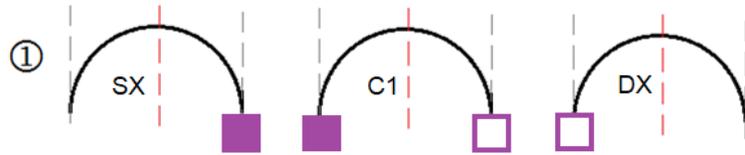
Esplorando tutte le CCC esaminate, si possono indicare, negli schemi delle combinazioni, gli elementi strutturali con verifica non soddisfatta: la verifica delle spalle e delle arcate è sempre soddisfatta, mentre per le pile vi sono alcune situazioni critiche (fig. 2.3.68).

I risultati indicati sono ottenuti confrontando i tre modelli nella fase 2, che forniscono, come atteso, risultati concordanti per quanto riguarda le pile (ad esempio, l'assetto statico della pila a sinistra è identico tra piedritto destro della campata SX e piedritto sinistro della campata C1); il controllo sulla concordanza di tali risultati è sempre opportuno per la validazione dei modelli realizzati.

I risultati sono identici per entrambi gli archi ideali: questo perché le criticità non sono mostrate da nessuna delle due arcate, bensì dai piedritti. Si tenga presente che gli archi ideali sono oggetto di input carichi e analisi separate in modo da evidenziare le possibili differenze di comportamento lungo la profondità (dimensione trasversale) dell'arcata, ed in tal modo si possono rilevare eccentricità trasversali delle azioni alle imposte che creano nei piedritti tagli e momenti trasversali di origine statica (cfr. fig. 1.2.2) (tagli e momenti trasversali sismici dipendono invece dal considerare una componente sismica trasversale). Ogni piedritto riceve le azioni da tutti gli archi che vi si impostano e viene sottoposto ad un'unica analisi sotto l'insieme di tali azioni, oltre ovviamente a quelle competenti al piedritto stesso (spinta del terreno per le spalle, peso proprio, azioni sismiche dovute al peso proprio, azioni statica e sismica della colonna di carico da riempimento e sottofondo che insiste direttamente sul piedritto).

Campata isolata, soggetta a soli pesi propri

- NO stabilità
- OK stabilità, NO resistenza\* (\* a taglio)



Ponte multicampata

- NO stabilità
- OK stabilità, NO resistenza\* (\* a compressione e a taglio)

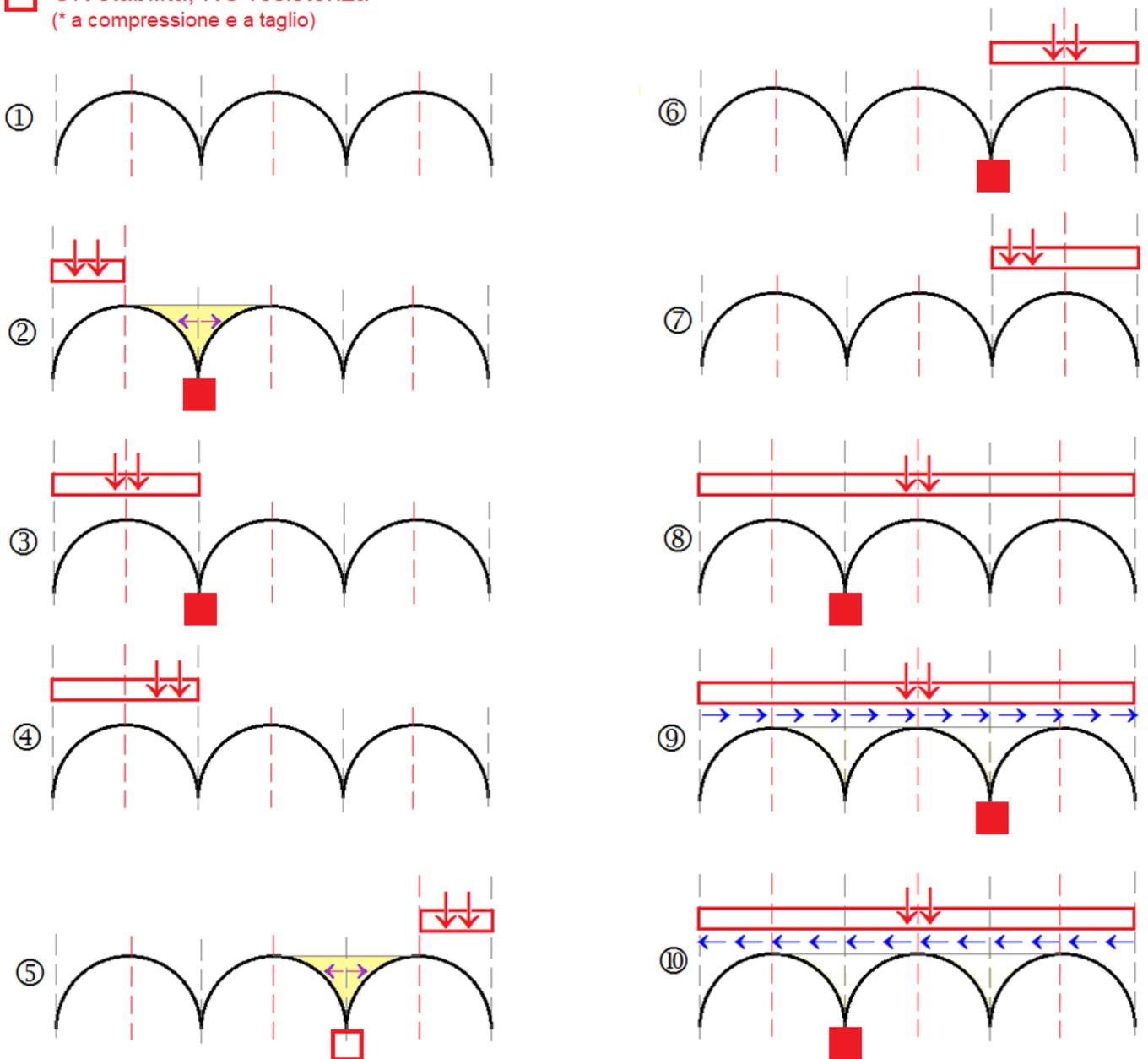


Fig. 2.3.68. Criticità rilevate sulle pile nelle combinazioni statiche

E' interessante osservare che le arcate presentano identici risultati fra le fase 1 e 2, poiché, come illustrato in precedenza, la fase 2 si distingue dalla fase 1 solo per le azioni di imposta sulla sommità della pila provenienti dalla campata adiacente che ha in comune tale pila.

Pertanto, poiché i risultati sulle arcate fra le due fasi sono coincidenti, lo schema di fig. 2.3.68 ci permette di

formulare un giudizio sulla sicurezza delle arcate anche per la fase 1, ossia per la configurazione isolata della campata, nel rispetto delle richieste normative (cfr. fig. 2.3.2); è invece necessario costruire lo schema riportato in alto per i piedritti nella configurazione isolata, da cui risulta che un'eventuale crisi dell'arcata intermedia penalizzerebbe principalmente la campata di sinistra, che perderebbe stabilità, e comunque potrebbero esserci conseguenze anche sulla campata destra, per raggiungimento dei limiti di resistenza a taglio nella pila più a destra.

È stato rilevato che varie CCC presentano criticità nelle pile. Fra di esse, un'osservazione particolare riguarda le combinazioni dove agiscono le azioni di frenatura, CCC n°9 (forze orizzontali verso destra) e CCC n°10 (forze orizzontali verso sinistra).

Nel calcolo dell'azione frenante agente sui conci dell'arcata, in questo documento è stata proposta, in considerazione della specifica tipologia dei ponti ad arco, una riduzione di tale azione dovuta:

1) alla ripartizione nell'altezza di sottofondo;

2) ai coni di diffusione iniziale e finale in corrispondenza delle spalle che consentono di trascurare la parte di azione relativa alla prima metà della campata iniziale e alla seconda metà della campata finale.

L'azione si è ridotta rispetto al valore di riferimento, ma la verifica per le pile è rimasta comunque problematica.

Ciò può indicare una reale vulnerabilità da eliminare con un intervento di consolidamento. Peraltro, nello stato di fatto gli eventuali problemi per l'agibilità che derivano da una verifica di sicurezza non soddisfatta sotto azione frenante potrebbero essere affrontati riducendo la velocità massima di attraversamento del ponte.

Per quanto riguarda invece le verifiche non soddisfatte per le CCC 2,3,6,8, potrebbe risultare necessario un rafforzamento della sezione delle pile nella zona sopra le fondazioni, in modo da contenere la curva delle pressioni entro la geometria della struttura.

Dal punto di vista sismico, il moltiplicatore di collasso varia tra la prima campata (SX), dove vale 0.086, e le altre due (0.108, per il timpano), ma l'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  resta elevato, assumendo al minimo il valore 1.287.

Gli indicatori di rischio sismico  $\zeta_E$  sono quindi tutti superiori al target 0.8 (valore richiesto dalla Normativa per considerare il ponte esistente sismicamente adeguato, cfr. §C8.8.7 Circ. 7 del 21.1.2019).

È stato quindi analizzato un ponte stradale multicampata in muratura, in conformità alla Normativa tecnica vigente. Come già osservato negli esempi precedenti, lo scopo del presente documento è l'illustrazione applicativa del software SAV. Ogni caso professionale dovrà essere ovviamente esaminato secondo le proprie particolarità; in tale ambito, lo strumento software costituisce un importante ausilio per il Progettista al fine di ottenere un giudizio attendibile sulla sicurezza statica e sismica del sistema strutturale.

#### **2.3.4. SUI MECCANISMI GLOBALI LONGITUDINALE E TRASVERSALE**

La stabilità globale di un ponte multicampata viene analizzata in SAV con il metodo per componenti, che, come in precedenza illustrato, opera in conformità con le indicazioni normative della CNR-DT 213/2015 e fornisce una gerarchia di comportamento delle singole campate, e, all'interno di ogni campata, dei singoli meccanismi di collasso relativi alla stabilità e alla resistenza dell'arcata e dei due piedritti su cui essa si imposta (spalla e pila per le campate estreme, e due pile per ogni campata intermedia).

Considerando un'arcata, la sua stabilità richiede che la curva delle pressioni sia interna alla geometria dell'elemento strutturale, e ciò può essere garantito anche se la curva è tangente in alcuni punti, che indicano la potenziale formazione di una cerniera. I punti di tangenza non possono essere superiori a 3, altrimenti l'arco rigido-fragile si trasforma istantaneamente in un meccanismo attraverso l'apertura delle cerniere corrispondenti ai punti di tangenza della curva delle pressioni con l'estradosso o l'intradosso.

In un ponte, e più in generale in una sequenza di arcate, l'analisi per componenti è condotta richiedendo che l'arco sia stabile prima di eseguire ogni verifica di sicurezza sui piedritti. Infatti, se l'arco non è stabile, non esiste la possibilità di determinare per l'arco una configurazione staticamente equilibrata e quindi un insieme di azioni alle imposte trasmesse ai piedritti.

Premettendo quindi la stabilità dell'arco, la verifica dei piedritti viene condotta controllando che la curva delle pressioni non fuoriesca: in SAV nei piedritti non viene accettata una soluzione che preveda la formazione della cerniera del piedritto. Semplicemente, quando la curva delle pressioni fuoriesce non avviene alcuna correzione (come invece avviene nell'analisi limite dell'arco) ma viene segnalata la violazione dell'equilibrio del piedritto e quindi la sua verifica di stabilità non è soddisfatta.

Questa impostazione garantisce che non si possa mai accettare una struttura dove si sia formata una terza cerniera in un piedritto senza che si attivi il meccanismo. I meccanismi globali longitudinali (fig. 2.3.69) vengono quindi esplorati non attraverso interazioni fra cerniere contemporanee nei piedritti e negli archi, ma mediante l'analisi di stabilità degli archi, con formazione di possibili cerniere, seguita dall'analisi di stabilità dei piedritti, dove non è accettabile alcuna cerniera.

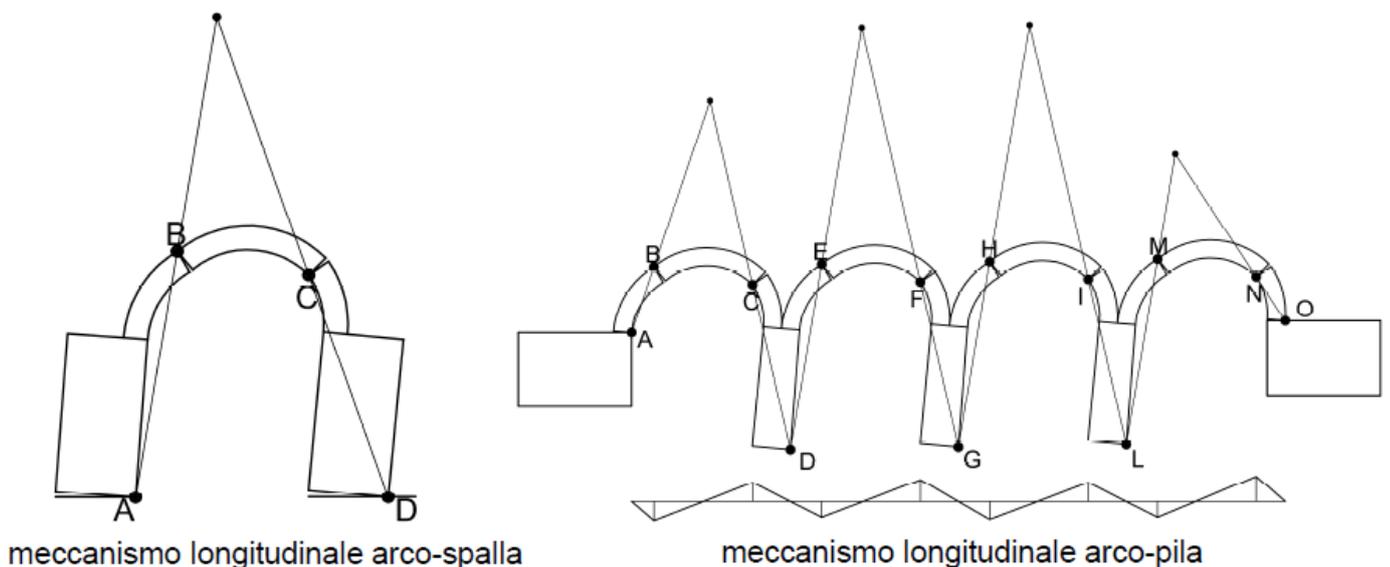


Fig. 2.3.69. Meccanismi globali longitudinali (da [1])

[1] "Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari in muratura", F. Da Porto, 24.5.2013, Convegno CIFI, a cura di RFI - Università di Padova: <https://www.cifi.it/UplDocumenti/padova240513.htm>

Pertanto, nella generalità dei casi, le geometrie dei piedritti ed i carichi che li interessano non sono simmetrici e quindi le cerniere alla base dei piedritti non si manifestano in generale contemporaneamente, pertanto si potrebbe incorrere in configurazioni equilibrate ma con cerniera potenziale alla base di uno dei due piedritti: si qualificherebbe come equilibrata una configurazione che prevede in una sezione la fuoriuscita delle curve delle pressioni, resa accettabile dall'inserimento di una cerniera.

Un maggior livello di sicurezza si consegue evitando tale inserimento, e procedendo nel seguente modo:

(1) si studia la stabilità dell'arco, con formazione del meccanismo all'innesco della quarta cerniera: si determina così il moltiplicatore di collasso dell'arco  $\lambda_A$ ;

(2) per il piedritto si considera un moltiplicatore di collasso  $\lambda_P$  che sarà  $\leq$  di quello dell'arco.

Si ricerca quindi per tentativi (con un ciclo iterativo alto-basso) il moltiplicatore di collasso del piedritto, agendo nell'intervallo fra 0 e  $\lambda_A$ . La formazione di una sola 'cerniera', ossia la fuoriuscita in una sezione del piedritto della curva delle pressioni (a parte altre condizioni eventualmente più restrittive sulle resistenze), segna il limite ('collasso') per il piedritto:  $\lambda_p \leq \lambda_A$ .

Durante il ciclo iterativo di ricerca di  $\lambda_p$ , per ogni valore corrente di  $\lambda$  l'arco è sicuramente equilibrato, in quanto  $\lambda \leq \lambda_A$ , e applica sul piedritto azioni di imposta correttamente valutate attraverso l'analisi limite e corrispondenti a tale livello di sollecitazione.

In definitiva, in nessun caso è accettabile nei piedritti una cerniera che produca un meccanismo insieme a quelle dell'arcata: **semplicemente, la fuoriuscita della curva delle pressioni nel piedritto deve essere impedita.**

Dal punto di vista della vulnerabilità sismica longitudinale, la stabilità assoluta dei piedritti garantisce maggiore sicurezza a tutto il complesso ed aiuta ad identificare in modo chiaro la gerarchia dei comportamenti strutturali, guidando nella scelta degli eventuali interventi di consolidamento.

La vulnerabilità sismica dei ponti multicampata deve essere esplorata anche nella direzione trasversale (fig. 2.3.70, da [1]).

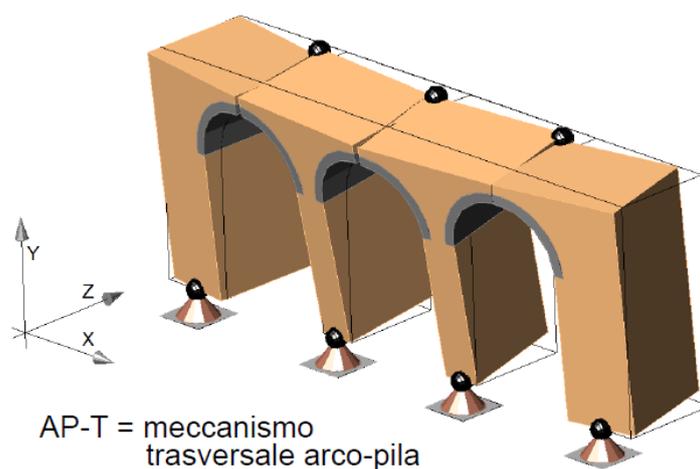


Fig. 2.3.70. Meccanismo trasversale arco-pila (da [1])

Come riportato in [1], "il comportamento ad azione sismica trasversale di un ponte multicampata è influenzato dalla snellezza delle pile e dalla larghezza del ponte. Per ponti con pile tozze l'unico elemento vulnerabile all'azione sismica trasversale è il timpano. Ponti multicampata snelli possono essere vulnerabili all'azione sismica trasversale attraverso l'attivazione di un meccanismo di collasso che coinvolge le pile dove si formerà una cerniera alla base delle pile e la rottura delle arcate".

In SAV il comportamento sismico trasversale viene analizzato sottoponendo i piedritti alle sollecitazioni trasversali (di origine sismica, ma anche statica in caso di carichi eccentrici: cfr. fig. 1.2.2) e valutando la posizione della curva delle pressioni nei piedritti considerando contemporaneamente i momenti sia nel piano longitudinale che in quello trasversale. In ogni sezione, dunque, la curva delle pressioni presenta un'eccentricità sia longitudinale che trasversale e, coerentemente con i criteri sopra illustrati, la condizione di sicurezza richiede che la curva delle pressioni resti interna alla geometria del piedritto.

### 2.3.5. SPINTE PASSIVE DA RIEMPIMENTO

L'analisi di stabilità delle volte in muratura viene condotta, con il software SAV, studiando l'equilibrio del sistema rigido-fragile ed i meccanismi di collasso dovuti al raggiungimento dei massimi valori consentiti per i carichi applicati. La formazione progressiva delle cerniere, fino ad un numero massimo di 3, e la posizione della curva delle pressioni costituiscono i parametri che caratterizzano il comportamento strutturale delle volte murarie.

I carichi orizzontali dovuti alle forze inerziali di natura sismica tendono ad instabilizzare la volta, ed è possibile definire un moltiplicatore di collasso orizzontale corrispondente alla massima accelerazione strutturale sostenibile, da cui si ricava il corrispondente indicatore di rischio sismico.

Anche per i carichi verticali è possibile definire un moltiplicatore di collasso, qualora l'incremento progressivo del carico conduca alla formazione di cerniere ed infine al cinematiso.

Generalmente i carichi verticali di progetto sono definiti in valore e posizione, ma lo studio del moltiplicatore è comunque interessante per definire di fatto un coefficiente di sicurezza: un valore maggiore di 1 indica il margine di sicurezza della struttura voltata; un valore inferiore a 1 indica di quanto deve essere ridotto il carico affinché la verifica di stabilità sia soddisfatta.

E' frequente il caso in cui carichi concentrati posti in posizione non simmetrica rispetto all'asse della volta producono configurazioni di equilibrio al limite di stabilità, se non impossibili (fig. 2.3.71).

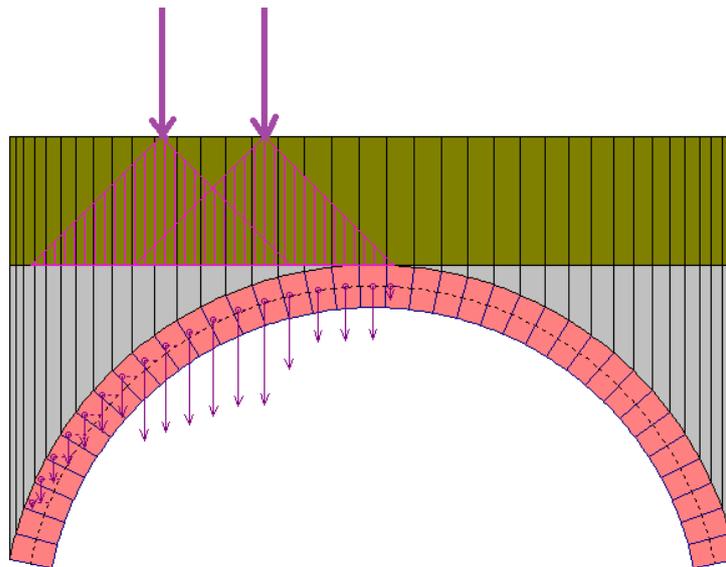


Fig. 2.3.71

Per carichi concentrati si intendono carichi applicati su un'impronta di limitate dimensioni, per esempio in corrispondenza del piano di viabilità di un ponte in muratura, che subiscono una certa diffusione prima di giungere a sollecitare i conci resistenti dell'arco. Ad una posizione non simmetrica nel piano superiore di viabilità corrisponde una configurazione non simmetrica di azioni verticali sui conci dell'arco.

L'instabilità che può generarsi è descritta dall'impossibilità di determinare una curva delle pressioni interna alla geometria dell'arco anche ammettendo la formazione di tre cerniere alterne, cioè tre punti di contatto fra curva delle pressioni e superfici di intradosso e di estradosso.

Con riferimento al caso rappresentato nelle figg. 2.3.71 e 2.3.72, uno o più carichi concentrati applicati nella parte sinistra dell'arco possono sollecitare la struttura fino a generare un cinematiso che si muove verso il lato opposto, cioè verso destra.

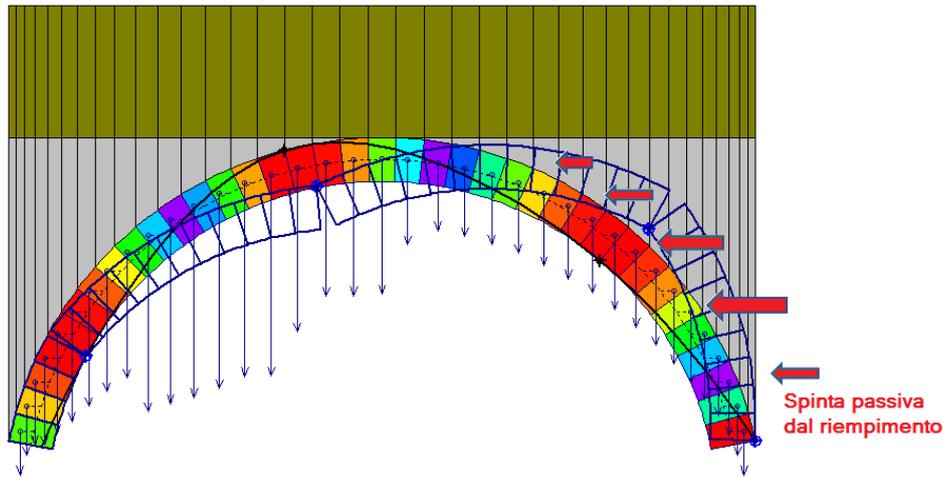


Fig. 2.3.72

**Il giudizio sfavorevole che viene attribuito alla volta muraria in un caso di questo tipo deve essere valutato con attenzione, ad esempio prendendo in considerazione l'interazione del sistema voltato con le strutture di riempimento, frequentemente trascurata.**

Grazie a tale interazione è infatti possibile giustificare la stabilità di una volta muraria sotto l'azione di carichi verticali concentrati asimmetrici che, considerando reagente la sola struttura ad arco, non ammetterebbero una soluzione equilibrata.

**Il riempimento svolge di per sé un ruolo favorevole nei confronti della stabilità dell'equilibrio della volta:** il carico verticale diffuso tende a ricentrare la curva delle pressioni, ossia a diminuirne l'eccentricità rispetto all'asse dell'arco; ovviamente, dal punto di vista sismico, un peso eccessivo di un riempimento 'sciolto' può costituire una causa di riduzione della capacità antisismica della volta a causa della massa che viene movimentata. E' comunque possibile affermare che i pesi sovrastanti l'arco ne determinano, almeno entro certi limiti, un miglioramento del comportamento strutturale.

Oltre a fornire 'peso', ossia carico verticale, si può considerare che il riempimento svolga un ruolo più importante contrastando la deformazione generata dall'attivazione del cinematicismo.

In [2] è stata condotta un'indagine parametrica grazie alla quale è stato posto in rilievo "il fondamentale ruolo svolto dai rinfianchi, e più in generale dalla sovrastante massa muraria, nei confronti del comportamento ultimo dell'arco portante. L'apporto fornito da tali elementi non è limitato alla sola spinta verticale del peso proprio, ma si esplica anche in termini di spinta orizzontale, con una importante funzione di 'contenimento' nei confronti di un eventuale cinematicismo dell'arco." Questo effetto stabilizzante "è subordinato all'esistenza di alcune fondamentali condizioni al contorno fra cui:

- la presenza di rinfianchi compatti e dotati di buone caratteristiche meccaniche;
- la presenza di imposte in grado di sopportare l'incremento di spinta orizzontale derivato dalla spinta passiva del rinfianco".

Nella Normativa vigente sui ponti esistenti: "Istruzioni per la valutazione della sicurezza strutturale di ponti stradali in muratura", CNR-DT 213/2015, in §3.7.5, nell'ambito di descrizione delle azioni sui ponti stradali, al punto g) si afferma che "per i ponti murari non si considerano le resistenze passive dei vincoli". Alla luce di quanto precedentemente esposto, la trascurabilità delle resistenze passive dipende quindi dal ruolo di puro vincolo o di elemento con reale interazione strutturale svolto dal rinfianco: in questo secondo caso, è opportuno considerare le spinte passive in quanto gli stati reali di equilibrio del ponte possono trovare giustificazione solo in relazione all'interazione fra arco portante principale e rinfianco strutturale.

Peraltro, nelle applicazioni dei metodi di calcolo agli elementi finiti sono consuete modellazioni che includono l'arco portante principale e le strutture di rinfianco, sia nei ponti monocampata che in quelli

pluricampata (fig. seguente, tratta da [3], riferita a ponti ferroviari):

Esempio di modellazione FEM di un ponte a singola campata per l'analisi di pushover longitudinale:

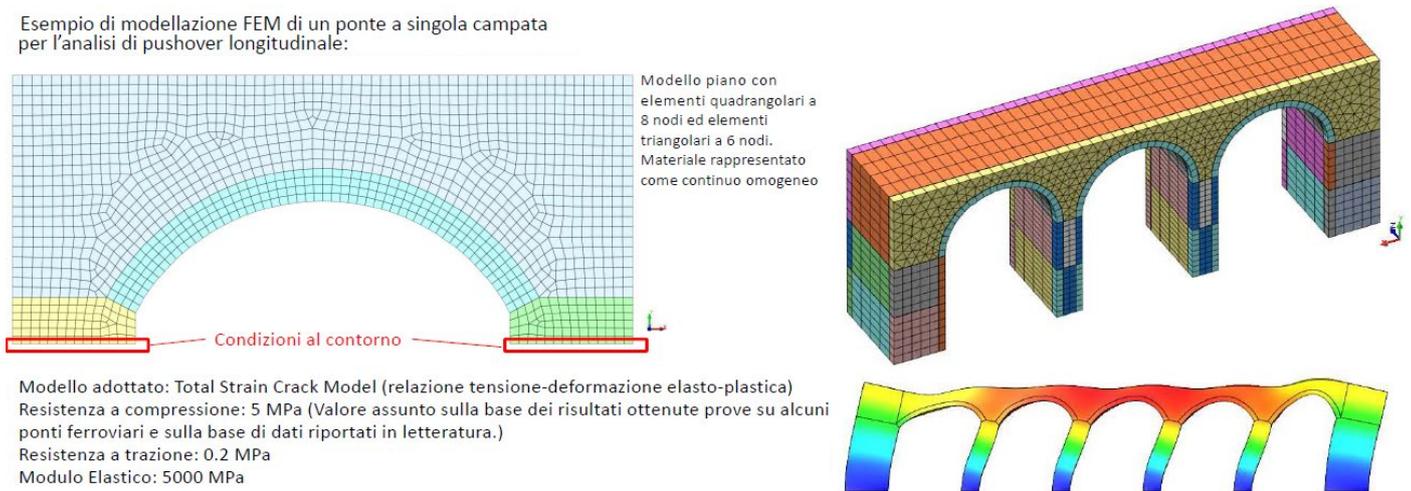


Fig. 2.3.73

La fig. 2.3.73 mostra applicazioni del metodo ad elementi finiti con analisi non lineari; l'analisi limite proposta da SAV costituisce un'alternativa, come peraltro indicato dalla Normativa vigente citata sulle metodologie di analisi applicabili ai ponti esistenti in muratura: ma entrambe le metodologie intendono rappresentare il reale comportamento fisico, e quindi se nell'una resta giustificato il ruolo delle strutture di rinfiacco, esso risulta automaticamente giustificato anche nell'altra, ovviamente con diverse modalità di schematizzazione. Nel caso di SAV e di analisi limite sull'arco portante, tale schematizzazione coincide con l'inserimento di forze orizzontali passive che traducono il ruolo del rinfiacco stabilizzante nei confronti del cinematismo.

Come esempio applicativo, le spinte passive da riempimento sono state considerate nel ponte multicampata presentato nel par. 2.3.3 (cfr. fig. 2.3.41), e schematizzano il ruolo attivo del riempimento nelle interazioni fra diverse campate.

L'inclusione delle spinte passive in un modello di volta in muratura analizzato con SAV nel campo dell'analisi limite va inteso non solo nell'ambito dei ponti, ma in senso generalizzato per tutte le casistiche di volte murarie (incluse quelle inserite in edifici) dove il rinfiacco può offrire un contributo stabilizzante reale e con effetti non trascurabili.

La fig. 2.3.72 è infatti riferibile sia alla campata estrema (o all'unica campata) di un ponte dove l'arcata sta spingendo verso la spalla destra, sia alla volta di un edificio che spinge su un muro perimetrale: in entrambi i casi, la volta trova il contrasto del riempimento, e ciò corrisponde ad una spinta passiva che il riempimento stesso applica sull'arco, facendo diminuire le eccentricità della curva delle pressioni.

Può così restare giustificato un giudizio di stabilità dovuto anche al ruolo del contrasto esercitato dal riempimento, ed è così possibile talvolta evitare o ridimensionare interventi invasivi di consolidamento.

In sintesi, l'utilizzo di spinte passive dovute al riempimento sovrastante l'arco, assimilate ad azioni in input, schematizza la capacità dei rinfiacci di opporsi alla formazione del cinematismo di collasso, contribuendo quindi alla stabilità dell'arco. Questo aspetto può essere particolarmente rilevante per le arcate a tutto sesto, dove l'equilibrio è spesso garantito dal contrasto offerto dal riempimento sopra l'arco alla sua deformazione.

Per modellare la spinta passiva, si ipotizza che la pressione orizzontale dovuta al riempimento sia proporzionale alla pressione verticale del peso proprio esercitata dal materiale di riempimento.

La pressione orizzontale alla profondità  $z$  (rispetto al piano di viabilità o di calpestio superiore) è quindi pari a:  $\sigma(z) = k_p \cdot \gamma \cdot z$

dove il coefficiente di pressione passiva del terreno  $k_p$  è funzione, nella sua formulazione più generale, dello spostamento dell'arco che spinge sul riempimento. Il valore di  $k_p$  può tuttavia essere assunto costante, ad esempio contenuto nell'intervallo 0.5-1.0 (nei casi applicativi è possibile determinare il valore di progetto di  $k_p$  studiando la stabilità dell'equilibrio in funzione della variazione di  $k_p$  stesso).

Per studiare l'equilibrio dell'arco, le pressioni passive orizzontali vengono tradotte in forze orizzontali (spinte passive  $S$ ) applicate sui conci che tendono a muoversi verso il riempimento. La forza orizzontale agente su di uno di tali conci è espressa dalla relazione:

$$S = k_p \cdot P \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

dove  $P$  è il peso della colonna di riempimento che sovrasta il concio stesso (fig. 2.3.74).

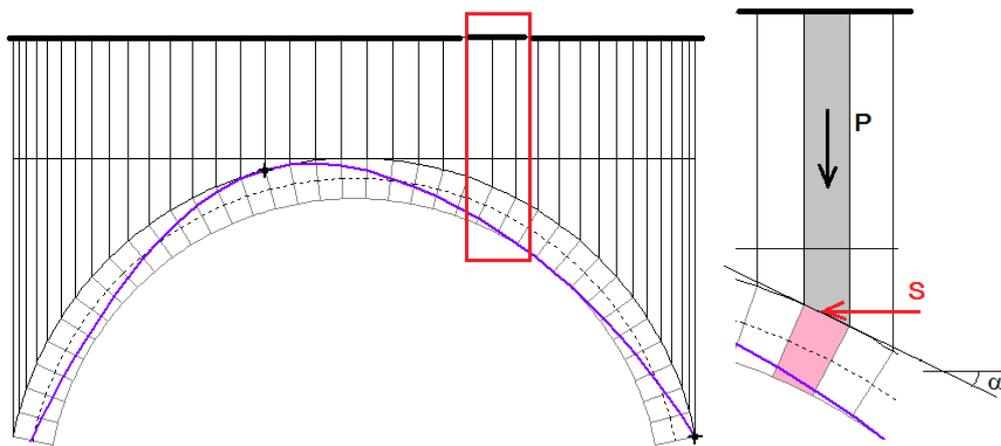


Fig. 2.3.74

L'azione della spinta passiva determina una curva delle pressioni più centrata, favorendo in tal modo l'equilibrio e la riduzione delle massime tensioni di compressione agenti nelle sezioni dell'arco.

Si deve infine considerare che se la verifica di stabilità dell'arco viene condotta introducendo la spinta passiva, cioè le pressioni passive orizzontali, diventa necessario valutare l'equilibrio delle strutture di sostegno oltre l'arco, ossia delle spalle o delle pareti, sotto l'azione ribaltante delle pressioni che agiscono su tali strutture [1]. Nei ponti queste strutture di sostegno sono massicce e quindi è difficile che tali azioni instabilizzino le spalle.

Si è descritto il ruolo statico della spinta passiva. Dal punto di vista sismico, il comportamento dell'arco sotto forze orizzontali inerziali, corrispondenti alle masse movimentate è analogo: la spinta passiva esercitata dal riempimento nel verso opposto a quello dell'azione sismica ostacola la formazione del cinematismo. Sorge spontaneo chiedersi quale può essere il ruolo di una spinta attiva in analisi statica e in analisi sismica: tale spinta si può considerare agente sui conci che nel cinematismo tendono a muoversi allontanandosi dal riempimento, comportamento che si manifesta dalla parte opposta rispetto a quella che sviluppa la spinta passiva. La spinta attiva è in generale trascurata, perché evidentemente non si ritiene che l'insorgere del cinematismo venga da essa favorito.

Tuttavia, in SAV una spinta attiva potrebbe comunque essere modellata inserendo forze orizzontali in modo analogo alla spinta passiva, tenendo conto ovviamente di un idoneo coefficiente di spinta attiva. Dal punto di vista sismico, si deve considerare che in SAV le masse dovute al riempimento (rinfianchi, sottofondo, pavimentazione) agiscono nei conci e ad esse sono associate forze sismiche orizzontali applicate nei conci stessi: la spinta sismica derivante dal riempimento è quindi implicitamente considerata nelle forze inerziali calcolate in base al moltiplicatore in direzione orizzontale del carico verticale gravitazionale.

SAV permette di considerare l'azione della spinta passiva orizzontale esercitata dal riempimento mediante la definizione di carichi orizzontali agenti sui conci interessati, agevolata da comandi dedicati presenti nelle finestre di inserimento dei carichi (fig. 2.3.75).

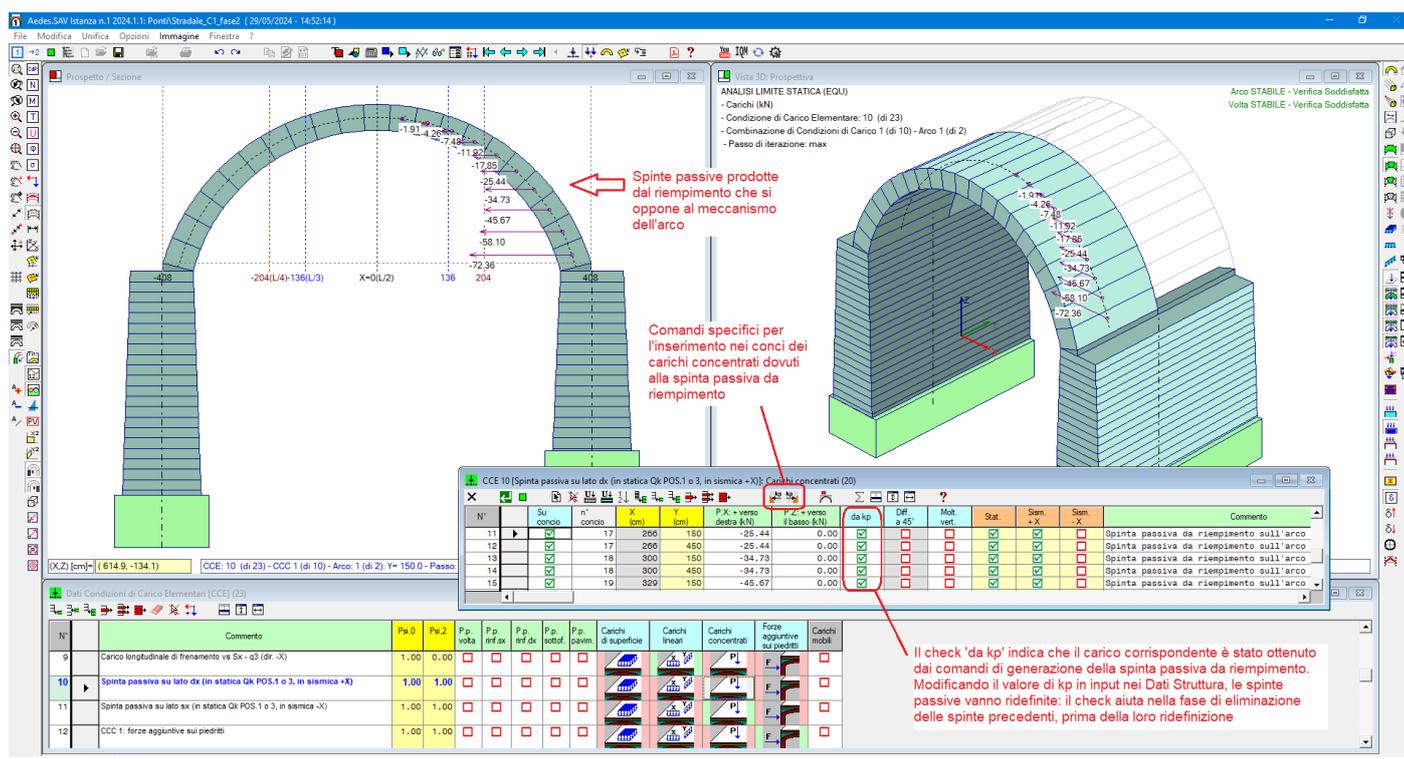


Fig. 2.3.75. Inserimento delle forze di spinta passiva

Il check 'da kp' indica che il carico corrispondente è stato ottenuto dai comandi di generazione della spinta passiva da riempimento. Modificando il valore di kp in input nei Dati Struttura, le spinte passive vanno ridefinite: il check aiuta nella fase di eliminazione delle spinte precedenti, prima della loro ridefinizione. Il coefficiente di spinta kp viene definito in input dei Dati Struttura, scheda Contorno (fig. 2.3.76).

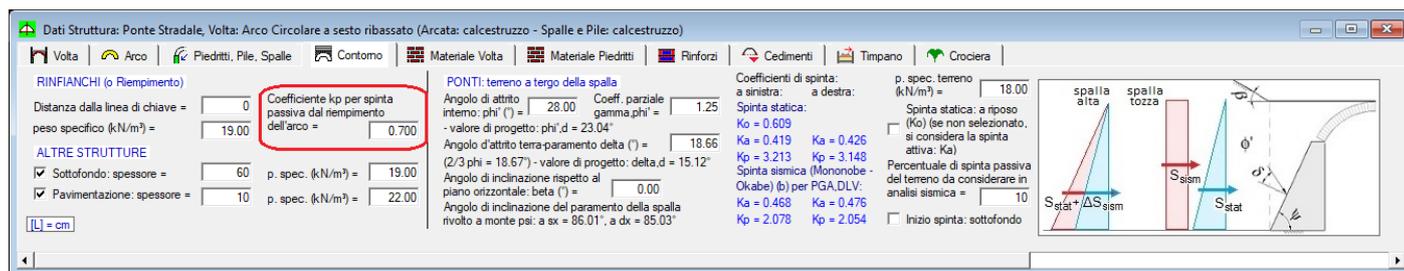


Fig. 2.3.76. Definizione del coefficiente kp per la spinta passiva da riempimento

## ALCUNE CONSIDERAZIONI

- La scelta del campo di forze passive che ostacolano il cinematiso automatizzata in SAV riguarda i casi di forze sul semiarco sinistro e forze sul semiarco destro. In generale, sotto carichi statici eccentrici, posti sul semiarco da una parte, il cinematiso evolve con spostamenti verso il lato opposto, e questo è il criterio seguito nell'esempio.

Ciò premesso, è opportuno considerare che il cinematiso in assenza di spinte passive dovrebbe sempre essere elaborato, in modo tale da comprendere quali sono i conci interessati dallo spostamento verso il

terreno e quindi dal contrasto offerto dalle spinte passive: è su questi conci che le forze orizzontali passive devono essere definite. In prima approssimazione, si potrà procedere con un campo di forze relative a tutto il semiarco, ma agendo sui singoli carichi in SAV è possibile limitare le forze passive a un gruppo di conci specifici eliminandone alcune.

Sotto azione sismica diretta in un verso, resta evidente la parte dove si mobilita la spinta passiva: ma anche in questi casi lo studio del movimento del cinematismo può dare maggior valore alla scelta dei conci dove agisce il campo di forze passive.

In generale, è opportuno valutare criticamente la definizione della spinta passiva su tutti i conci di un semiarco, in quanto queste forze, se i conci non tendono a muoversi verso il terreno, non si manifestano e quindi se vengono comunque considerate possono alterare in modo non realistico la curva delle pressioni e quindi la verifica di stabilità.

- Esistono situazioni dove il **moltiplicatore di collasso è teoricamente infinito o comunque  $> 1$** : data la natura rigido-fragile dell'approccio dell'analisi limite di SAV, ciò può accadere ad esempio studiando un arco sottoposto ad un carico verticale uniformemente distribuito senza controlli sulla massima compressione: incrementando il carico uniforme, la curva delle pressioni rimane uguale a sé stessa e non si formano cerniere tali da attivare un cinematismo. In casi di questo tipo, la spinta passiva può essere ignorata, anche perché di fatto non è ovviamente necessario chiamare in causa forze orizzontali stabilizzanti prodotte dal riempimento per assicurare la condizione di stabilità dell'equilibrio.

- Un'altra interessante osservazione riguarda il **calcolo del moltiplicatore di collasso in analisi sismica in presenza di forze passive**. Condurre questa elaborazione incrementando progressivamente il moltiplicatore a partire da zero non assicura un corretto risultato: infatti questa tecnica è corretta solo con comportamento monotono, ossia con peggioramento progressivo delle verifiche di sicurezza via via che il moltiplicatore aumenta a partire da una situazione iniziale di valore nullo (assetto statico). Ma le spinte passive, ove non opposte a forze sismiche (di verso contrario) di una certa entità, instabilizzano l'arco: e d'altra parte, tali spinte non possono attivarsi se l'arco non si trova prossimo alla formazione del cinematismo. Pertanto, le iterazioni attraverso le quali si determina il moltiplicatore orizzontale di collasso devono partire da un valore elevato, per poi scendere fino ad individuare la prima configurazione che segna il passaggio da verifica non soddisfatta a soddisfatta: in tal modo si trova il corretto valore del moltiplicatore di collasso. Ovviamente, una procedura più efficiente consiste nel calcolo alto-basso (il classico procedimento di bisezione), innescato sul valore iniziale elevato, ed è questa la tecnica implementata in SAV.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[1] P. Gelfi: "Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults", Restoration of Buildings and Monuments 8 (2002): 573 - 590:

<http://gelfi.unibs.it/pdfPubblicazioni/14-Role of horizontal backfill.pdf>

[2] M. Mazzoleni, L. Jurina: "Ponti in muratura: difetti e patologie", Convegno CIAS: Ponti e viadotti: ispezioni visive e tecniche di risanamento, Bolzano, 18-19 ottobre 2006:

<http://www.cias-italia.it/PDF/93.pdf>

[3] F. da Porto: "Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari in muratura", Convegno CIFI, RFI - Università degli Studi di Padova, 2013:

[http://www.cifi.it/UplDocumenti/padova/05\\_Vulnerabilita\\_sismica\\_dei\\_ponti\\_ferroviani\\_da\\_Porto.pdf](http://www.cifi.it/UplDocumenti/padova/05_Vulnerabilita_sismica_dei_ponti_ferroviani_da_Porto.pdf)

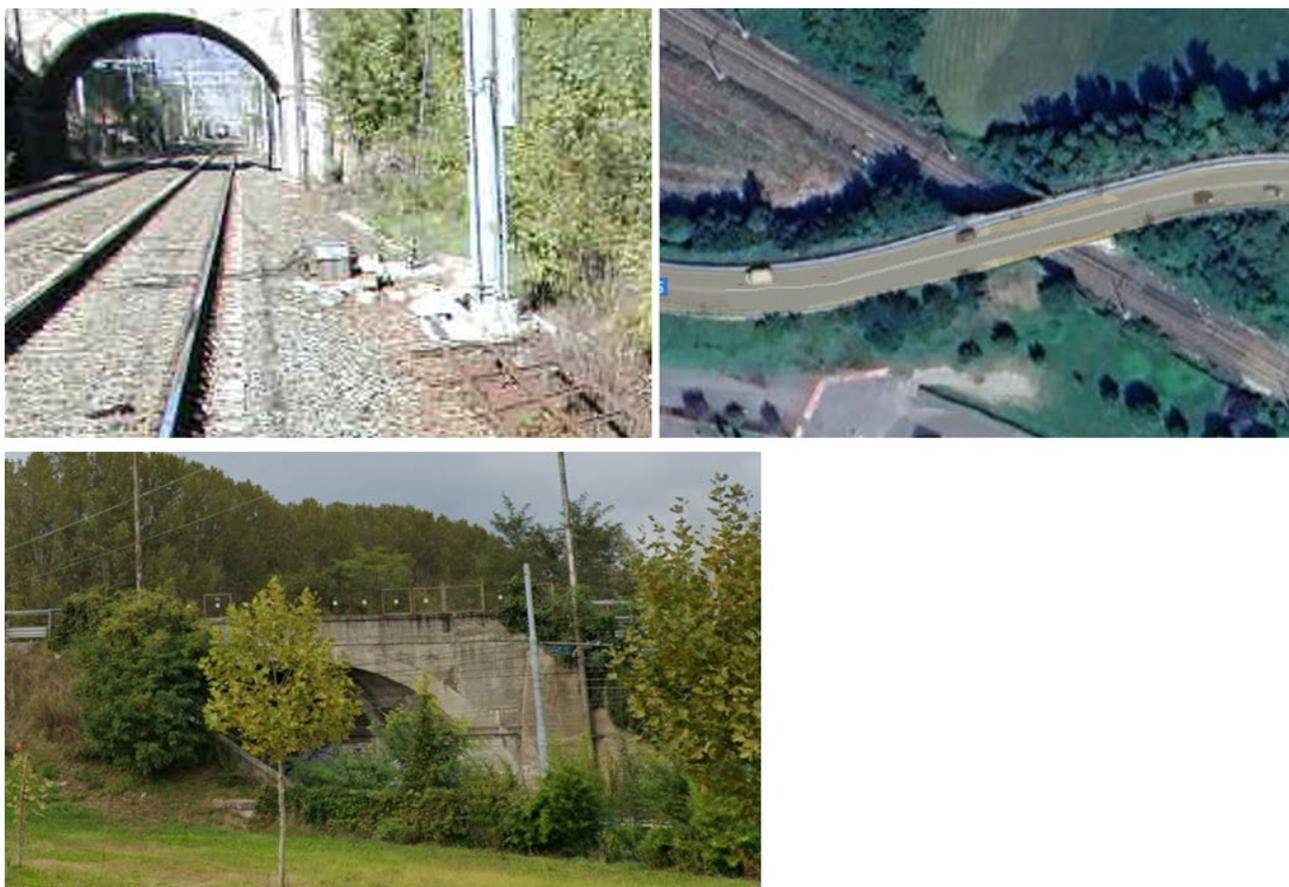
## 2.4. PONTI OBLIQUI

I ponti obliqui appartengono alla classe dei ponti non rettilinei (CNR-DT 213/2015, §8.12) e sono caratterizzati dall'obliquità tra pile e arcate. In fig. 2.4.1 è riportato il caso di un ponte ferroviario che supera la viabilità stradale incidendo con un angolo non retto.



*Fig. 2.4.1. Ponte obliquo ferroviario su sottostante viabilità stradale*

In fig. 2.4.2 una strada statale supera una linea ferroviaria mediante un ponte ad arco in calcestruzzo. Il ponte incrocia la linea ferroviaria con un angolo di incidenza di  $45^\circ$  circa.



*Fig. 2.4.2. Ponte obliquo stradale su sottostante linea ferroviaria*

Rispetto ai ponti rettilinei, i ponti obliqui presentano alcune variazioni sulle sollecitazioni, riguardanti sia la tessitura interna dell'arco sia le spinte sulle pile (o spalle).

L'arcata da considerare nella modellazione è l'arcata obliqua, che si sviluppa parallelamente al piano di testa e a cui corrisponde la luce obliqua  $l_0$ , mentre alla sezione retta (ottenuta da un piano ortogonale alle generatrici del cilindro, orientate lungo il piano medio dei piedritti) corrisponde la luce retta  $l_R = l_0 \sin \alpha$ . Nella costruzione, per semplicità di apparecchio, si assegnava alla sezione retta un profilo ad arco di cerchio, cui conseguiva un profilo ellittico sulla sezione obliqua.

Nella volta obliqua, la spinta che l'arco trasmette all'imposta non è tutta ortogonale al piedritto (cioè al suo sviluppo in profondità) ma si scinde in due componenti: quella ortogonale diminuisce, mentre nasce una componente trasversale (fig. 2.4.3).

Per le volte rette, tale componente è in genere piccola nelle condizioni di carico statiche, e dovuta in tal caso solo a dissimmetrie dei carichi sulla profondità della pianta della volta, mentre è sempre rilevante nel caso sismico, per il quale sono richieste, per tutti i ponti, le verifiche in direzione trasversale, che tendono ad inflettere fuori piano il piedritto spostando la curva delle pressioni in direzione ortogonale al piano longitudinale di sviluppo della viabilità.

Per le volte oblique, l'azione trasversale sul piedritto assume un ruolo importante anche in analisi statica, e il piedritto deve essere verificato sotto questa pressoflessione mista, in parte nel proprio piano (quella che nasce per effetto dell'obliquità) e in parte normale al proprio piano (la classica spinta verso l'esterno prodotta dall'arco).

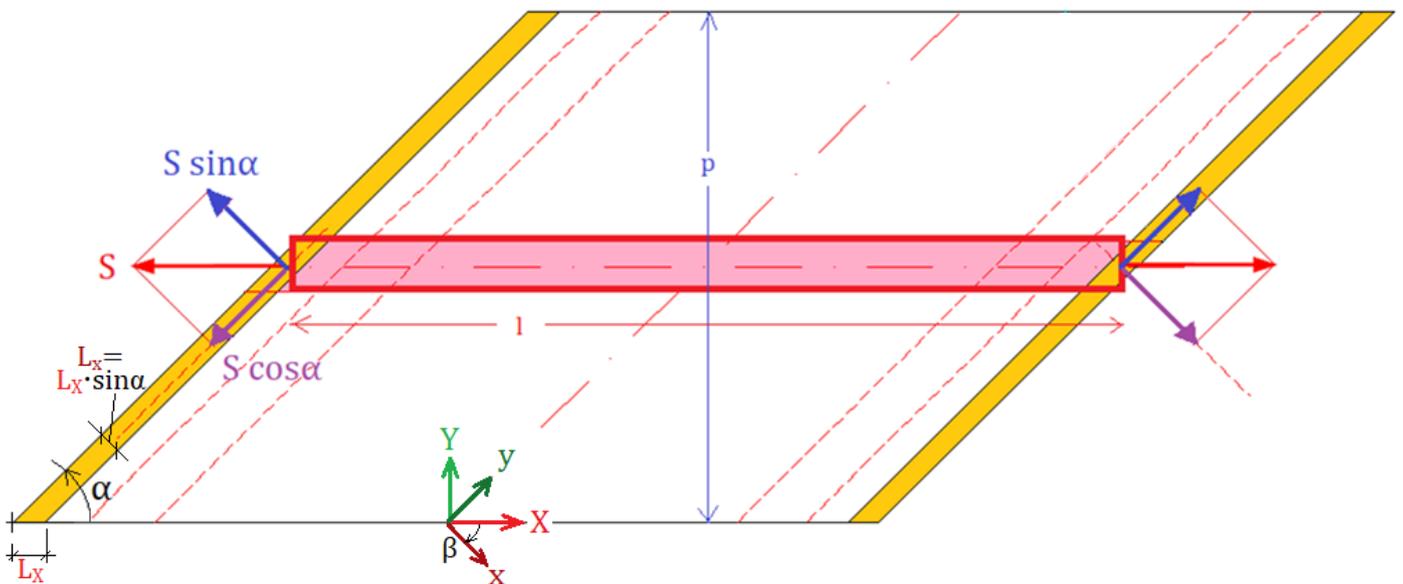


Fig. 2.4.3. Spinta trasmessa dalla volta ai piedritti: componenti nel piano e fuori piano

In fig. 2.4.3 sono indicati i sistemi di riferimento utilizzati per la schematizzazione del ponte obliquo e rappresentati in SAV:

il sistema XYZ definisce il piano di testata (XZ) contenente l'arco ellittico;

il sistema xyZ definisce il piano della volta retta e delle sollecitazioni nei piedritti:

xy si ottiene per rotazione oraria di  $\beta = (90^\circ - \alpha)$ , dove  $\alpha$  è l'angolo di obliquità, antiorario.

La volta retta è caratterizzata da  $\alpha = 90^\circ$  e quindi  $\beta = 0^\circ$ : per la volta retta, x coincide con X, e y con Y.

Dall'arco ellittico di testata deriva la spinta contenuta nel piano XZ (S in colore rosso, nell'immagine), che si scinde nelle due componenti:  $S \cdot \cos \alpha$  lungo y (piano medio del piedritto obliquo, lungo lo sviluppo in profondità), e  $S \cdot \sin \alpha$  ortogonale al piano medio del piedritto, diretta secondo x. Nel caso delle volte rette,  $S \cdot \sin \alpha$  coincide con S, mentre  $S \cdot \cos \alpha = 0$ .

$S \cdot \sin \alpha$  si definisce anche componente 'longitudinale' dove la qualifica 'longitudinale' si riferisce al piano contenente l'arcata (XZ), mentre  $S \cdot \cos \alpha$  è detta componente 'trasversale' rispetto al piano dell'arcata. Nel

ponete obliquo, rispetto al ponte retto, nasce una componente 'trasversale' tanto maggiore quanto minore è l'angolo di obliquità.

In fig. 2.4.3 si osservi anche la dimensione in pianta del piedritto:  $L_x$ , che in SAV viene inserita in input, è la dimensione nel piano di testata, mentre  $L_x \sin \alpha$  è lo spessore del piedritto (analoga relazione vale per la dimensione  $L_{x, \text{fond.}}$  della fondazione). La spinta del terreno si considera diretta ortogonalmente al piano medio del piedritto, e quindi in direzione  $x$ : il suo effetto, lungo l'elevazione del piedritto, si compone con le sollecitazioni generate da  $S \sin \alpha$ .

Per quanto riguarda il materiale, si distinguono i casi di muratura e di calcestruzzo.

Per la volta in muratura, come indicato in §8.12 della CNR-DT 213/2015, occorre tenere conto della sollecitazione tangenziale che per effetto dell'obliquità si può sviluppare sui giunti di malta (figura seguente).

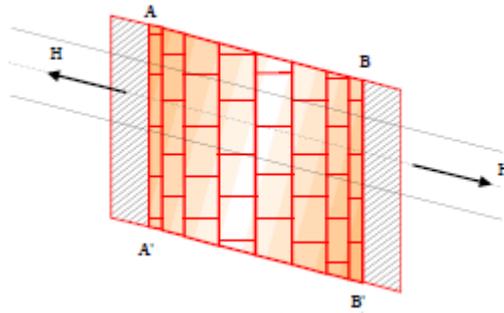


Fig. 2.4.4. Sollecitazione tangenziale trasversale per effetto dell'obliquità

Questo comporta, rispetto all'arcata retta, una variazione dello sforzo di taglio nella verifica ad attrito (il taglio sarà composto dal classico taglio verticale più il taglio orizzontale generato dall'obliquità), che diventa più penalizzante.

Sulla sollecitazione di compressione, vale ancora l'effetto della tessitura sulla resistenza. Nella volta obliqua lo stato di compressione nella muratura non agisce in direzione normale ai letti di malta: lo stato di tensione quindi non è monoassiale e la tessitura della muratura diviene un elemento fondamentale nella valutazione della resistenza a compressione del materiale.

Alcuni Autori affermano che per stati di tensione monoassiale o per stati di tensione biassiali in cui una componente di tensione è prevalente sull'altra, il collasso avviene per scorrimento lungo i giunti di malta; pertanto, nell'analisi del modello di volta è possibile procedere riservando alla verifica ad attrito (per scorrimento lungo i giunti fra i conci) i correttivi dovuti all'obliquità del ponte, mentre la verifica a compressione viene svolta in modo analogo alla volta retta.

Per l'arcata obliqua in calcestruzzo le verifiche di resistenza sia a compressione che a taglio vengono svolte senza modifiche rispetto alla volta retta, data la monoliticità del materiale.

Sia per la muratura, sia per il calcestruzzo, è importante osservare che l'arco di calcolo corrisponde alla sezione obliqua, pertanto ha luce maggiore rispetto alla sezione retta e di conseguenza le sollecitazioni sono maggiori rispetto alla sezione retta, aspetto che contribuisce ad inquadrare i risultati ottenuti in un ambito favorevole alla sicurezza.

Per studiare l'applicazione di SAV al caso di un ponte obliquo, si fa riferimento all'esempio di fig. 2.4.2.

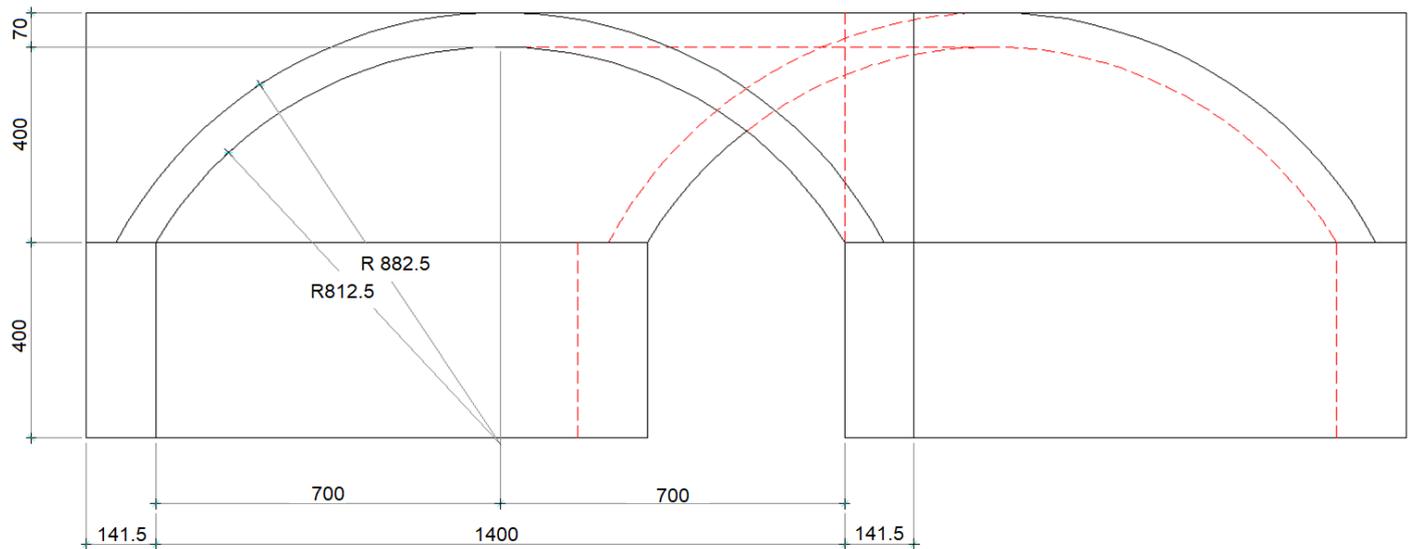
Il ponte obliquo stradale è in calcestruzzo debolmente armato, valutato in classe C20/25.

Il ponte incrocia la sottostante linea ferroviaria con un angolo di incidenza di  $45^\circ$  circa e la volta ad arco ribassato è impostata su spalle parallele ai binari. Il progetto prevede la verifica di transitabilità ai mezzi pesanti, secondo le Linee Guida 2022 per i ponti esistenti.

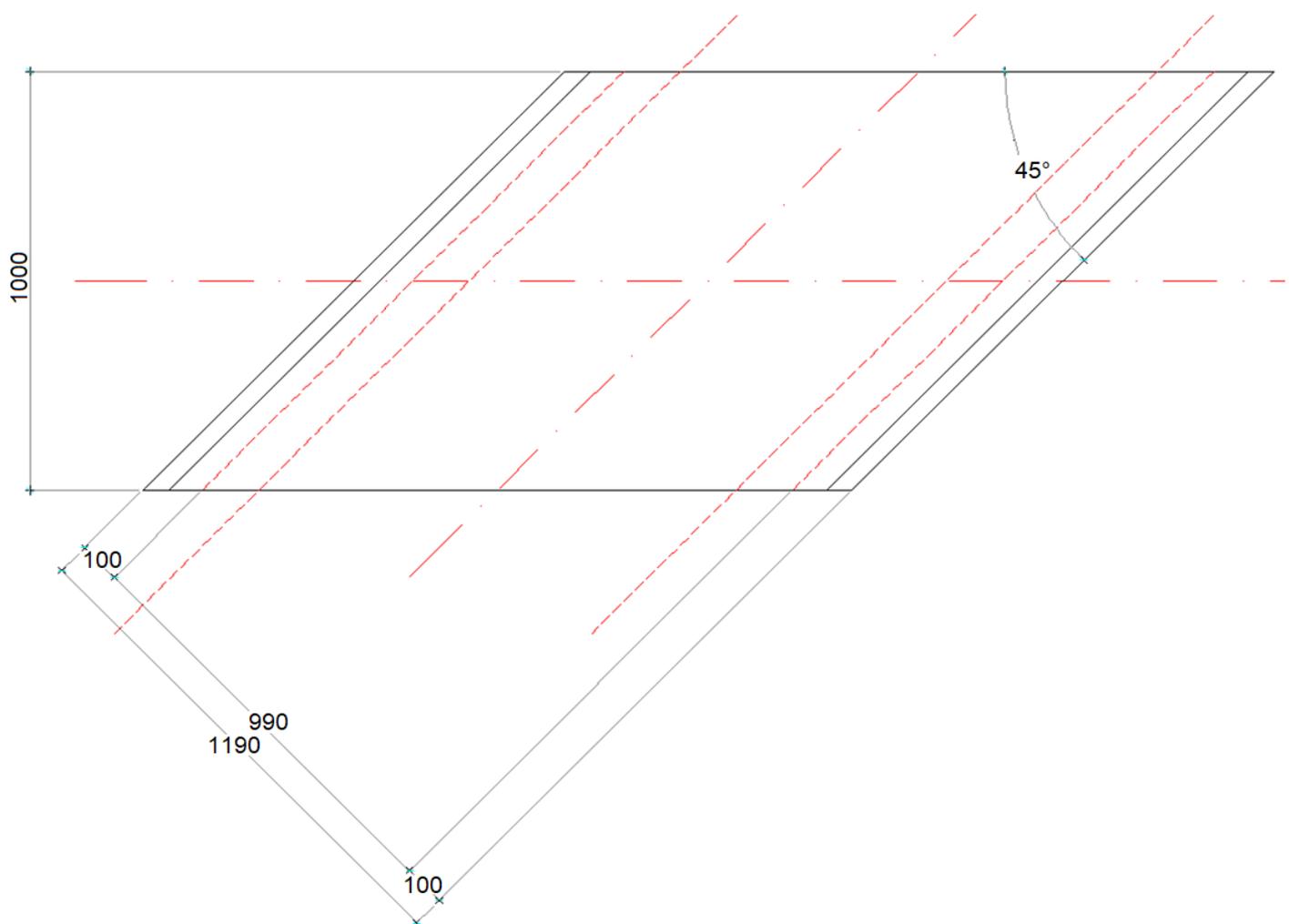
Definiti i carichi da traffico, l'analisi per carichi mobili individuerà la posizione più sfavorevole; seguirà la

verifica di sicurezza.

I grafici di progetto del ponte sono riportati nelle figure seguenti.



*Fig. 2.4.5. Prospetto del ponte obliquo*



*Fig. 2.4.6. Pianta del ponte obliquo*

Le dimensioni geometriche sono le seguenti (misure in cm):

$l_0 =$  luce obliqua = 1400,  $l_R =$  luce retta =  $1400 \sin \alpha = 989.95 \cong 990$  (essendo  $\alpha = 45^\circ$ )

La volta retta ha superficie cilindrica circolare, ed è quindi un arco ribassato con freccia  $f=400$  e corda  $l_R=989.95$ . Si può quindi calcolare il raggio della volta retta:

$$R = (l^2 / 8f + f/2) = 506.25$$

Per la volta retta, l'angolo di apertura dell'arco ribassato è dato da:

$$\varphi = 2 \operatorname{atn} [l / 2 / (R-f)] = 155^\circ.77$$

da cui si ricava l'angolo di imposta:  $\alpha = 90^\circ - \varphi/2 = 12^\circ.12$

L'angolo di imposta della volta ellittica è invece dato da:

$$\varphi' = 2 \operatorname{atn} [l_0 / 2 / (R-f)] = 162^\circ.74$$

da cui:  $\alpha = 90^\circ - \varphi'/2 = 12^\circ.12 = 8^\circ.63$

Per la volta ellittica, la freccia è pari al raggio della volta retta: 506.25, mentre la corda è data dal diametro della volta retta diviso per  $\sin \alpha$ :  $506.25 * 2 / \sin \alpha = 1432$

Le relazioni fra volta retta circolare e arco ellittico sono rese ben evidenti dal modellatore geometrico web GeoGebra, di cui si riportano a pagina seguente due screenshot:

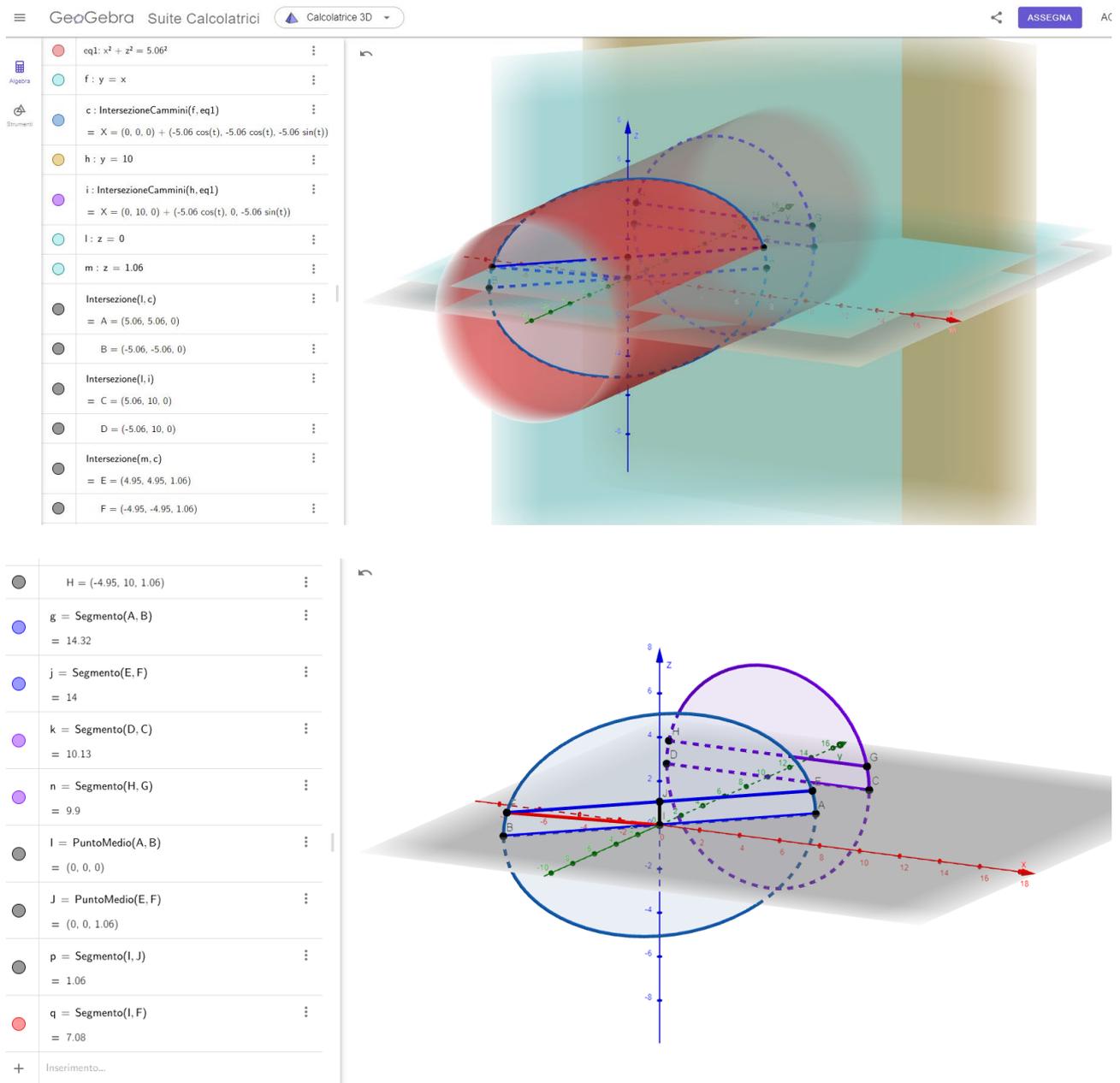


Fig. 2.4.7. Verifica delle relazioni fra volta retta e volta obliqua con modellatore solido GeoGebra

I calcoli sopra sviluppati non sono strettamente necessari per l'input geometrico del ponte obliquo: il percorso di definizione geometrica del ponte è infatti il seguente.

All'inizio, viene scelto come Nuovo progetto un arco di tipo ellittico (fig. 2.4.8), che viene qualificato come ponte (stradale o ferroviario): in tal modo, la finestra Dati Progetto presenta la scheda 'Ponte: geometria della volta' che permette di inserire l'angolo di obliquità. Inizialmente tale valore è pari a  $90^\circ$  (ponte retto); per l'esempio corrente, si pone  $\alpha=45^\circ$  (fig. 2.4.9).

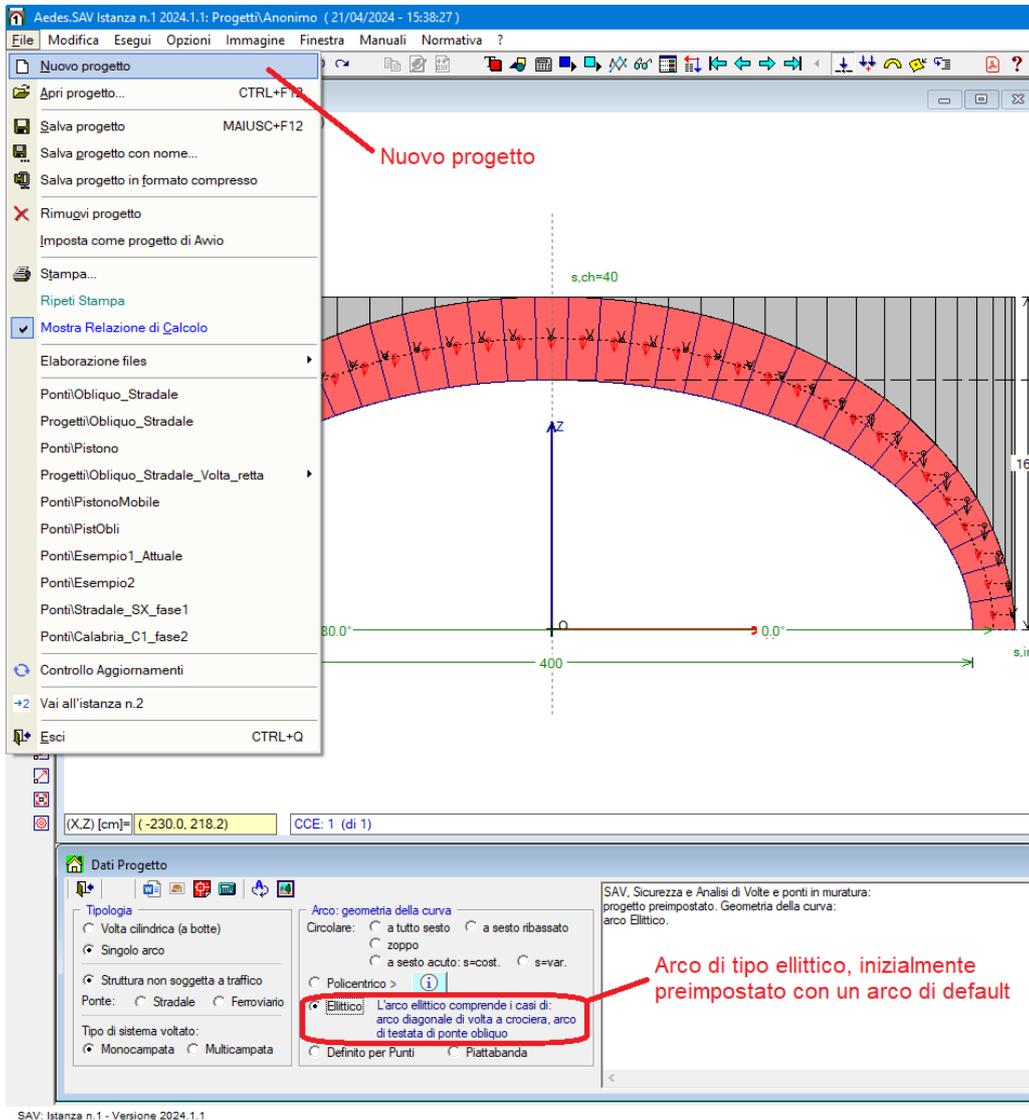


Fig. 2.4.8. Predisposizione di un nuovo arco di forma ellittica

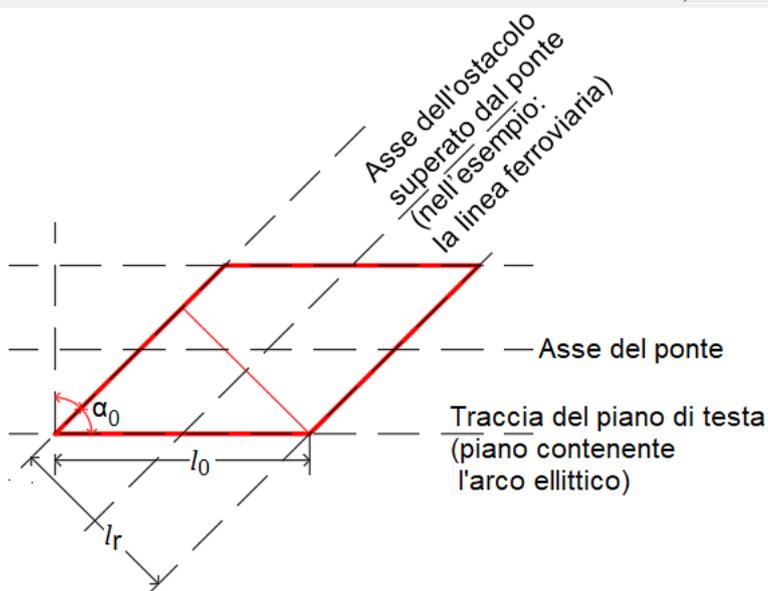
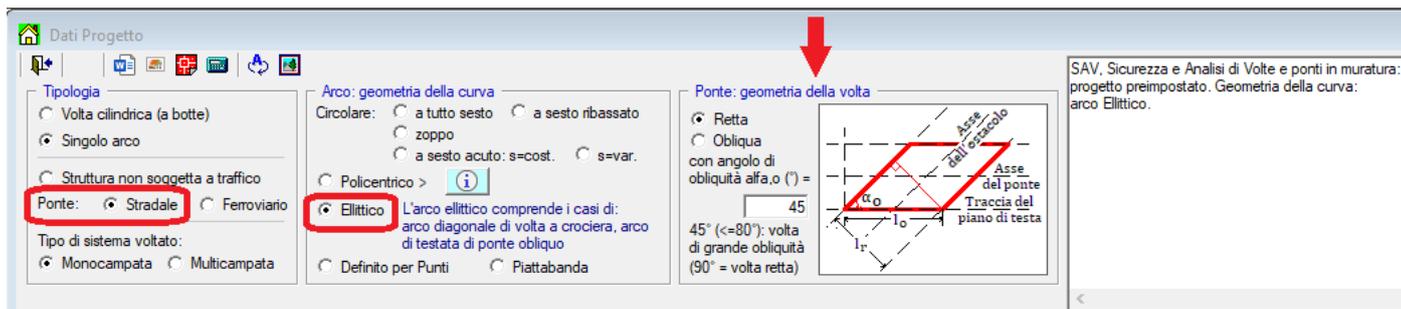


Fig. 2.4.9. Definizione della volta per il ponte obliquo

Passando ai Dati Struttura, nella scheda Volta si specificano la profondità in direzione ortogonale al piano di testata contenente l'arco ellittico (1000 cm) ed il numero di archi ideali affiancati (fasce, o corsie) in cui la volta, se non è stata qualificata come arco singolo, viene suddivisa trasversalmente (nel caso in esame, è stata scelta la modellazione con 3 archi ideali di uguale larghezza, pari a  $1000/3 = 333$  cm) (fig. 2.4.10).

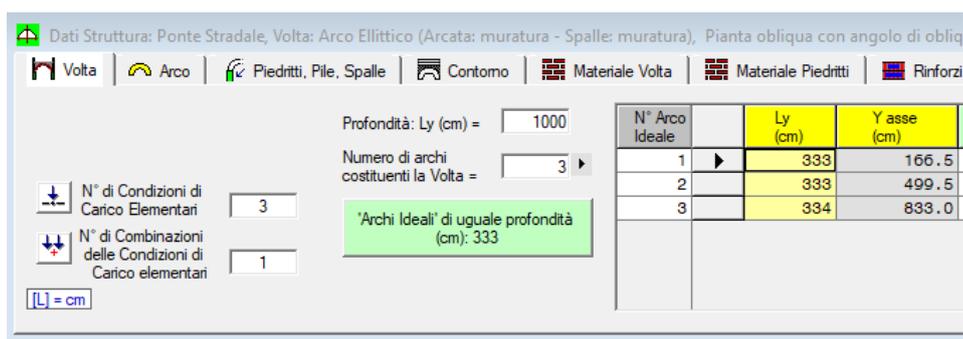


Fig. 2.4.10. Profondità della volta e suddivisione, se non è arco singolo, in archi ideali affiancati

A questo punto, nella scheda Arco si utilizza il pulsante di comando (vd. fig. 2.4.11): 'Arco ellittico da volta circolare su pianta obliqua, angolo di obliquità: 45°...' (o altro angolo, nel caso in cui sia diverso da 45°), che apre una finestra di dialogo dove è sufficiente specificare la luce obliqua (1400) e la freccia (400) rilevate nel piano di testata, ossia nel piano dell'arco ellittico.

Questo comando genera un messaggio (fig. 2.4.12) che indica le dimensioni geometriche dell'arco ellittico, in particolare i semiassi (si ricorda che i due semiassi non coincidono con corda e freccia quando l'arco è ellittico ribassato) e gli angoli d'imposta: la conferma con OK imposta tali valori, e l'arco ellittico del piano

di testata della volta obliqua risulta così definito (si osservi, con riferimento al caso in esame, che i calcoli automatici confermano le grandezze già calcolate manualmente, vd. testo dopo fig. 2.4.6).

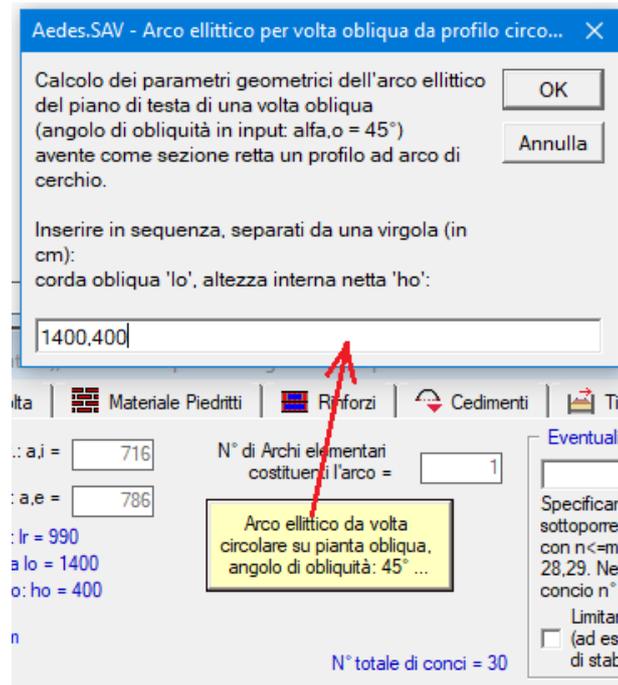


Fig. 2.4.11. Inserimento dati arco del piano di testata

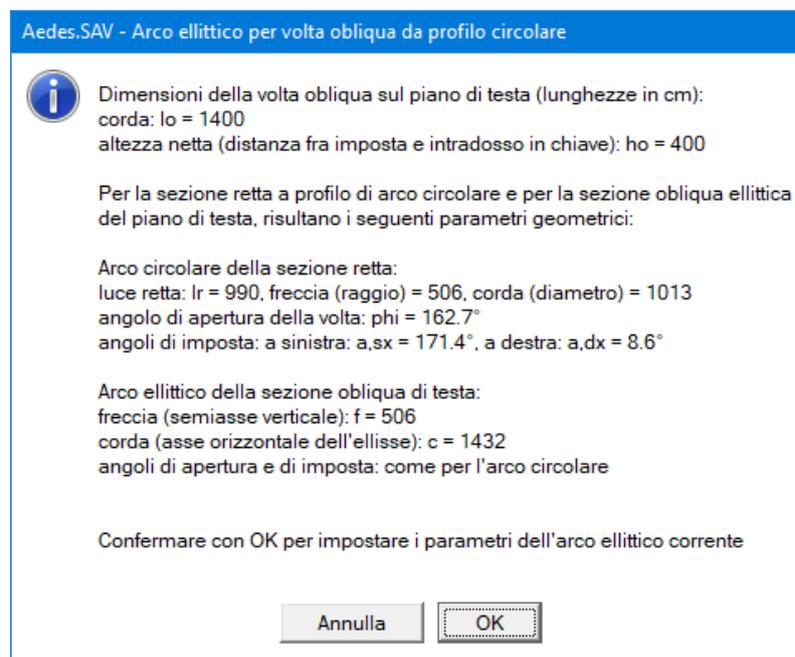


Fig. 2.4.12. Predisposizione automatica dei dati geometrici della volta obliqua

E' infine necessario specificare il valore dello spessore dell'arco, che per il caso in esame è costante lungo lo sviluppo dell'arco stesso e pari a 70 cm.

Per quanto riguarda i piedritti (spalle del ponte), con riferimento al piano XZ di testata, le lunghezze in direzione X (piano dell'arco ellittico) dei piedritti e delle relative fondazioni sono le dimensioni nel piano di testata (vd. fig. 2.4.3), maggiori rispetto agli spessori del piedritto e della sua fondazione che in pianta sono obliqui: lo spessore effettivo, calcolato nelle direzioni oblique (cioè nel piano xZ), viene rappresentato nel prospetto da una traccia (linea).

Inseriti i dati geometrici, SAV propone, fra i diversi tipi di visualizzazione, prospetto, pianta e vista 3D come nelle immagini seguenti. In fig. 2.4.14 si osservino gli assi di riferimento (XYZ e xyZ, cfr. fig. 2.4.3).

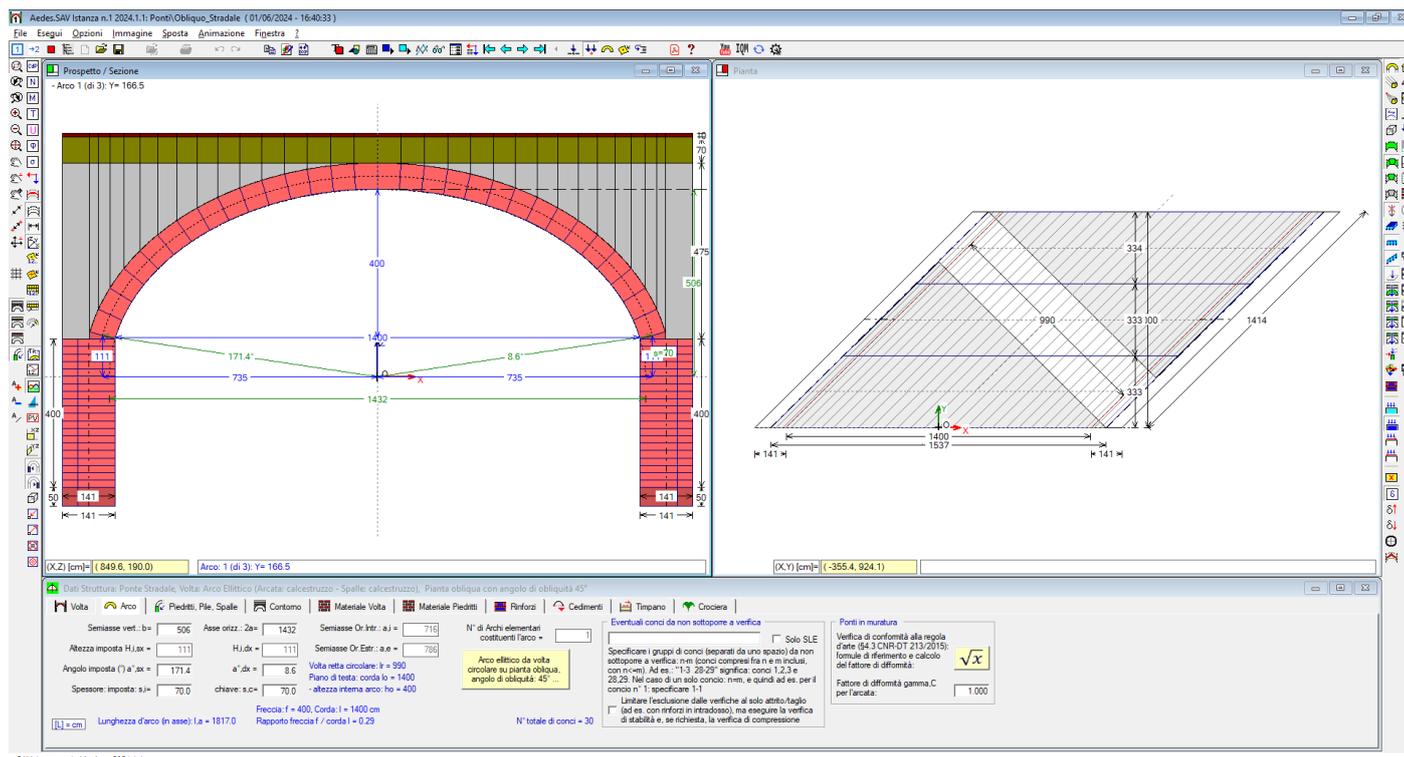


Fig. 2.4.13. Prospetto e pianta del ponte obliquo

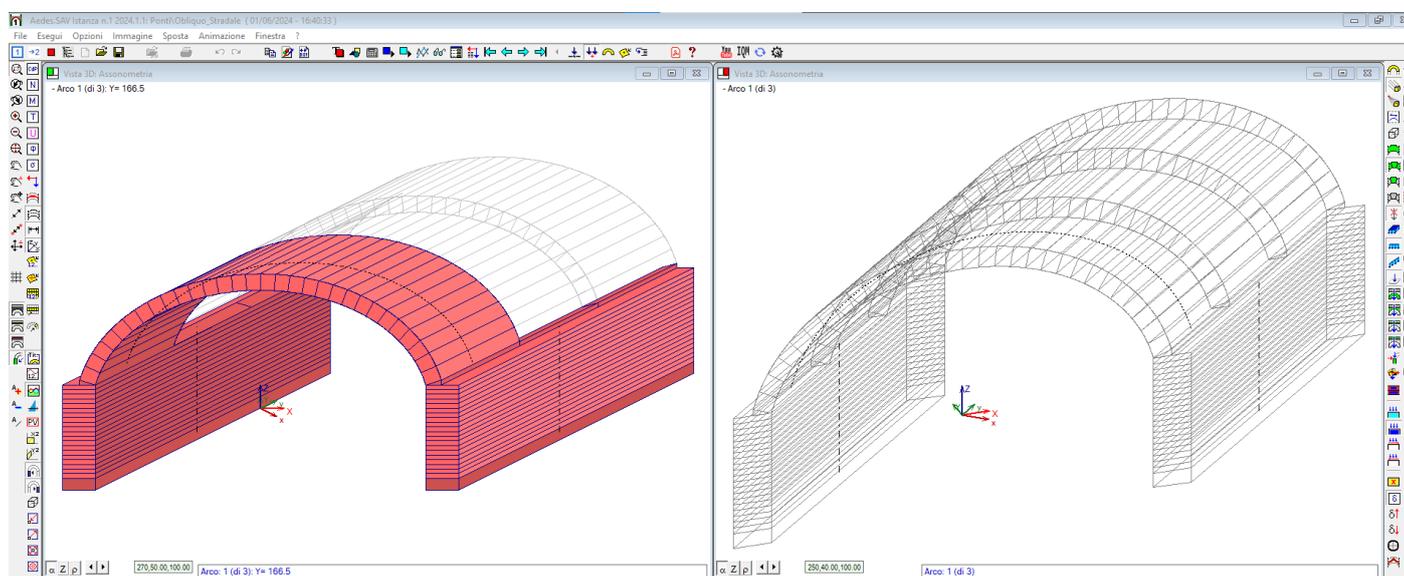


Fig. 2.4.14. Vista 3D in assonometria del ponte obliquo, con i sistemi di riferimento del piano di testata (con l'arco ellittico) XYZ e del piano del piedritto xyZ

La pianta in fig. 2.4.13 evidenzia la fascia centrale diagonale della volta circolare retta. E' possibile elaborare una grafica 3D dove alla volta obliqua si sovrappone la fascia diagonale di volta retta.

Per ottenere questa elaborazione grafica, si salva anzitutto la vista 3D della volta con queste due impostazioni:

- si sceglie il punto di vista standard, che per la volta obliqua con  $\alpha_0$  angolo di obliquità, ha angolo di vista pari a  $(315^\circ - \alpha_0)$ ;

- si imposta la grafica con limiti imposti, scegliendo ad esempio i limiti: -1000,1000,-1000,1000 (vd. menu Immagine, finestra Grafica).

Il disegno ottenuto nella grafica 3D (fig. 2.4.15) si copia in memoria (menu Immagine) e si incolla in un programma per elaborazione di immagini, come Paint (fig. 2.4.16).

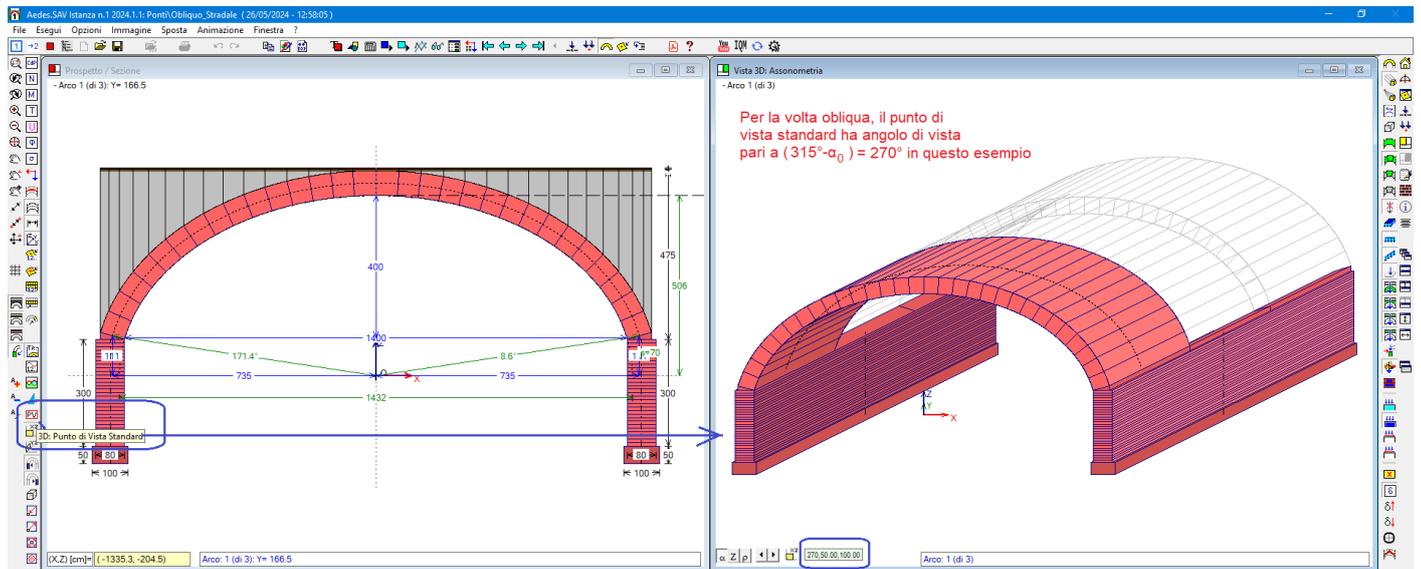


Fig. 2.4.15. Vista 3D con punto di vista standard per la volta obliqua

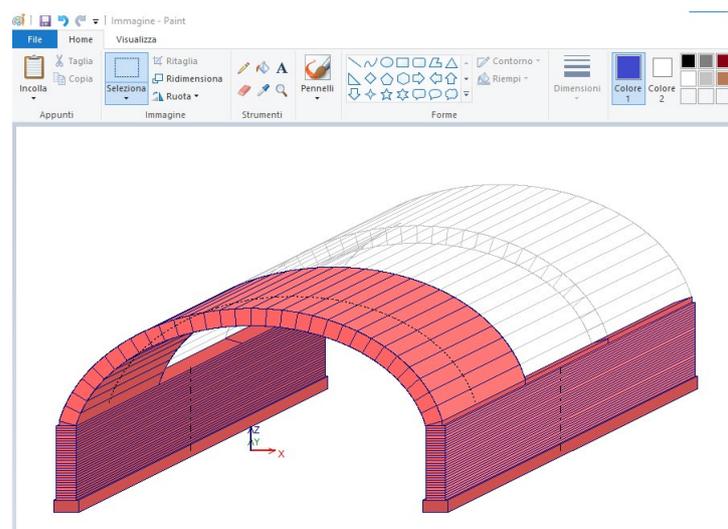


Fig. 2.4.16. Vista 3D con limiti imposti

Eseguendo di nuovo il disegno della pianta, ed esportandolo su dxf (menu Immagine, Salva su file dxf), dopo aver salvato il file dxf, si apre automaticamente il disegno (purché nel PC vi sia un software associato ai file dxf, come ad es. Autodesk DWG True View) e si ottiene rapidamente con precisione la dimensione trasversale della fascia diagonale; nell'esempio: 327.4 cm (fig. 2.4.17).

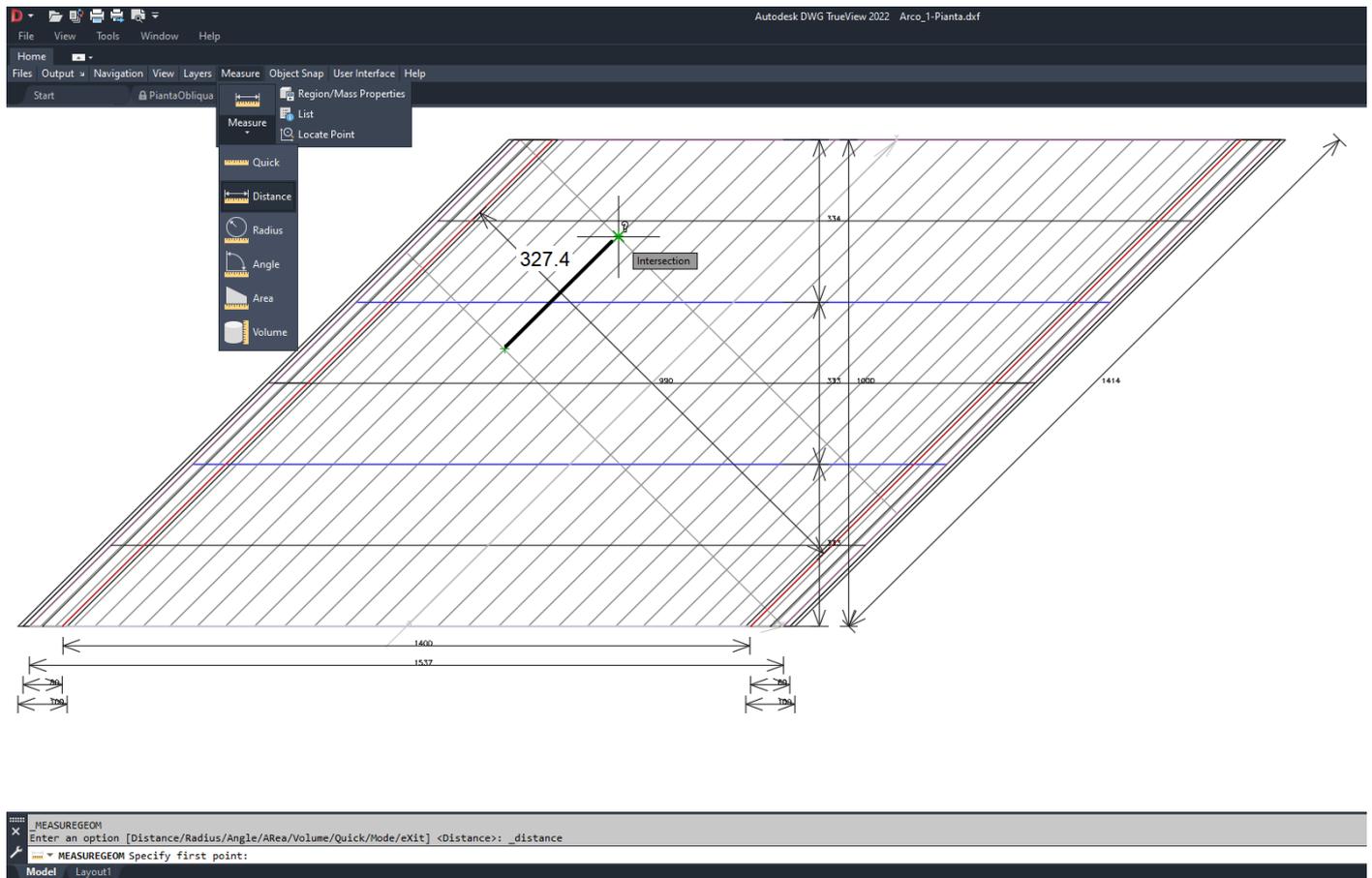
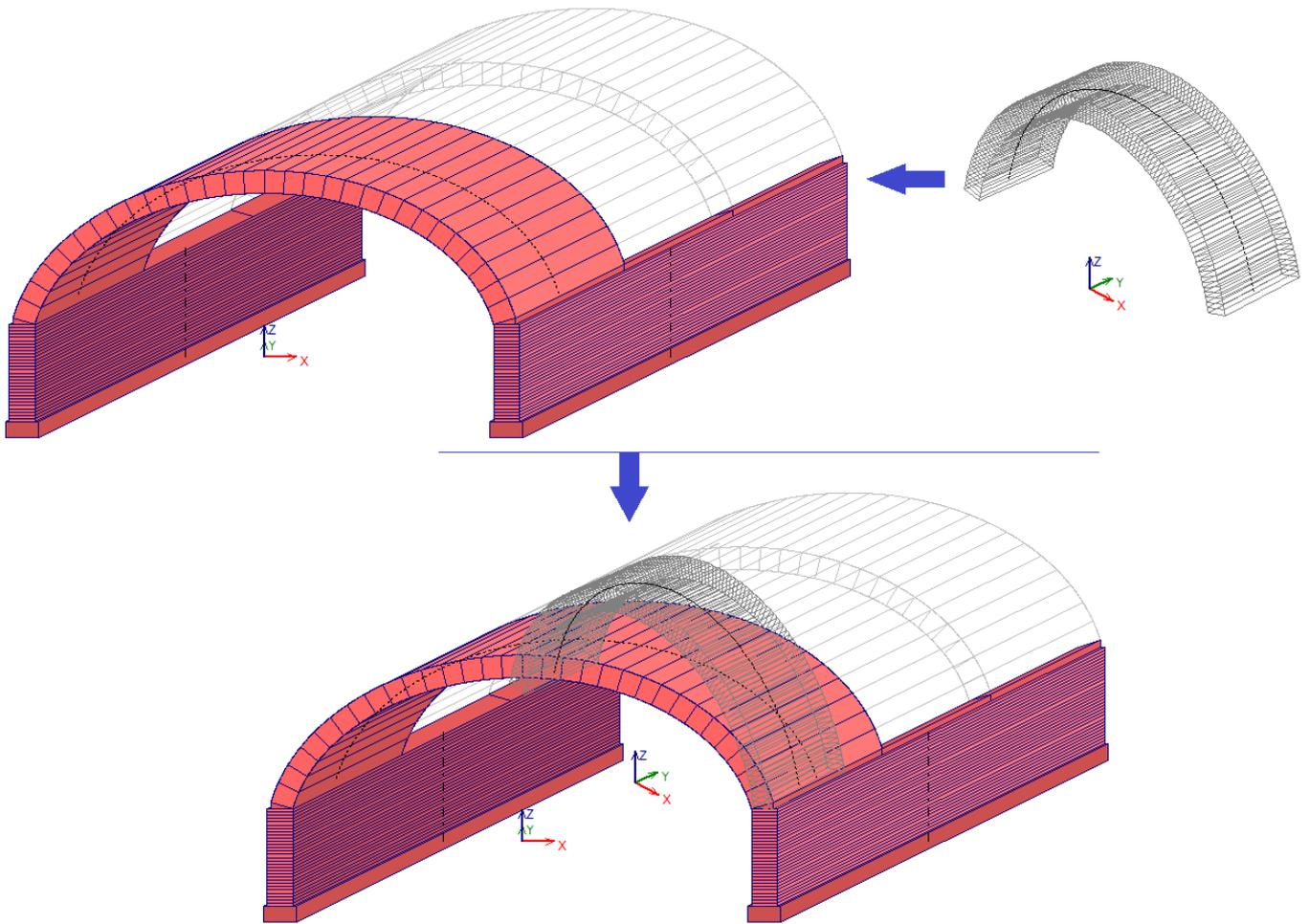


Fig. 2.4.17. Misura precisa della fascia che schematizza la volta retta circolare

A questo punto si salva il progetto corrente del ponte obliquo, e si crea un nuovo progetto ausiliario con un arco circolare singolo avente le dimensioni - già valutate - della volta retta: corda 990, freccia 400, spessore 70, profondità 327.4. Per questo arco si definiscono limiti grafici imposti identici a quelli utilizzati per la volta obliqua, e si crea l'immagine 3D wireframe mostrata in fig. 2.4.18 (ottenuta con angolo standard del punto di vista per una volta circolare: 315°), da incollare nell'ambiente grafico accanto a quella della volta obliqua, ottenendo il risultato finale della volta circolare sovrapposta a quella ellittica: la struttura del ponte obliquo e delle sue componenti fondamentali è così resa evidente.

Il file ausiliario con la volta retta è fornito in dotazione all'esempio ed è denominato:  
*Obliquo\_Stradale\_Volta\_retta*



*Fig. 2.4.18. Visualizzazione della volta ellittica obliqua e della volta circolare retta, prodotta dalla sovrapposizione di immagini ottenute da SAV*

Si prosegue con l'input del ponte obliquo, definendo il materiale per la volta e per i piedritti: calcestruzzo di tipo C20/25 (fig. 2.4.19); si completano quindi i dati relativi al terreno e al contorno.

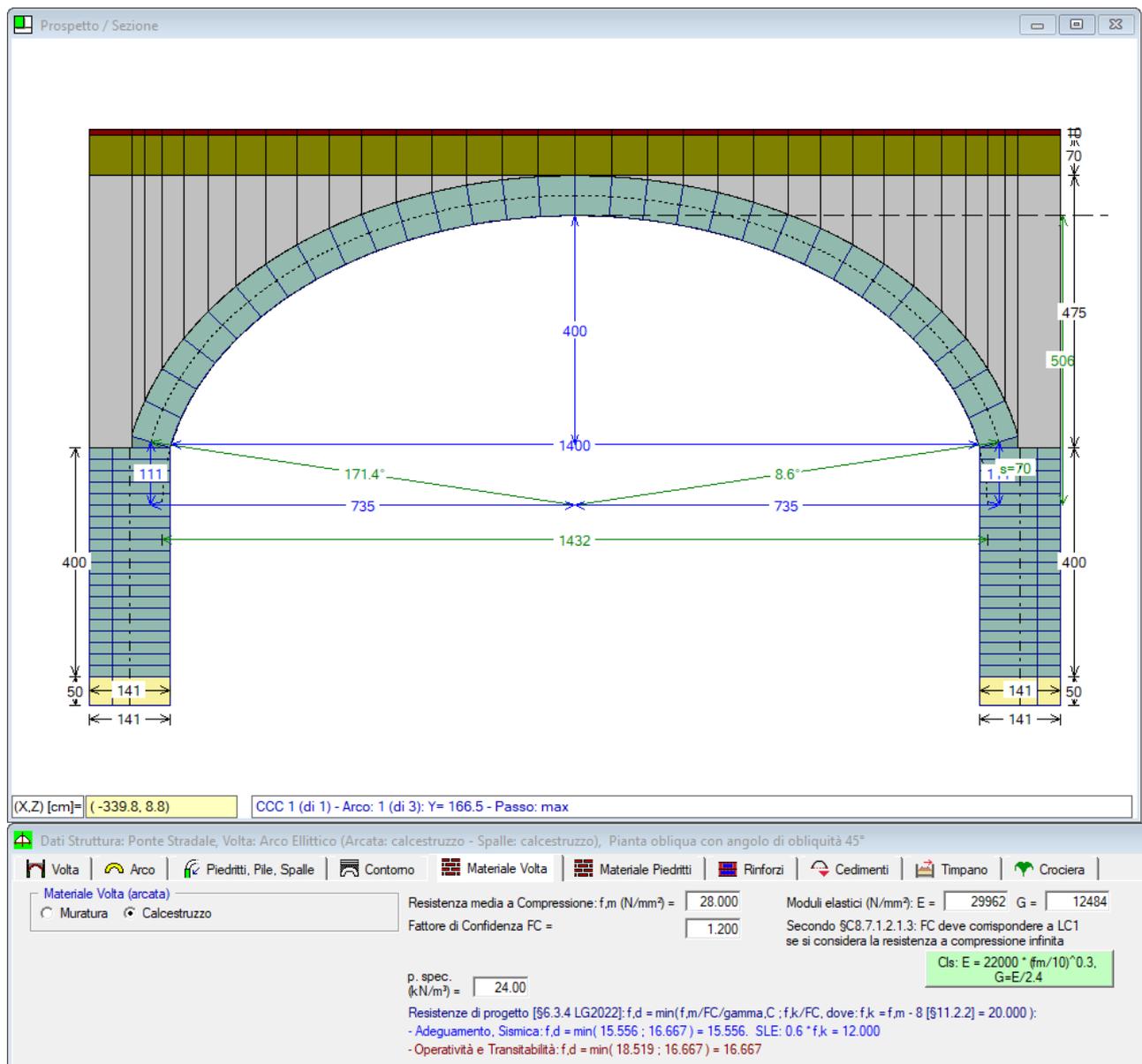


Fig. 2.4.19. Materiale Calcestruzzo C20/25

A questo punto si definiscono i carichi, che per il caso in esame devono corrispondere alla transitabilità ai mezzi pesanti. In fig. 2.4.20, tratta dalle LG2022, sono schematizzati i carichi concentrati e distribuiti che devono essere inseriti nelle Condizioni di Carico Elementari CCE.

In particolare si considera un primo schema di carico corrispondente ad un autoarticolato a 5 assi da 440 kN (44 t), limitazione standard del Codice della Strada; potrebbe essere quella rappresentata in *Figura 6.1* considerando i 440 kN distribuiti su una lunghezza di 11 m. Tale caso è definito come “Transitabilità ai mezzi pesanti”.

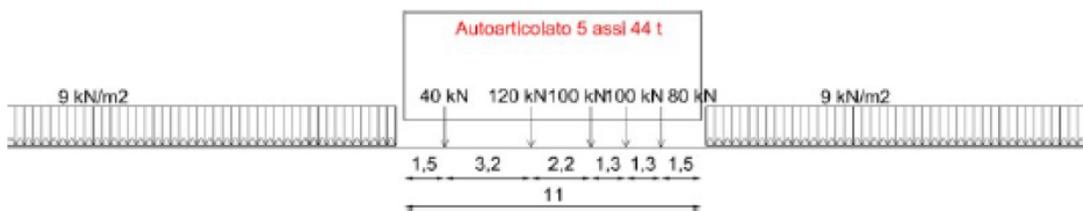


Figura 6.1 – Possibile distribuzione di carico corrispondente ad un mezzo di 440 kN

Fig. 2.4.20. Carichi per transitabilità ai mezzi pesanti, secondo le Linee Guida 2022 sui ponti esistenti

Si prevedono due CCE: nella prima, come di consueto, si raggruppano i carichi permanenti; la CCE 2 è invece dedicata ai carichi stradali. Per inserire i carichi distribuiti e concentrati corrispondenti allo schema di 'Transitabilità ai mezzi pesanti' si può utilizzare la finestra di dialogo dei carichi stradali (vd. fig. 2.4.21), che predispone il gruppo di carichi concentrati con valori e distanze reciproche come da Normativa, e in modo analogo si procede per i carichi lineari distribuiti uniformemente.

Le posizioni dei carichi vengono poi modificate in relazione alla luce dell'arcata e in vista dell'esecuzione dell'analisi per carichi mobili.

## ANALISI PER CARICHI MOBILI

La finestra di dialogo dei carichi concentrati (CCE2) è mostrata in basso a destra. Ecco i dati principali:

N°	Su conca	n° conca	X (cm)	Y (cm)	P.X. = verso destra (kN)	P.Z. = verso il basso (kN)	da to	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sim. + X	Sim. - X
1		1	-2992	100	0,00	40,00						
2		1	-2612	166	0,00	120,00						
3		1	-2992	166	0,00	100,00						
4		1	-2612	166	0,00	100,00						
5		1	-2132	166	0,00	80,00						
6		1	-2992	499	0,00	40,00						
7		1	-2612	499	0,00	120,00						
8		1	-2992	499	0,00	100,00						
9		1	-2612	499	0,00	100,00						
10		1	-2132	499	0,00	80,00						
11		1	-2992	832	0,00	40,00						
12		1	-2612	832	0,00	120,00						
13		1	-2992	832	0,00	100,00						
14		1	-2612	832	0,00	100,00						
15		1	-2132	832	0,00	80,00						

In basso a sinistra, la tabella dei carichi lineari (CCE2) mostra:

N°	Lungo X	Da (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.X. = verso destra (kN/m)	q.Z. = verso il basso (kN/m)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sim. + X	Sim. - X	Pied. ax.	Pi. di.
1		1432	-4964	100	0,00	27,00							
2		1432	-2132	166	0,00	27,00							
3		1432	-4964	499	0,00	27,00							
4		1432	-2132	499	0,00	27,00							
5		1432	-4964	832	0,00	27,00							
6		1432	-9196	832	0,00	27,00							

Fig. 2.4.21. Posizioni iniziali dei carichi in vista dell'esecuzione dell'analisi per carichi mobili

Sui carichi preimpostati sono state dunque eseguite le seguenti modifiche:

**(1) tutti i carichi vengono spostati verso sinistra.** I carichi distribuiti sono considerati in una stesa pari alla luce dell'arcata (dimensione lungo X = 1432 cm), e vengono divisi in due parti: una precedente e una successiva rispetto al gruppo dei carichi concentrati. L'immagine della normativa (fig. 2.4.20) suggerisce

infatti che il carico distribuito dovrebbe essere considerato non sovrapposto al gruppo dei carichi concentrati (l'input in SAV consente comunque definizioni dei carichi personalizzate).

Avendo considerato due stese di carico uniforme pari alla lunghezza dell'arcata, durante l'analisi per carichi mobili verrà esaminata anche la configurazione dell'arcata soggetta al solo carico distribuito, totalmente e parzialmente (come risulterà evidente durante l'esecuzione dell'analisi stessa).

(2) Effettuando tale spostamento, tutti i carichi si trovano posizionati prima dell'imposta sinistra dell'arcata. Poiché l'analisi per carichi mobili richiede una posizione iniziale dove almeno un carico concentrato e/o distribuito intercetta i conci dell'arcata, **lo spostamento dei carichi è stato calibrato in modo che nella posizione iniziale vi sia un effetto, pur parziale, di caricamento dei conci iniziali** di imposta sinistra dell'arco.

Tutti i carichi che nella posizione specificata in input (quella iniziale, prima dell'analisi per carichi mobili) si trovano all'esterno della campata, vengono segnalati in colore rosso, ed entreranno via via in gioco durante lo spostamento progressivo dei carichi nel corso dell'analisi per carichi mobili.

Si osservi inoltre che i carichi che verranno sottoposti ad analisi per carichi mobili devono avere moltiplicatore verticale (ed eventualmente orizzontale, se interessa anche l'analisi sismica) selezionato, in quanto lo scopo dell'analisi è individuare la configurazione più sfavorevole, identificata con quella avente moltiplicatore più basso. Inoltre, il moltiplicatore verticale generale deve essere selezionato nei Parametri di Calcolo, scheda Generali.

L'analisi per carichi mobili verrà eseguita con riferimento all'arcata, riservando ai piedritti la verifica finale dopo aver individuato la posizione più sfavorevole dei carichi sull'arcata. Il file di riferimento è denominato: *Obliquo\_Stradale\_Originario*

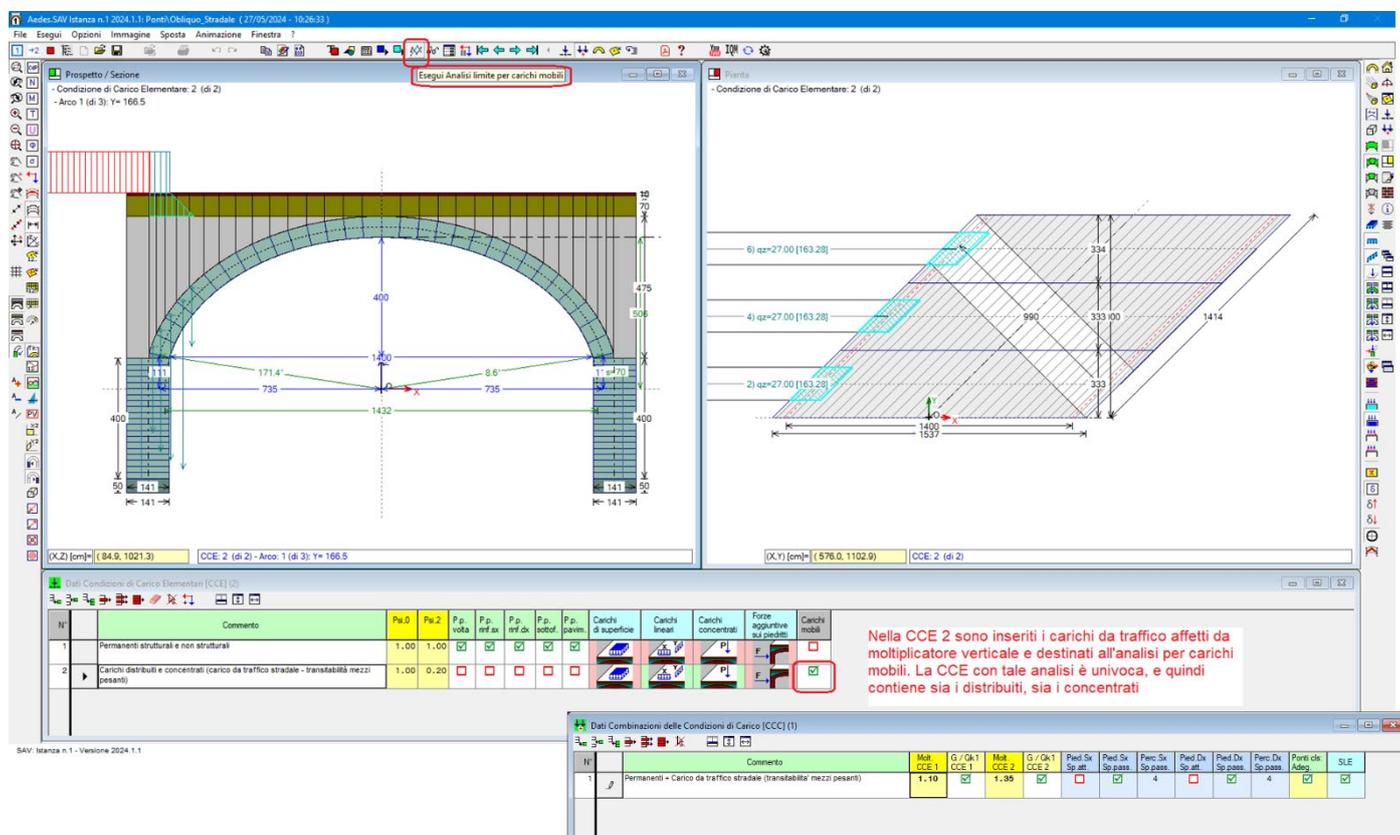


Fig. 2.4.22. Analisi per carichi mobili: CCE e CCC

La CCE scelta per l'analisi per carichi mobili è la n°2, contenente i carichi da traffico affetti da moltiplicatore verticale, sia distribuiti che concentrati, disposti come illustrato in precedenza. La CCC n°1 combina i carichi permanenti, ai quali viene applicato il coefficiente parziale  $\gamma_G=1.10$ , con i carichi da traffico, per i quali si è definito  $\gamma_Q=1.35$ .

(Nota: in fig. 2.4.22 si osservi, nei dati relativi alla spinta del terreno presenti nella CCC, la selezione sulla spinta passiva al 4% anziché sulla spinta attiva: questo aspetto verrà discusso nel seguito, quando verrà presentata l'analisi definitiva del ponte).

Salvando il progetto con nome nel file: *Obliquo\_Stradale\_Mobili*, si può eseguire l'analisi per carichi mobili, che verrà condotta con riferimento alla sola arcata: in generale, infatti, tale analisi è finalizzata alla ricerca della posizione dei carichi più sfavorevole nei confronti dell'arcata; i piedritti verranno analizzati successivamente, in sede di analisi definitiva del sistema (arcata + spalle) dove i carichi saranno posti nella posizione determinata attraverso l'analisi per carichi mobili.

Le fasi di esecuzione dell'analisi sono illustrate nel video in download dal seguente link (di cui si riporta un frame in fig. 2.4.23):

[https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV\\_Manuale\\_2024\\_Video\\_2.mp4](https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV_Manuale_2024_Video_2.mp4)

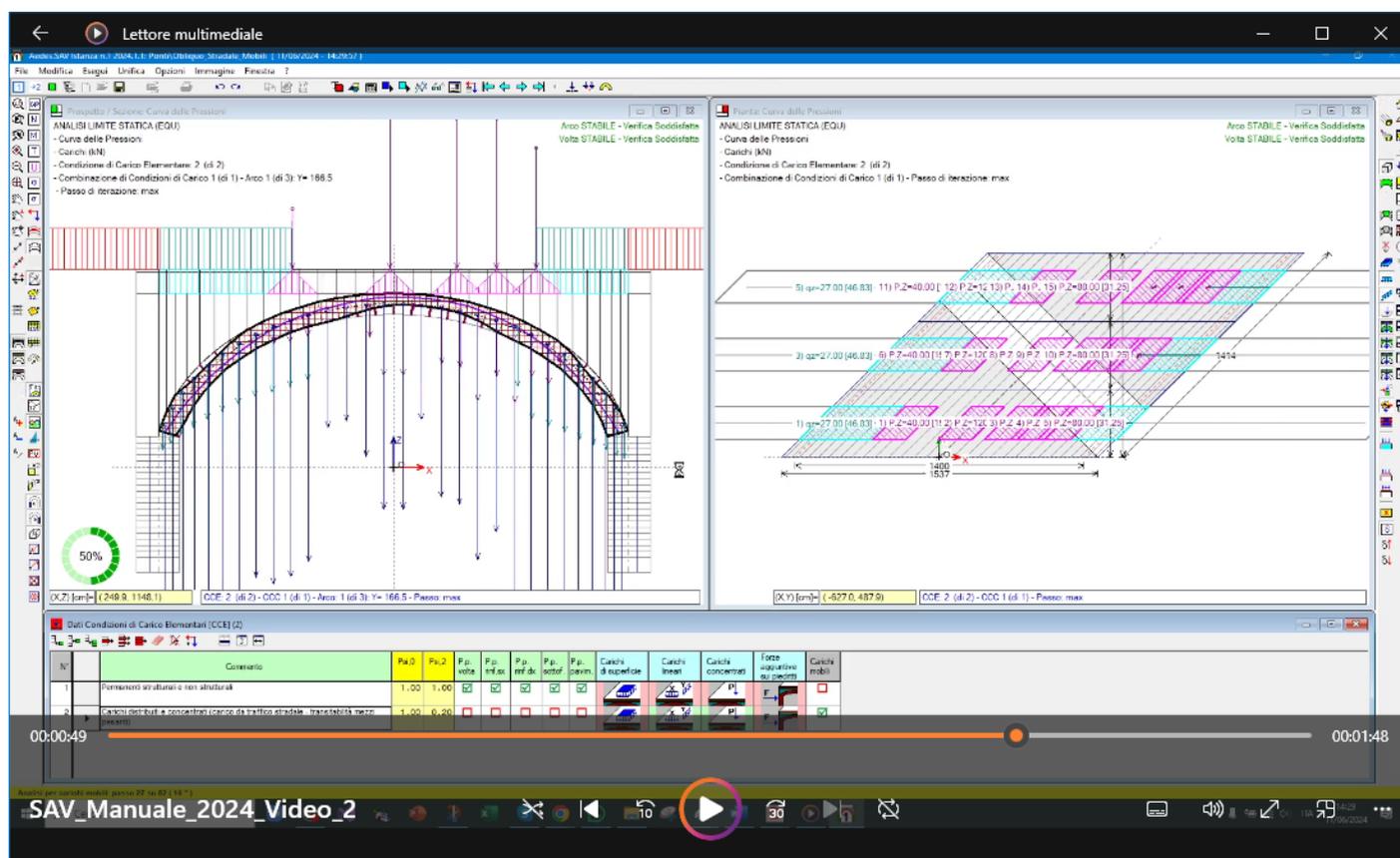


Fig. 2.4.23. Video con analisi per carichi mobili

In questo video l'analisi per carichi mobili viene eseguita una prima volta mostrando l'evoluzione della curva delle pressioni durante lo spostamento progressivo dei carichi. Al termine di questa prima analisi, si torna alla configurazione iniziale e SAV esegue l'analisi completa di tale configurazione: si ottengono in tal modo i risultati corrispondenti alla posizione iniziale dei carichi.

Si riesegue quindi l'analisi, stavolta ponendo il focus sull'arco reagente, ossia la parte di arco compressa,

che, come ogni altro effetto della diversa posizione dei carichi, si modifica durante lo spostamento dei carichi stessi. Al termine dell'analisi, si conferma la posizione dei carichi più sfavorevole (corrispondente al moltiplicatore verticale minimo): a questo punto l'analisi limite del sistema voltato viene di nuovo eseguita completamente, producendo i risultati definitivi, riportati nella fig. 2.4.24.



Fig. 2.4.24. Risultati definitivi per il ponte obliquo con transito di mezzi pesanti

## ANALISI DEFINITIVA DEL PONTE OBLIQUO

Il file *Obliquo\_Stradale\_Mobili* dopo l'esecuzione dell'analisi per carichi mobili è presente in dotazione al software col nome *Obliquo\_Stradale* e rappresenta il risultato definitivo dell'analisi, con riferimento ovviamente alla combinazione di carico esaminata (nei casi applicativi, più combinazioni potranno essere create, secondo esigenze specifiche). I risultati mostrano che la verifica di sicurezza è soddisfatta, e il minimo coefficiente di sicurezza, identificato col moltiplicatore verticale più basso per i carichi da traffico, è pari a 1.053 ed è determinato dalla verifica a taglio nel piedritto destro. Dal punto di vista della stabilità, l'arcata è in ottime condizioni (moltiplicatore verticale >> 1), mentre le spalle presentano comunque buoni risultati: 1.488 per la sinistra e 1.245 per la destra. In definitiva, 1.245 è il coefficiente di sicurezza delle spalle.

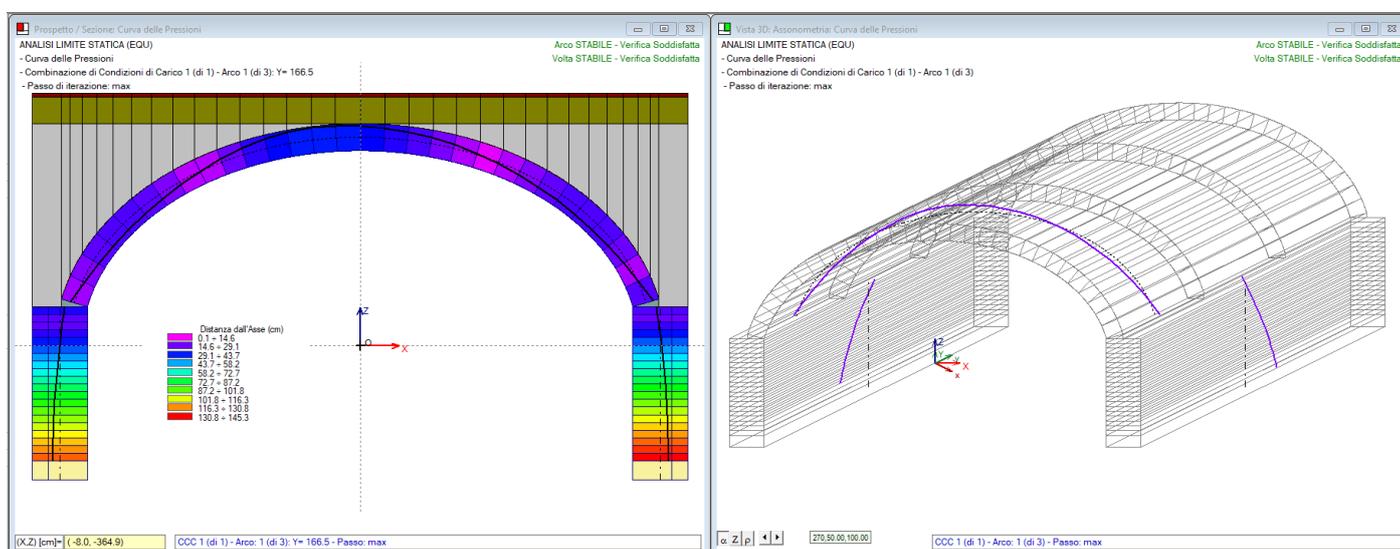


Fig. 2.4.25. Curva delle pressioni in vista 3D

La fig. 2.4.25 presenta la curva delle pressioni. Lo scostamento rispetto all'asse mostrato numericamente nella legenda si riferisce al disassamento del punto di applicazione dello sforzo normale a causa dei due momenti, nel piano del piedritto e fuori piano. In fig. 2.4.26 sono riportate le viste nel piano xZ (pulsante grafico XZ della barra strumenti laterale sinistra) e nel piano yZ (pulsante grafico YZ), dove risulta evidente l'andamento della curva delle pressioni nei due piani (le immagini si ottengono attivando la vista 3D, ad esempio in assonometria, e scegliendo i piani xZ e yZ di visualizzazione).

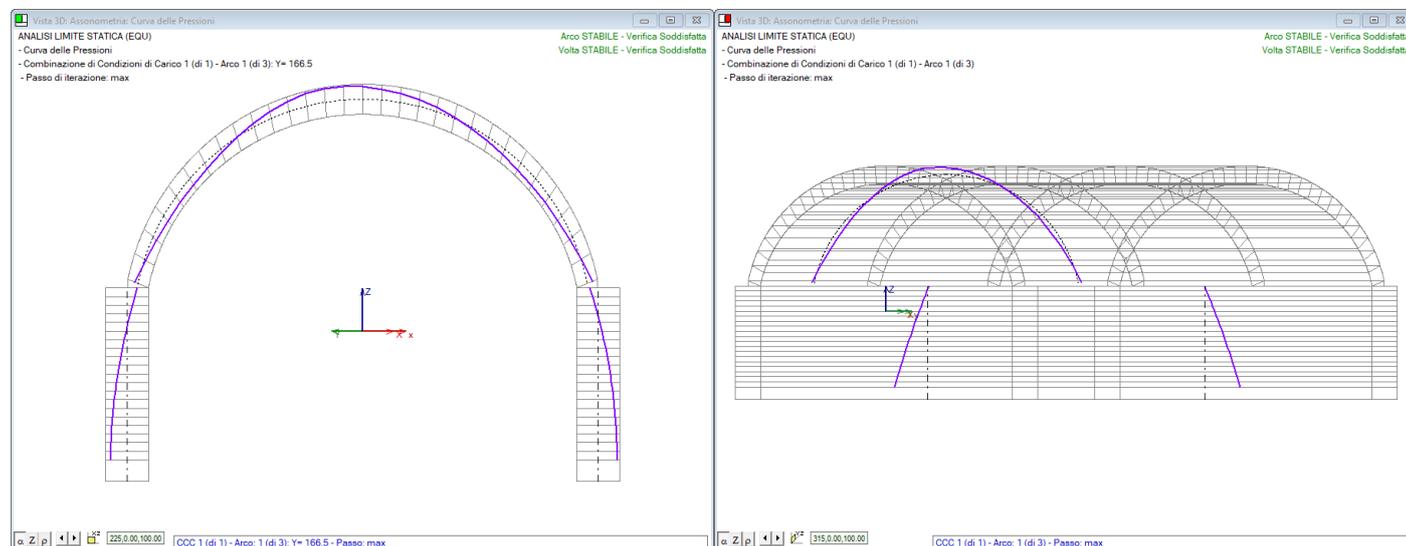


Fig. 2.4.26. Viste della curva delle pressioni nel piano medio del piedritto (yZ, a destra) e nel piano ad esso ortogonale (xZ, a sinistra)

In fig. 2.4.26 la vista nel piano xZ mostra la sezione della volta retta: il piano che contiene la volta circolare retta associata al ponte obliquo è appunto il piano xZ (il piano che contiene l'arco ellittico è invece il piano XZ, come noto).

Uno dei principali effetti dell'obliquità del ponte consiste nella presenza nei piedritti (le spalle) di sollecitazioni longitudinali al piano medio di entità equiparabile alle sollecitazioni trasversali (cfr. figg. 1.2.2, 2.4.3).

In un **ponte a volta retta**, infatti, le spinte provenienti dall'arco generano momenti ortogonali al piano medio del piedritto, per flessione nel piano XZ, essendo XZ il piano contenente lo sviluppo dell'arco. Il piano YZ, ortogonale a XZ e trasversale all'arco, contiene lo sviluppo in profondità del piedritto, e dunque il suo piano medio. I momenti nel piano YZ sono momenti 'trasversali' al piano dell'arco e generalmente sono di entità piccola in confronto a quelli nel piano XZ: staticamente, possono essere dovuti a disassamenti delle azioni d'imposta dovuti a carichi differenti agenti sugli archi ideali della volta. Dal punto di vista sismico, le azioni sui piedritti nel piano YZ (tagli e momenti) possono invece essere più significative, qualora sia stato scelto il contributo sismico nella direzione orizzontale Y.

In un **ponte a volta obliqua**, invece, la scomposizione delle spinte provenienti dalla volta genera momenti dello stesso ordine di grandezza ortogonali e complanari al piano medio del piedritto, anche in assenza di carichi sismici o di differenti carichi sugli archi in cui la volta è stata suddivisa.

In SAV, i momenti nei due piani sono rappresentati graficamente con colori distinti: in rosso, il momento ortogonale al piano medio del piedritto (il piano xZ) ed in verde quello complanare (il piano yZ) (cfr. fig. 2.4.3). Rappresentazione analoga riguarda le azioni taglianti.

Nelle immagini seguenti, sono rappresentati sforzo normale, momenti, tagli e tensioni di compressione.

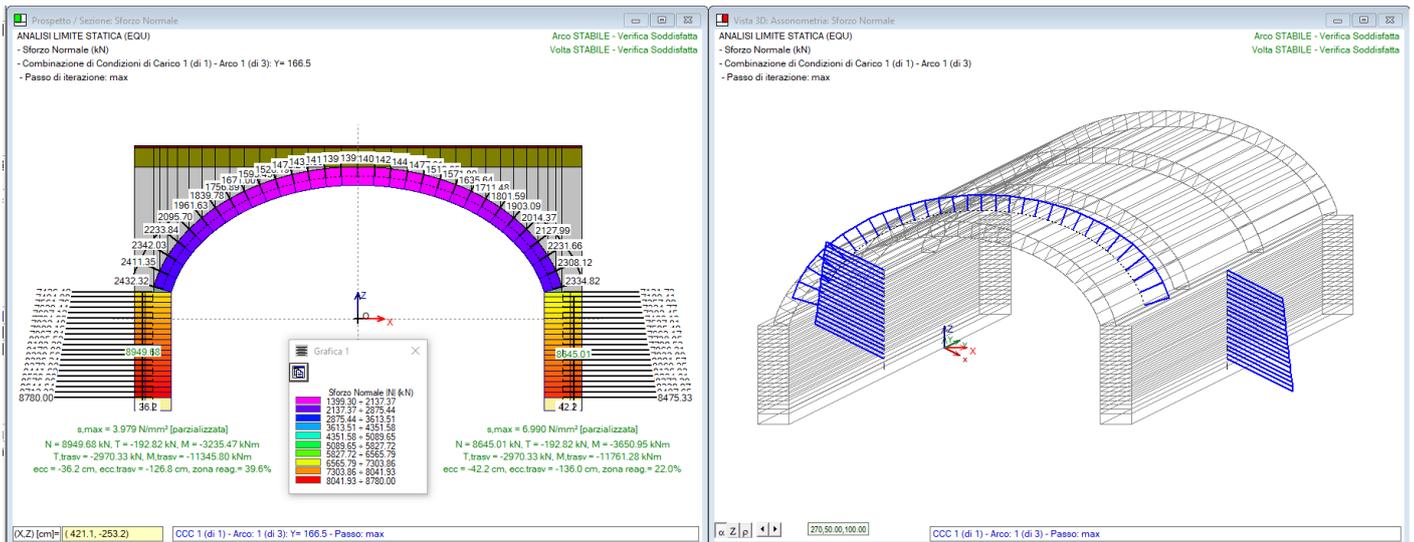


Fig. 2.4.27. Sforzo normale

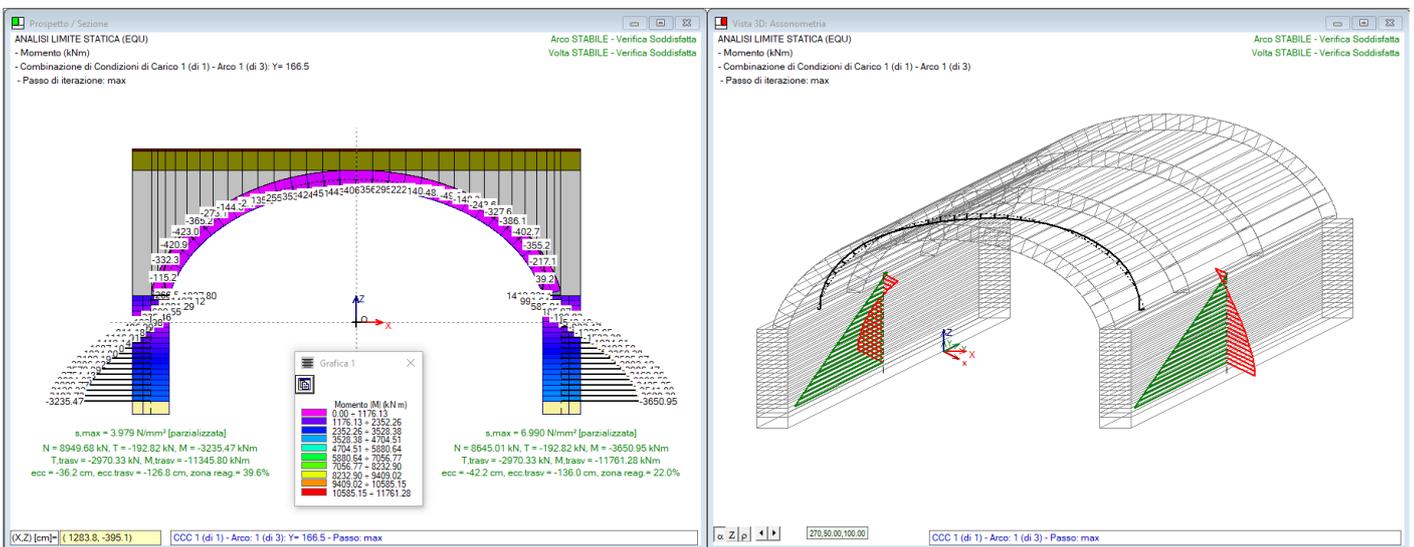


Fig. 2.4.28. Momenti nei due piani del piedritto

In fig. 2.4.28 sono evidenti i momenti 'trasversali' al piano di testata dell'arco ellittico (momenti nel piano yZ, in colore verde) e 'longitudinali' nel piano di testata (momenti nel piano xZ, in colore rosso). Analoghe considerazioni valgono per i tagli (fig. 2.4.29). Si osservi il ruolo della spinta del terreno, agente ortogonalmente al piano medio del piedritto: il taglio verso l'esterno trasmesso in sommità del piedritto dall'imposta dell'arco ellittico viene progressivamente controbilanciato, scendendo lungo il piedritto, dalla spinta del terreno (diagramma in colore rosso). Nella direzione ortogonale, il taglio prodotto dalla spinta dell'arco ellittico resta costante (non vi sono altre cause di taglio in tale direzione, lungo l'elevazione del piedritto); la lettura dell'andamento dei diagrammi dei momenti (fig. 2.4.28) è conseguente.

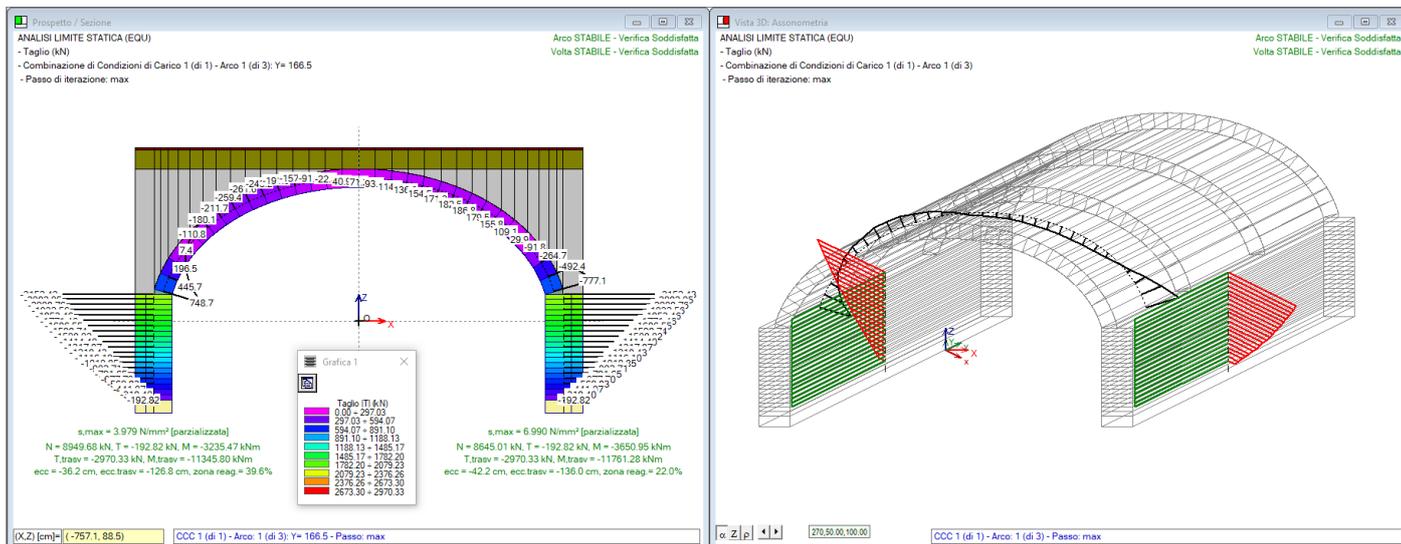


Fig. 2.4.29. Tagli

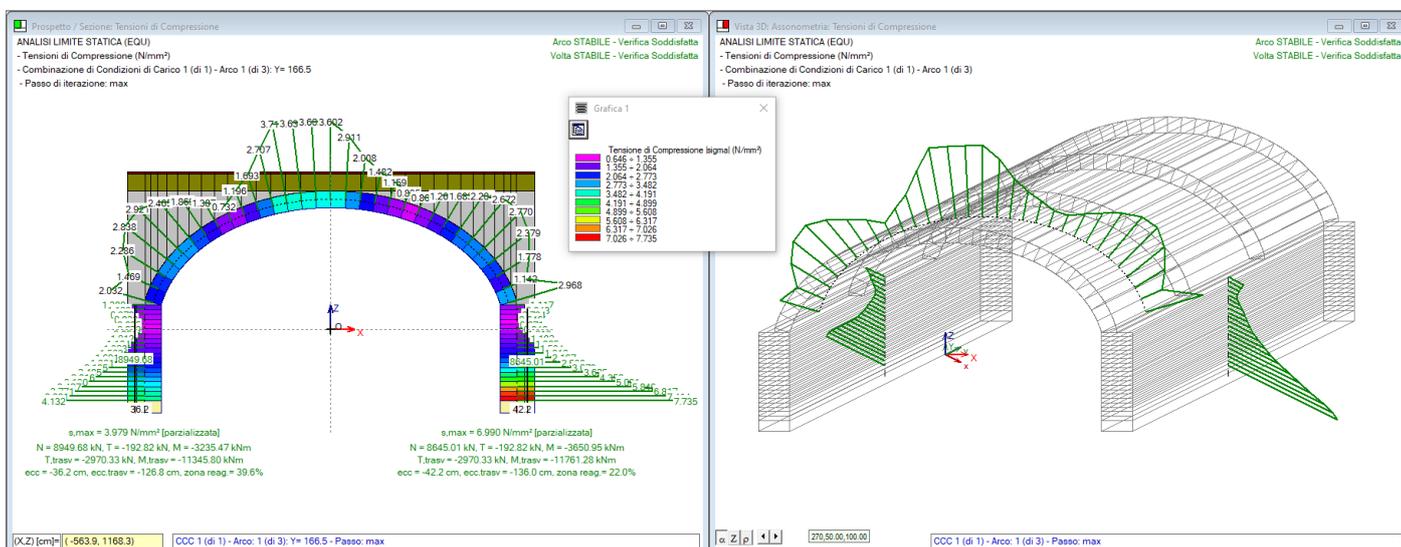


Fig. 2.4.30. Tensioni di compressione

Un'osservazione a parte merita la definizione delle spinte del terreno nelle CCC. In prima istanza, si può utilizzare la spinta attiva: dal risultato ottenuto seguono alcune considerazioni. Per il caso in esame, scegliendo la spinta attiva ( $K_a = 0.275$ ) si ottengono i risultati presentati in figura seguente:

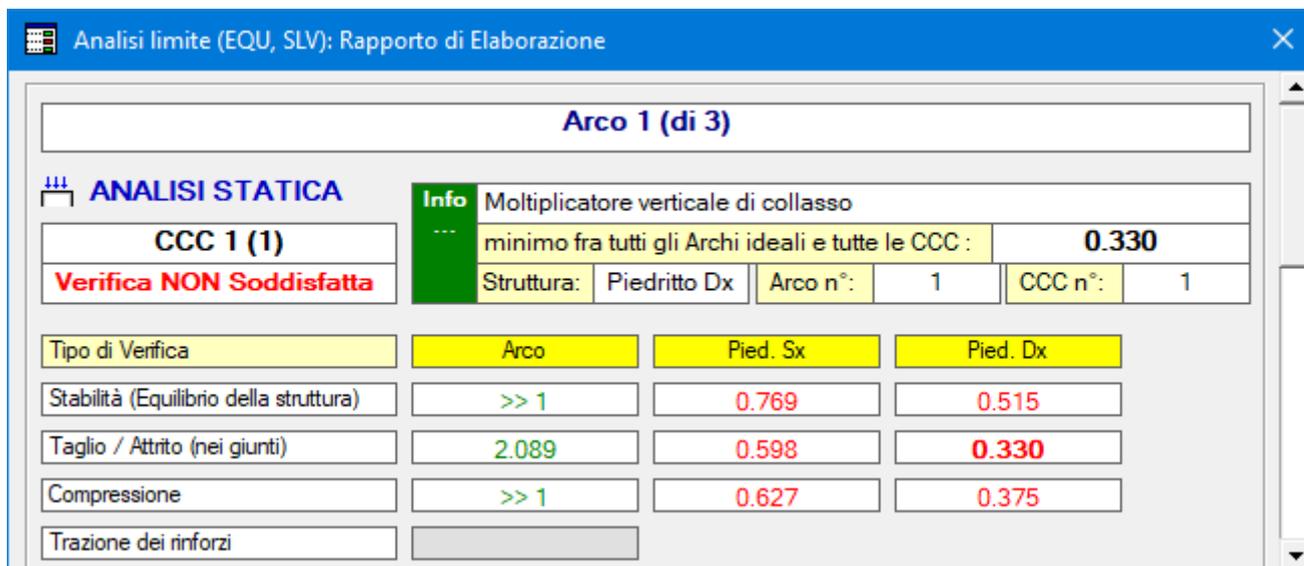


Fig. 2.4.31. Modifica dei risultati utilizzando la spinta attiva del terreno

I risultati sotto l'azione della spinta attiva mostrano una verifica non soddisfatta nei piedritti. Ci si chiede tuttavia se ciò corrisponda alla realtà effettiva. Con riferimento a quanto illustrato in precedenza (cfr. fig. 2.1.10), il contenimento effettuato da parte del terreno nei confronti della deformazione dei piedritti sotto la spinta dell'arcata suggerisce la possibilità di interpretare il ruolo del terreno come 'spinta passiva' anziché 'attiva': niente cambia dal punto di vista del verso della spinta (dal terreno verso il ponte), ma è la natura stessa della spinta che può essere diversamente interpretata. E' noto che utilizzando la spinta passiva non è lecito assumere un valore inferiore alla spinta attiva: non sarebbe nota in tal caso la sicurezza del ponte sotto la mobilitazione della spinta attiva. Se tuttavia una percentuale di spinta passiva tale che la spinta corrisponda a un valore superiore a quella attiva, pur non eccedendo oltre i limiti consentiti, risulta in grado di equilibrare i piedritti, allora tale valore può essere utilizzato nella definizione delle azioni del terreno. La spinta passiva è una 'reazione' e quindi si mobiliterà, se possibile, solo nella misura in cui l'equilibrio dei piedritti viene assicurato.

Nel caso in esame, si ha:  $K_p=7.132$ . Essendo quindi:  $K_a/K_p = 0.275/7.132 = 0.0386 = 3.86\%$ , si può indagare se l'utilizzo di una percentuale di spinta pari al 4% o anche un poco superiore riesce a garantire l'equilibrio: col 4% di spinta passiva il risultato è positivo, e quindi il ponte obliquo è in sicurezza, senza intervenire sui piedritti, ovviamente purchè il terreno alle loro spalle sia in grado di contrastare la deformazione del sistema voltato. Per questi motivi, per il modello del ponte obliquo si è scelta la spinta passiva al 4% al posto della spinta attiva: il risultato sfavorevole di fig. 2.4.31 può essere dunque considerato non significativo e resta confermata la validità del risultato presentato in fig. 2.4.24.

## 2.5. ALTRI ASPETTI RIGUARDANTI I PONTI

### 2.5.1. GESTIONE DEI CARICHI STRADALI E FERROVIARI

Nella finestra Carichi, per i carichi lineari (distribuiti) e concentrati è disponibile un comando per la definizione diretta dei carichi per il ponte, distinto per i casi di ponte stradale o ferroviario, in accordo con la Normativa vigente. In fig. 2.5.1 è riportato il caso del ponte stradale; il comando è disponibile sia per i carichi lineari (distribuiti uniformemente) che per quelli concentrati. In fig. 2.5.2., il caso del ponte ferroviario.

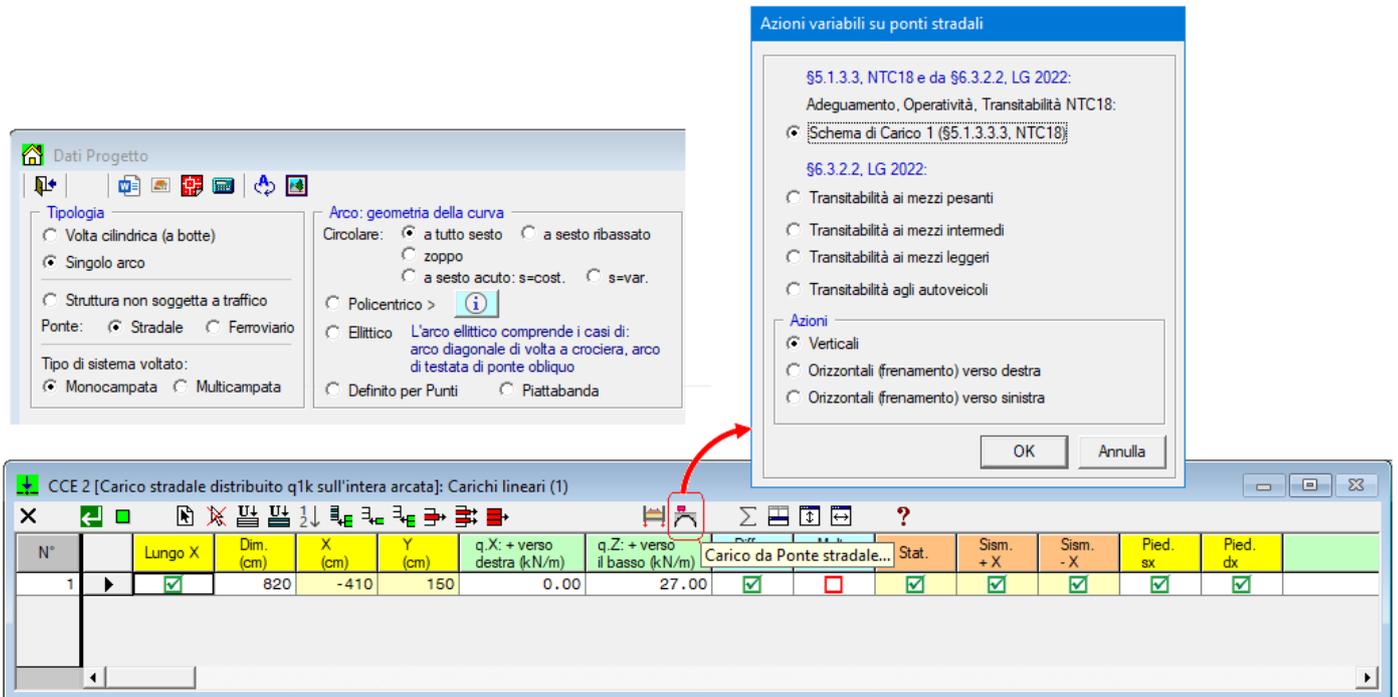


Fig. 2.5.1. Inserimento dei carichi stradali

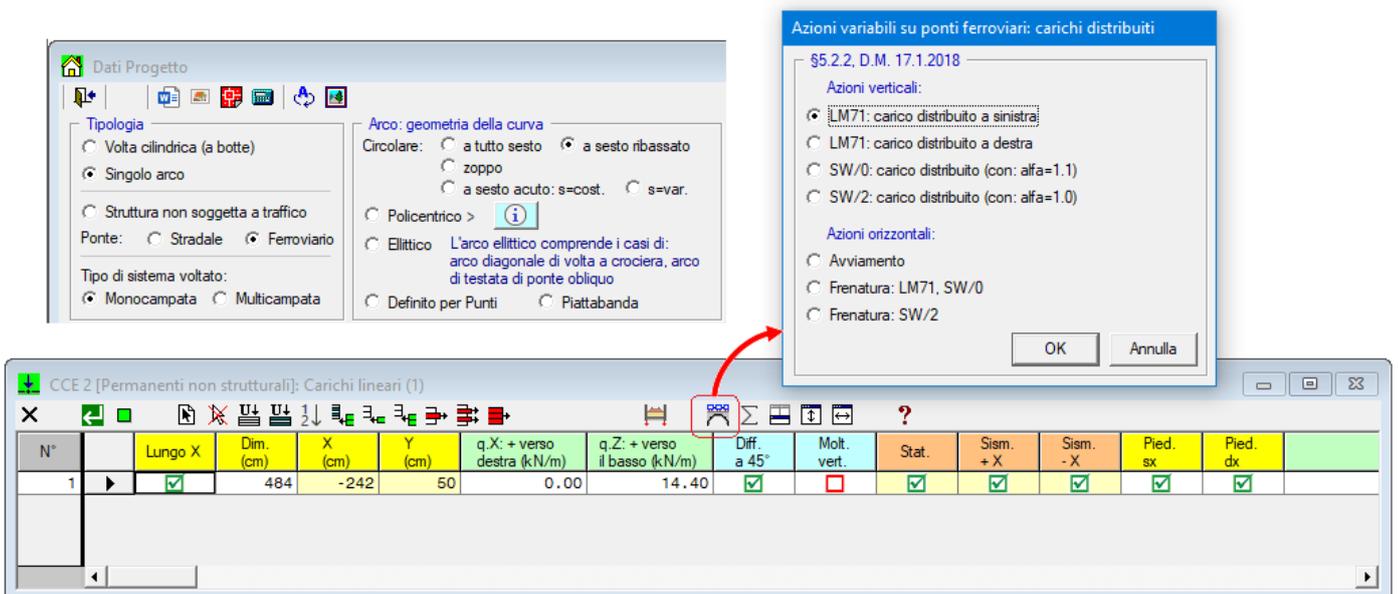


Fig. 2.5.2. Inserimento dei carichi ferroviari

## Carichi su ponti stradali

La fig. 3.2 è un estratto da §5.1.3.3.5 del D.M. 17.1.2018. L'immagine indica i tipi di carico per ponte stradale.

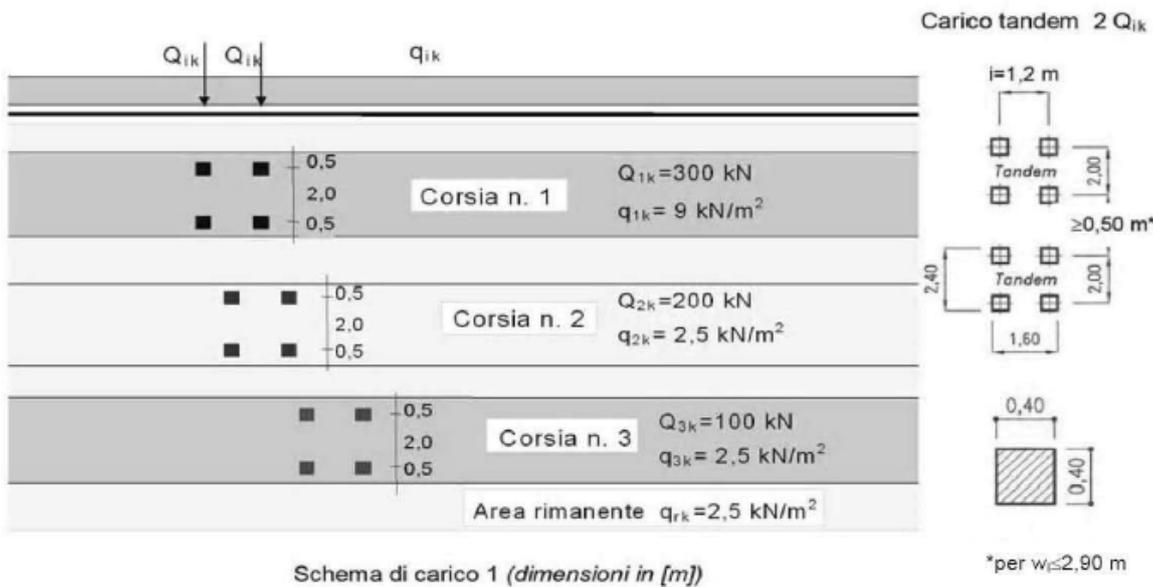


Fig. 2.5.3. Schemi di carico su ponte stradale secondo D.M. 17.1.2018

La definizione del carico stradale richiede una volta muraria di profondità almeno 240 cm. La coppia di carichi concentrati viene predisposta, dal comando di SAV, in posizione eccentrica a 1/4 della luce dell'arco, posizione che si ritiene possa generare i massimi effetti (i dati in input consentono comunque lo spostamento del carico in altre posizioni, e questo può essere applicato nello stesso file di SAV definendo più condizioni di carico elementari CCE, ognuna con i carichi in una certa posizione, considerate ovviamente non contemporanee fra loro nelle combinazioni delle condizioni CCC).

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

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

Fig. 2.5.4. Tab. 5.1.II del D.M. 17.1.2018 (ponti stradali)

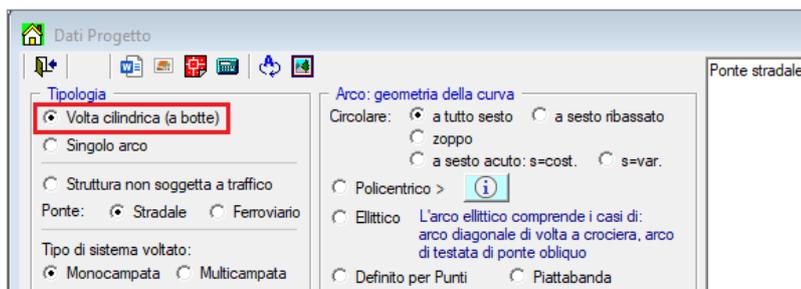
Seguendo lo schema normativo riportato in fig. 2.5.4, nel caso in cui la volta abbia profondità maggiore di 3.00 m, le coppie di carichi concentrati vengono applicati in numero non superiore a 3 in corrispondenza delle corsie, ognuna di 3.00 m, in cui la volta viene suddivisa, con valori decrescenti: 300 kN nella prima corsia, 200 kN nella seconda, 100 kN nella terza.

Il carico distribuito, definito come carico di superficie, viene ricondotto a carico lineare moltiplicando per la larghezza della corsia. Anche per il carico distribuito viene considerata la suddivisione in corsie, in base alla profondità della volta, ed il valore del carico lineare è di 27.00 kN/m per la prima corsia e di 7.50 kN/m per tutte le altre.

SAV consente la suddivisione di una volta in archi ideali: se quindi la volta ha profondità maggiore di 3.00 m, è possibile suddividerla in archi ognuno con profondità  $\leq 3.00$  m. corrispondente alla larghezza della corsia, in modo che i carichi stradali definiti per ogni corsia si trasformino in azioni sui conci dell'arco ideale corrispondente alla corsia. Se la struttura voltata non viene suddivisa in più archi ideali, ma coincide con l'unico arco che la definisce, le azioni nei propri conci saranno la risultante di tutti i carichi definiti.

Può essere preferibile la modellazione in archi ideali corrispondenti alle corsie, in quanto gli effetti dei carichi, variabili da una corsia all'altra, sono in tal modo relazionati alla zona del ponte dove insistono. La suddivisione in archi ideali soggetti fra loro a carichi differenti consente peraltro di tener conto delle eccentricità delle azioni di imposta sui piedritti in direzione trasversale al piano dell'arco.

Nelle figg. 2.5.5 e 2.5.6, la struttura voltata di un ponte stradale, di profondità 9.00 m, viene suddivisa in 3 archi ideali con profondità corrispondenti alla larghezza delle corsie (3.00 m). La fig. 2.5.7 mostra i carichi distribuiti da ponte stradale nel primo arco (prima corsia) e la fig. 2.5.8 negli altri archi (corsie successive).



La struttura voltata, avente profondità 9.00 m, viene modellata con 3 archi ideali ognuno di profondità 3.00 m. I conci di ogni arco sono sottoposti ad azioni corrispondenti ai carichi che insistono sull'arco stesso

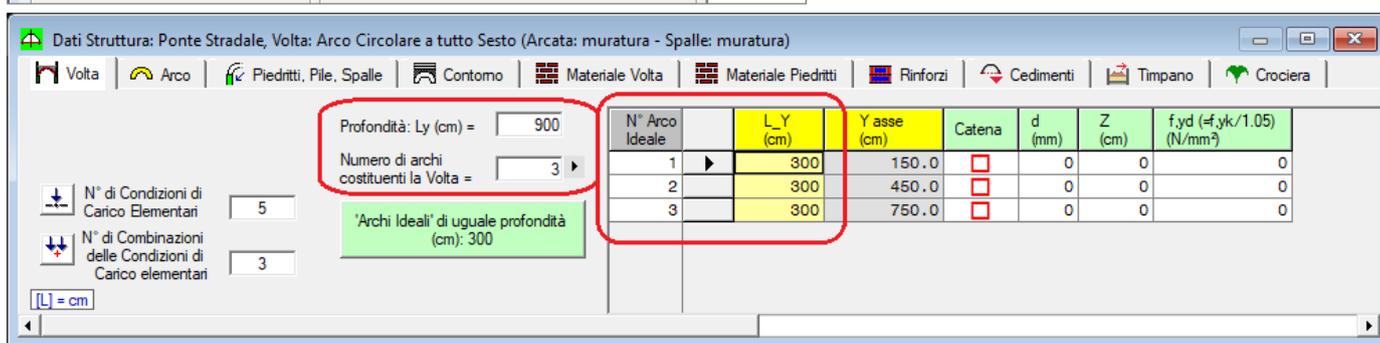


Fig. 2.5.5. Volta modellata con più archi ideali



La coordinata Y, lungo la profondità della volta, indica la posizione del carico per le diverse corsie

Fig. 2.5.6. Carichi distribuiti da ponte stradale

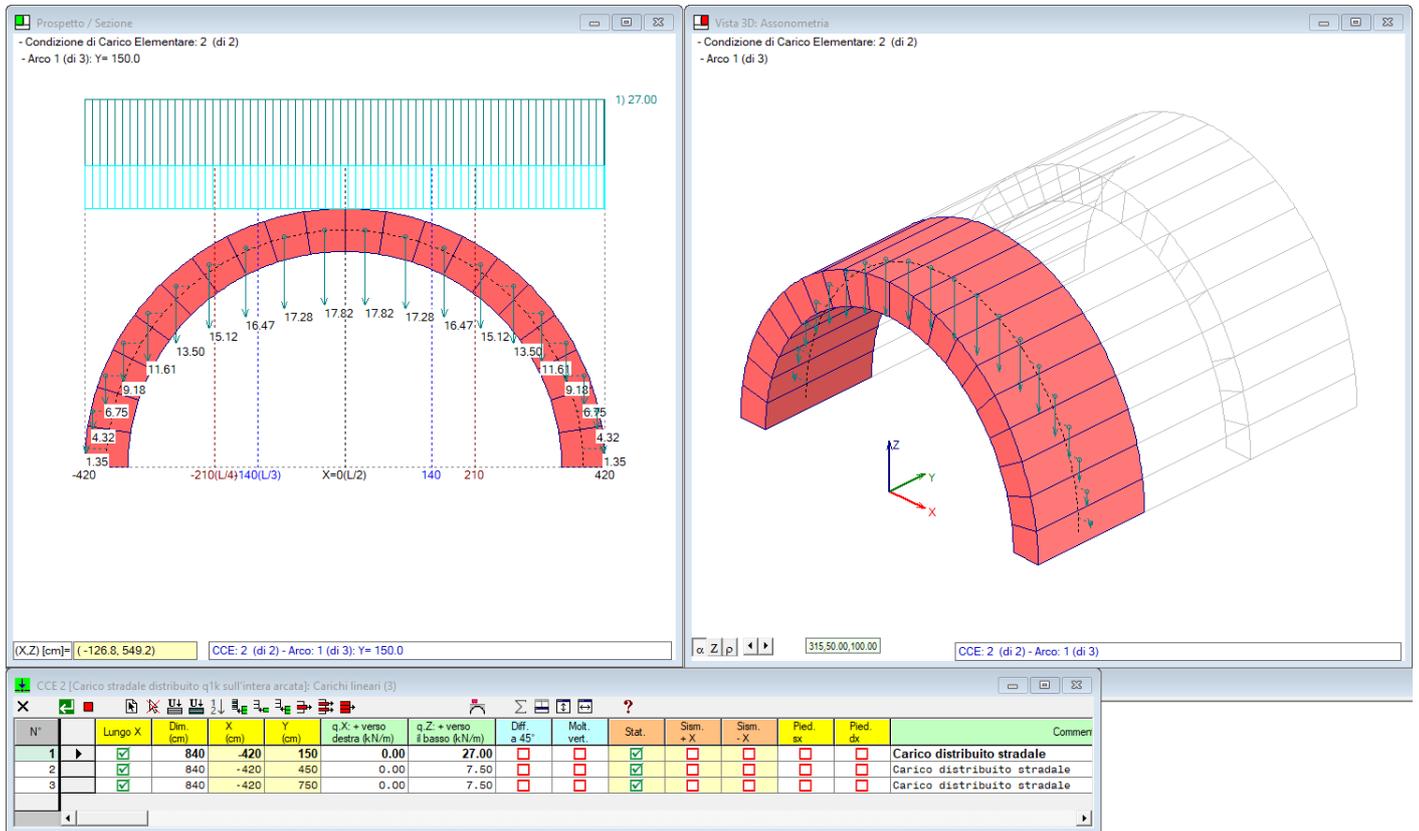


Fig. 2.5.7. Carichi distribuiti da ponte stradale: arco ideale n°1

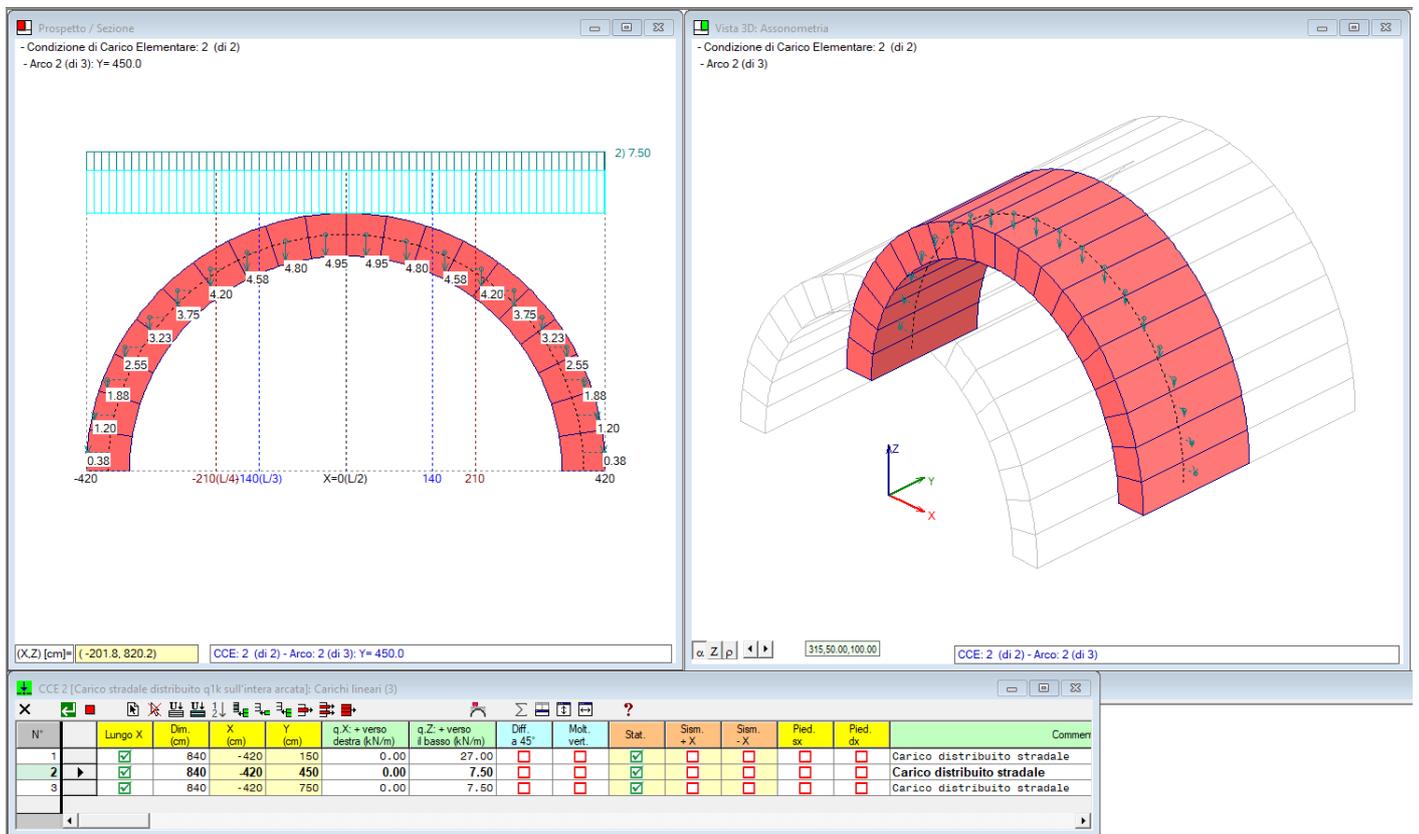


Fig. 2.5.8. Carichi distribuiti da ponte stradale: arco ideale n°2

Per quanto riguarda l'azione di frenamento dei carichi stradali, essa viene definita in §5.1.3.5 del D.M. 17.1.2018 e può essere inserita attraverso il comando di SAV per l'impostazione automatica, scegliendo le azioni orizzontali nel verso desiderato. L'azione orizzontale va considerata applicata a livello della pavimentazione e viene assunta uniformemente distribuita. Dal punto di vista dell'analisi sui conci, le forze orizzontali vengono trasferite direttamente ai conci stessi.

Nell'esempio di fig. 2.5.9 sono stati definiti carichi concentrati e distribuiti da ponte stradale, e, in una ulteriore CCE, la corrispondente azione di frenamento (nell'immagine, ipotizzata nel verso +X).

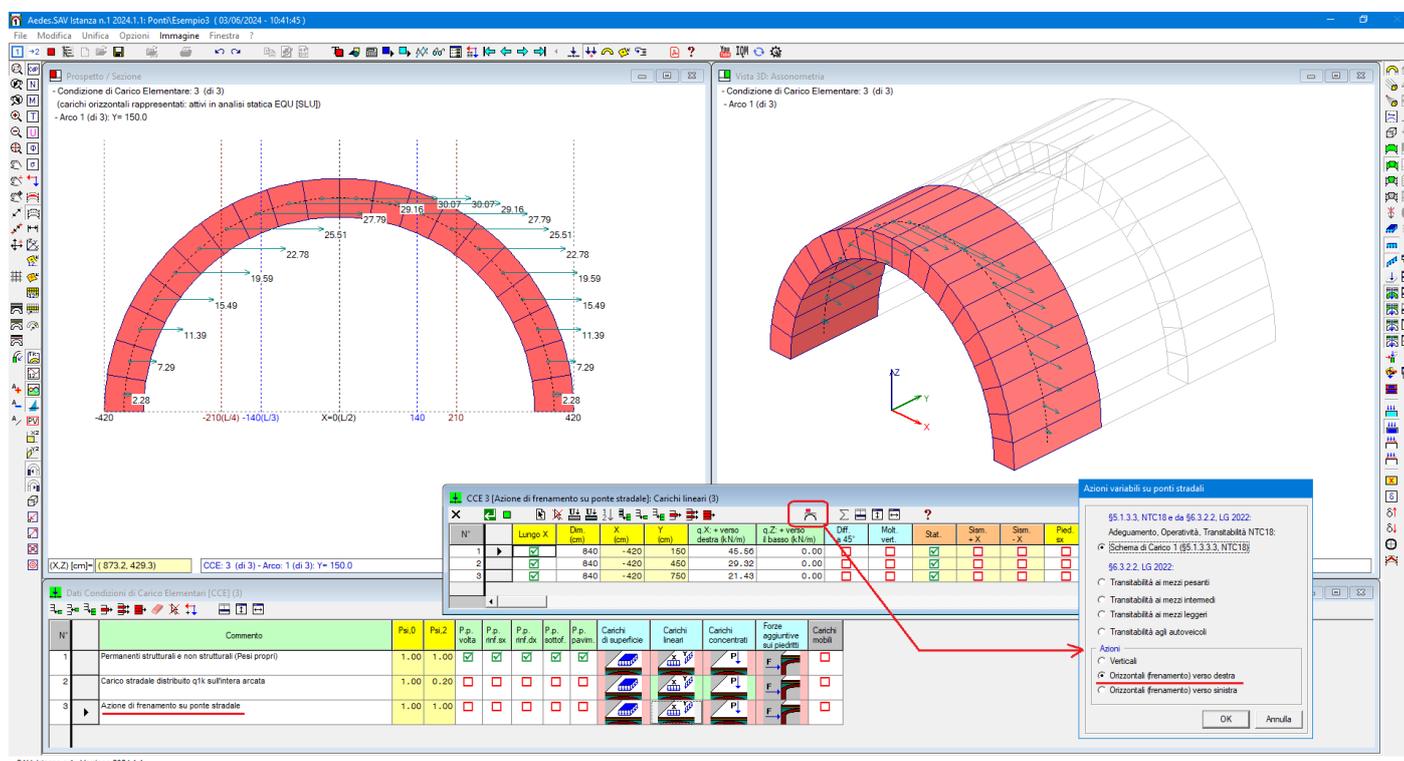


Fig. 2.5.9. Azione di frenamento su ponte stradale

Il testo normativo fa riferimento al carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e ciò si può intendere che nel caso di più corsie l'azione di frenamento vada applicata solo alla prima corsia. Il comando automatico di SAV calcola l'azione di frenamento su tutte le corsie, e questa, in base alla [5.1.4] di §5.1.3.5, risulta minore nelle corsie successive alla prima. Se si desidera limitare l'azione orizzontale di frenamento alla sola prima corsia, è sufficiente eliminare in tabella le righe di carico relative alle corsie successive.

## Carichi su ponti ferroviari

Per un ponte ferroviario, i comandi identificati dall'icona  consentono, come mostrato in fig. 2.5.2, la definizione automatica dei carichi ferroviari, concentrati e distribuiti. Nel caso dei carichi distribuiti, il comando apre la finestra di dialogo dove viene scelto il tipo di carico in base a quanto indicato dalla Normativa (fig. 2.5.10).

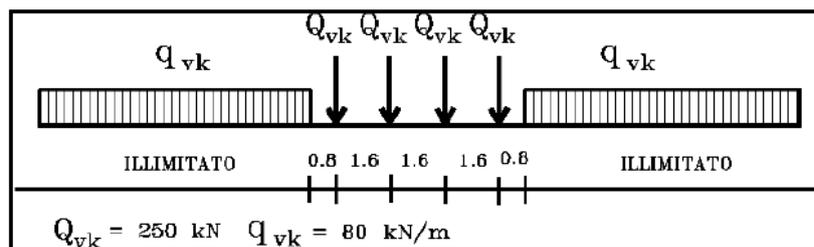
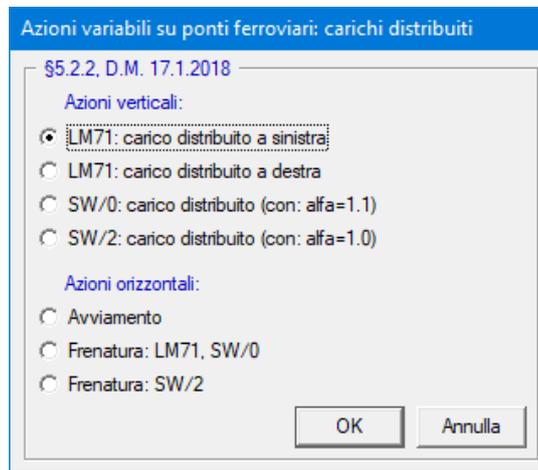


Fig. 5.2.1 - Modello di carico LM71

#### 5.2.2.2.1.2 Modelli di carico SW

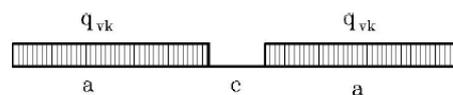


Fig. 5.2.2 - Modelli di carico SW

Il modello di carico SW è illustrato in Fig. 5.2.2; per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2.

Il modello di carico SW/0 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale per travi continue (esso andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Il modello di carico SW/2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 5.2.I.

Tab. 5.2.I - Caratteristiche Modelli di Carico SW

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Il valore del coefficiente di adattamento "α" da adottarsi nella progettazione delle ferrovie ordinarie è pari, rispettivamente, a 1,1 per il modello di carico SW/0 ed a 1,0 per il modello di carico SW/2.

### Fig. 2.5.10. Carichi sui ponti ferroviari

Per la definizione del carico distribuito  $q_{vk}$  (a sinistra o a destra) relativo allo schema LM71, il comando automatico di SAV controlla che la luce sia superiore a 480 cm, a causa del posizionamento dei 4 carichi concentrati  $Q_{vk}$ ; la definizione dei carichi concentrati stessi richiede una luce > 480 cm.

Per i modelli di carico SW è richiesta una luce superiore a 530 cm per SW/0 e 700 cm. per SW/2.

Le azioni orizzontali di avviamento e frenatura corrispondono alle indicazioni di §5.2.2.3.3 D.M. 17.1.2018.

Per tutti i carichi concentrati e distribuiti su ponti stradali e ferroviari è possibile modificare i valori e le posizioni impostate dai comandi automatici di SAV; in ogni caso, la gestione dei carichi verticali e orizzontali in input consente la modellazione di configurazioni di carico personalizzate, ad esempio per schematizzare il transito di carichi eccezionali.

## 2.5.2. CONFORMITA' ALLA REGOLA DELL'ARTE

La finestra di Conformità alla regola dell'arte, accessibile dai dati dell'Arco e dei Piedritti, consente la Verifica prevista dalla CNR-DT 213/2015, §4.3; tale verifica si riferisce esplicitamente alle infrastrutture murarie, e quindi i comandi corrispondenti non sono disponibili per il materiale calcestruzzo.

Per un sistema voltato in muratura, si consideri la finestra Dati Struttura.

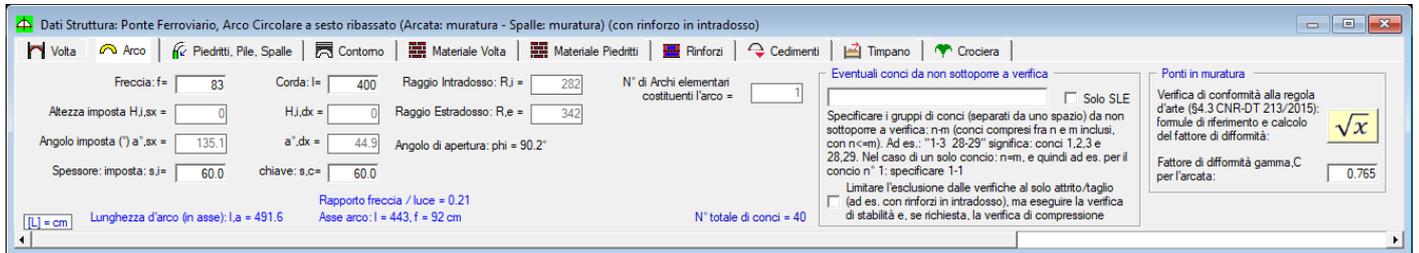


Fig. 2.5.11. Dati Struttura: Arco

Nella scheda Arco si possono osservare i dati dell'arcata e il collegamento, attraverso un apposito comando, alla finestra dedicata alla gestione della conformità alla regola dell'arte, riportata nell'immagine seguente.

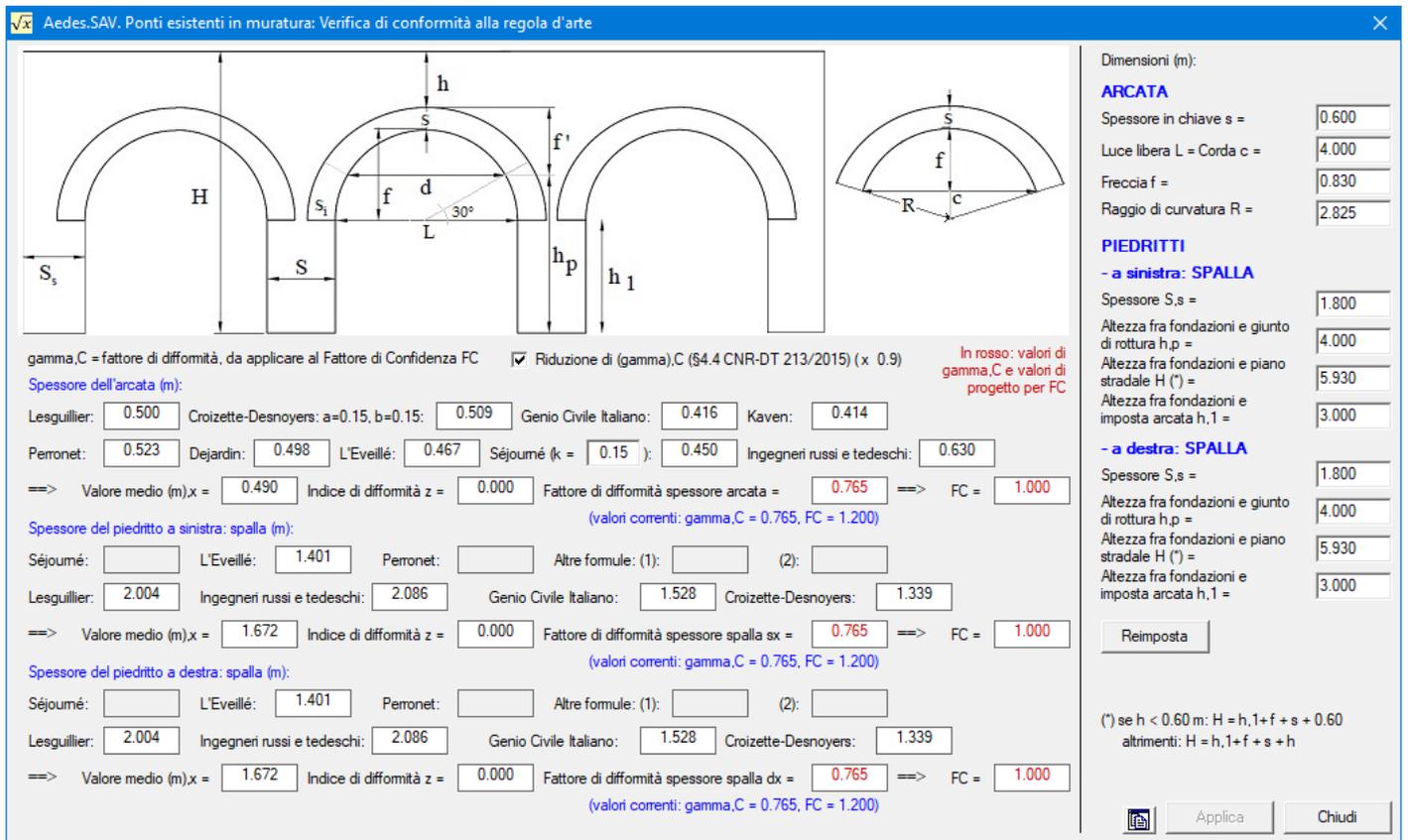


Fig. 2.5.12. Conformità alla regola dell'arte

Nella finestra sono evidenziate, sulla destra, le dimensioni di arcata e piedritti (a  $s_x$  e a  $d_x$ , distintamente, può trattarsi di una spalla o di una pila). Le formule empiriche proposte dalla Normativa (CNR-DT 213 §4.3) forniscono il fattore di difformità  $\gamma_C$ , che tramite un apposito pulsante (*Applica*) è possibile applicare al progetto e ritrovarne quindi il valore nei dati della scheda Arco (nel gruppo: Ponti in muratura). Se il fattore di difformità calcolato è già coerente con il dato in input nella scheda Arco, il comando *Applica* diviene superfluo ed appare in luminosità ridotta.

Da  $\gamma_C$  dipende il valore di progetto del fattore di confidenza  $F_C$ , calcolato applicando  $\gamma_C$  al valore in input di  $F_C$ , considerando che il risultato non può essere inferiore a 1.00 (vd. §8.1.2, CNR-DT 213).

Nel caso in esame:  $F_C = \max(\gamma_C \cdot F_C, 1.000) = \max(0.765 \cdot 1.200, 1.000) = 1.000$ , come mostrato nella scheda Materiale Volta.

La scheda Piedritti, Pile, Spalle consente la specifica delle dimensioni geometriche, la qualifica dei piedritti e presenta inoltre il link alla finestra della verifica di conformità (identica a quella a cui si accede dalla scheda Arco) (fig. 2.5.13).

Per la volta generica, i piedritti sono costituiti da muri, nel caso di struttura voltata estesa, o da colonne (ad es. il caso del Singolo Arco); per i ponti, i piedritti sono spalle, nel caso delle campate iniziale e finale o del ponte monocampata, oppure pile, nel caso di campate intermedie di ponti multicampata.

Nel caso dei ponti, il tipo di piedritto viene specificato in input. La spalla può essere tozza o alta: a seconda della qualifica, nella verifica sismica viene adottato un idoneo schema di azione sismica proveniente dal terreno a tergo della spalla.



Fig. 2.5.13. Dati Struttura: Piedritti, Pile, Spalle

Per quanto riguarda il fattore di difformità  $\gamma_C$  per i piedritti, la distinzione fra piedritto sinistro e destro permette di definire l'appropriato valore di  $\gamma_C$ , e quindi del fattore di confidenza  $F_C$ , per ognuno dei due piedritti. Il valore di progetto di  $F_C$  è esplicitato nella scheda Materiale Piedritti.

### 3. ANALISI ELASTICA (SLE)

L'analisi elastica in SAV, di tipo **non lineare con muratura non reagente a trazione** (secondo §8.4.2 CNR-DT 213/2015), è finalizzata alle verifiche per **Stato Limite di Esercizio**, ed è condotta secondo un modello ad elementi finiti (FEM) monodimensionali aventi comportamento elastico lineare; la non linearità viene gestita attraverso la non resistenza a trazione e applicando un procedimento iterativo che corregge le proprietà statiche delle sezioni trasversali degli elementi sottoposti a verifica tensionale, riducendo la sezione geometrica iniziale alla sola parte reagente a compressione. Ad ogni passo del procedimento iterativo, il metodo ad elementi finiti esegue un'analisi elastica lineare con aggiornamento delle aree e dei momenti d'inerzia, e quindi delle rigidezze. La convergenza si considera raggiunta qualora le verifiche di sicurezza siano tutte soddisfatte.

**Nota.** I sistemi voltati studiati con SAV possono essere in muratura o calcestruzzo: nei paragrafi seguenti, quanto riferito alla muratura si considera in generale, e ove non diversamente specificato, estendibile alle strutture massicce in calcestruzzo semplice (fra cui rientrano i ponti in calcestruzzo non armato o debolmente armato).

#### 3.1. GENERALITA'

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una generalizzazione del metodo matriciale degli spostamenti utilizzato nell'analisi strutturale. Il concetto basilare del FEM è che la struttura viene considerata come un assemblaggio di pezzi discreti, chiamati elementi, interconnessi in un numero finito di punti o nodi. Nei modelli monodimensionali, gli elementi sono le aste ed i nodi sono le connessioni fra le aste. Imponendo l'equilibrio ad ogni nodo, le matrici di rigidezza dei singoli elementi sono assemblate in un unico sistema di equazioni lineari che, risolto rispetto agli spostamenti nodali incogniti, fornisce le deformazioni e le sollecitazioni relative ad ogni singolo elemento; le deformazioni della struttura sono rappresentate dai movimenti dei nodi. Questi movimenti sono noti come gradi di libertà. I gradi di libertà sono le incognite dell'analisi e possono includere sia componenti traslazionali che rotazionali.

Il metodo degli elementi finiti può essere così riassunto:

- schematizzazione della struttura mediante nodi ed elementi;
- creazione della matrice di rigidezza di ogni singolo elemento utilizzato;
- assemblaggio e risoluzione del sistema lineare di equazioni di equilibrio globale ottenuto:  $\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{F}$ , dove  $\mathbf{K}$  è la matrice delle rigidezze globale,  $\mathbf{u}$  è il vettore degli spostamenti incogniti ed  $\mathbf{F}$  è il vettore delle azioni nodali esterne. Trattandosi del metodo degli spostamenti, il numero delle incognite è tanto minore quanto più le strutture sono vincolate ossia tanto maggiore quanto più elevato è il numero dei movimenti indipendenti.

Una caratteristica delle analisi lineari è l'ipotesi di elasticità della struttura che rappresenta la proporzionalità indefinita fra forze e spostamenti.

Il modello utilizzato per l'analisi elastica lineare in SAV è un modello piano costituito da elementi finiti monodimensionali: le aste corrispondono ai conci costituenti l'arcata (volta) e sono collegate tra loro da nodi definiti dai baricentri delle interfacce tra conci (fig. 3.1.1). Questa modellazione è prevista dalla normativa (CNR-DT 213/2015, §8.4: modello bidimensionale) dove si indica che l'arcata può essere modellata con elementi trave ad asse rettilineo (i conci) (§8.4.2).

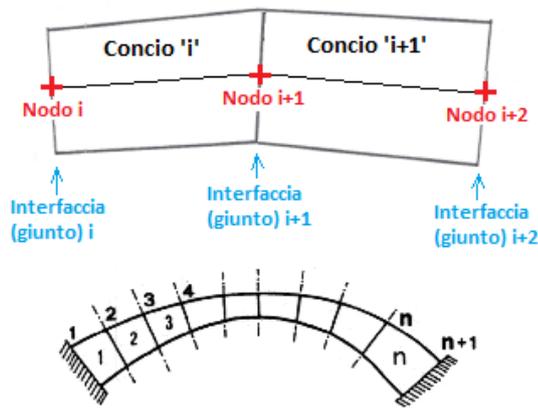


Fig. 3.1.1. Modellazione bidimensionale. Numerazioni dei nodi (interfacce = giunti) e delle aste (=conci)

I carichi applicati sull'arcata, definiti nel modello di SAV sui conci, vengono attribuiti ai nodi nel seguente modo: considerando l'arco modellato nel piano XZ, la forza verticale  $F_z$  a distanza  $d_x$  dal baricentro del concio equivale ad una forza verticale baricentrica  $F_z$  e ad un momento  $M_y$ ;  $F_z$  e  $M_y$  vengono scomposti in parti uguali ai due nodi iniziale e finale del concio; l'eventuale forza orizzontale  $F_x$ , applicata nel baricentro del concio, viene scomposta in due forze orizzontali tra loro uguali nel nodo iniziale e nel nodo finale del concio (fig. 3.1.2). Di conseguenza, nel nodo  $i$ -esimo (coincidente col nodo finale  $j$  del concio  $i-1$  precedente e col nodo iniziale  $i$  del concio  $i$  successivo) agisce la somma di due contributi di carico relativi ai due conci.

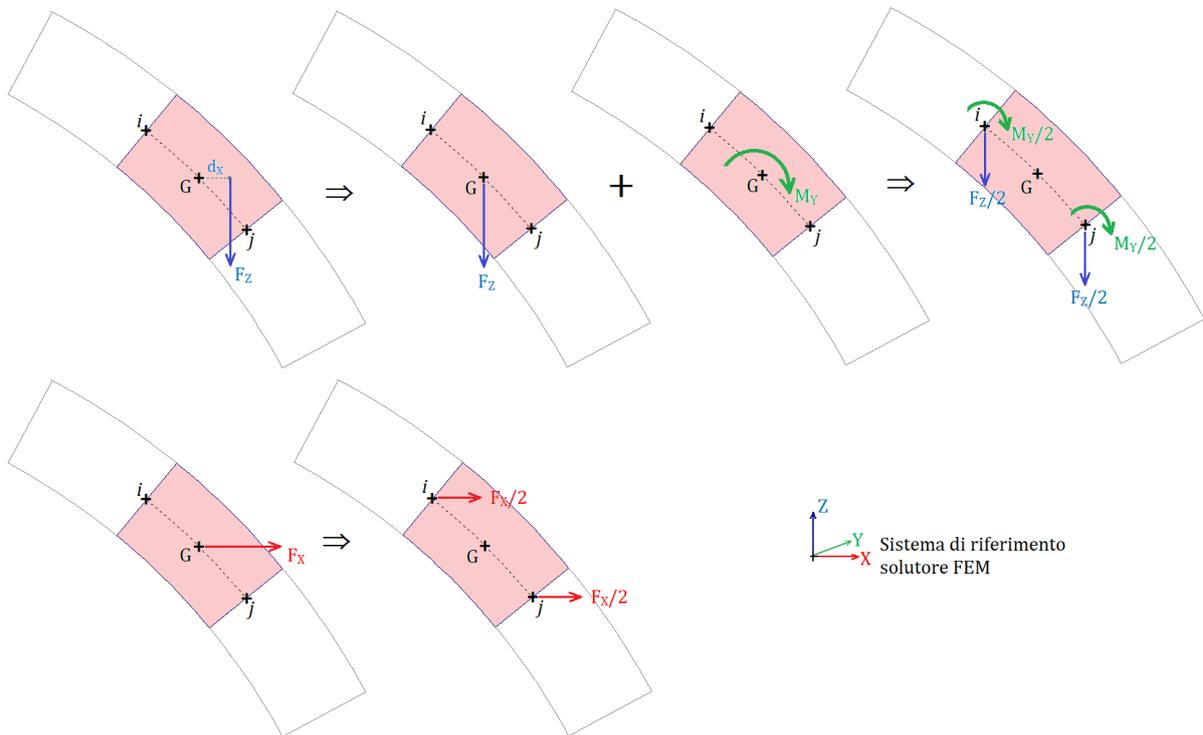


Fig. 3.1.2. Attribuzione dei carichi ai nodi nel modello FEM

Per quanto riguarda le convenzioni sui segni, in ambiente SAV la forza orizzontale X in input nelle CCE è positiva se verso destra, la forza verticale Z in input nelle CCE è positiva se verso il basso, il momento  $M_y$  generato da una forza verticale in posizione eccentrica rispetto al baricentro del concio è positivo se in senso orario.

Per il solutore FEM, il sistema di riferimento adottato richiede il cambiamento di segno alla forza verticale, mentre per la forza orizzontale ed il momento la convenzione è invariata (fig. 3.1.2).

In SAV una Volta può essere composta da uno o più archi affiancati, in cui la Volta viene suddivisa. Per ogni arco, SAV genera i carichi corrispondenti alle CCC da analizzare per SLE: in una data CCC si considerano - secondo i dati in input - una o più CCE (riconosciute in base al moltiplicatore non nullo: il moltiplicatore definito in SAV viene utilizzato per le combinazioni SLU, e se non nullo viene posto pari a 1 per la combinazione SLE). I carichi della CCC sono composti dall'assemblaggio dei carichi delle CCE considerate, ognuna delle quali è affetta dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_0$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione caratteristica impiegata per gli SLE ([2.5.2] in §2.5.3, NTC18 e §3.9 in CNR-DT 213/2015).

Alle aste vengono attribuiti i moduli di elasticità longitudinale e tangenziale della muratura definiti nei dati della volta.

## STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Lo Stato Limite di Esercizio (SLE) viene regolato dalla Normativa Tecnica vigente (D.M. 17.1.2018 - nel seguito: NTC - e relativa Circolare applicativa n.7 del 21.1.2019) e, con particolare riferimento alle strutture ad arco in muratura, dalle CNR-DT 213/2015 "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura" - nel seguito: CNR. In §3.5.2 CNR si afferma quanto segue:

"Considerato il particolare comportamento del "materiale muratura", come unico Stato Limite di Esercizio si assume l'attingimento in una qualsiasi parte della struttura di una misura di intensità limite ammissibile dello stato tensionale, coniugato con la verifica della ammissibilità di spostamenti e fessurazioni. La verifica nei confronti di siffatto S.L. si assume prevenga tutte le situazioni di SLE previste dalle NTC, salvo la verifica di spostamenti e fessurazioni che possano compromettere l'utilizzo e/o la durata del ponte. Per il dettaglio della verifica nei confronti dello SLE, si rimanda ai Capp. 8 e 9 delle presenti Istruzioni".

In §8.8 CNR si forniscono le specifiche per l'esecuzione dell'analisi per SLE, ed in particolare si precisa che i metodi di verifica ammessi sono: analisi strutturale elastica lineare (§8.4.1 CNR), analisi strutturale elastica non lineare (§8.4.2 CNR), analisi strutturale anelastica (§8.4.3 CNR), mentre il metodo di calcolo a rottura (analisi limite, §8.4.4 CNR) è riservato agli stati limite ultimi.

Per quanto riguarda l'obbligatorietà delle verifiche per SLE, le CNR in §3.5.3: Stati Limite di riferimento per il controllo della sicurezza strutturale, si esprimono nel seguente modo:

"Pur se il par. 4.5.6.3.NTC2008 consente di omettere, per le strutture murarie, la verifica per lo Stato Limite di Esercizio, si ritiene che la struttura debba essere controllata:

- a) per gli Stati Limite Ultimi di Perdita di Equilibrio (EQU) e di Salvaguardia della Vita;
- b) per lo Stato Limite di Esercizio (SLE), assimilato allo Stato Limite di Danno (SLD)."

Pertanto, le CNR suggeriscono l'opportunità di eseguire verifiche per SLE.

Nel 2022 sono state pubblicate le Linee guida per la Classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (LG2022), che definiscono le situazioni in cui la verifica per SLE è da considerarsi obbligatoria: si tratta dei ponti in muratura che ricadono in Classe IV (le NTC definiscono in §2.3.3.2 i ponti in Classe d'uso IV come ponti di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico). L'obbligatorietà è espressa al punto §6.3.5.3 delle LG2022 (Situazioni che richiedono lo svolgimento delle verifiche di esercizio):

"Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio sono regolate dal punto 8.3 delle Norme Tecniche:

*La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al §7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti."*

Il software SAV applica la metodologia dell'analisi limite per lo studio dei meccanismi di collasso e della stabilità dei sistemi voltati, e con tale approccio si analizzano gli SLU di tipo statico (EQU) e di tipo sismico (SLV), con definizione dei moltiplicatori di collasso sia per carichi statici sia per carichi sismici e dei conseguenti indicatori di rischio.

Per SLE, SAV fa riferimento all'analisi elastica non lineare, seguendo quanto illustrato in §8.4.2 CNR: la soluzione equilibrata e congruente viene ricercata in assenza di trazione nel materiale (muratura non reagente a trazione) e in presenza di uno stato di fessurazione dipendente dalle sollecitazioni agenti. Il materiale viene supposto indefinitamente elastico a compressione, con verifica della ammissibilità della tensione massima di compressione. E' necessario inoltre eseguire le verifiche a taglio, e definire l'ampiezza delle fessurazioni. Nel corso del procedimento di calcolo, attraverso l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, viene definito lo stato di deformazione ed è quindi possibile calcolare l'ampiezza delle lesioni in condizioni di esercizio.

### 3.2. RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

Sotto l'azione di un campo di sollecitazioni ottenuto al generico passo dell'analisi elastica non lineare, condotta con rigidezze secanti determinate dallo stato di parzializzazione delle sezioni al passo corrente, le **verifiche di sicurezza** sono le seguenti.

**a) Verifica a compressione:** la tensione massima di compressione deve essere inferiore al limite di ammissibilità, come specificata da §8.4 CNR.

#### *Resistenze di calcolo*

Per gli stati limite di esercizio, NTC, in §4.1.2.2.5.1), specifica che la tensione massima di compressione nel calcestruzzo, per combinazione caratteristica, deve essere non superiore a  $0.60 f_{ck}$  e pertanto questo è il limite ammissibile nelle verifiche SLE. Per analogia, per le strutture in muratura si considera il limite  $0.60 f_m$ ; tuttavia, poiché la resistenza di progetto della muratura viene  $f_{md}$  viene calcolata (per le verifiche SLU) a partire dalla resistenza della muratura  $f_m$  divisa per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$ , per il fattore di confidenza  $F_C$  (calibrato sulla conformità della struttura alla regola d'arte) e per il fattore di degrado  $\gamma_D$ , poiché tale limite può essere più sfavorevole rispetto a  $0.60 f_m$ , in SAV si adotta come limite ammissibile per la compressione nella muratura il minimo fra le due espressioni.

Per quanto riguarda i rinforzi: nel caso di acciaio (catena, armatura di cappa in estradosso o in intradosso), sia per sistemi in calcestruzzo che in muratura, si segue quanto indicato in §4.1.2.2.5.2 per l'acciaio: la tensione massima in condizioni di esercizio non può superare  $0.80 f_{yk}$ .

Nel caso di rinforzi in composito, per FRCM nelle istruzioni CNR-DT 215/2018 in §5.1.2 (Verifica allo SLE) si specifica che sotto i carichi di esercizio la tensione massima dell'acciaio nelle armature tese non può eccedere l'80% della corrispondente tensione di progetto (fornita in input). Questa limitazione viene estesa ai compositi in FRP.

#### *Modalità di verifica*

Per sezione tutta compressa (interamente reagente: eccentricità  $e=M/N \leq h/6$ , ossia:  $\eta = (e/h) \leq 1/6$ , essendo  $h$  l'altezza della sezione di verifica (il giunto)), con curva delle pressioni interna al fuso corrispondente al nocciolo d'inerzia, la verifica con le formule elastiche fornisce la tensione di compressione massima.

Se la curva delle pressioni è esterna al fuso ( $\eta > 1/6$ ) ma interna all'arco ( $\eta < 1/2$ ), la sezione è parzializzata, con una zona compressa e una zona non reagente. La tensione di compressione massima si calcola in tal caso con un diagramma di tensione triangolare in equilibrio con lo sforzo normale eccentrico.

Si definisce *Coefficiente di Sicurezza a compressione* il rapporto ( $f_{md} / \sigma_{c,max}$ ). La verifica di sicurezza è soddisfatta quando tale rapporto è  $\geq 1$ .

Nell'ambito dei controlli sulla compressione, §8.4.1 CNR richiede inoltre l'accertamento dell'esistenza di campi di tensione equilibrati di pura compressione, ossia di sezioni interamente reagenti.

**b) Verifica di estensione della zona reagente:** sui giunti di malta si deve riscontrare compressione su almeno l'80% della estensione del giunto (l'estensione del giunto è pari all'altezza geometrica  $h$  della sezione), o equivalentemente la zona tesa  $z$ , non nulla in caso di parzializzazione, non può eccedere il 20% della sezione geometrica. Questa indicazione è ripresa dal punto §8.4.1 relativo all'analisi elastica lineare, e può essere considerata valida anche per il generico passo dell'analisi elastica non lineare (in §8.8 CNR si specifica che, qualunque sia l'analisi adottata per SLE, si deve accertare l'ammissibilità nei confronti delle condizioni limite associate ai meccanismi di deformazione anelastica di cui al punto §8.4.1: facendo riferimento a tale punto, la verifica di sicurezza richiede, oltre alla verifica di compressione e a quella di taglio, anche il controllo sull'estensione della zona reagente). In SAV un apposito parametro di calcolo determina se questa verifica condiziona il giudizio sulla sicurezza.

Si definisce *Coefficiente di Sicurezza per estensione di zona reagente* il rapporto ( $0.2 \cdot h/z$ ). La verifica di sicurezza è soddisfatta quando tale rapporto è  $\geq 1$ . Ovviamente, nel caso in cui la sezione sia interamente reagente, questa verifica è automaticamente soddisfatta ed il coefficiente di sicurezza viene indicato come  $\gg 1$ .

**c) Verifica a taglio:** la tensione tangenziale media sul giunto deve soddisfare la relazione:  $|\tau| \leq f |\sigma_n|$  dove  $f$  è un adeguato valore del coefficiente di attrito,  $\tau$  è la tensione tangenziale media, e  $\sigma_n$  è la tensione media di compressione sul giunto; si assume  $f=0.5$  (corrispondente a un angolo di attrito pari a  $26^\circ,56$ ). La tensione tangenziale media è data dalla sollecitazione di taglio divisa per l'area della sezione, con la tensione di compressione media  $\sigma_n$  ottenuta dividendo lo sforzo normale per la zona reagente a compressione (in §7.8.2.2.2 NTC si specifica che la resistenza a taglio si calcola con riferimento alla tensione normale media sulla parte compressa della sezione).

Si definisce *Coefficiente di Sicurezza per taglio* il rapporto ( $0.5 \cdot \sigma_n / \tau$ ). La verifica di sicurezza è soddisfatta quando tale rapporto è  $\geq 1$ . Nelle sezioni di taglio nullo questa verifica è automaticamente soddisfatta ed il coefficiente di sicurezza viene indicato come  $\gg 1$ .

**d) Verifica di equilibrio:** in §8.4.2 CNR si specifica che l'esistenza di una soluzione equilibrata e congruente in assenza di resistenza a trazione del materiale e in coesistenza con uno stato di fessurazione del materiale, richiede come presupposto la stabilità del ponte, in quanto in caso contrario la struttura è a rischio di collasso per meccanismo cinematico, e quindi non può comunque superare alcuna verifica né valutazione di sicurezza. Questo requisito è fondamentale nel caso in cui l'analisi elastica non lineare venga utilizzata per la verifica allo stato limite ultimo SLU.

Il software SAV adotta per SLU l'analisi limite (calcolo a rottura) e per SLE l'analisi elastica non lineare. In SLU la stabilità dell'arco è garantita anche in caso di formazione di cerniere, purché la loro disposizione sia tale da non generare un meccanismo di collasso. Nelle sezioni dove si formano le cerniere la curva delle pressioni è tangente in intradosso o in estradosso, con tensione locale di compressione teoricamente infinita (in realtà, limitata dalla zona fisica di formazione della cerniera, che non è 'puntuale' ma interessa una seppur piccola porzione di sezione).

Per gli archi in muratura non rinforzati, in SLE non è accettabile la formazione di alcuna cerniera, perché ciò corrisponderebbe a una tensione di compressione teoricamente infinita (comunque molto elevata) e pertanto non in grado di soddisfare la verifica a compressione. In tal senso, la verifica di stabilità dell'arco in SLE è intrinseca alla verifica a compressione. SAV tuttavia indica esplicitamente le sezioni dove la curva delle pressioni è tangente all'estradosso o intradosso ( $\eta=1/2$ ) o addirittura fuoriesce dalla sagoma geometrica dell'arco ( $\eta > 1/2$ ): queste configurazioni vengono segnalate come violazione dell'equilibrio.

In presenza di rinforzi resistenti a trazione sulla superficie tesa, la curva delle pressioni può fuoriuscire dal

profilo dell'arco, come descritto al punto seguente.

### Rinforzi con elementi resistenti a trazione (cappa in c.a., compositi)

In presenza di rinforzi, nel caso di sezione parzializzata, con curva delle pressioni interna o esterna rispetto all'arco, la sezione viene studiata con un diagramma lineare delle tensioni di compressione in equilibrio con lo sforzo di trazione nel rinforzo.

Vengono utilizzate le note formule della pressoflessione per il c.a., che utilizzano le due equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione e l'equazione tensionale corrispondente all'elasticità applicata al principio di conservazione delle sezioni piane. Ne deriva un'equazione di terzo grado.

Nel **calcolo di verifica**, nota l'area del rinforzo e le sollecitazioni di progetto (N,M), si determinano la posizione  $x$  dell'asse neutro e le tensioni di compressione nella muratura e di trazione nel rinforzo. Le verifiche di sicurezza per compressione e per trazione sono soddisfatte se risultano inferiori alle resistenze di progetto.

Nel **calcolo di progetto**, la tensione nel rinforzo è nota ed è posta pari alla resistenza di progetto (ad esempio, pari alla tensione di snervamento nelle barre della rete e.s. nel caso di rinforzo con cappa armata in calcestruzzo), e si calcolano la posizione dell'asse neutro  $x$ , la tensione nella muratura e l'area del rinforzo, area strettamente necessaria per soddisfare la verifica di sicurezza.

Oltre alle verifiche sopra elencate, deve inoltre essere valutata l'**ampiezza delle lesioni** derivanti dal calcolo.

Nelle zone tese si prevede l'apertura di lesioni valutabili attraverso la relazione:  $\Delta_e = (1/\gamma_h) * \epsilon_{fm} * d$  (formula (8.4) di §8.4.2 CNR), dove  $\epsilon_{fm}$  è la deformazione massima di trazione, determinata secondo la distribuzione lineare delle deformazioni (per conservazione delle sezioni piane):  $\epsilon_{fm} / z = \epsilon_{fc} / (h-z)$ , dove:

$\epsilon_{fc}$  è la deformazione tensione massima di compressione, pari a  $\sigma_{c,max}/E_m$  con:

$\sigma_{c,max}$  tensione massima di compressione,  $E_m$  modulo elastico della muratura;

$z$  è la zona tesa,  $h$  l'altezza geometrica della sezione e  $(h-z)$  la zona reagente a compressione;

$d$  è l'estensione della zona fessurata, definita dalla sequenza consecutiva di conci interessati da fessurazione sulla stessa superficie dell'arco (in intradosso oppure in estradosso);

$\gamma_h = 1.5$ .

La ampiezza della lesione eventualmente osservata determina il superamento della soglia di allarme allorché superi il valore:

$$\Delta_{0e} = \gamma_h \Delta_e.$$

Per quanto riguarda i **moduli di elasticità**, nelle analisi elastiche lineari in generale viene fatto riferimento ai valori medi, come specificato in §4.1.1.1 NTC per gli elementi in calcestruzzo: in assenza di indicazioni specifiche per la muratura, il riferimento ai valori medi si può ritenere valido anche per gli elementi strutturali in muratura (i valori medi dei moduli elastici sono peraltro normalmente assunti per i livelli di conoscenza LC1 e LC2). In SAV sono inoltre previste due possibili riduzioni dei valori di riferimento dei moduli elastici, con riguardo ai seguenti aspetti:

1) Rigidezze fessurate. Nelle analisi elastiche lineari in condizioni statiche NTC non prevede riduzioni dei moduli di elasticità a causa delle condizioni fessurate, tranne il caso degli elementi in calcestruzzo per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro, per i quali negli stati limite di esercizio si devono assumere rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate, essendo queste ultime assunte pari alla metà di quelle delle sezioni interamente reagenti (§4.1.1.1 NTC): ciò equivale ad una riduzione del 25% dei moduli elastici.

Per tenere conto in SLE delle condizioni fessurate che possono caratterizzare gli archi in muratura, SAV consente opzionalmente tale riduzione; tuttavia, si deve considerare che il procedimento non lineare di SAV può determinare la riduzione delle rigidezze attraverso il calcolo e in linea di principio non è necessario ridurre i moduli elastici per tener conto della fessurazione. La riduzione è comunque consigliabile qualora si decida di considerare soltanto il primo passo dell'analisi elastica non lineare, metodo equivalente

all'esecuzione dell'analisi lineare senza correzioni di rigidità, oppure la convergenza ottenuta in caso di verifiche di sicurezza tutte soddisfatte si riferisca al passo iniziale dell'analisi.

2) Fattore di confidenza  $F_c$ . Secondo quanto indicato in §C8.5.4 NTC: "I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali. (...)". In SAV  $F_c$  può essere applicato, oltre ai parametri di resistenza, anche ai moduli elastici.

### Algoritmo implementato in SAV

**0.** Si definisce il modello piano FEM dell'arco costituito da aste (corrispondenti ai conci) e nodi (corrispondenti alle interfacce tra conci, cioè ai giunti), carichi applicati nei nodi, materiale murario e vincoli (incastri alle imposte). Tutte le sezioni trasversali dell'arco (corrispondenti alle interfacce tra conci, cioè ai giunti) sono considerate interamente reagenti.

**Per ogni arco ideale** in cui il sistema voltato è suddiviso **e per ognuna delle Combinazioni di Condizioni di Carico CCC da analizzare per SLE** (CCC di tipo SLE), si applica la procedura descritta nei seguenti passi:

**1.** Esecuzione dell'analisi elastica lineare: si determina lo stato di sollecitazione e di deformazione della struttura.

**2.** Verifiche di sicurezza: utilizzando le caratteristiche di sollecitazione N,M,T si eseguono le verifiche di compressione, di estensione della zona reagente e di taglio, definendo i corrispondenti coefficienti di sicurezza.

**3.** Se tutte le sezioni sono interamente reagenti, oppure se tutte le verifiche di sicurezza sono soddisfatte, la convergenza del metodo è ottenuta: l'analisi è terminata e si procede con il punto 6.

Altrimenti, per le sezioni parzializzate si correggono i parametri statici sostituendo alla sezione geometrica la sezione reagente, definendo in tal modo rigidità aggiornate.

**4.** Si eseguono nuovamente l'analisi elastica lineare e le conseguenti verifiche di sicurezza.

**5.** Se le zone reagenti determinate dalle verifiche coincidono con le sezioni parzializzate utilizzate per il calcolo delle rigidità, il procedimento iterativo è giunto a convergenza e termina: si procede con il punto 6. Parimenti, l'analisi termina se tutte le verifiche di sicurezza sono soddisfatte.

Altrimenti, per le sezioni parzializzate si correggono i parametri statici sostituendo alla sezione geometrica la sezione reagente, aggiornando così le rigidità delle aste del modello, e si torna al punto 4. Prima di tornare al punto 4. si controlla ovviamente il raggiungimento del massimo numero di iterazioni previsto dalle impostazioni dell'analisi elastica non lineare.

**6.** I risultati in termini di sollecitazioni e deformazioni, inclusi gli spostamenti dei nodi, le corrispondenti verifiche di sicurezza ed il calcolo dell'ampiezza delle lesioni costituiscono i risultati finali dell'analisi elastica non lineare.

### Simbologia

utilizzata nel software SAV per i risultati dell'Analisi Elastica Lineare per SLE, per ogni arco ideale corrente in cui il sistema voltato è suddiviso e per ognuna delle Combinazioni di Condizioni di Carico CCC da analizzare per SLE, secondo le specifiche in input.

### SOLLECITAZIONI nei Nodi di interfaccia (giunti)

**N. nodo (giunto)** = numero del nodo del modello FEM, coincidente col numero dell'interfaccia (giunto), compreso fra 1 e n. Il n°1 coincide con l'imposta sinistra, il numero n è pari al numero totale di interfacce (=numero di conci + 1) e coincide con l'imposta destra. Il numero di nodo  $i$ -esimo viene ripetuto due volte in quanto coincidente col nodo finale  $j$  del concio  $i-1$  precedente e col nodo iniziale  $i$  del concio  $i$  successivo

**N. concio** = numero del concio cui si riferisce il nodo. Per due conci successivi, il nodo finale del concio precedente coincide col nodo iniziale del concio successivo

**b** = base della sezione trasversale, coincidente con la dimensione in profondità dell'arco

**h giunto** = altezza geometrica del giunto di interfaccia fra due conci consecutivi. Per un dato concio, ci

sono due valori corrispondenti alle altezze geometriche alle interfacce iniziale e finale del concio, coincidenti con lo spessore del concio nel piano dell'arco. Nel caso di concio a sezione costante (arco a spessore costante) i due valori sono coincidenti; se lo spessore dell'arco è variabile, i due valori sono distinti: il valore medio fra interfaccia iniziale e interfaccia finale costituisce l'altezza geometrica del concio, utilizzata al passo iniziale dell'analisi FEM non lineare per il calcolo della rigidezza dell'asta corrispondente al concio

**h geom. concio** = altezza geometrica del concio data dalla media fra le due altezze geometriche iniziale e finale del concio, tra loro distinte nel caso di arco a spessore variabile. L'altezza geometrica viene utilizzata per il calcolo della rigidezza al passo iniziale dell'analisi elastica non lineare e per il calcolo dello stato tensionale in corrispondenza del passo corrente dell'analisi sotto le sollecitazioni derivanti dalla risoluzione elastica al passo

**h calc. concio** = altezza di calcolo del concio, coincidente con la media delle zone reagenti (comprese) del giunto di interfaccia iniziale e del giunto di interfaccia finale. Ad un dato passo dell'analisi FEM non lineare, si sottopongono a verifica di sicurezza tutte le interfacce dei conci; ognuna compare due volte in quanto coincidente col nodo finale del concio precedente e col nodo iniziale del concio successivo. Il calcolo dello stato tensionale determina la zona reagente, e quindi per un dato concio si ha una zona reagente al nodo iniziale ed una al nodo finale: la loro media costituisce l'altezza di calcolo del concio, con cui viene aggiornata la rigidezza dell'asta (corrispondente al concio) al passo successivo dell'analisi non lineare

**Sf.norm. N, Taglio T, Momento M** = caratteristiche di sollecitazione risultate dall'analisi FEM. Il segno riportato in tabella segue le seguenti convenzioni: sforzo normale positivo se di compressione; momento positivo se tende le fibre inferiori, cioè di intradosso (il momento positivo coincide quindi col senso orario al nodo iniziale del concio e col senso antiorario al nodo finale); taglio positivo se procedendo verso l'interno del concio genera momento positivo.

**Spost. vert. nodo** = spostamento verticale del nodo, risultato dell'analisi FEM

## TENSIONI nei giunti e VERIFICHE DI SICUREZZA

**N. nodo (giunto), N. concio** = significato identico alla tabella precedente

**h** = altezza geometrica del giunto di interfaccia fra due conci consecutivi, utilizzata per il calcolo dello stato tensionale

**ecc** = eccentricità dello sforzo normale, pari a  $(M/N)$ . L'eccentricità è positiva se lo sforzo normale genera momento positivo, cioè tende le fibre in intradosso, il che significa che la curva delle pressioni è spostata dall'asse dell'arco verso l'estradosso

**$\sigma, \max$**  = tensione massima di compressione  $\sigma_{c, \max}$

**$\sigma, \min$**  = tensione minima di compressione;  $\sigma_{c, \min}$  è nulla se la sezione è parzializzata

**$\sigma, \text{med}$**  = tensione media di compressione, calcolata sulla zona reagente a compressione

**f, md** = resistenza a compressione di progetto

**zona compr** = zona compressa della sezione (con riferimento alla sezione geometrica, sulla quale si calcola il campo tensionale)

**zona tesa** = zona tesa della sezione (con riferimento alla sezione geometrica)

**$\epsilon, c, \max$**  = deformazione massima per compressione, data da  $\sigma_{c, \max}/E_m$ , con  $E_m$  modulo di elasticità della muratura

**$\epsilon, t, \max$**  = deformazione massima per trazione, calcolata con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane

**C.Sic. compr.** = coefficiente di sicurezza a compressione, pari al rapporto  $(f, \text{md} / \sigma, \max)$

**C.Sic. zona reag.** = coefficiente di sicurezza per estensione di zona reagente, pari al rapporto  $(0.2 \cdot h/z)$  (questo risultato è presente nel caso che nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata la corrispondente opzione: scheda Verifiche, Analisi Elastica, Eseguire anche il controllo sulla compressione nel giunto per almeno l'80% della sua estensione)

*Verifica a Taglio per muratura:*

$\tau$  = tensione tangenziale media, pari al rapporto  $(T/A)$  dove  $A=b \cdot h$  è l'area della sezione geometrica

**$0.5 \cdot \sigma, \text{med}$**  = massimo valore ammissibile per la tensione tangenziale media

Verifica a Taglio per calcestruzzo:

**T** = sollecitazione di taglio, risultante dall'analisi FEM

**V,Rd** = taglio resistente calcolato secondo la formulazione di NTC (§4.1.11.1) o delle Linee Guida 2022 per i ponti esistenti (§6.3.5.2), in base all'opzione scelta nei Parametri di Calcolo

Coefficiente di sicurezza a Taglio:

**C.Sic. tag** = coefficiente di sicurezza a taglio, pari al rapporto  $(0.5 \sigma_{med} / \tau)$  per muratura e  $(V,Rd / T)$  per calcestruzzo

Dopo la tabella 'tensioni nei giunti e verifiche di sicurezza' sono riportati i seguenti risultati:

- **reazioni vincolari** alle imposte, nel sistema di riferimento assoluto: RX è la reazione orizzontale, RZ la reazione verticale e MY il momento d'imposta. Le azioni esercitate dall'arco sulle imposte sono uguali e contrarie: -RX è la spinta dell'arco sull'imposta
- **spostamento verticale** massimo
- **tipologia di analisi eseguita** (con informazioni sulle iterazioni eseguite nel processo non lineare)
- **verifica soddisfatta o NON soddisfatta**
- controllo sull'**accertamento dell'esistenza di campi di tensione equilibrati di pura compressione**, ossia di sezioni interamente reagenti
- **coefficiente di sicurezza minimo**, considerando tutte le verifiche eseguite, riferito alla CCC corrente e all'arco ideale corrente
- eventuale **indicazione di risultati in evidenza**. Vengono segnalate, se rilevate nelle verifiche eseguite, le seguenti condizioni:
  - \* = ecc.>(h/6). Curva delle pressioni interna all'arco ma esterna al nocciolo d'inerzia
  - \* = verifica non soddisfatta (il coefficiente di sicurezza in colore rosso indica verifica non soddisfatta)
  - \* = ecc.>=(h/2). Curva delle pressioni non interna all'arco
- = coefficiente di sicurezza ignorato per impostazioni in input sui conci da sottoporre a verifica
- **elenco delle zone con fessurazioni lungo l'arco**, con calcolo dell'ampiezza delle lesioni

Se le CCC di tipo SLE sono più di una, al termine delle verifiche delle CCC viene riportato il **C.Sic. minimo per l'arco corrente**, riferito a tutte le CCC di tipo SLE.

Se la volta è composta da più archi ideali, al termine delle verifiche di tutti gli archi ideali viene riportato il **C.Sic. minimo assoluto**, ottenuto considerando tutte le CCC di tipo SLE e tutti gli archi ideali che compongono il sistema voltato.

### 3.3. COMANDI PER ANALISI ELASTICA

L'analisi elastica per SLE viene gestita in SAV attraverso comandi dedicati.

L'esecuzione dell'analisi può essere lanciata sia attraverso il comando Analisi elastica (SLE) del menu Esegui della finestra Progetto, sia dal pulsante dedicato compreso nella barra degli strumenti superiore (vd. immagine seguente). Si osservi che l'analisi elastica può essere eseguita solo se è stata eseguita in precedenza l'analisi limite (EQU, e SLV se è richiesta l'analisi sismica) e non sono stati successivamente modificati i dati in input (modifica che richiederebbe comunque la riesecuzione delle analisi).

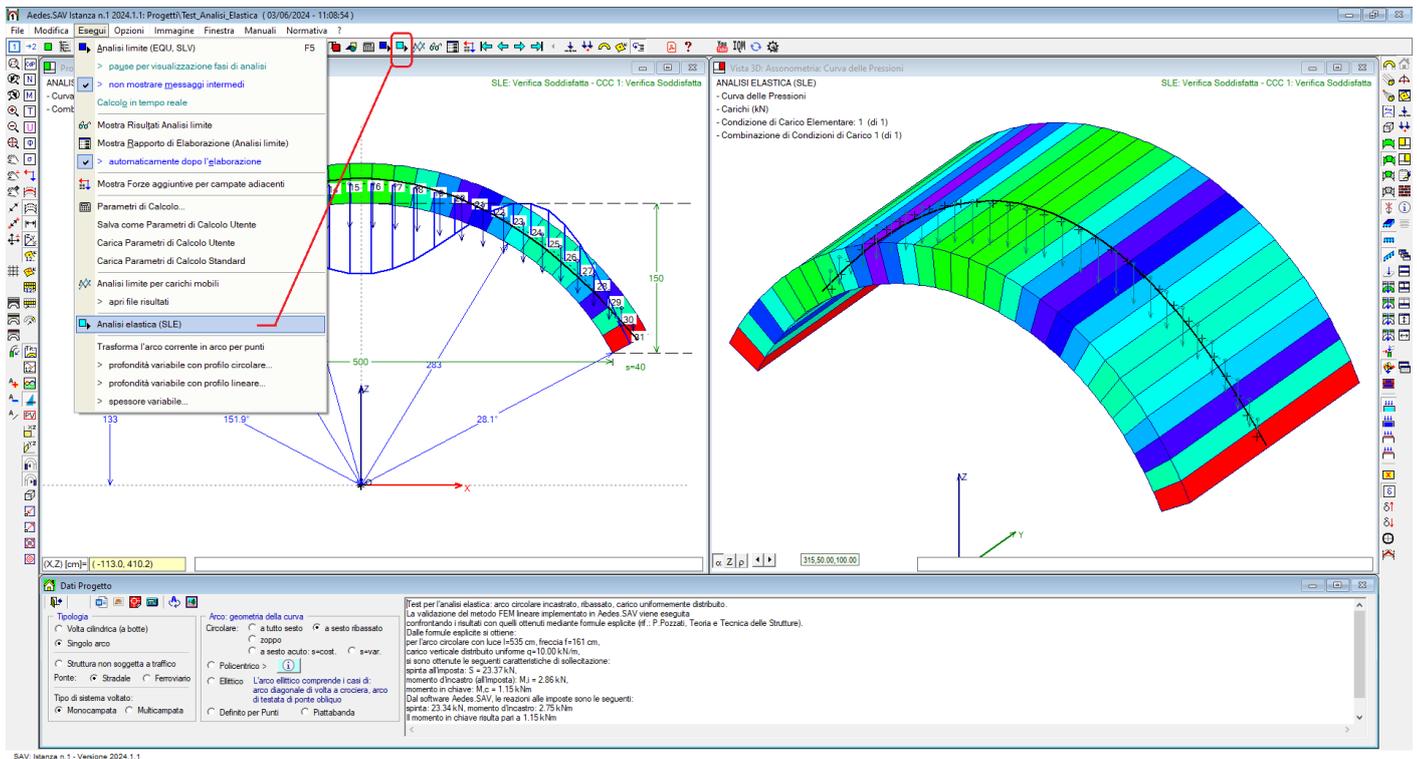


Fig. 3.3.1. Comandi per l'esecuzione dell'analisi elastica

Il comando di esecuzione dell'analisi elastica del menu Esegui è affiancato, se aperto dalla finestra Dati Struttura, dal comando '**calcoli semplici per arco ribassato**'. Specificando luce, freccia e carico distribuito, questo comando consente la valutazione immediata dei principali risultati statici: spinta alle imposte, momenti d'incastro e momento in chiave, ottenuti per risoluzione elastica di un arco ribassato vincolato alle imposte con incastri (vincolamento come quello degli archi di SAV), con spessore costante.

Questo comando di utilità consente la validazione del software, attraverso l'utilizzo di formule 'chiuse' note per un arco di questo tipo. Il riferimento bibliografico è riportato nelle pagine seguenti (P.Pozzati, Teoria e tecnica delle strutture, Vol. 2). I risultati analitici possono essere confrontati con quelli di un equivalente modello FEM modellato con SAV: il file *Test\_Analisi\_Elastica* fornito nel gruppo di esempi installati dal software si riferisce all'esempio riportato in figura seguente.

Questo tipo di validazione si inserisce nell'ambito della richiesta di validazione del software e di calcoli semplici per il controllo dei risultati secondo il capitolo §10 della Normativa tecnica vigente (NTC18). Ovviamente, calcoli semplici sono possibili solo per casi particolari di archi per i quali risulta disponibile la soluzione statica ottenuta in via analitica; il loro scopo è quello di confermare la validità delle procedure implementate.

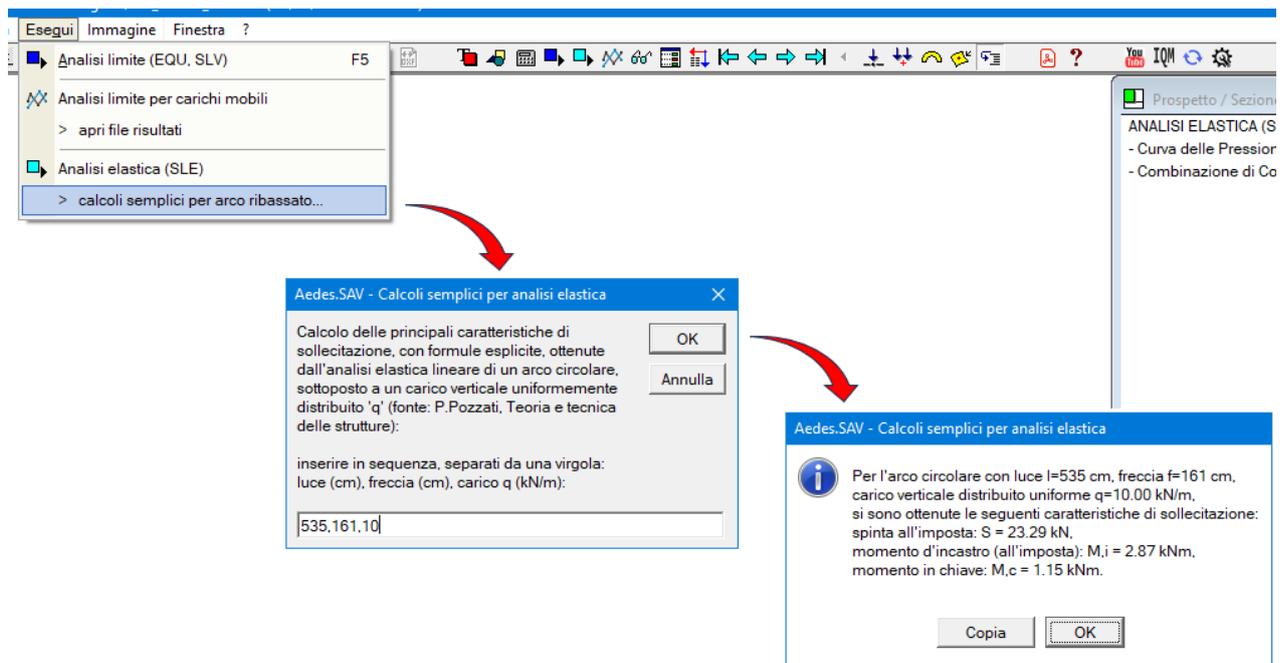
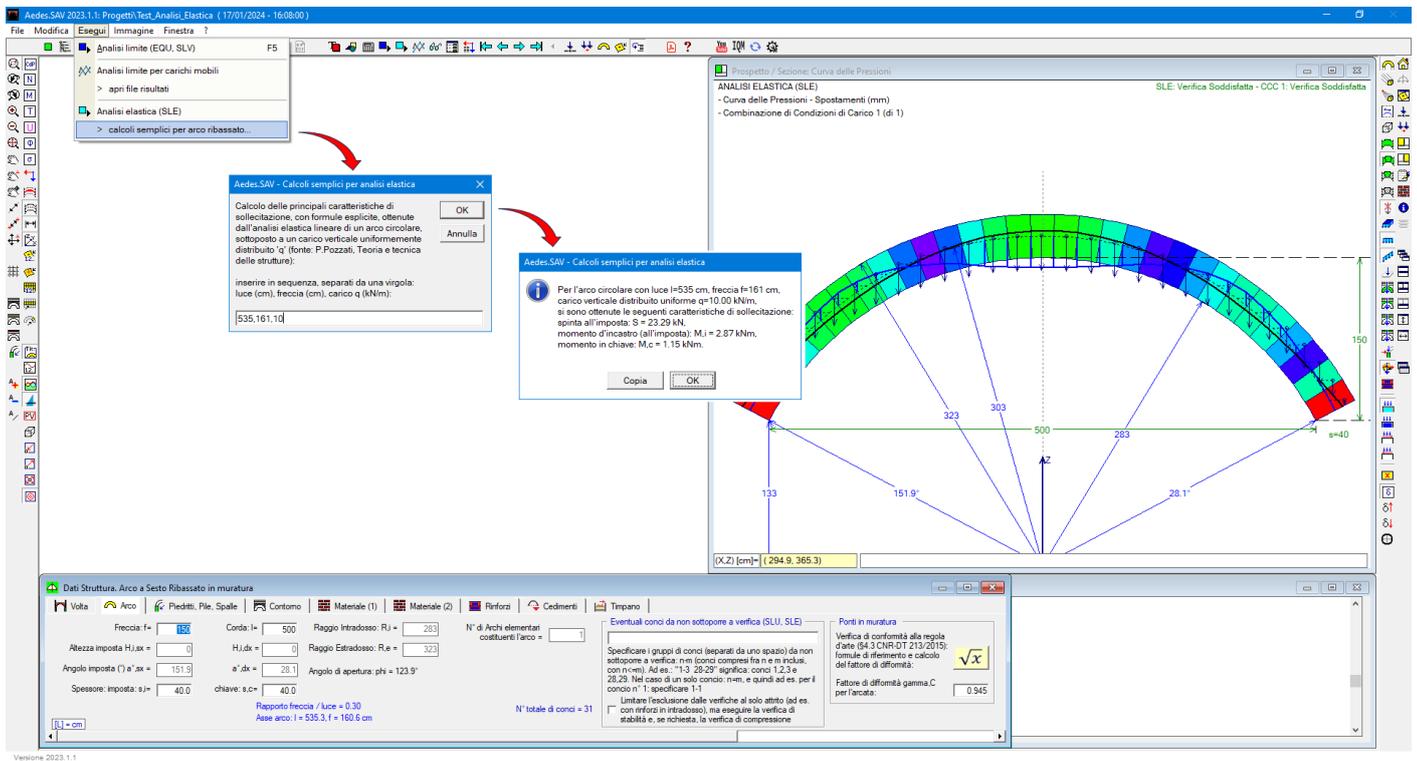


Fig. 3.3.2. Calcoli semplici per la validazione dell'analisi per un arco circolare a sesto ribassato

In fig. 3.3.3 si riporta un estratto dal volume 2 di P. Pozzati. Teoria e tecnica delle strutture, contenente la risoluzione analitica dell'arco circolare ribassato a sezione costante, sottoposto ad un carico uniformemente distribuito, incastrato ad entrambe le imposte.

**Esempio 4.7** (arco circolare incastrato, caricato uniformemente).

Arco circolare incastrato di sezione costante soggetto a un carico distribuito uniformemente sull'orizzontale (fig. 4.20).

*Soluzione.*

a) Lo sforzo di taglio è nullo in chiave. Si può considerare metà arco a sbalzo (fig. 4.20) scegliendo al solito come centro di riduzione, per il calcolo della reazione interna ( $N_c = X_G, M_G$ ), il baricentro elastico della struttura principale:

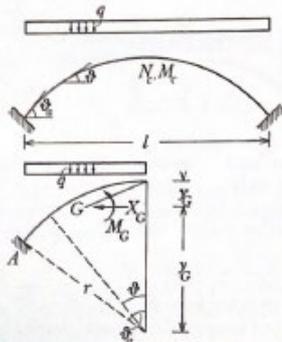


Fig. 4.20

sono quindi incognite le azioni  $X_G, M_G$  ancora date dalle relazioni [4.12] per le quali essendo:

$$x = r \sin \theta, \quad l = 2r \sin \theta_a, \quad f = r(1 - \cos \theta_a),$$

$$y_G = r \sin \theta_a / \theta_a, \quad y = r(\cos \theta - \sin \theta_a / \theta_a), \quad y'_G = r - y_G,$$

gli integrali valgono:

$$\int_0^{\theta_a} ds = \theta_a r, \quad \int y^2 ds = r^2(\theta_a/2 + \sin 2\theta_a/4 - \sin^3 \theta_a/\theta_a),$$

$$M_G = -qx^2/2 = -qr^2 \sin^2 \theta/2, \quad \int M_G ds = \frac{qr^2}{4} \left( -\theta_a + \frac{1}{2} \sin 2\theta_a \right),$$

$$\int M_G y ds = -\frac{qr^4}{2} \left[ \frac{\sin^2 \theta_a}{3} - \frac{\sin \theta_a}{2\theta_a} \left( \theta_a - \frac{1}{2} \sin 2\theta_a \right) \right].$$

Sostituendo tali valori nelle relazioni [4.12] si ricavano (omettendo il lavoro di deformazione per sforzo assiale)  $M_G, X_G$ , quindi:

$$M_c(\text{chiave}) = M_G - X_G y'_G, \quad M_a = M_G + X_G (y_G - r \cos \theta_a) - q l^2 / 8.$$

Fig. 3.3.3. Analisi elastica di riferimento per un arco circolare a sesto ribassato

Eseguita l'analisi elastica, è possibile consultare i risultati sia in forma grafica che testuale, con modalità analoghe all'analisi limite. Nella barra degli strumenti laterale destra è disponibile il comando che attiva il disegno dei risultati elastici (figura seguente). Per l'arco possono essere rappresentati i carichi, i vari diagrammi di sollecitazione (sforzo normale, taglio, momento), le spinte alle imposte, ed anche ulteriori rappresentazioni grafiche tipiche dell'analisi elastica: la deformata e lo stato di fessurazione.

I pulsanti che abilitano la deformata sono evidenziati nell'immagine seguente. Lo stato di fessurazione viene rappresentato graficamente attraverso il disegno delle zone tese nelle interfacce tra conci (cioè nei giunti).

Richiedendo al software di mostrare i valori per i diagrammi e le elaborazioni (pulsante ) della barra strumenti laterale sinistra) è possibile visualizzare numericamente l'estensione delle zone reagenti.

Per la deformata, i valori del diagramma mostrano gli spostamenti verticali ed è quindi possibile rilevare ad esempio il **cedimento elastico in chiave**, che può anche essere letto dalla relazione di calcolo.

Ad esempio per:

$$\theta_a = \pi/4 \quad (l = r\sqrt{2}, \quad f/l = 0,2071, \quad y_G = 0,90032 r, \quad y'_G = 0,09968 r),$$

$$M_G = -\int M_G ds = -qr^2(-0,0713495/0,785398) = 0,09084 qr^2 = 0,04542 ql^2.$$

$$X_G = \int M_G y ds = -qr^2(-0,0053116/0,0060793) = 0,8737 qr = 0,6178 ql,$$

$$M_c(\text{chiave}) = (0,09084 - 0,8737 \cdot 0,09968) qr^2 = 0,003748 qr^2 = 0,001874 ql^2,$$

$$M_a(\text{incastro}) = (0,09084 + 0,8737 \cdot 0,19321 - 0,25) qr^2 = 0,009655 qr^2 = 0,004828 ql^2.$$

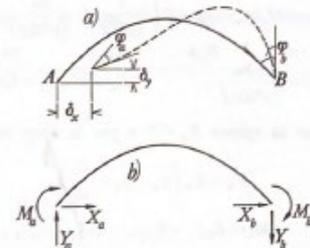


Fig. 4.21

Per vari valori di  $f/l$  si ottiene ( $ql^2/8f$  è il valore della spinta per l'arco a 3 cerniere):

$f/l$	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	Fattore
$X_G$	1,006	1,017	1,022	1,035	1,048	$ql^2/8f$
$M_G$	0,00123	0,00256	0,00451	0,00700	0,00998	$ql^2$

b) Per l'arco parabolico uniformemente caricato sull'orizzontale i momenti sono nulli, se si trascura il lavoro di deformazione per sforzo assiale.

(da P.Pozzati: Teoria e tecnica delle strutture, Vol. 2)

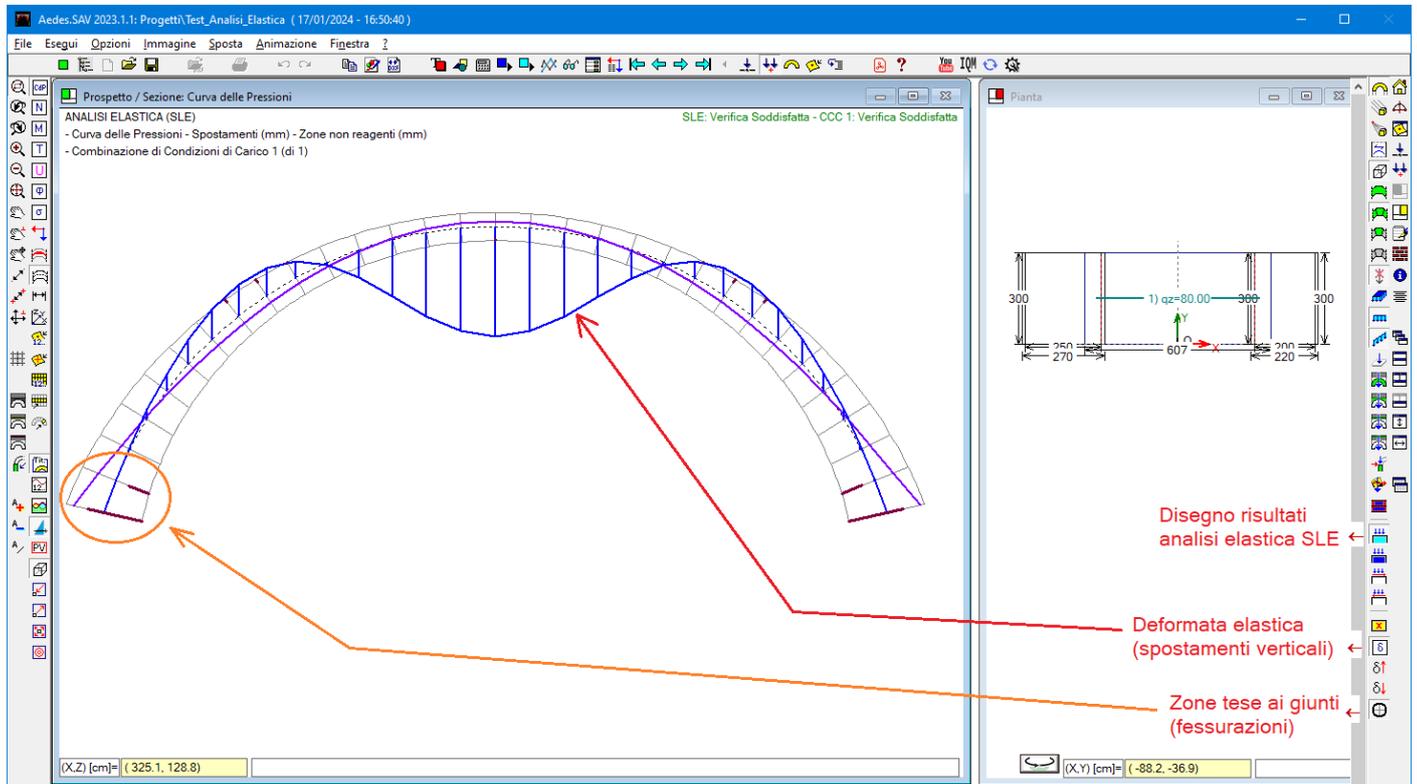


Fig. 3.3.4. Risultati dell'analisi elastica: deformata, zone tese (fessurazioni)

In fig. 3.3.5 sono visualizzate le estensioni delle zone tese, e nel medesimo disegno sono rappresentate la curva delle pressioni (in colore blu), l'asse dell'arco (in tratteggio) ed il fuso centrale corrispondente al nocciolo d'inerzia. Sono in tal modo chiaramente comprensibili le zone tese, presenti nei giunti dove la curva delle pressioni fuoriesce dal fuso.

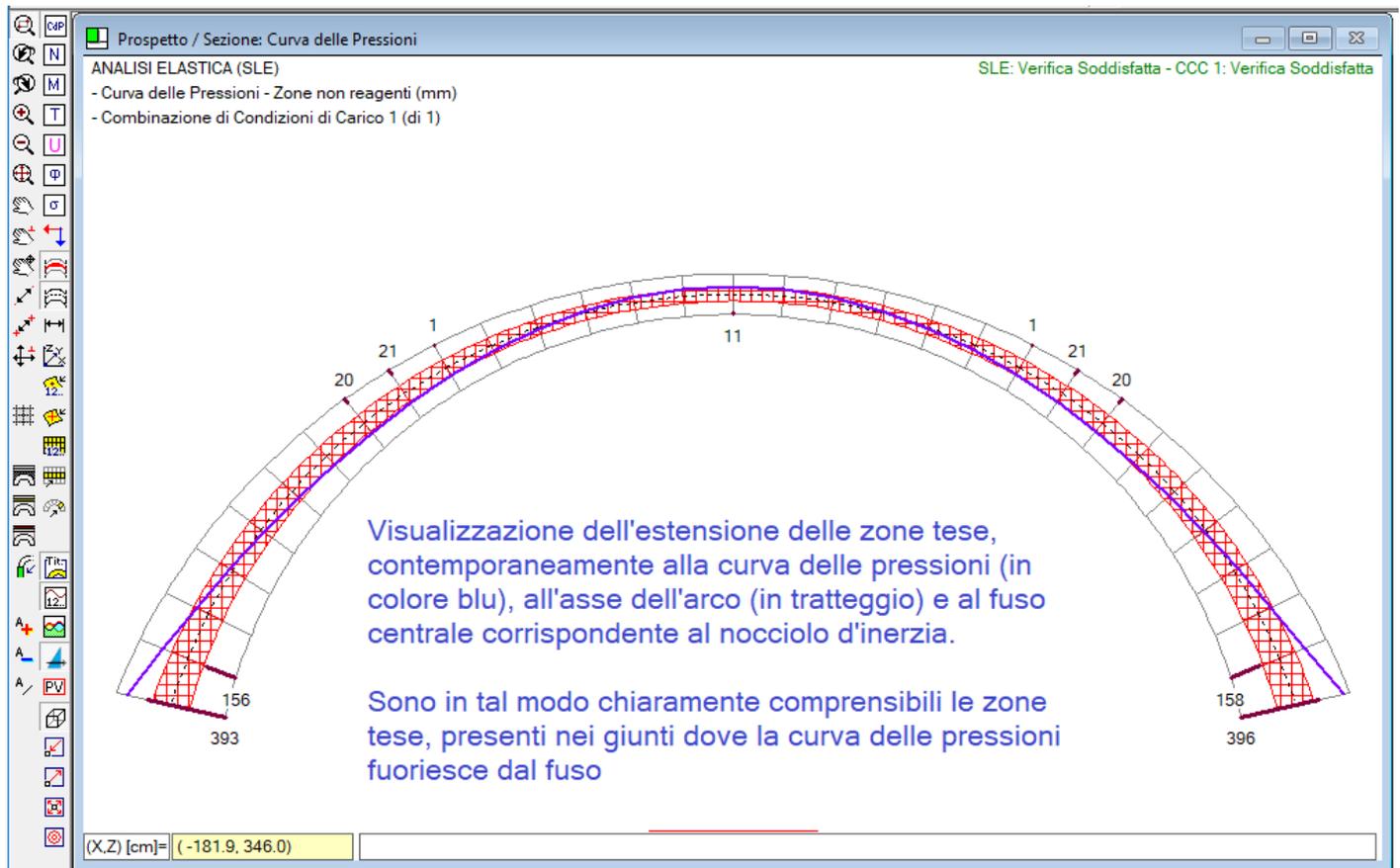


Fig. 3.3.5. Zone tese e posizione della curva delle pressioni

Per quanto riguarda i risultati testuali, al termine dell'esecuzione dell'analisi SAV presenta automaticamente la relazione contenente i risultati, comunque consultabile (mentre è attivo il disegno dell'analisi elastica) attraverso il pulsante di comando  della barra degli strumenti superiore. La relazione può inoltre essere ottenuta attraverso il comando di Stampa del menu File della finestra Progetto.

### 3.4. OSSERVAZIONI SULL'ANALISI ELASTICA

- Per i sistemi voltati composti da piedritti e arco, e pertanto anche per i ponti, l'Analisi elastica implementata in SAV riguarda la sola arcata. Eventuali verifiche in esercizio (SLE) relative a pile e spalle dovranno essere integrate a parte.
- L'analisi elastica di solidi non reagenti a trazione, a comportamento sostanzialmente di tipo rigido-fragile, quali le volte in muratura o in calcestruzzo massiccio, può presentare alcune difficoltà nei confronti della verifica di sicurezza per i seguenti motivi:

1) per la muratura, i moduli di elasticità che vengono utilizzati sono spesso inappropriati. La Normativa propone valori determinati da prove condotte su pareti in muratura: tali valori possono risultare bassi per descrivere l'elasticità di una struttura che reagisce prevalentemente a sforzo normale di compressione ed ha un comportamento di tipo 'rigido'-fragile, dove in campo elastico la rigidità significa alti valori dei moduli elastici. Diversamente dall'analisi limite, in analisi elastica la deformabilità viene considerata e condiziona inevitabilmente i risultati;

2) L'analisi elastica, diversamente dall'analisi limite, non permette la formazione di cerniere perchè in campo elastico non si considerano soglie di collasso.

Se lo spessore della volta non è molto robusto e se la tipologia è a tutto sesto, la fuoriuscita della curva delle pressioni, alle imposte e in chiave, è abbastanza probabile, con conseguente giudizio negativo sulla stabilità della struttura (o equivalentemente sullo stato tensionale di compressione eccessivo).

Trovare una configurazione equilibrata e congruente che soddisfi le verifiche di sicurezza può quindi essere problematico.

Esaminando la **representazione del problema fisico nella schematizzazione del modello**, occorre tuttavia considerare che gli archi non sono quasi mai completamente isolati: le imposte sono in genere connesse con strutture limitrofe (ad es. spalle e pile di ponti, o pareti in muratura) per cui di fatto un arco a tutto sesto non è 'deformabile' nel suo completo sviluppo, ma è possibile considerare che alle imposte vi sia un irrigidimento, come se l'arco, dal punto di vista elastico, funzionasse comunque a sesto ribassato.

**Irrigidendo i primi conci alle imposte**, e quindi ignorandoli nei confronti della stabilità e delle verifiche di resistenza, si crea di fatto un vincolo per l'arco, che viene a trovarsi incastrato ad un livello superiore a quello delle imposte: risolvendo questo schema statico modificato, corrispondente ad un arco ribassato, la curva delle pressioni si modifica, rientrando all'interno della geometria dell'arco, e le verifiche di sicurezza tendono ad essere soddisfatte.

Per un arco a tutto sesto, i comandi di SAV consentono di mantenere la tipologia a tutto sesto ma di irrigidire le imposte ai fini dell'analisi elastica, eseguendo quindi quest'ultima su uno schema di arco ribassato.

Si riprende ora l'esempio del par.2 del presente documento, relativo ad un ponte stradale monocampata in calcestruzzo. L'analisi limite ha prodotto i risultati mostrati nel rapporto di elaborazione in fig. 2.2.13.

Nell'immagine seguente, si riportano i risultati in termini di curva delle pressioni per la CCC 1: anche se la curva un poco fuoriesce, ciò è consentito dal limite di trazione ammesso per il calcestruzzo e quindi nella CCC 1 la volta è stabile anche senza inserire cerniere.

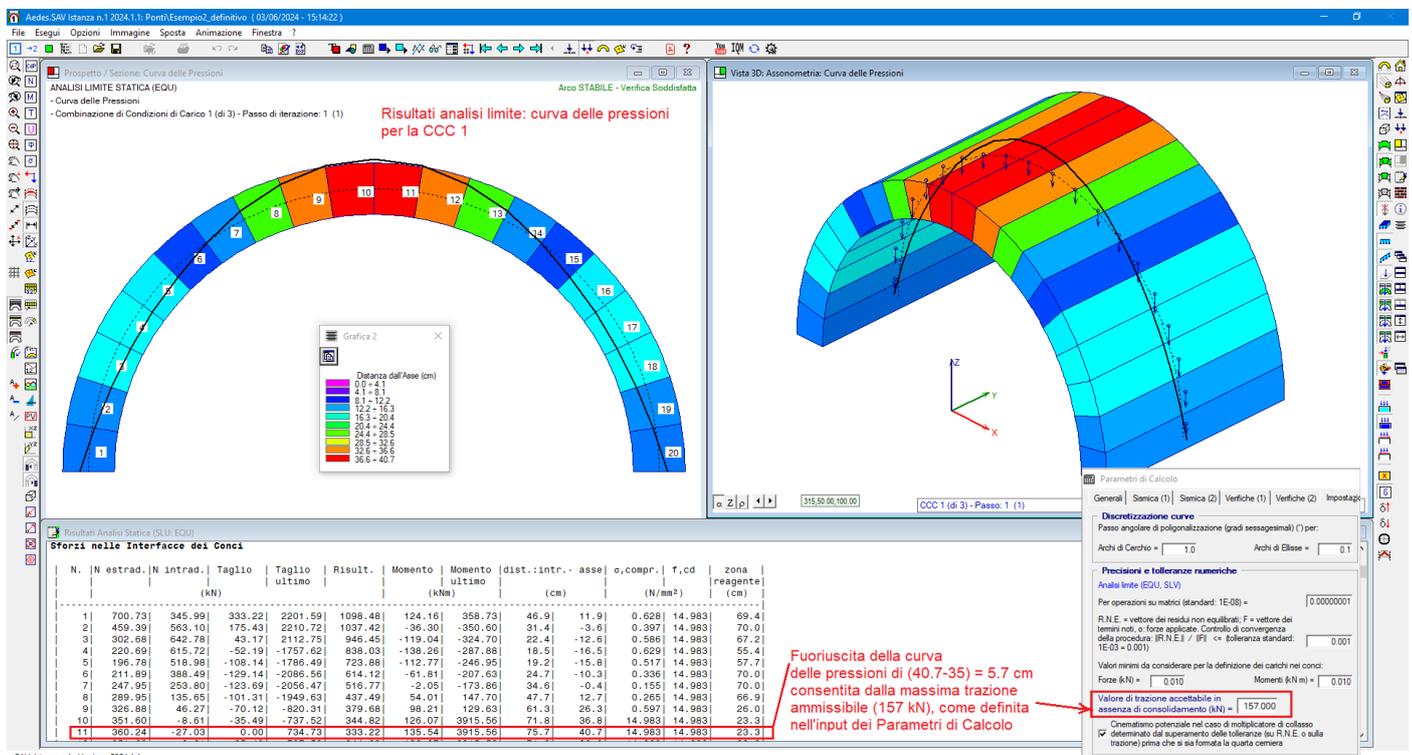


Fig. 3.4.1. Analisi limite del ponte monocampata in calcestruzzo (vd. par. 2): curva delle pressioni per la CCC 1

Per le CCC 2 (e anche per la 3), l'analisi limite mostra ancora una verifica soddisfatta, ma con la necessità di inserire una cerniera. Il percorso di analisi è rappresentato in fig. 3.4.2 dove per la CCC 2 si riportano il primo passo delle iterazioni di analisi limite, non ancora accettabile a causa dell'eccessiva fuoriuscita della curva delle pressioni, ed il secondo passo iterativo, stavolta accettabile grazie al riequilibrio dovuto all'inserimento di una cerniera nell'interfaccia che nell'iterazione precedente mostrava la maggiore fuoriuscita della curva delle pressioni.

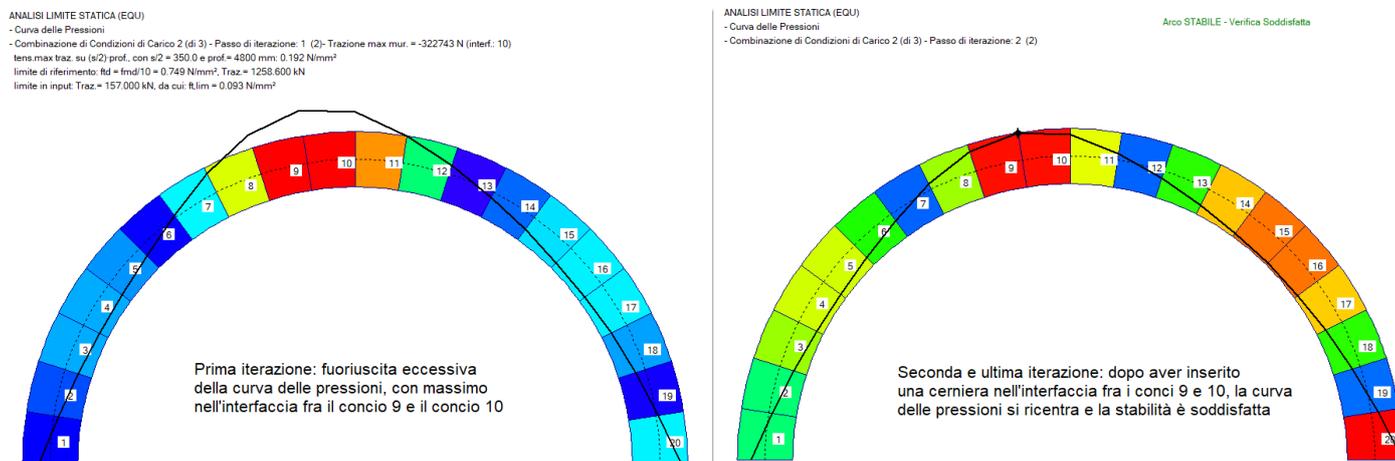


Fig. 3.4.2. Analisi limite del ponte monocampata in calcestruzzo (vd. par. 2): curva delle pressioni per la CCC 2

Per quanto riguarda lo Stato Limite di Esercizio SLE si desidera sottoporre a verifica tutte le CCC esaminate. Le CCC sottoposte ad analisi elastica sono quelle per le quali è stato selezionato il check relativo alla colonna SLE (fig. 3.4.3).

**Nota.** Si ricorda che quando una CCC viene analizzata in SLE, il parametro Molt. non ha valore (i coefficienti parziali per le azioni non sono presenti nella Combinazione Caratteristica), tranne il caso in cui Molt. è uguale a 0.00: in tal caso, la CCE viene ignorata anche in analisi elastica. In altre parole, il valore nullo di Molt. indica che la CCE non dà alcun contributo alla CCC, né in SLU né in SLE (cfr. Tabella delle CCE, nel par. 2.1 dell'esempio di ponte monocampata ferroviario). ■

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Gk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Gk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Gk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Gk1 CCE 4	Molt. CCE 5	G / Gk1 CCE 5	Pied.Sx Sp.att.	Pied.Sx Sp.pass.	Perc.Sx Sp.pass.	Pied.Dx Sp.att.	Pied.Dx Sp.pass.	Perc.Dx Sp.pass.	Ponti cls: Adeq.	SLE
1	Carichi permanenti	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	☐	✓	4	✓	☐	10	✓	✓
2	Perm + q1k completo + Q1k	0.90	✓	1.35	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	☐	☐	10	✓	☐	10	✓	✓
3	Perm. + q1k metà sinistra + Q1k	0.90	✓	0.00	✓	1.35	✓	1.35	✓	0.00	✓	☐	☐	10	✓	☐	10	✓	✓

Fig. 3.4.3. CCC da sottoporre ad analisi elastica

Dati i risultati dell'analisi limite, è probabile che anche l'analisi elastica fornisca per la CCC 1 una curva delle pressioni che indica stabilità, ma per la CCC 2 potrebbero sorgere problemi se la curva delle pressioni, analogamente all'analisi limite, dovesse fuoriuscire dalla sagoma dell'arco: l'impossibilità di inserire una cerniera, come avviene in analisi limite, segnalerebbe un'assenza di stabilità. Si osservi che la curva delle pressioni esterna non è accettabile in analisi elastica in quanto in un solido elastico non reagente (o molto poco reagente) a trazione, in assenza di rinforzi, sorge uno stato di sollecitazione inaccettabile: in questo senso, anche in analisi elastica deve essere garantita la 'stabilità', ossia una curva delle pressioni interna alla sagoma dell'arco.

Eseguendo l'analisi elastica, emerge che per la CCC 1 la verifica di stabilità è soddisfatta, ma non lo è per le CCC 2 e 3: i risultati sono espressi in fig. 3.4.4 (rapporto di elaborazione mostrato al termine dell'analisi) e in fig. 3.4.5 (curva delle pressioni per le CCC 1 e 2).

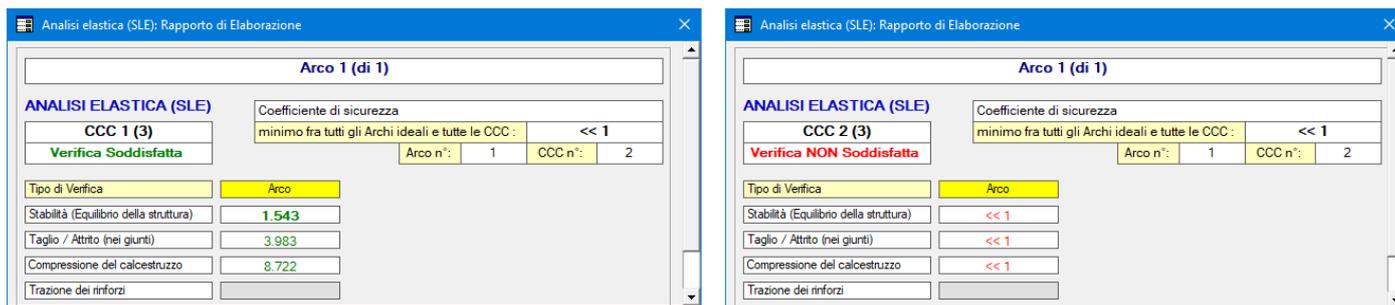


Fig. 3.4.4. Risultati dell'analisi elastica per le CCC 1 e 2

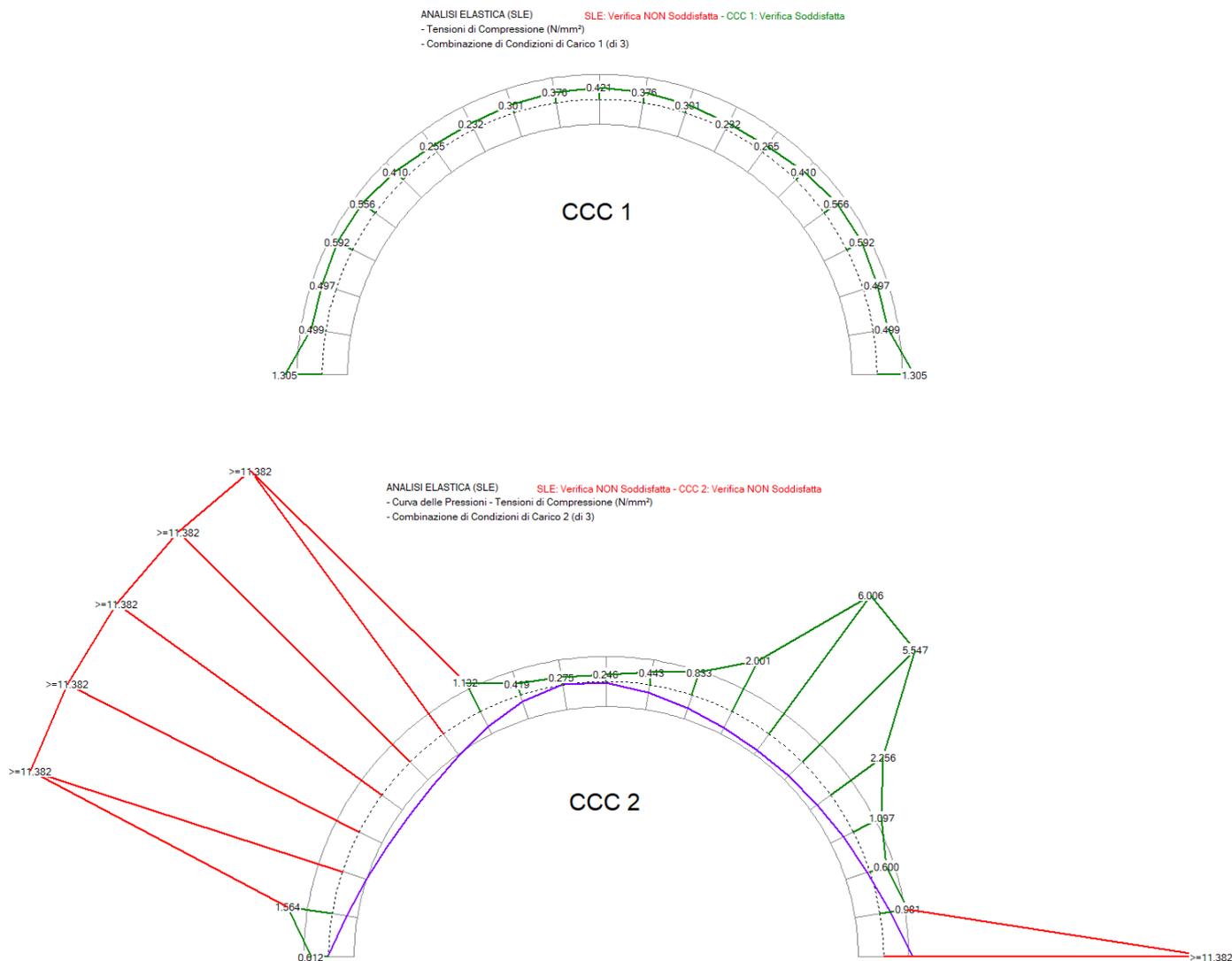


Fig. 3.4.5. Curva delle pressioni e Tensioni di compressione per le CCC 1 e 2

Fra la CCC 1 e la CCC 2 c'è una profonda differenza: la CCC 1 mostra una curva delle pressioni interna alla geometria dell'arco e tensioni di compressione entro i limiti di resistenza; la CCC 2 mostra la fuoriuscita della curva delle pressioni alle reni a sinistra e all'imposta a destra, con corrispondenti tensioni che superano la resistenza di progetto.

In assenza di ulteriori considerazioni, la verifica elastica non sarebbe soddisfatta. Questo tuttavia già di per sé mal si accorda con il risultato dell'analisi limite: evidentemente è necessario un approfondimento, per ottenere risultati attendibili. Possiamo studiare i risultati che si ottengono applicando l'irrigidimento alle imposte, secondo le osservazioni illustrate in precedenza.

Potrebbe essere necessario anche il solo irrigidimento dei due conci iniziale e finale: per testare questa soluzione, con SAV si opera con le seguenti modalità:

- si escludono dalle verifiche i conci 1 e 20 (il primo a sinistra e l'ultimo a destra, nell'esempio considerato) inserendo tale specifica nella scheda Arco dei Dati Struttura e specificando che tale esclusione vale solo in relazione al modello elastico utilizzato per SLE (check: Solo SLE) (fig. 3.4.6):



Fig. 3.4.6. Esclusione dalle verifiche dei conci iniziale e finale per il modello elastico

- occorre inoltre tenere presente che l'esclusione dalle verifiche non cambia lo schema statico dell'arco deformabile considerato in analisi elastica, ma soltanto l'attendibilità attribuita alle verifiche nei conci d'imposta. Per irrigidire tali conci e modificare di conseguenza lo schema statico dell'arco, portandolo da arco a tutto sesto ad arco ribassato, si considerano rigidi i conci esclusi dalle verifiche selezionando l'apposita opzione nella scheda Impostazioni della finestra Parametri di Calcolo (fig. 3.4.7).

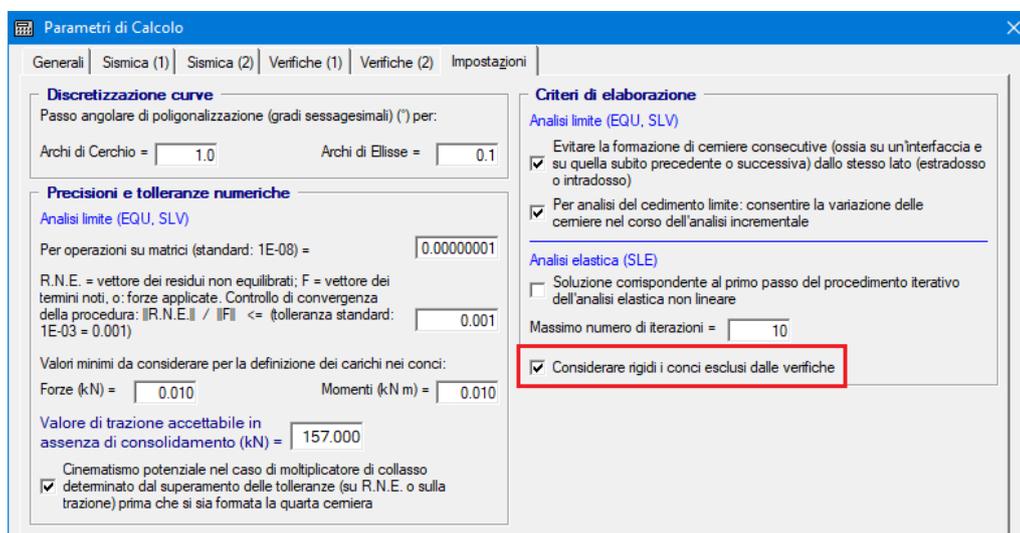


Fig. 3.4.7. Irrigidimento dei conci d'imposta in analisi elastica

Per l'analisi elastica, l'arco si presenta come in fig. 3.4.8, dove il colore grigio indica i conci esclusi dalle verifiche ed irrigiditi: l'arco sottoposto ad analisi elastica diventa quello in colore verde, ossia un arco ribassato.

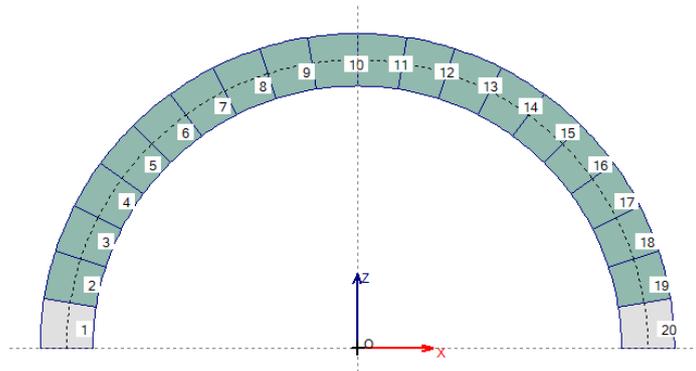


Fig. 3.4.8. Arco a sesto ribassato, per l'analisi elastica

Eseguendo di nuovo l'analisi elastica e le relative verifiche di sicurezza, si ottengono per la CCC 2 i risultati mostrati in fig. 3.4.9, dove a sinistra è rappresentata la curva delle pressioni e a destra, in 3D, le tensioni di compressione.

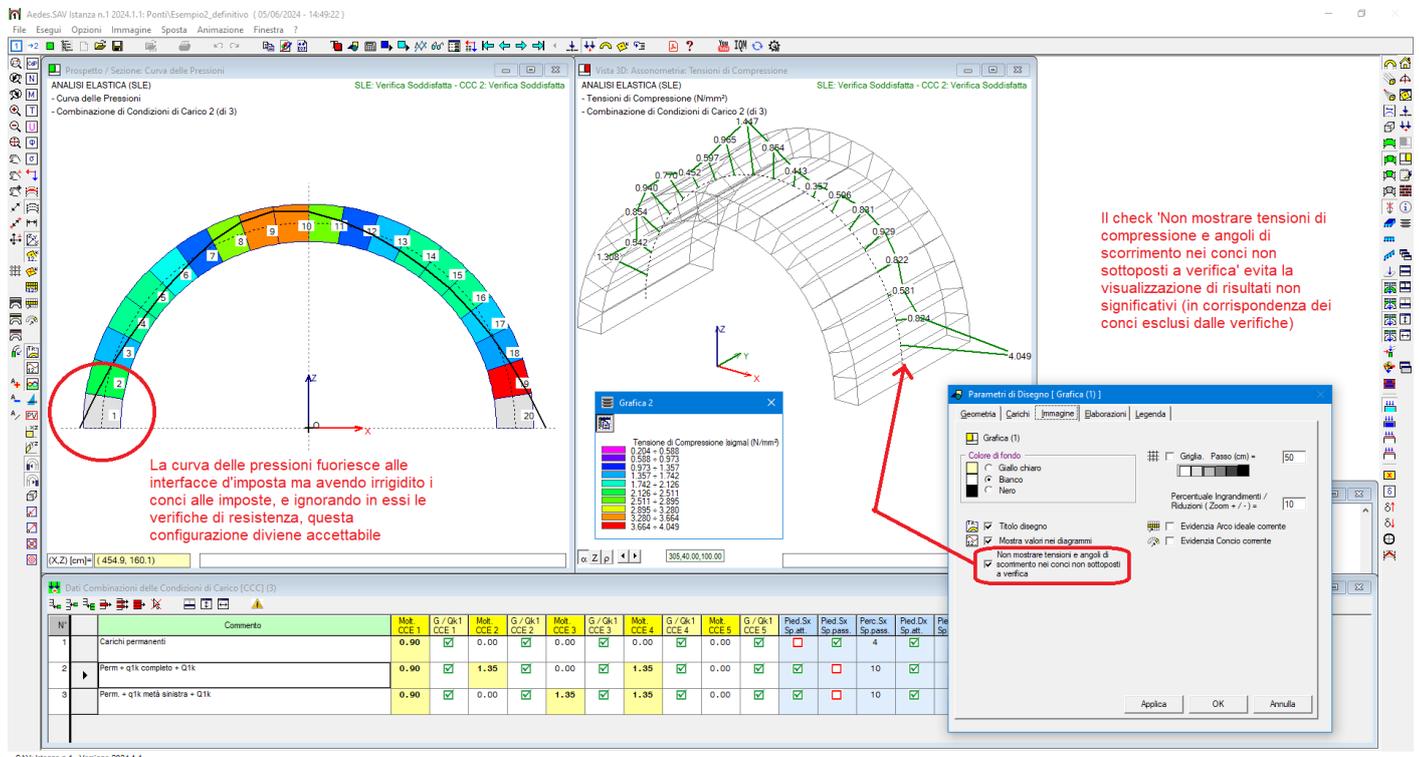


Fig. 3.4.9. Risultati per la CCC 2 nel caso di concii alle imposte irrigiditi

• In definitiva, l'analisi elastica – che ricordiamo essere obbligatoria solo per lo SLE dei ponti (in quanto in tal caso espressamente richiesta dalla Normativa) – può essere affrontata calibrando bene i parametri meccanici e adottando alcuni accorgimenti come gli irrigidimenti alle imposte in caso di arcate a tutto sesto, purché ovviamente ciò corrisponda all'assetto strutturale delle imposte.

## 4. ANALISI PER CARICHI MOBILI

SAV rende disponibile un'importante analisi parametrica: l'**analisi per carichi mobili**, che consente lo studio degli **effetti della posizione variabile di uno o più carichi concentrati**. Con questa analisi viene automaticamente identificata la posizione più sfavorevole per le verifiche di sicurezza in termini di moltiplicatori di collasso statico e sismico.

Un'applicazione interessante dell'analisi per carichi mobili riguarda il caso dei **ponti stradali** ad esempio per valutare il transito di un carico da mezzi pesanti, come già esaminato nell'esempio del ponte obliquo (par. 2.4) o per altre configurazioni di carico, ad esempio la coppia di carichi concentrati  $Q_{1k}$ .

Ad ogni passo dell'analisi, cioè per ogni spostamento progressivo dei carichi concentrati, viene eseguito il calcolo completo dell'arco sottoposto ai carichi concentrati nella posizione del passo corrente ed agli altri carichi (permanenti, variabili distribuiti), secondo lo schema definito dall'Utente per le combinazioni delle condizioni carico statiche e, se richieste, per le combinazioni sismiche.

Al termine dell'esecuzione risulta disponibile un report dove i valori dei moltiplicatori statico ed eventualmente sismico sono riportati in funzione delle posizioni. Il report viene generato su un file csv, compatibile con Microsoft Excel: è così possibile elaborare un grafico che fornisce il valore del moltiplicatore in funzione della posizione dei carichi mobili lungo la luce dell'arco. Nel grafico, simile a una linea d'influenza, si visualizza chiaramente la posizione più sfavorevole.

I comandi relativi all'analisi per carichi mobili vengono descritti nell'esempio applicativo illustrato nel seguito, che riprende quanto già illustrato in precedenza per il caso di un ponte monocampata stradale in calcestruzzo (par. 2.2).

### 4.1. INTRODUZIONE

Il principale campo applicativo dell'analisi per carichi mobili riguarda il caso dei ponti stradali: le analisi strutturali richiedono infatti la valutazione degli effetti dei carichi di progetto dovuti al transito dei veicoli, schematizzati come carichi distribuiti e concentrati. I carichi concentrati determinano nell'arcata e nei piedritti (pile, spalle) effetti dipendenti dalla posizione in cui sono applicati.

In assenza di modalità specifiche che consentano di condurre l'analisi per carichi mobili, generalmente si ipotizza una posizione in input più o meno coincidente con le sezioni ritenute più sfavorevoli per la formazione delle cerniere negli archi murari, e quindi per i possibili effetti di instabilizzazione, ad esempio ai quarti della luce dell'arcata.

Tuttavia **non è possibile in generale garantire a priori che una posizione in input sia la più sfavorevole per ogni modalità di crisi**, e ciò almeno per i quattro motivi seguenti.

① La posizione più sfavorevole per la stabilità dell'arco sotto azioni statiche può essere ipotizzata in base a casi noti dove i conci dell'arco sono sottoposti a soli carichi verticali: ad esempio, il meccanismo di collasso mostra generalmente una cerniera nel punto di applicazione dei carichi concentrati (o della loro risultante). **Dal punto di vista sismico, invece, le azioni orizzontali inerziali nei conci introducono un comportamento in generale non prevedibile a priori.** In fig. 1.1 sono riportate a titolo di esempio le diverse forme di curva delle pressioni nelle analisi al collasso statica (a sinistra) e sismica (a destra) sotto l'azione di due carichi concentrati con risultante nella sezione di chiave dell'arco.

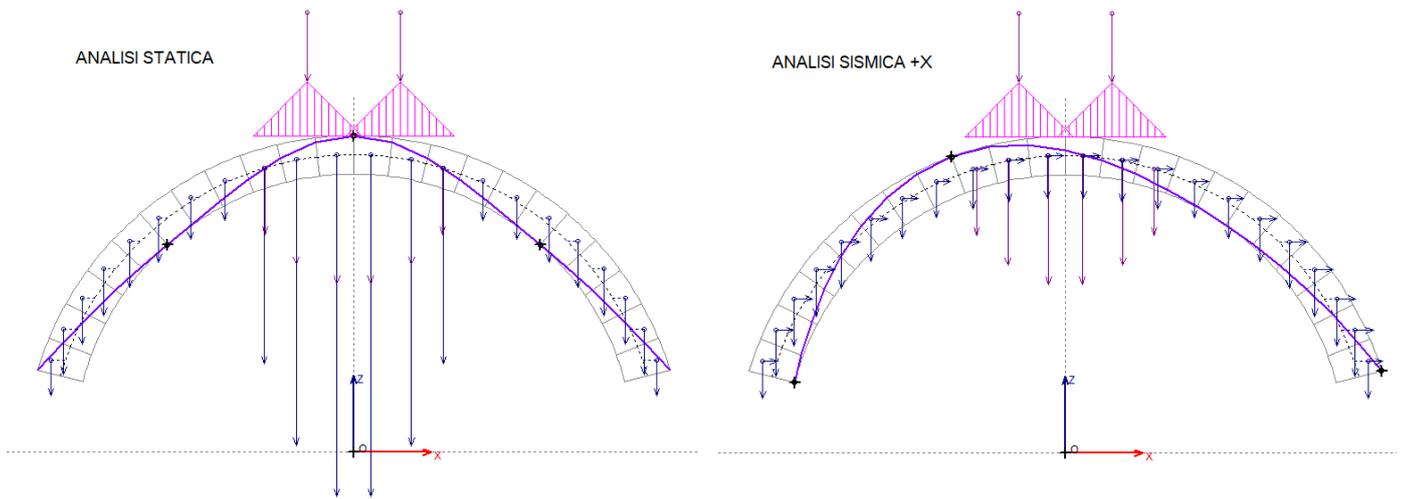


Fig. 4.1.1. Differenze fra comportamenti statico e sismico

② Il raggiungimento di una condizione limite di collasso può essere determinato da instabilizzazione per eccessivo numero di cerniere, oppure da tensioni di compressione superiori al limite di resistenza o da scorrimenti eccessivi tra i conci: **le crisi di resistenza possono manifestarsi per posizioni di carico diverse da quelle relative alla crisi per stabilità**. In fig. 4.1.2, a titolo di esempio, è riportato il caso di un arco sottoposto a carichi concentrati in chiave, analizzato solo dal punto di vista della stabilità (in alto) o considerando anche la resistenza a compressione (in basso): il moltiplicatore di collasso può diminuire per effetto del raggiungimento del limite di compressione. Quando ciò accade, la configurazione al collasso dell'arco è diversa rispetto a quella prevista dalla sola verifica di stabilità.

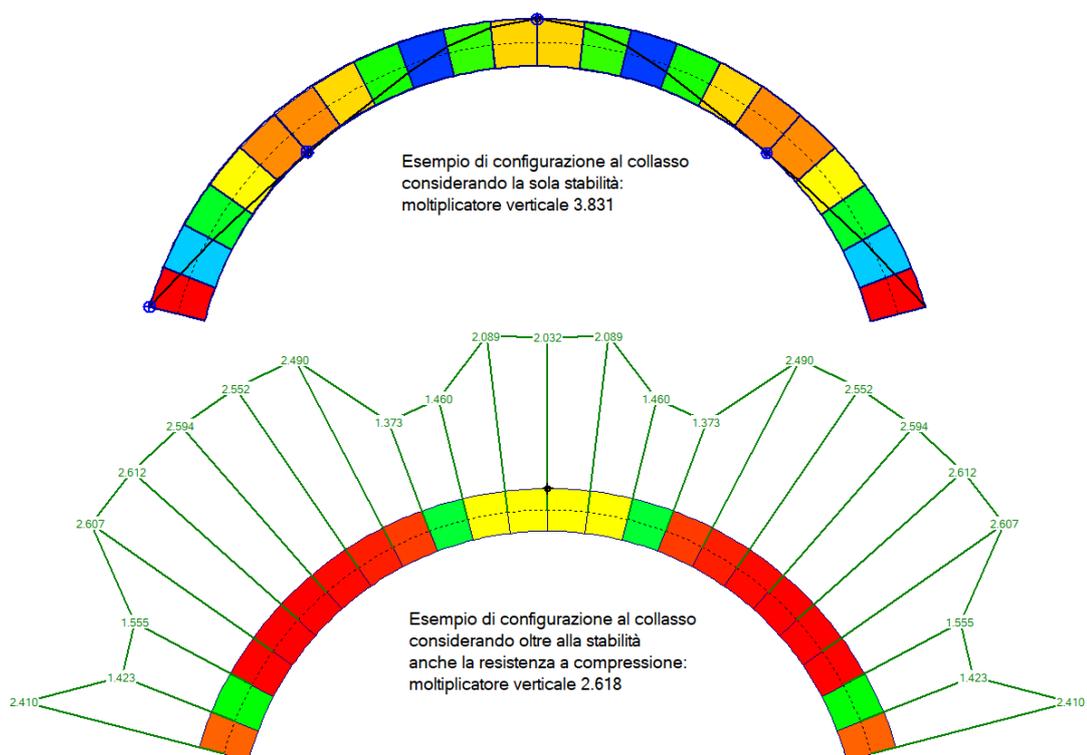


Fig. 4.1.2. Configurazione di collasso dipendente dai comportamenti analizzati

③ **Nella valutazione dello stato di sollecitazione e delle possibili cause di crisi occorre considerare non solo l'arcata ma anche i piedritti**, dove nel caso delle spalle dei ponti agiscono contemporaneamente

le spinte del terreno e, in fase sismica, le azioni inerziali delle masse adiacenti alle imposte dell'arco. Non esiste una relazione immediata fra la configurazione più sfavorevole per il solo arco e quella relativa al sistema voltato completo (arco + piedritti).

In fig. 4.1.3 è riportato un esempio di moltiplicatore di collasso verticale diverso fra analisi del solo arco e analisi del sistema voltato completo (arco + piedritti).

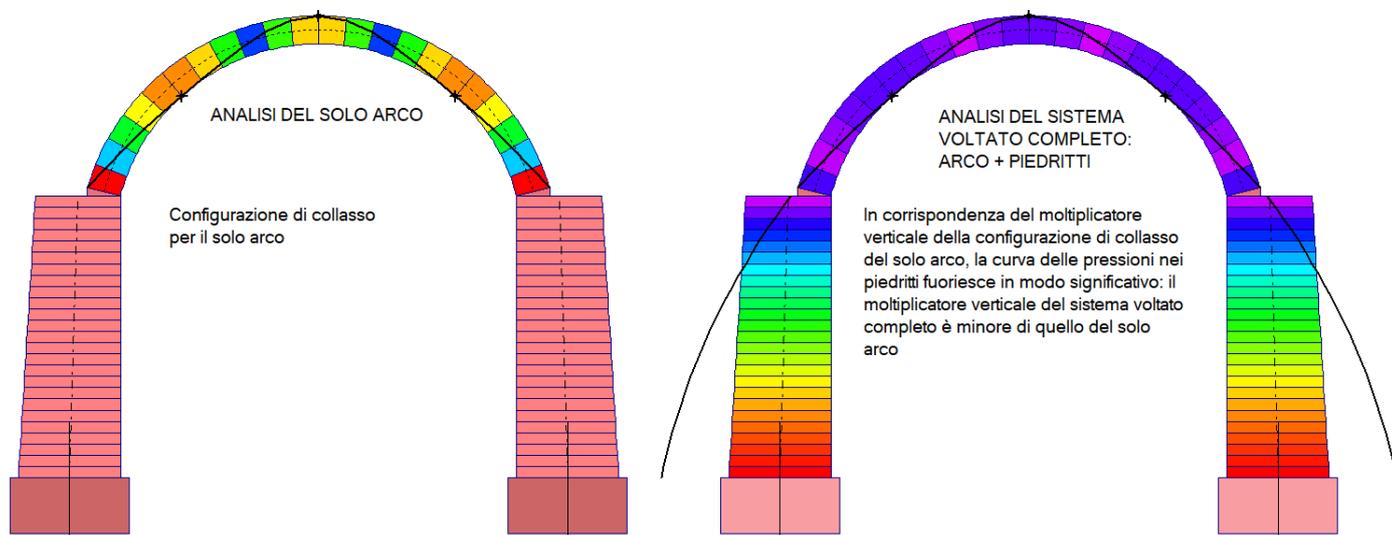


Fig. 4.1.3. Comportamento del sistema voltato completo diverso da quello del solo arco

④ Le posizioni comunemente ritenute a priori più sfavorevoli per la stabilità dell'arcata si riferiscono alla struttura ad arco sottoposta, oltre ai carichi concentrati, alla distribuzione regolare dei carichi corrispondenti ai pesi propri e ai carichi distribuiti da traffico agenti uniformemente sull'intera luce dell'arco. Ma la ricerca delle combinazioni di carico più sfavorevoli richiede anche la considerazione di **carico variabile da traffico agente solo parzialmente sulla luce dell'arco**, ad esempio su metà luce (fig. 4.1.4): ne deriva una configurazione di carichi sui conci non simmetrica rispetto all'asse dell'arcata (asse verticale in chiave), i cui effetti in termini di stabilità e di resistenza non sono chiaramente definibili a priori e richiedono l'elaborazione di calcolo.

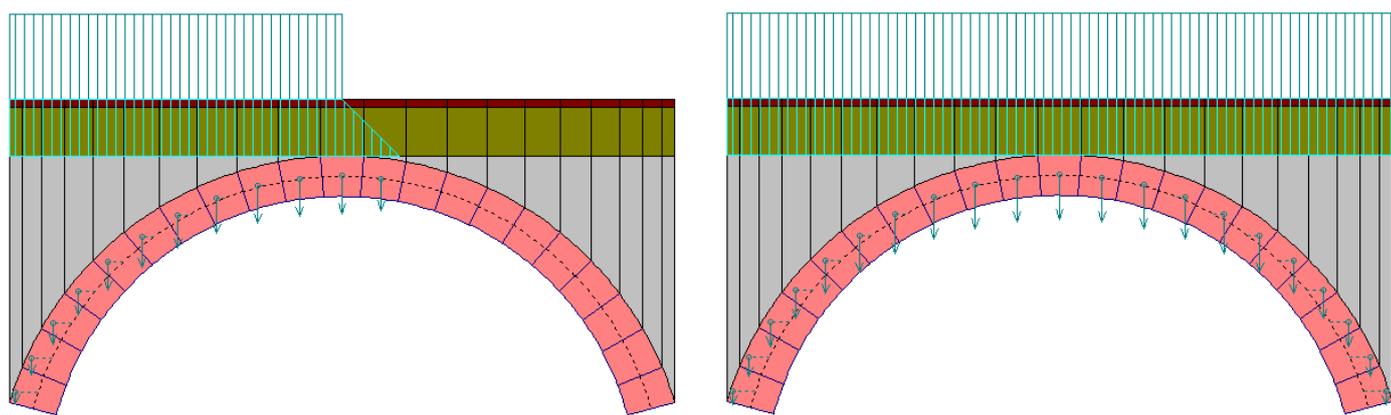


Fig. 4.1.4. Carichi distribuiti parziali o uniformi

L'analisi per carichi mobili consente di esplicitare, con riferimento al particolare caso applicativo, la posizione più sfavorevole attraverso una serie di elaborazioni di calcolo che risolvono il sistema voltato in corrispondenza delle diverse posizioni di carico, tenendo conto:

- del comportamento statico e sismico

- di tutte le possibili cause di crisi (stabilità, resistenza per compressione, scorrimento nei conci)
- degli effetti sul sistema voltato completo (non solo l'arcata, ma anche i piedritti)
- di disposizioni generiche del carico distribuito contemporaneo ai carichi mobili e più in generale di carichi non simmetrici rispetto all'asse verticale in chiave.

**La posizione più sfavorevole, identificata in termini di moltiplicatore di collasso, risulterà in generale distinta fra l'analisi statica e l'analisi sismica.**

La sicurezza sia statica che sismica saranno infine valutate su due modelli calibrati uno sulla posizione risultante dall'analisi statica e l'altro su quella risultante dall'analisi sismica.

## 4.2. IL MOLTIPLICATORE DI COLLASSO COME PARAMETRO DI RIFERIMENTO

Curva delle pressioni, tensioni di compressione e azioni di scorrimento fra i conci variano a seconda della posizione dei carichi mobili. **Gli effetti dei carichi mobili, particolarmente rilevanti per i ponti, assumono interesse generalizzato ad altre configurazioni strutturali:** anche nel caso di carichi statici concentrati agenti su strutture voltate poste in edifici esistenti si pone la questione di valutarne gli effetti in relazione alla posizione. Un caso applicativo riguarda i **muri in falso che insistono su solai a volta** e le corrispondenti implicazioni statiche e sismiche negli interventi di ristrutturazione.

**L'indagine sulle capacità statiche e sismiche dei sistemi voltati in muratura sottoposti a carichi concentrati mobili** può essere condotta valutandone gli effetti attraverso parametri tipicamente rappresentativi, quali i **moltiplicatori di collasso statico e sismico e l'indicatore di rischio sismico.**

Il riferimento ai moltiplicatori di collasso è esplicitato nel paragrafo §3.8.2 delle linee guida sui ponti esistenti in muratura **CNR-DT 213/2015**: "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura":

*"3.8.2 Individuazione delle posizioni dei carichi per le verifiche*

*La distribuzione longitudinale dei carichi sulla carreggiata che produce le condizioni più svantaggiose nei confronti della verifica del ponte viene identificata convenzionalmente in base ai possibili cinematismi di collasso del sistema strutturale, così come definiti nei Capp. 8 e 9 delle presenti Istruzioni.*

*Le condizioni di carico sono identificate dalla segmentazione del carico uniforme e dalla posizione del carico-tandem entrambi riportati alle arcate (v. par. 3.8.1.IS).*

*Si scelgono le condizioni di carico più svantaggiose nei confronti del collasso delle singole arcate e delle singole pile.*

*La misura della pericolosità delle diverse condizioni di carico è inversamente proporzionale al **moltiplicatore dei carichi mobili che produce il collasso** in base al cinematismo considerato.*

*Pertanto si considereranno le condizioni di carico corrispondenti ai valori minimi di tali coefficienti."*

Nell'ambito dell'indagine condotta con SAV sugli effetti della variazione di posizione dei carichi concentrati si costruiscono **diagrammi concettualmente simili a linee di influenza, dove per ogni posizione dei carichi si rappresenta il corrispondente valore dei parametri rappresentativi.**

## 4.3. ESEMPIO APPLICATIVO: IL CASO DI UN PONTE STRADALE

Si consideri il ponte monocampata stradale in calcestruzzo, analizzato nel par. 2.2 del presente documento.

E' stato predisposto un file, clone di *Esempio2*, fornito a corredo di SAV:

*Esempio2\_Mobili*

sul quale viene eseguita l'analisi per carichi mobili. Questo tipo di analisi è stato già presentato nel par. 2.2 con la ricerca dei moltiplicatori di collasso statico e sismico con riferimento alla sola arcata: si consulti il video in download dal link:

[https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV\\_Manuale\\_2024\\_Video\\_1.mp4](https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV_Manuale_2024_Video_1.mp4)

L'analisi per carichi mobili viene ora nuovamente eseguita, ma considerando anche il contributo dei piedritti: sul contributo dei piedritti si consulti la fig. 4.3.1.

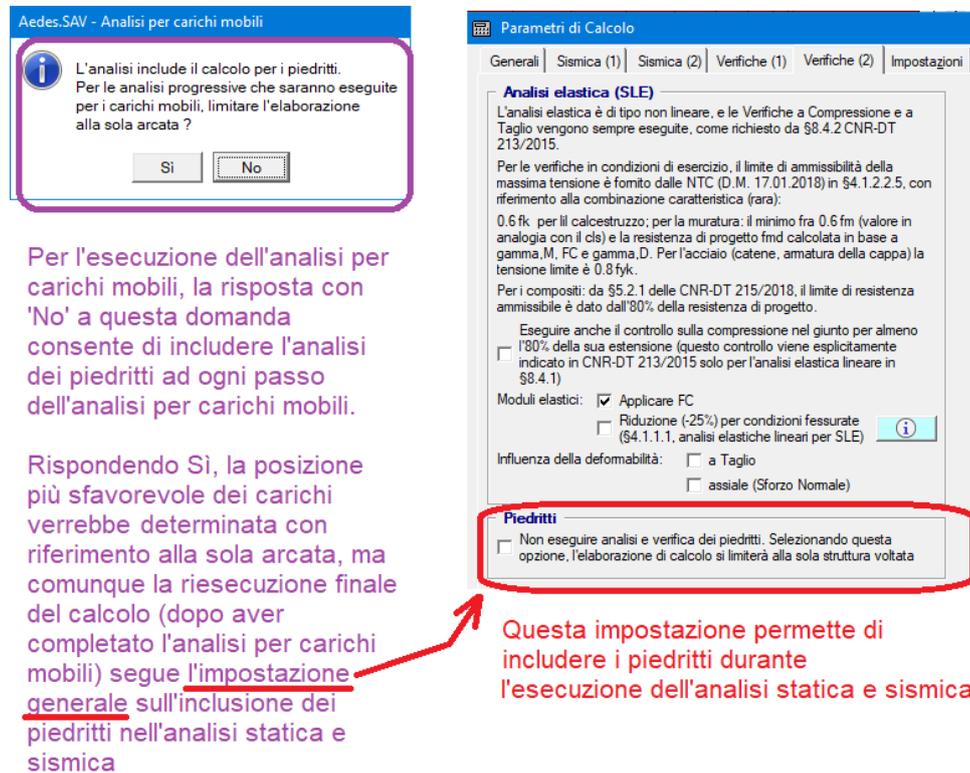


Fig. 4.3.1. Analisi per carichi mobili, considerando o meno il contributo dei piedritti

Per l'esecuzione dell'analisi per carichi mobili, la risposta con 'No' alla domanda posta all'inizio dell'analisi consente di includere l'analisi dei piedritti ad ogni passo dell'analisi per carichi mobili.

Rispondendo invece 'Sì', la posizione più sfavorevole dei carichi verrebbe determinata con riferimento alla sola arcata, ma comunque la riesecuzione finale del calcolo (che viene effettuata dopo aver completato l'analisi per carichi mobili) segue l'impostazione generale sull'inclusione dei piedritti nell'analisi statica e sismica. Considerando quindi le opzioni presenti nella fig. 4.3.1 si hanno le seguenti combinazioni:

*Non eseguire analisi dei piedritti*

i piedritti non vengono mai inclusi nelle analisi;

*Non eseguire analisi dei piedritti*

i piedritti vengono inclusi nell'analisi statica e sismica.

- Se si risponde Sì alla domanda dell'Analisi per carichi mobili, tale analisi viene svolta con riferimento alla sola arcata, e solo nell'analisi statica e sismica finale, al termine dell'analisi per carichi mobili, i piedritti verranno nuovamente inclusi nel calcolo;

- se si risponde No, il contributo dei piedritti viene sempre considerato sia durante i passi progressivi dell'analisi per carichi mobili, sia nell'analisi statica e sismica finale.

Quando l'analisi per carichi mobili viene eseguita col contributo dei piedritti, i tempi di elaborazione aumentano in dipendenza dalla complessità dell'analisi e soprattutto del passo scelto per lo spostamento dei carichi: in corrispondenza di ogni posizione, infatti, il sistema voltato va risolto completamente, sia per l'arcata che per i piedritti.

Riprendendo quindi il caso in esame, e scegliendo il passo di 48 cm, già adottato nel par. 2.2, si ottengono i risultati seguenti.

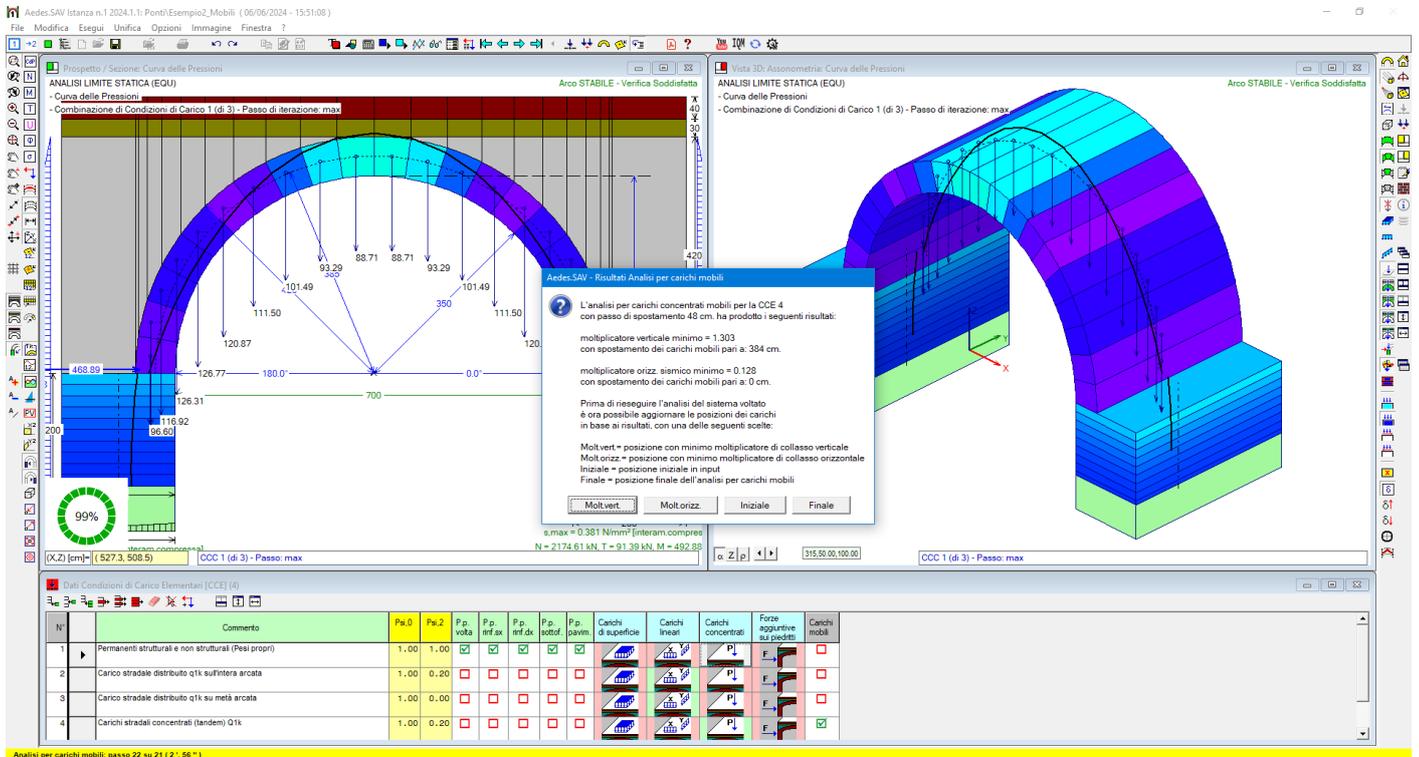


Fig. 4.3.2. Termine dell'analisi per carichi mobili

**Al termine dell'analisi per carichi mobili, viene eseguita un'ulteriore analisi in corrispondenza della posizione definitiva dei carichi concentrati scelta dall'Utente:** è possibile scegliere fra la posizione corrispondente al minimo moltiplicatore verticale e quella corrispondente al minimo moltiplicatore orizzontale, oppure: mantenere la posizione iniziale in input o impostare la posizione finale; nel presente contesto, si sceglie la posizione corrispondente al minimo moltiplicatore verticale (Molt. vert.)

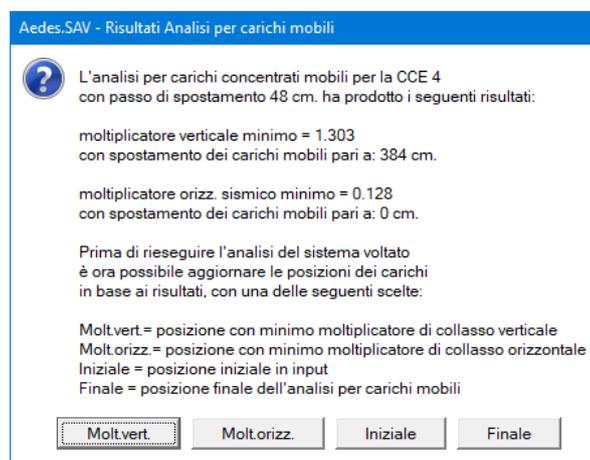


Fig. 4.3.3. Scelta per l'analisi finale statica e sismica

Eseguita l'analisi finale statica e sismica, viene quindi richiesto se si desidera aprire il file csv contenente i risultati dell'analisi. Rispondendo Sì, si apre il file csv, normalmente associato a Excel o a un software equivalente per i fogli di calcolo, che propone nelle celle i risultati qui di seguito illustrati, dove sono state evidenziate in colore rosso le righe dei passi corrispondenti ai moltiplicatori minimi statico e sismico.

### Analisi per carichi mobili. File: Esempio2\_Mobili

Carichi concentrati in input: N°carico, PZ (kN), X (cm)

1	300	-540
2	300	-420

Risultati analisi per carichi mobili: posizione dei carichi e risultati in termini di moltiplicatore statico, moltiplicatore sismico e indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  (il valore tra parentesi quadre indica che la posizione del carico è esterna alla luce dell'arcata).

Spost.carichi (cm), [N°carico, Posiz.X (cm)]					Molt. vert.	Molt. orizz.	$\zeta_E$
0	[P.1]	[-540]	P.2	-420	50	0.128	0.663 (posizione sismica più sfavorevole)
48	[P.1]	[-492]	P.2	-372	34.367	0.128	0.663
96	[P.1]	[-444]	P.2	-324	10.613	0.129	0.672
144	P.1	-396	P.2	-276	7.571	0.134	0.697
192	P.1	-348	P.2	-228	3.221	0.134	0.697
240	P.1	-300	P.2	-180	1.832	0.135	0.697
288	P.1	-252	P.2	-132	1.421	0.138	0.716
336	P.1	-204	P.2	-84	1.326	0.139	0.722
384	P.1	-156	P.2	-36	1.303	0.14	0.722 (posizione statica più sfavorevole)
432	P.1	-108	P.2	12	1.547	0.14	0.722
480	P.1	-60	P.2	60	1.807	0.141	0.728
528	P.1	-12	P.2	108	1.805	0.141	0.728
576	P.1	36	P.2	156	1.52	0.14	0.722
624	P.1	84	P.2	204	1.547	0.14	0.722
672	P.1	132	P.2	252	1.661	0.139	0.722
720	P.1	180	P.2	300	2.188	0.137	0.713
768	P.1	228	P.2	348	3.77	0.136	0.704
816	P.1	276	P.2	396	8.676	0.134	0.697
864	P.1	324	[P.2]	[444]	13.771	0.133	0.688
912	P.1	372	[P.2]	[492]	34.367	0.133	0.688
960	P.1	420	[P.2]	[540]	50	0.132	0.688
960	P.1	420	[P.2]	[540]	50	0.132	0.688

L'analisi per carichi concentrati mobili per la CCE 4 con passo di spostamento 48 cm. ha prodotto i seguenti risultati:

- **moltiplicatore verticale minimo = 1.303**, con spostamento dei carichi concentrati pari a: 384 cm. da cui risultano le seguenti posizioni dei carichi: 1:-156, 2: -36. La risultante dei carichi concentrati è quindi applicata a -96 cm.: è distante  $350-96=254$  cm. dall'imposta sinistra.

**E' interessante osservare che la posizione staticamente più sfavorevole non si trova né al quarto della luce ( $0.25 \ell = 175$  cm.) né al terzo (233 cm.) ma è un poco più vicina alla chiave**

- **moltiplicatore orizzontale sismico minimo = 0.128**, con spostamento dei carichi concentrati pari a 0 cm.: i carichi rimangono quindi nella posizione iniziale definita in input. A tale configurazione corrisponde un indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  minimo pari a 0.663. **Si osservi quindi che dal punto di vista sismico la**

**posizione iniziale dei carichi, posti all'imposta sinistra del ponte, è la più sfavorevole.**

Costruendo diagrammi del tipo 'grafico a dispersione con linee rette' si può ottenere quanto illustrato in fig. 4.3.4 per il moltiplicatore statico, in fig. 4.3.8 per il moltiplicatore sismico e in fig. 4.3.9 per l'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$ . In Excel il file con i grafici potrà essere salvato con estensione *xlsx* o *xls*.

SAV rende disponibile un comando per l'apertura del file dei risultati generato dall'ultima analisi per carichi mobili eseguita per il progetto corrente:

menu Esegui > Analisi per carichi mobili: apri file risultati

In ordine di priorità viene ricercato un file *xlsx*, *xls* o *csv*. In tal modo, se l'Utente ha elaborato un grafico ed ha salvato il file come *xlsx* o *xls*, si riapre direttamente il file contenente il grafico.

Il percorso di archiviazione del file di esempio con i risultati dell'analisi per carichi mobili è il seguente:

`\Sav\Ponti\Esempio2_Mobili\Output\Esempio2_Mobili_Analisi_per_Carichi_Mobili.csv`

e per il progetto generico:

`\Sav\NomeCartella\NomeProgetto\Output\ NomeProgetto _Analisi_per_Carichi_Mobili.csv`

dove NomeCartella e NomeProgetto assumono le denominazioni relative al progetto corrente.

Attenzione: nel caso di modifiche strutturali che richiedano la riesecuzione delle analisi, SAV non cancella automaticamente il file dei risultati *csv*, *xls* o *xlsx*. Inoltre, in caso di riesecuzione dell'analisi per carichi mobili viene rigenerato il file *csv* ma i file con estensione *xlsx* o *xls*, generati dall'Utente, non vengono cancellati. Sarà cura dell'Utente attribuire ai file dei risultati dell'analisi per carichi mobili validità coerente con i dati correnti della struttura; dopo aver introdotto modifiche nei dati è comunque sempre consigliabile eseguire nuovamente l'analisi per carichi mobili, generando automaticamente un nuovo file *csv* a partire dal quale possono essere elaborati grafici e file *xlsx* o *xls* aggiornati.

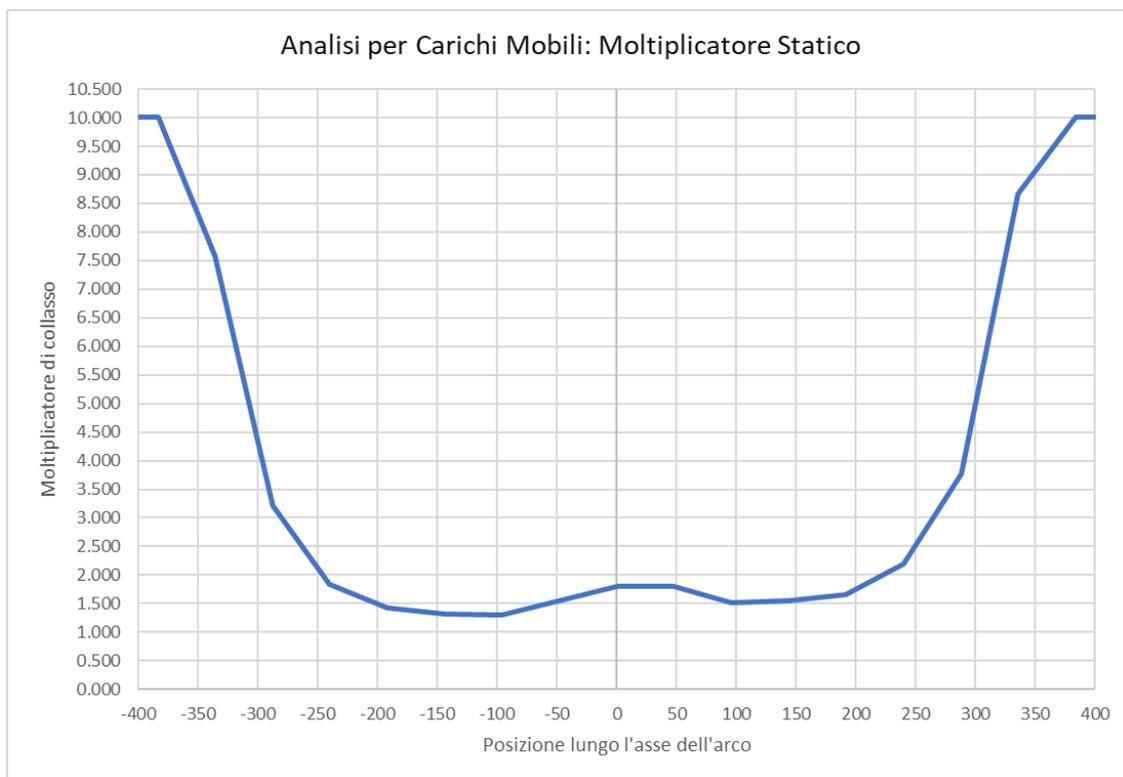


Fig. 4.3.4. Grafico dei risultati per il moltiplicatore statico

Il moltiplicatore di collasso verticale può essere interpretato come un coefficiente di sicurezza nei confronti degli effetti prodotti dal carico verticale<sup>2</sup>, che nel caso in esame, in base alle scelte progettuali già illustrate, riguardano stabilità e resistenze a taglio e a compressione.

<sup>2</sup> Come osservato in precedenza, ciò è in accordo con i riferimenti normativi: CNR-DT 213/2015, §3.8.2.

I risultati, testuali o grafici, del moltiplicatore di collasso verticale sono molto importanti in quanto **evidenziano se ci sono posizioni dei carichi definiti in input per le quali la verifica di sicurezza non è strettamente soddisfatta**: sono quelle posizioni dove il moltiplicatore scende sotto il valore unitario 1.000. Questo non avviene per nessuna posizione nel caso esaminato.

A titolo di esempio, si adotta un margine di sicurezza pari al 50%: è possibile controllare le posizioni critiche dove il moltiplicatore scende sotto 1.500, come illustrato in fig. 4.3.5.

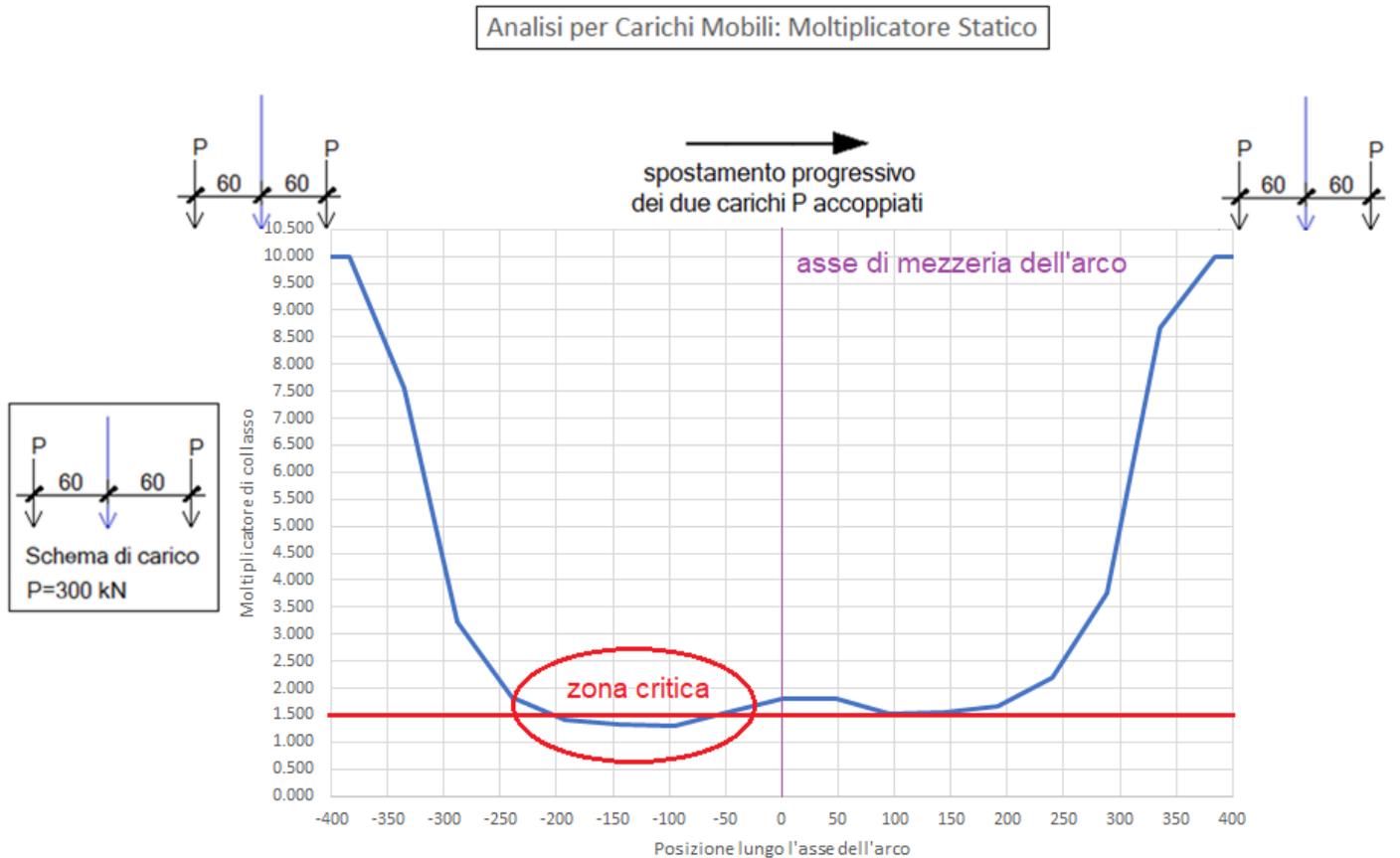


Fig. 4.3.5. Zona critica: zona di posizione dei carichi mobili per cui il moltiplicatore verticale risulta  $\leq 1.500$

Per il caso in esame, tracciando nel grafico la linea orizzontale del moltiplicatore pari a 1.500 (rossa in fig. 4.3.5) la zona dove la coppia di carichi produce un moltiplicatore inferiore al valore di sicurezza 1.500 è lunga circa 150 cm. (su una luce di 700 cm. dell'arco) e non è simmetrica rispetto all'asse di mezzeria dell'arco. Come si può osservare, anche l'andamento della curva dei risultati lungo la luce dell'arco, in colore blu nella stessa immagine, non è simmetrico rispetto all'asse in colore verde.

**L'assenza di simmetria dipende dal fatto che nell'insieme delle combinazioni di carico esaminate c'è una combinazione con carico distribuito parziale**: si tratta della CCC n°3, dove è presente un coefficiente moltiplicativo non nullo per la CCE n°3 caratterizzata dal carico variabile  $q_{1k}$  agente solo sulla metà sinistra della luce dell'arco (fig. 4.3.6).

**CCE 3 [Carico stradale distribuito q1k su metà arcata]: Carichi lineari (1)**

N°	Lungo X	Dim. (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.X: + verso destra (kN/m)	q.Z: + verso il basso (kN/m)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sim. + X	Sim. - X	Pied. sx	Pied. dx
1	<input checked="" type="checkbox"/>	410	-410	150	0.00	27.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

**Dati Condizioni di Carico Elementari [CCE] (4)**

N°	Commento	Psi.0	Psi.2	P.p. volta	P.p. rinf.sx	P.p. rinf.dx	P.p. sottof.	P.p. pavim.	Carichi di superficie	Carichi lineari	Carichi concentrati	Forze aggiuntive sui piedritti	Carichi mobili
1	Permanenti strutturali e non strutturali (Pesi propri)	1.00	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
2	Carico stradale distribuito q1k sull'intera arcata	1.00	0.20	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				
3	Carico stradale distribuito q1k su metà arcata	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				
4	Carichi stradali concentrati (tandem) Q1k	1.00	0.20	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>				

**Dati Combinazioni delle Condizioni di Carico [CCC] (3)**

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Qk1 CCE 4	Pied. Sx Sp.att.	Pied. Sx Sp.pass.	Perc. Sx Sp.pass.	Pied. Dx Sp.att.	Pied. Dx Sp.pass.	Perc. Dx Sp.pass.	Ponti cls. Adeg.	SLE
1	Carichi permanenti	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	Perm + q1k completo + Q1k	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Perm. + q1k metà sinistra + Q1k	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	1.35	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Fig. 4.3.6. CCC analizzate e presenza di un carico fisso non simmetrico

I carichi distribuiti della CCE 3 restano in posizione fissa durante l'analisi per carichi mobili e sempre di valore costante avendo considerato nullo il corrispondente check sul moltiplicatore verticale (si osservi che se i carichi distribuiti fossero inseriti nella CCE 4 ed avessero selezionato il check del moltiplicatore verticale, durante l'analisi per carichi mobili si sposterebbero insieme ai carichi concentrati). E' quindi interessante confrontare il grafico del moltiplicatore ottenuto con quello di una configurazione simmetrica. Per eliminare qualsiasi apporto di mancanza di simmetria, data la differenza di altezza dei piedritti, si rianalizza il ponte nella configurazione originaria con l'analisi carichi mobili limitata alla sola arcata (file *Esempio2\_Mobili\_Arcata*) confrontandolo con una configurazione di carico totalmente simmetrica, ottenuta per il medesimo arco senza la CCC n°3 e quindi senza alcuna influenza dei carichi distribuiti eccentrici definiti in tale CCE (file *Esempio2\_Mobili\_Arcata\_Simm*) (fig. 4.3.7).

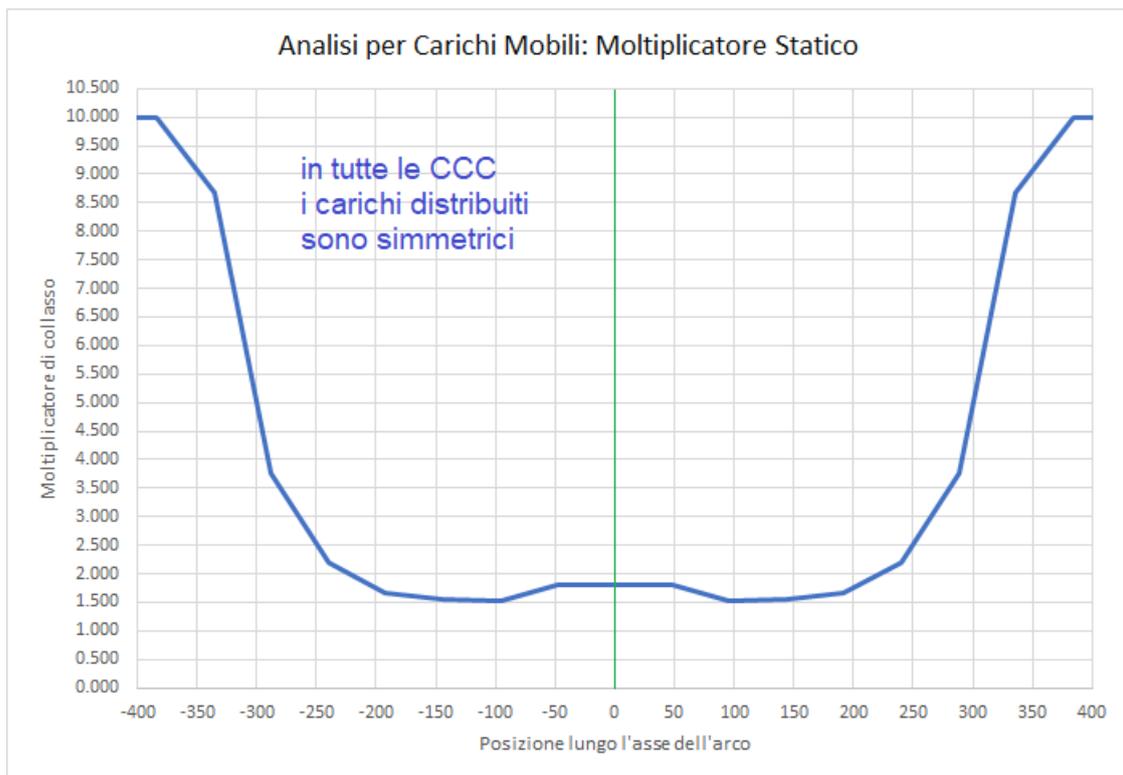
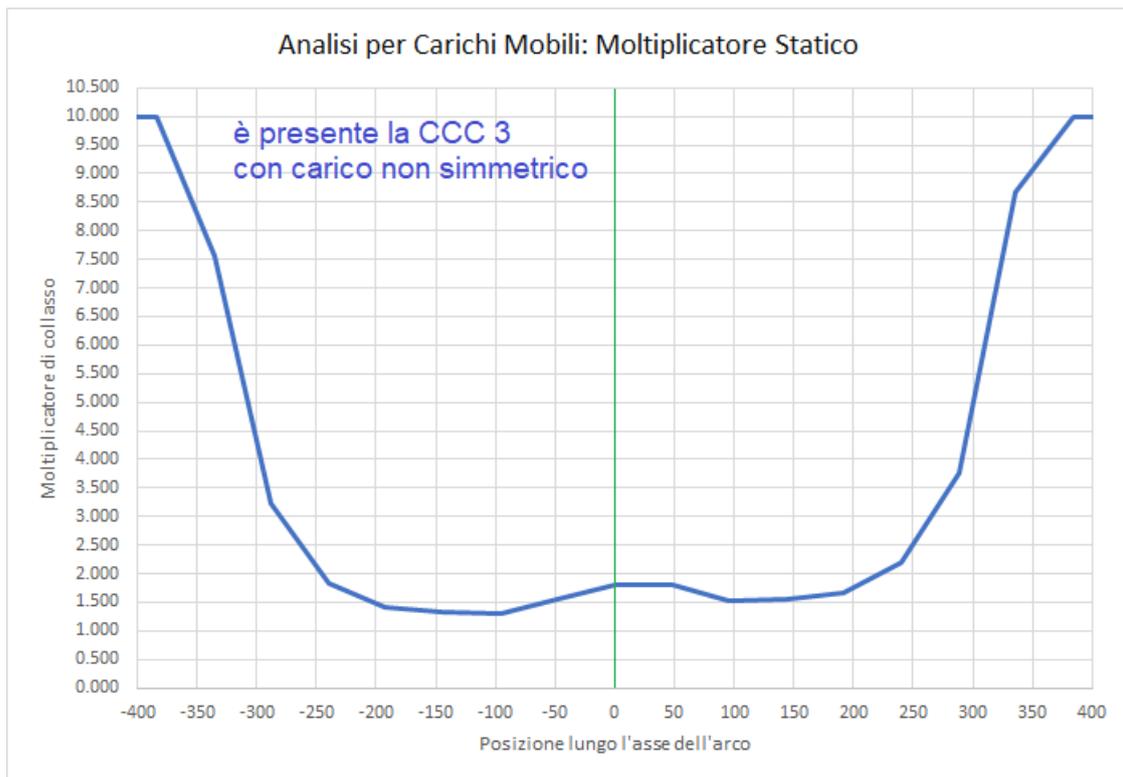


Fig. 4.3.7. Moltiplicatore statico: confronto della configurazione originaria con una simmetrica

Il grafico mostrato in fig. 4.3.7 costituisce peraltro un elemento di **validazione dell'analisi per carichi mobili**, in quanto configurazioni di sistemi voltati simmetriche per geometria e per carichi distribuiti, esplorate con posizioni dei carichi concentrati comprese fra le imposte cioè fra il limite sinistro e quello destro della luce dell'arco, devono presentare grafici dei moltiplicatori, in funzione della posizione, di tipo simmetrico.

Relativamente al carico simmetrico per l'esempio in esame, è interessante osservare che in presenza di distribuzione del carico variabile uniforme sull'intera luce dell'arco, rispetto al caso che include anche una distribuzione non simmetrica, il moltiplicatore verticale minimo aumenta da 1.303 a 1.521, evidenziando il noto fatto che **gli archi in generale presentano minore stabilità quando sono caricati in modo difforme lungo la luce.**

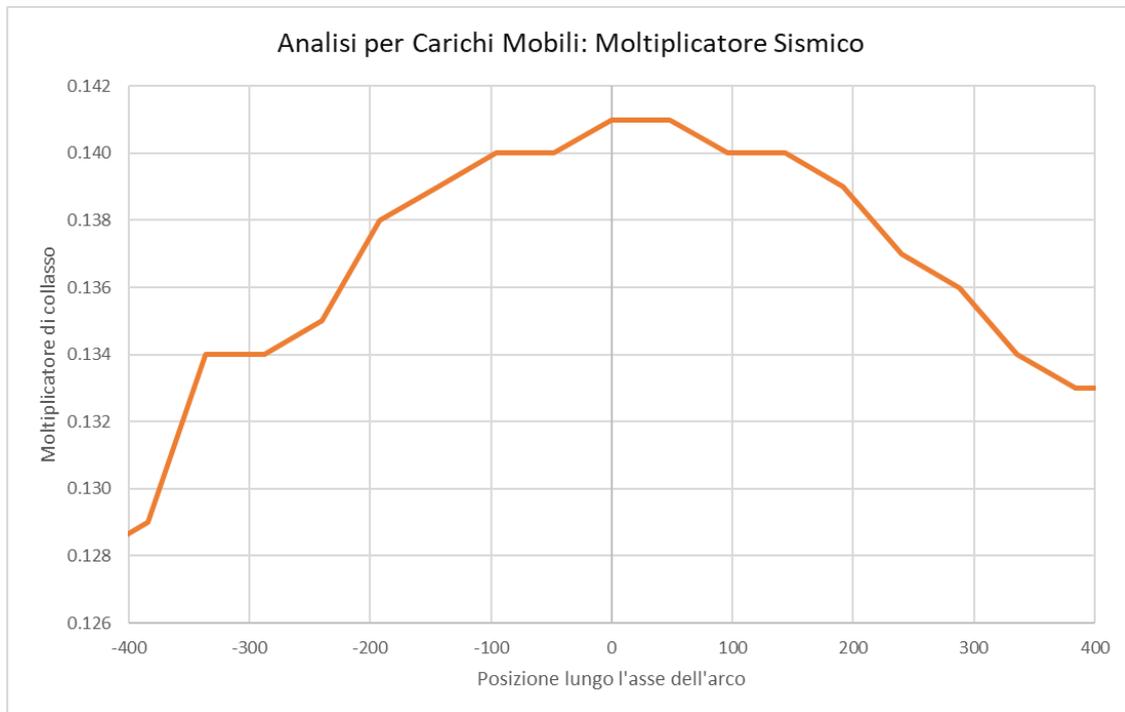


Fig. 4.3.8. Grafico dei risultati per il moltiplicatore sismico

Per quanto riguarda il **moltiplicatore sismico** (fig. 4.3.8), nel caso in esame l'effetto dei carichi concentrati mobili non è molto rilevante, in quanto la massa, e quindi l'azione inerziale associata ai carichi, è di bassa entità a causa del coefficiente  $\psi_2=0.2$ . Il moltiplicatore sismico è compreso fra il valore minimo 0.128, associato alla posizione dei carichi all'estremo sinistro della luce dell'arco (coincidente con la posizione originaria in input), e il valore massimo 0.141, con posizione della risultante di carichi vicina a metà luce dell'arco.

**Parallelamente al grafico del moltiplicatore sismico è interessante elaborare il grafico dell'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  (fig. 4.3.9), i cui valori costituiscono di fatto la verifica sismica.** Avendo specificato per la struttura voltata un valore target di  $\zeta_E$ , ad esempio: 0.8, è immediato rilevare le posizioni dei carichi mobili in corrispondenza delle quali l'indicatore scende sotto il valore obiettivo. Nel caso in esame, l'indicatore di rischio è sempre inferiore al valore target. Il grafico di  $\zeta_E$  risulta qualitativamente simile a quello del moltiplicatore di collasso orizzontale.

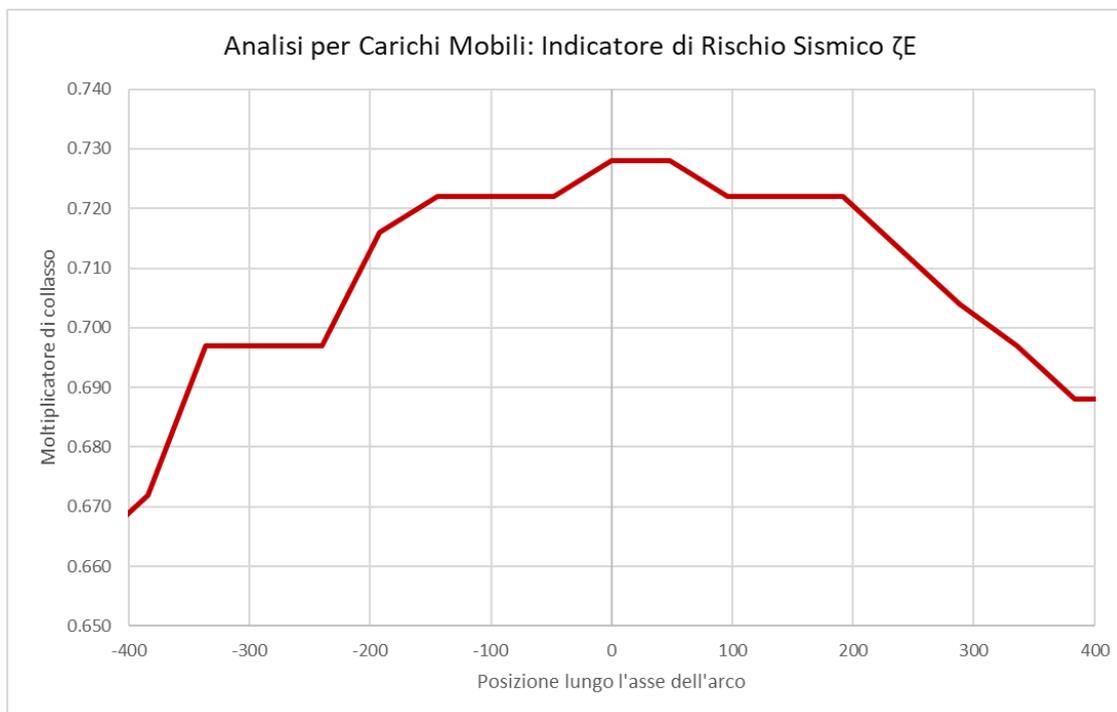


Fig. 4.3.9. Indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  in funzione della posizione dei carichi

Si osservi che in tutti i grafici illustrati è possibile osservare alcuni piccoli tratti rettilinei o massimi e minimi locali: si tratta di scostamenti da un andamento di tipo regolare, dovuti alle discretizzazioni che caratterizzano il modello geometrico (suddivisione dell'arco in conci più o meno fitti) e il passo dell'analisi per carichi mobili. Anche con discretizzazioni non troppo fitte vengono comunque colti risultati corretti in termini di moltiplicatore minimo e massimo.

**Oltre al moltiplicatore minimo, anche il moltiplicatore massimo fornisce informazioni interessanti:** esso corrisponde infatti alla posizione del carico o dei carichi concentrati in grado di garantire la massima sicurezza, date le entità di tali carichi. Questa applicazione dell'analisi per carichi mobili può essere particolarmente utile per i casi di **muri impostati in falso su volte, che trasmettono carichi provenienti da strutture sovrastanti**. In questi casi, diversamente dai ponti, non si tratta di mobilità di carichi ma dello studio dei loro effetti dipendenti dalla loro posizione, posizione che ad esempio può essere soggetta a modifica in caso di ristrutturazioni.

#### 4.4. ANALOGIA FRA DIAGRAMMI DI ANALISI PER CARICHI MOBILI E LINEE DI INFLUENZA

I diagrammi dei moltiplicatori di collasso in funzione della posizione dei carichi concentrati sono concettualmente simili a **linee di influenza**.

Si tratta di un'analogia, in quanto il concetto di linea di influenza si applica solo a strutture caratterizzate da piccoli spostamenti in regime elastico-lineare.

Attraverso noti teoremi, è possibile costruire analiticamente la linea di influenza  $e_s^v$  di un ente "e" (caratteristica di sollecitazione o di deformazione, o reazione vincolare) nella sezione "S" della struttura esaminata per effetto di un ente viaggiante unitario "v" (ad esempio, un carico verticale  $P=1$ ) come coincidente col diagramma dell'ente "V" duale dell'ente viaggiante tracciato in corrispondenza del valore di "E" ente duale dell'ente cercato posto=1 nella sezione S. Una volta nota la linea d'influenza, si può ottenere agevolmente il 'valore limite' per l'ente viaggiante, valore che si ottiene amplificando l'ente cercato fino al massimo valore che può assumere (ad esempio, se l'ente cercato è il momento, il valore limite è il momento resistente in S): tale coefficiente di amplificazione si applica direttamente anche all'ente viaggiante, grazie al

principio di sovrapposizione degli effetti. Si determina così, ad esempio, il massimo valore del carico  $P$  corrispondente nella sezione  $S$  alla sollecitazione flettente massima (il momento resistente). Si è così ottenuto il moltiplicatore massimo di  $P$  nei confronti della resistenza flessionale in  $S$ .

**Per le strutture in muratura, per le quali il comportamento non è di tipo elastico lineare bensì rigido-fragile**, secondo la teoria di Heyman, non è possibile ottenere diagrammi del tipo delle linee d'influenza in modo analitico. Per determinare l'ente cercato "e" in una certa sezione  $S$  per effetto di un carico viaggiante, o in altre parole per determinare il diagramma che fornisce il valore di "e" in corrispondenza di ogni sezione della struttura dove il carico viene via via applicato, è necessaria la costruzione per punti, resa comunque agevole grazie al calcolo automatico. Nel contesto dello studio condotto nel presente documento, l'ente cercato non è una caratteristica di sollecitazione in una sezione generica o una reazione vincolare in una sezione d'imposta ma è un parametro globale: il moltiplicatore di collasso. E' evidente che il metodo è immediatamente generalizzabile agli enti citati (caratteristiche di sollecitazione, angoli di scorrimento, tensioni di compressione, reazioni vincolari, spinte alle imposte).

Il diagramma del moltiplicatore costruito per punti (es.: fig. 4.3.4) non fornisce valori del moltiplicatore riferiti ad un carico viaggiante unitario, valori amplificabili in base all'effettiva entità del carico  $P$  (come avviene per le linee di influenza di strutture elastiche lineari): fornisce invece direttamente il valore dell'ente cercato (il moltiplicatore di collasso) per il carico  $P$  definito in input.

## 5. ANALISI CON CEDIMENTI ALLE IMPOSTE

### Bibliografia di riferimento

- [1] S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Sul calcolo degli archi in muratura", Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze (<http://www.cias-italia.it/PDF/129.pdf>)
- [2] S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Analisi statica e cinematica ed equilibrio limite di strutture ad arco a vincoli unilateri", Atti del IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata (AIMETA)
- [3] M. Paradiso, G. Tempesta, S. Galassi, F. Pugi: "Sistemi Voltati in Muratura", DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007.
- [4] F. Pugi, S. Galassi: "Seismic analysis of masonry voussoir arches according to the Italian building code", Int. J. Earthquake Eng. 2013;30(3):33-55.
- [5] S. Galassi, G. Misseri, L. Rovero, G. Tempesta: "Failure modes prediction of masonry voussoir arches in moving supports", Engineering Structures 173 (2018), 706-717.

In SAV l'implementazione dell'analisi dei cedimenti è stata curata da Francesco Pugi, attraverso l'ingegnerizzazione degli algoritmi contenuti nei testi di riferimento, con particolare riguardo alla procedura di ottimizzazione di ricerca della tripletta di cerniere soluzione del problema statico e cinematico e all'analisi del cedimento limite attraverso un moltiplicatore comune applicabile a singoli cedimenti.

### 5.1. TEORIA DEI CEDIMENTI ALLE IMPOSTE PER ARCHI RIGIDI

Si faccia riferimento alla procedura risolutiva applicato all'arco nel rispetto della teoria di Heyman, ampiamente illustrato nella documentazione di SAV (vd. Vol. 1, La Teoria) [1] [2] [3].

In sintesi, come mostrato nell'immagine seguente, l'arco viene modellato con una sequenza di conci connessi fra loro da due bielle ortogonali all'interfaccia, una in intradosso e una in estradosso, capaci di reagire solo a compressione e non a trazione, ed una biella tangente che sostiene l'azione di taglio.

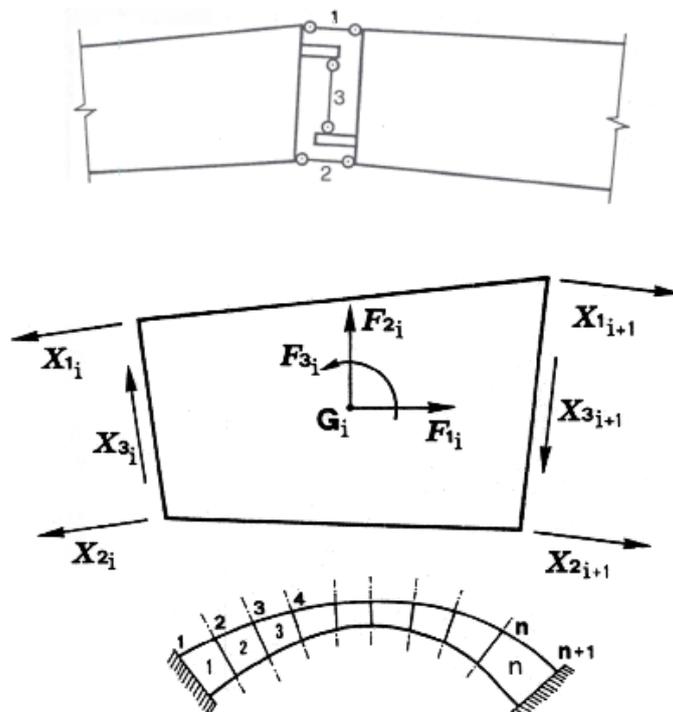


Fig. 5.1.1.

Viene impostato il sistema lineare che definisce l'equilibrio dell'arco, e che contiene 3 incognite sovrabbondanti. Invece che ricorrere alla congruenza, come accade nei problemi elastici di Scienza delle Costruzioni, essendo la struttura costituita da conci rigidi, la soluzione statica si individua applicando le condizioni al contorno specifiche del problema: l'impossibilità di trazione in intradosso e in estradosso si traduce nella condizione che la curva delle pressioni sia sempre interna alla sagoma della struttura, il che significa che in ogni biella ortogonale d'interfaccia è ammesso soltanto uno sforzo di compressione mentre la trazione deve essere annullata. Nelle interfacce dove una biella ha sforzo normale nullo, derivante dall'annullamento imposto, si è formata (al lato opposto) una cerniera.

Il metodo risolutivo dell'arco consiste nel controllare la curva delle pressioni e, applicando iterazioni successive, annullare lo sforzo normale nelle bielle che mostrano trazione, agendo ad ogni passo sulla biella maggiormente tesa. L'annullamento dello sforzo normale in una biella comporta la formazione della cerniera nella biella sul lato opposto.

Quando esiste una soluzione equilibrata compatibile con la condizione di curva delle pressioni non esterna, con formazione di non più di 3 cerniere alternate, l'arco si trova in equilibrio statico e risulta così definito un campo di sollecitazioni che può essere assunto, da un punto di vista ingegneristico, come riferimento per le verifiche di sicurezza (considerando opzionalmente anche verifiche a compressione e a taglio/attrito). Nelle verifiche statiche e sismiche con moltiplicatore dei carichi, il valore massimo di tale moltiplicatore viene fissato dalla soglia di formazione della quarta cerniera alternata che origina il meccanismo: l'arco perde l'equilibrio, e si scompone in parti rigide che ruotano tra loro, costituendo un vero e proprio sistema articolato, cioè un cinematismo.

La procedura fin qui esaminata non considera la possibilità di un **cedimento alle imposte**.

Quando oltre al campo di carichi esterni agenti sull'arco vengono anche applicati cedimenti alle imposte, la procedura richiede alcune specifiche integrazioni.

Come è stato illustrato, per soli carichi esterni le incognite cinematiche, in condizioni di equilibrio, risultano ovunque nulle e quindi l'analisi della stabilità si limita al controllo della compatibilità tra la sagoma iniziale dell'arco e la curva delle pressioni. Nel caso di compresenza di cedimenti vincolari, tale controllo di compatibilità deve essere effettuato tra la curva delle pressioni e la configurazione variata dell'arco, funzione di incognite cinematiche (le rotazioni nelle cerniere) che dipendono sia dai cedimenti stessi sia dai carichi applicati.

Si consideri dunque un arco sottoposto ad una condizione di carico verticale, per la quale la struttura risulti "stabile", e ad una configurazione di cedimenti anelastici dei vincoli, che per semplicità si possono pensare concentrati nelle imposte.

Per effetto del cedimento (consistente in uno o più movimenti fra traslazione orizzontale, traslazione verticale e rotazione, ad una o ad entrambe le imposte) la struttura si trasforma da una configurazione tre volte iperstatica ad una isostatica: di conseguenza la curva delle pressioni diventa tangente in tre punti alla sagoma dell'arco. Si formano 3 cerniere delle quali si deve individuare la posizione.

La figura seguente illustra le condizioni statiche e cinematiche che vengono controllate per la soluzione strutturale dell'arco: la configurazione che rispetta l'equilibrio deve assicurare sia l'assenza di trazioni con annullamento delle forze nelle bielle ortogonali all'interfaccia che risultano tese (fig. a; le forze  $X_{1i}$  e  $X_{2i}$  si riferiscono alle bielle d'interfaccia), sia l'assenza di ogni compenetrazione di materiale nella direzione delle bielle ortogonali all'interfaccia interessate dalla forza di compressione (fig. b) [1][2].

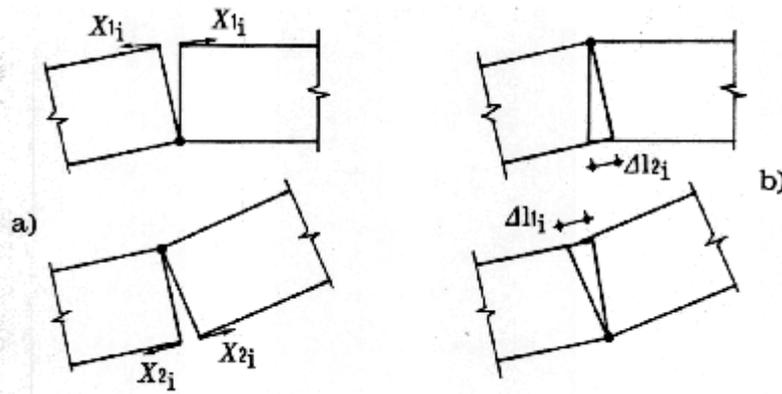


Fig. 5.1.2.

L'algoritmo risolutivo diviene il seguente:

**Fase 1.** Dati in input: arco, carichi statici esterni, cedimenti alle imposte.

**Fase 2.** Si individuano tutte le triplette di cerniere in grado di rispettare le condizioni richieste dal punto di vista cinematico (assenza di compenetrazione di materiale murario in corrispondenza delle bielle compresse). Se non esiste alcuna tripletta che rispetta la condizione cinematica, i cedimenti definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.

**Fase 3.** Fra tutte le triplette di cerniere individuate nella fase 2 si ricerca la tripletta in grado di soddisfare l'equilibrio con curva delle pressioni interna alla sagoma (e passante per le cerniere determinate dai cedimenti), facendo riferimento all'arco deformato. Se non esiste alcuna tripletta con tale proprietà, i carichi definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.

Se invece la tripletta che soddisfa le condizioni cinematiche e statiche viene individuata, si assegnano all'arco le 3 cerniere che lo degradano da iperstatico a isostatico.

**Fase 4.** Sulla configurazione originaria dell'arco, modificata dall'inserimento delle 3 cerniere, è possibile condurre una normale analisi per il calcolo di un moltiplicatore statico (relativo a carichi verticali variabili) o sismico (relativo all'intensità delle forze sismiche); tale procedura è da considerarsi significativa nel caso di cedimenti di piccola entità rispetto alle dimensioni geometriche dell'arco. Come per ogni altra analisi condotta con l'algoritmo implementato in SAV, il moltiplicatore viene fissato dalla formazione della quarta cerniera oppure da una condizione non ammissibile (ad esempio, sforzo normale risultante di trazione in una interfaccia non soggetta a rinforzo); ad ogni passo dell'analisi viene in ogni caso effettuata una verifica sul residuo non equilibrato: quando questo risulta non nullo, l'equilibrio non è più assicurato.

**Analisi del cedimento limite.** Nel caso che il cedimento applicato non sia di piccola entità, è necessario esaminare l'equilibrio dell'arco nella configurazione geometrica variata. Questa procedura viene seguita nel corso dell'analisi del cedimento limite, quando, sottoponendo il cedimento ad un moltiplicatore crescente, viene ricercato il valore massimo del moltiplicatore (moltiplicatore di collasso) per il quale l'arco deformato non è più in equilibrio rispettando la curva delle pressioni interna alla geometria deformata dell'arco stesso.

L'analisi del cedimento limite è di fatto indipendente da successive analisi sismiche con moltiplicatore orizzontale delle forze gravitazionali: l'analisi sismica in SAV viene infatti condotta non nella configurazione deformata dell'arco, ma in quella originaria. Si tenga presente che l'analisi sismica può comunque essere condotta sull'arco affetto da una o più cerniere predefinite (in caso di 3 cerniere, queste potrebbero essere del tutto equivalenti alle cerniere prodotte da cedimenti delle imposte); in ogni caso, le forze orizzontali sismiche incrementali agiscono su conci posti nella configurazione geometrica originaria.

Si osservi peraltro che in caso di cedimenti di entità rilevante (dell'ordine della decina di cm.), le analisi statica e sismica condotte sulla geometria originaria affetta dalle 3 cerniere dovute ai cedimenti acquistano un certo grado di convenzionalità. In casi di questo tipo gli effetti sismici sull'arco dovrebbero essere correlati non tanto all'effetto inerziale rappresentato da forze orizzontali agenti sull'arco stesso, ma alle

sollecitazioni e deformazioni sismiche delle strutture su cui l'arco si imposta. Ad esempio, cedimenti che rappresentano una **traslazione orizzontale delle imposte asincrona** (allontanamento o avvicinamento reciproco contemporaneo) possono essere considerati **rappresentativi di effetti sismici** trasmessi all'arco dalle deformazioni delle strutture sulle quali l'arco si imposta.

Infatti, le pareti murarie dell'organismo edilizio da cui l'arco spicca possono vibrare in modo asincrono: si pensi ad esempio ad un arco impostato da una parte su una parete perimetrale e dall'altra su una parete interna. Le pareti interne sono maggiormente connesse all'organismo murario dell'edificio, e la vibrazione delle imposte dell'arco può avvenire in modo asincrono. L'allontanamento reciproco delle imposte può determinare una deformazione della volta tale da provocarne il crollo, specialmente in caso di volte sottili (meccanismi riscontrati ad esempio nei recenti eventi sismici dell'Italia Centrale).

In tali casi l'analisi sismica dell'arco può svolgersi analizzando gli effetti inerziali non tanto sulle masse dell'arco stesso (studio dell'arco indeformato sottoposto a forze orizzontali crescenti), ma piuttosto sulle strutture che lo sostengono con conseguenti possibili movimenti asincroni delle imposte, valutandone le conseguenze sulla stabilità dell'arco.

Peraltro, si deve osservare che la relazione fra il valore limite di spostamento delle imposte e l'accelerazione sismica in input, aspetto da considerare per poter attribuire all'arco un indicatore di rischio sismico, è di difficile valutazione. L'arco e le pareti murarie su cui esso si imposta sono nella realtà un organismo unitario; disaccoppiando il comportamento, occorrerà una comparazione fra spostamenti e sollecitazioni delle due strutture per accertare che la capacità calcolata studiando la struttura muraria dell'edificio sia compatibile con la capacità dell'arco.

Ad esempio, condotta un'analisi pushover si possono estrarre informazioni sullo stato di deformazione e di sollecitazione delle pareti su cui l'arco si imposta in corrispondenza del punto di funzionamento per SLV: la deformazione dovrà essere compatibile con il cedimento che l'arco può sostenere, mentre la sollecitazione (es. momento fuori piano) dovrà mostrare un margine di sicurezza tale da sostenere gli effetti ribaltanti prodotti dalla spinta dell'arco nella configurazione deformata.

E' ragionevole attendersi che i cedimenti sismici dovuti al comportamento elastoplastico dell'organismo murario, intesi come spostamenti delle imposte generati dal moto delle pareti su cui l'arco è costruito, siano di dimensioni contenute e quindi generalmente lontani dai valori limite, di ordine di grandezza inferiore rispetto a spostamenti di dimensioni più importanti che possono avere cause di altra natura (quali i cedimenti del terreno). Evidentemente, ogni caso deve essere analizzato in modo specifico.

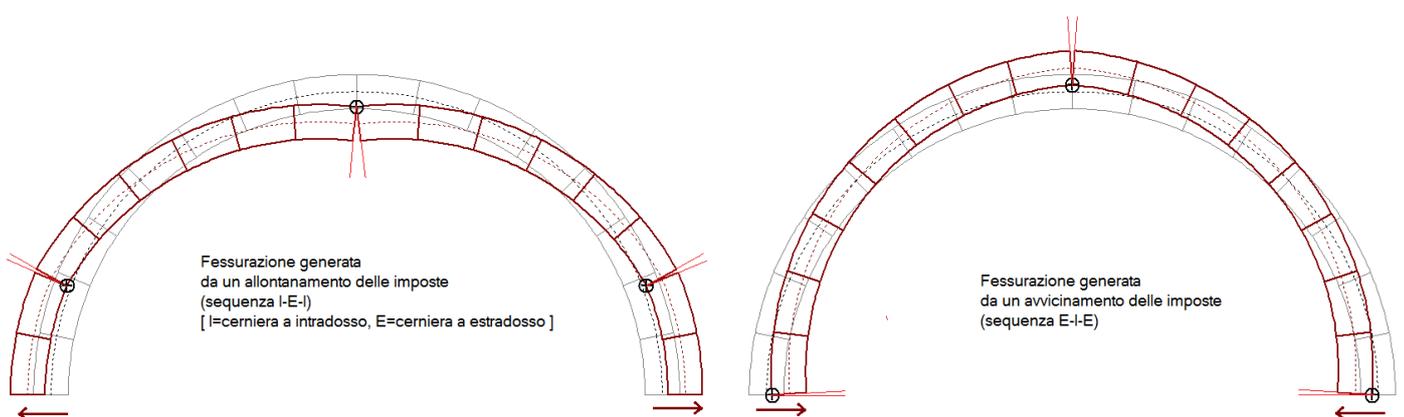


Fig. 5.1.3.

La **Fase 2.** dell'algoritmo presenta alcuni aspetti operativi particolarmente interessanti.

La ricerca delle triplette di cerniere cinematicamente ammissibili (in grado di assicurare l'assenza di compenetrazione di materiale compresso) può essere condotta con metodi di calcolo combinatorio [5], studiando tutte le possibili combinazioni di 3 cerniere su un sistema a  $m$  interfacce ( $m = N + 1$ , con  $N =$

numero di conci dell'arco). E' noto che il numero di combinazioni generate da  $m$  interfacce prese 3 a 3, è fornito dalla relazione:

$$m! / [3! (m-3)!]$$

Ma ogni cerniera può essere posta in intradosso (I) o in estradosso (E) e quindi esistono 6 possibili sequenze lungo l'arco: I-E-I, E-I-E, I-E-E, I-I-E, E-E-I, E-I-I.

In definitiva, il numero delle combinazioni possibili è pari a (ricordando che  $3!=6$ ):

$$m! / (m-3)! = m \cdot (m-1) \cdot (m-2)$$

Quindi ad esempio per un arco di 14 conci (vd. figura seguente) ( $m=N+1=15$ ) si hanno:

$$15 \cdot 14 \cdot 13 = 2730 \text{ possibili triplete di cerniere.}$$

Il numero delle combinazioni cresce ovviamente in modo molto rapido con l'aumento del numero di conci: per un arco modellato con 30 conci si hanno  $31 \cdot 30 \cdot 29 = 26970$  combinazioni.

Per ognuna di queste triplete deve essere teoricamente controllata la condizione di ammissibilità cinematica con assenza di compenetrazione, e, in caso positivo, la condizione di equilibrio con curva delle pressioni interna alla sagoma dell'arco.

L'onerosità del calcolo può essere ridimensionata attraverso alcune opportune considerazioni, grazie anche ai risultati delle sperimentazioni.

Si faccia riferimento alla sequenza di cerniere a partire dall'imposta sinistra verso l'imposta destra.

In caso di cedimento consistente nella sola traslazione orizzontale verso l'esterno, la sequenza delle cerniere mostra l'alternanza: I-E-I (figura seguente), mentre il cedimento orizzontale verso l'interno genera la sequenza: E-I-E.

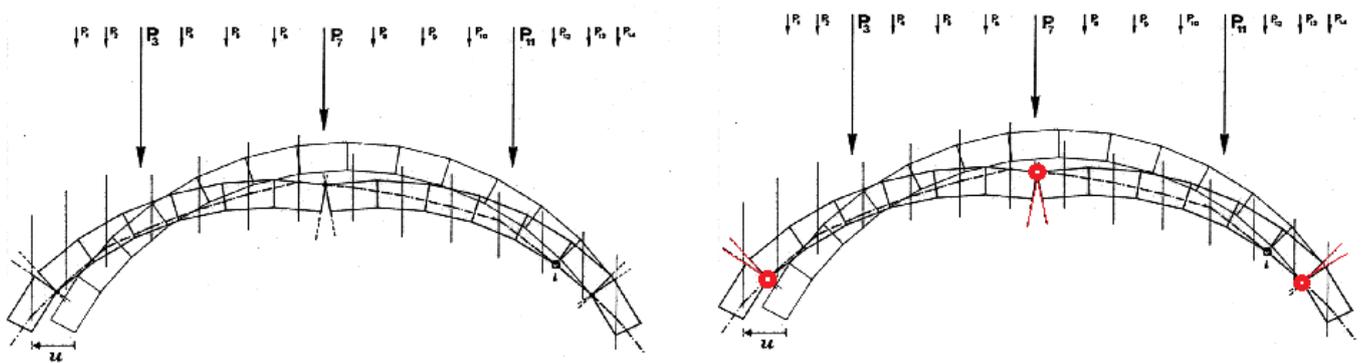


Fig. 5.1.4.

In caso di cedimento solo verticale verso il basso a destra, e verso l'alto a sinistra, l'arco mostra la sequenza: I-E-E.

In caso di cedimento solo verticale verso l'alto a destra, e verso il basso a sinistra, l'arco mostra la sequenza speculare: E-I-I.

Combinazioni generiche di cedimenti (traslazionali e rotazionali) possono generare sia le sequenze suddette, sia le altre rimanenti: I-I-E, E-I-I.

In base ai cedimenti in input, è quindi possibile effettuare una prima ricerca della triplete in una particolare sequenza, estendendo la ricerca agli altri casi quando non si individua la soluzione.

La procedura implementata in SAV effettua inoltre un riordinamento delle triplete che assegna priorità a quelle caratterizzate da maggiore distanza tra le interfacce interessate dalle cerniere. Triplette con cerniere su interfacce adiacenti o vicine sono infatti meno probabili.

Con tali tecniche la ricerca dell'eventuale triplete risolutiva viene condotta con tempi ottimizzati; a seconda dei casi può essere tuttavia richiesto un tempo di esecuzione non immediato.

La tempistica di elaborazione per l'analisi dei cedimenti è fortemente condizionata dalle modalità di discretizzazione dell'arco: si consiglia di provare a modellare l'arco con un numero di conci non troppo elevato; eventuali raffinamenti possono essere eseguiti in un approfondimento successivo.

## 5.2. I CEDIMENTI IN SAV: INPUT E MODALITA' DI ANALISI

L'applicazione di cedimenti in SAV richiede le seguenti condizioni:

- la volta deve essere costituita da un singolo arco;
- non deve essere presente una catena attiva;
- non devono essere specificati interventi di rinforzo;
- deve essere definita una sola combinazione di condizioni carico statica.

Per eseguire l'**analisi con cedimenti** si deve selezionare nel riquadro 'CEDIMENTI ALLE IMPOSTE' il check 'Analisi con i seguenti cedimenti'.

I cedimenti sono da intendersi come spostamenti in senso generalizzato, e consistono in traslazioni orizzontali o verticali (in mm) oppure in rotazioni (in gradi °).

L'esempio nell'immagine indica la specifica di uno spostamento orizzontale di 50 mm. verso l'esterno all'imposta sinistra e all'imposta destra. Le convenzioni sui segni sono le seguenti:

traslazione orizzontale: positiva se verso l'esterno (in input il segno + non è necessario), negativa se verso l'interno;

traslazione verticale: positiva se verso il basso, negativa se verso l'alto;

rotazione: positiva se verso l'esterno (antioraria all'imposta sinistra e oraria a destra).

La deformazione dell'arco conseguente alla generazione delle 3 cerniere dovute ai cedimenti specificati verrà mostrata come risultato dell'analisi statica (come illustrato negli esempi riportati nei paragrafi seguenti).

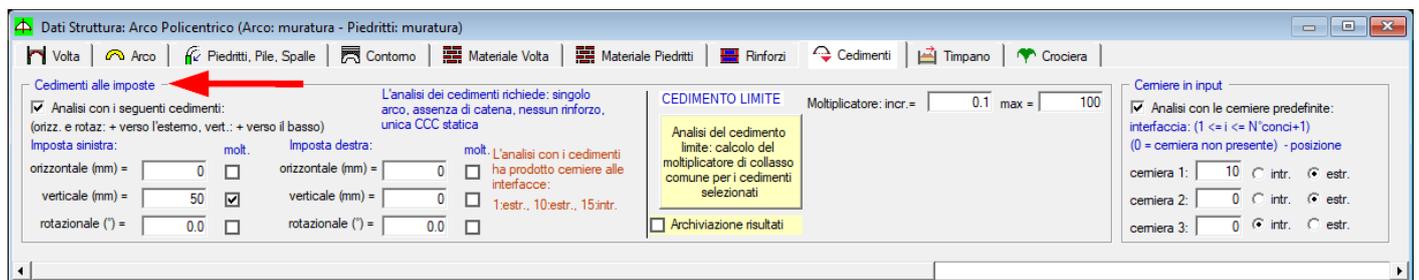


Fig. 5.2.1.

**Attenzione.** L'esecuzione dell'analisi con cedimenti implica una prima fase in Analisi Statica nella quale viene cercata la tripletta di cerniere compatibile con le condizioni al contorno cinematiche e statiche. Poiché la ricerca si fonda su un algoritmo ottimizzato derivato dal calcolo combinatorio, è possibile che richieda un certo tempo per l'elaborazione; per tale motivo il software richiede una conferma prima dell'esecuzione.

Per quanto riguarda l'**analisi del cedimento limite**, essa consiste nei seguenti passi:

- selezionare i cedimenti non nulli in input ai quali sarà applicato un valore comune del moltiplicatore;
- contemporaneamente, i cedimenti non nulli per i quali la casella 'molt.' non è selezionata, saranno considerati presenti senza variazioni durante tutti i passi dell'analisi di ricerca del moltiplicatore di collasso;
- in base ai valori incrementale e massimo del moltiplicatore dei cedimenti, l'elaborazione viene avviata attraverso il pulsante di comando (in sfondo giallo, vd. immagine): 'Analisi del cedimento limite: calcolo del moltiplicatore di collasso comune per i cedimenti selezionati' contenuto nel riquadro 'CEDIMENTO LIMITE'.

L'elaborazione procede incrementando progressivamente il moltiplicatore a partire dai cedimenti iniziali in input, con il limite del valore massimo, terminando a un passo intermedio laddove viene raggiunta l'instabilità dell'arco a causa degli spostamenti eccessivi per motivi cinematici (compenetrazione del

materiale) o statici (fuoriuscita della curva delle pressioni).

Le immagini nelle finestre grafiche si aggiornano automaticamente, mostrando la progressione dell'assetto statico dell'arco (curva delle pressioni, cerniere con angolo di apertura e dimensione lineare della fessura corrispondente).

Se il check '**Archiviazione risultati**' è attivo, al termine dell'elaborazione verrà eseguito il salvataggio di un progetto con cedimento limite contenente la configurazione al collasso, e durante l'elaborazione verranno salvate le immagini della finestra grafica (la finestra 'Grafica 1' normalmente posta in alto a sinistra, in genere dedicata al disegno del prospetto dell'arco, vista particolarmente efficace ai fini della rappresentazione del cedimento progressivo). Sarà poi possibile riesaminare la sequenza, sia in animazione sia consultando singole immagini, ognuna corrispondente ad un passo dell'analisi, attraverso la finestra Galleria.

Il file, con estensione *sav*, archiviato nella stessa cartella del progetto corrente, viene denominato:

*NomeProgetto\_analisi\_cedimenti\_10062024\_091500*

dove: *NomeProgetto* indica il nome del file del progetto corrente; i campi in rosso indicano rispettivamente la data (*ggmmaaaa*) e l'ora (*hhmmss*).

L'opzione di archiviazione dei risultati è utile sia per la visualizzazione successiva dei singoli passi dell'elaborazione sia per conservare risultati che altrimenti, a seguito di modifiche successive, verrebbero resettati. Poiché l'elaborazione del cedimento limite può richiedere un tempo significativo in dipendenza dalla discretizzazione dell'arco (numero di conci), risulta utile poter conservare i risultati; data e ora, inserite nel nome del file, ne identificano il momento dell'elaborazione.

Al termine dell'elaborazione, i valori in input dei cedimenti vengono aggiornati ai valori limite.

Oltre all'analisi con cedimenti e all'analisi del cedimento limite, è inoltre possibile assegnare sconnessioni (cerniere) in input, che riducono di uno o più gradi l'iperstaticità originaria dell'arco. Questa funzione trova una naturale collocazione nella scheda dei Cedimenti perché corrisponde comunque ad una perdita di iperstaticità della struttura. Imponendo una o più cerniere è possibile eseguire non solo le analisi statica e sismica, ma anche l'analisi dei cedimenti, per studiare se esiste compatibilità fra la fessurazione rilevata o ipotizzata e un movimento delle imposte.

Per tentativi è quindi possibile ricercare particolari configurazioni desiderate. Ad esempio, se in situ si rileva in intradosso una fessura di *x* mm., questa può essere interpretata come cerniera all'estradosso e attraverso lo studio dei cedimenti limite si possono condurre ipotesi sui movimenti delle imposte per ricercarne la possibile causa.



Fig. 5.2.2.

Per eseguire l'**analisi con cerniere predefinite**, nel riquadro 'Cerniere in input' si deve selezionare il check 'Analisi con le cerniere predefinite'. Il valore 0 indica un campo da non considerare.

Si ricorda che la cerniera in un lato dell'interfaccia (intradosso o estradosso) indica l'apertura di una lesione

nel lato opposto (rispettivamente, estradosso o intradosso). La cerniera corrisponde ad una biella compressa mentre la biella dal lato opposto ha sforzo normale annullato.

La cerniera impone il passaggio della curva delle pressioni nel punto corrispondente; e la curva diventa tangente in tal punto al bordo dell'arco. Nel caso dell'analisi con cedimenti di un arco staticamente stabile ma con una o più cerniere che garantiscono l'equilibrio, è opportuno considerare tali cerniere come predefinite in modo tale che la ricerca della configurazione isostatica prodotta dal cedimento rispetti le cerniere 'statiche'.

Le elaborazioni di calcolo mostreranno, in relazione ai carichi agenti, la compatibilità o meno delle cerniere definite in input con configurazioni stabili ed equilibrate. E' possibile che le cerniere specificate, costituendo punti obbligatori per il passaggio della curva delle pressioni, non corrispondano ad alcuna soluzione stabile ed in equilibrio con i carichi agenti: i risultati dell'analisi evidenzieranno questi aspetti attraverso opportuni messaggi.

**Nota.** L'imposizione di cerniere predefinite in input può comportare modifiche rilevanti nei risultati delle analisi statica e sismica. In analisi sismica, ad esempio, può non manifestarsi un meccanismo di collasso tipico con 4 cerniere, che nell'arco originario si formerebbero in interfacce tutte diverse rispetto a quelle imposte in input: lo stato limite ultimo dell'arco viene raggiunto in tal caso da una impossibilità di equilibrio, cioè dal fatto che agendo sulla curva delle pressioni imponendo l'annullamento delle trazioni nelle interfacce che le manifestano non si riesce più a rispettare l'equilibrio. Anche in assenza di meccanismo di collasso, la struttura non può essere considerata stabile: ciò significa che il collasso avviene senza manifestazione di un chiaro meccanismo.

Peraltro, è opportuno osservare che archi con sconnessioni predefinite corrispondono a situazioni deformate dove le geometrie difficilmente sono ancora coincidenti con le curvature di progetto originarie: se possibile, è preferibile eseguire un rilievo dettagliato (ad esempio, con laser-scanner) della geometria reale inserendo in SAV tale arco come 'arco per punti'. La verifica di sicurezza richiederà successive considerazioni riguardanti l'assetto statico dell'arco e le sue capacità residue, eventualmente calcolate inserendo in input fessurazioni (e cioè posizioni di cerniere) che nel rilievo dello stato di fatto siano state considerate significative. ■

Nei paragrafi seguenti sono presentati esempi applicativi dell'analisi con cedimenti.

### 5.3. ESEMPIO 1: CEDIMENTO VERTICALE AD UN'IMPOSTA

L'esempio 1 relativo alle analisi con cedimenti, denominato *Esempio\_Cedimenti\_1* ed installato da SAV nella cartella: *Es-Apprendi*, si riferisce al cedimento verticale all'imposta sinistra.

Il cedimento verticale può descrivere efficacemente una condizione statica dove l'arco ha subito danneggiamenti che possono avere diversa origine (generalmente legati ad un cedimento del terreno, che potrebbe anche essersi manifestato per effetto di precedenti eventi sismici).

Si ipotizza un cedimento di 5 cm. all'imposta sinistra.

Nei paragrafi seguenti si propongono alcune analisi che illustrano le possibilità di studio offerte da SAV.

- Anzitutto vengono trattati gli effetti prodotti dal cedimento verticale sulla stabilità dell'equilibrio dell'arco e sui risultati delle analisi statica e sismica (par. 5.3.1). In questo ambito, l'analisi dei cedimenti si svolge tenendo conto della cerniera che si genera nell'arco originario per effetto dei carichi statici.
- Successivamente, viene ricercato il cedimento verticale limite, ossia il valore massimo del cedimento in corrispondenza del quale l'arco non soddisfa più le condizioni richieste per la sua stabilità (par. 5.3.2).
- Viene poi esaminata la sequenza di configurazioni generata dallo studio del cedimento limite, al fine di studiare le dimensioni degli angoli di apertura delle cerniere e delle fessurazioni ed eventualmente individuare un valore limite del cedimento in base a valori massimi che si ritengano ammissibili per tali dimensioni (par. 5.3.3).
- Infine viene studiata la relazione fra cedimento limite ed entità del carico variabile uniformemente distribuito agente sull'arco (par. 5.3.4).

#### 5.3.1. EFFETTI SULLA STABILITA'

In questo paragrafo vengono trattati gli effetti prodotti dal cedimento verticale sulla stabilità dell'equilibrio dell'arco. Il cedimento statico verticale può descrivere efficacemente una condizione di fatto, in quiete sismica, dove l'arco ha subito danneggiamenti che possono avere diversa origine (generalmente legati ad un cedimento del terreno, che potrebbe anche essersi manifestato in precedenti eventi sismici).

L'esempio propone un caso già esaminato nella documentazione del software (esempio A2, par. 2.2 del Manuale degli Esempi Applicativi di SAV, a cui si rimanda per i dettagli).

Le principali caratteristiche dell'arco sono le seguenti:

- geometria: arco circolare a tutto sesto, con spessore variabile; la curva di intradosso è circolare con raggio costante. L'arco viene schematizzato come policentrico, per poter descrivere la variazione di spessore fra la zona compresa tra imposta e rene ( $s=50$  cm.), e quella compresa tra rene e chiave ( $s=40$  cm.). L'arco policentrico viene definito attraverso 3 archi elementari. L'arco è da considerarsi come la sezione trasversale di una volta a botte, e quindi ha la profondità di 1.00 m.
- l'arco è composto da 18 conci di uguale lunghezza (60 cm.)
- sono presenti: riempimento (rinfianchi), sottofondo e pavimentazione;
- la muratura, in pietrame da taglio, ha peso specifico  $26 \text{ kN/m}^3$ ;
- condizioni di carico elementari: oltre alla prima con i carichi permanenti, si considera una seconda CCE caratterizzata da un carico lineare uniformemente distribuito pari a  $8.00 \text{ kN/m}$ ;
- comportamento strutturale: viene analizzata la sola stabilità (non sono considerate verifiche aggiuntive ad attrito e verifiche a compressione: questa scelta permette la focalizzazione dell'attenzione sugli effetti del cedimento nei confronti della stabilità).

Si vuole valutare l'effetto di un cedimento verticale di 5 cm. all'imposta sinistra.

In una prima fase, si svolge l'analisi statica dell'arco originario, con tutte le sue iperstaticità, sotto l'azione dei carichi verticali, in modo da rilevare l'eventuale formazione di cerniere statiche: in caso affermativo, esse devono essere preimpostate ai fini dell'analisi del cedimento.

Nella fase successiva, si esegue di nuovo l'analisi che anzitutto determina gli effetti del cedimento, e poi in cascata sono elaborate sulla geometria originaria le analisi statica e sismica tenendo conto delle cerniere generate dal cedimento.

Per quanto riguarda le combinazioni delle condizioni di carico elementari (CCC), ne viene definita una, considerando i carichi permanenti affetti da un moltiplicatore unitario, ed i carichi variabili da un moltiplicatore pari a 1.5, ipotizzando che tale variabilità possa avere un effetto sfavorevole sulla risposta strutturale. Il carico statico variabile aggiuntivo di calcolo è quindi pari a  $1.5 \cdot 8.00 = 12 \text{ kN/m}$ .

**Nota.** Ai fini dell'analisi del cedimento, deve essere definita un'unica **Combinazione di Condizioni di Carico** (CCC): ad essa corrisponde la formazione delle 3 cerniere che a seguito del cedimento rendono l'arco isostatico, e condizionano i risultati della successiva esecuzione delle analisi statica e sismica. Se le CCC fossero più di una in uno stesso file, le cerniere generate dal cedimento potrebbero essere diverse fra differenti CCC e di conseguenza le successive analisi dovrebbero preferire una CCC a cui riferirsi. Pertanto, si procede considerando una sola CCC statica, alla quale si fanno corrispondere le cerniere prodotte dal cedimento; tali cerniere agiranno anche sullo stato di sollecitazione delle analisi statica e sismica condotte a cedimento avvenuto.

Per studiare altre ipotesi di carichi verticali che per effetto del cedimento generano altre triplete di cerniere, si opererà salvando più files e definendo in ciascuno di essi la CCC desiderata (le CCE saranno invece in tal modo coincidenti fra i diversi files riferiti al medesimo progetto).

Si osservi inoltre che gli studi condotti sugli effetti dei cedimenti mostrano che i principali parametri in gioco:

- geometria dell'arco e sua discretizzazione (numero di conci);
- entità e distribuzione dei carichi applicati (uniforme, su tutta la luce o solo su una parte, concentrato...);
- entità e tipologia dei cedimenti anche combinati fra loro (orizzontale, verticale e/o rotazionale, ad una o entrambe le imposte):

svolgono un ruolo complesso e non è immediato prevedere se la sicurezza aumenta aumentando il carico, come spesso si ipotizza per le strutture ad arco: notoriamente, nei confronti della stabilità statica esse beneficiano di maggior carico verticale, ma la compresenza dei cedimenti e la conseguente geometria deformata con il riposizionamento della curva delle pressioni possono generare instabilità che sopraggiungono con carichi più elevati.

Per tale motivo, nel par. 5.2.4 si propone un approfondimento della dipendenza della capacità dell'arco in termini di cedimento limite dall'entità del carico applicato.

A seguito di queste considerazioni, non è quindi immediato decidere quali coefficienti moltiplicatori  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  delle CCE siano da preferire ai fini della verifica di sicurezza; la normativa vigente (Tab. 2.6.I in §2.6.1 del D.M. 17.1.2018) costituisce un riferimento da cui trarre possibili combinazioni.

Nell'esempio in esame si è scelto  $\gamma_G = 1.0$  e  $\gamma_Q = 1.5$ , ma sono ovviamente possibili altre scelte.

Peraltro, il coefficiente moltiplicatore del carico variabile,  $\gamma_Q$ , verrà utilizzato, in questo esempio, per variare il carico distribuito applicato e poter così condurre lo studio di dipendenza del cedimento dal carico proposto nel par. 5.2.3. ■

Si esegue dunque l'analisi statica. L'arco risulta stabile sotto i carichi agenti, e forma una cerniera in chiave in estradosso (interfaccia n°10: il numero delle interfacce va da 1 a N+1, con N numero di conci; pertanto, il numero di un'interfaccia è uguale al numero del concio successivo, a partire dall'imposta sinistra verso l'imposta destra).

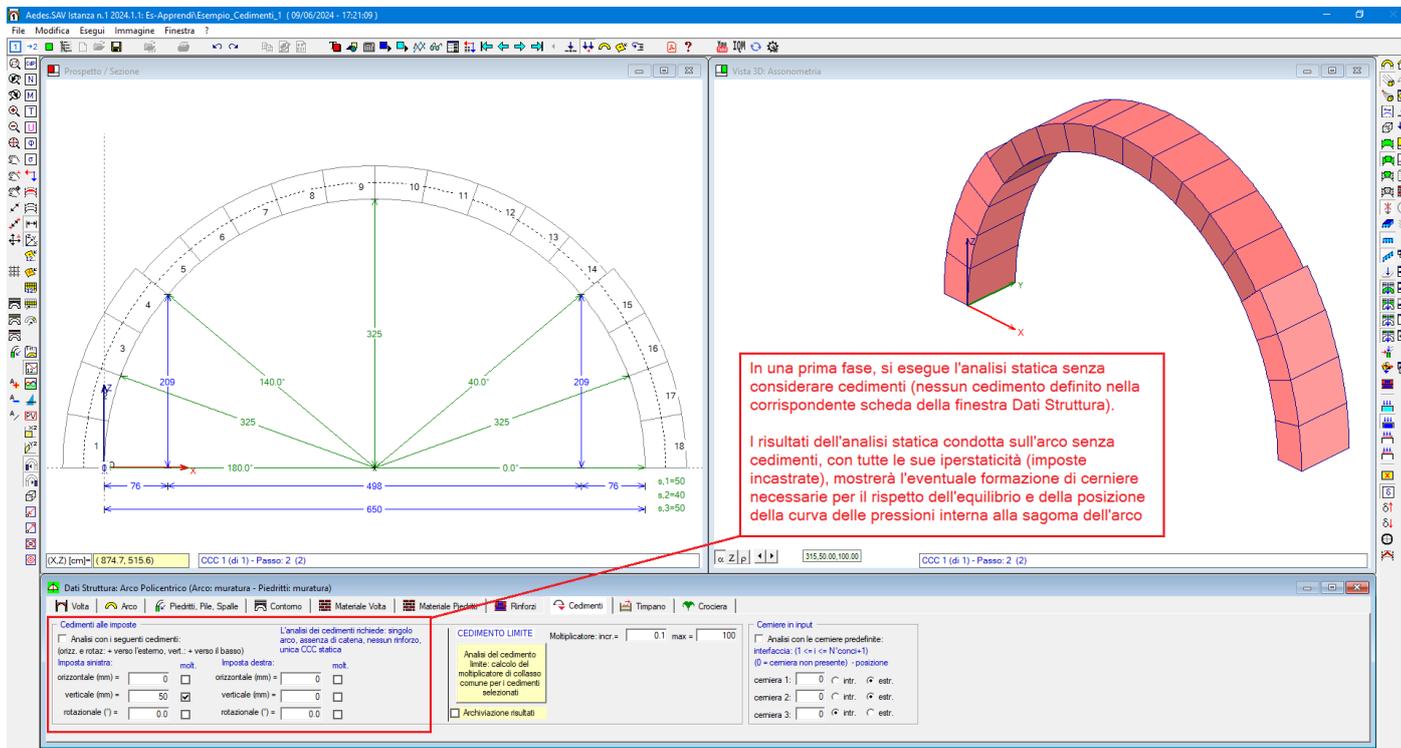


Fig. 5.3.1.

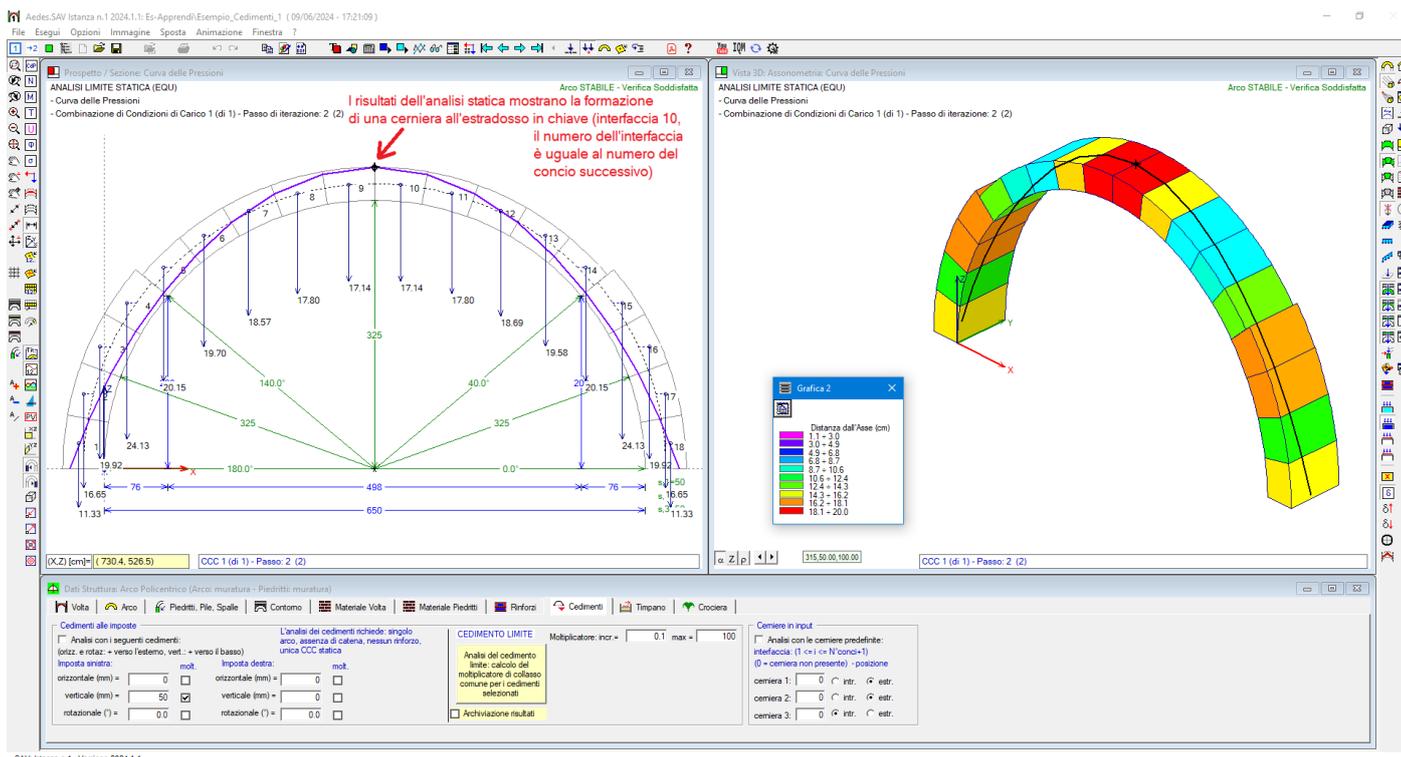


Fig. 5.3.2.

La cerniera in chiave in estradosso viene ora introdotta in input come cerniera predefinita, in modo da essere forzatamente inclusa nella tripletta ricercata nel corso della risoluzione della configurazione isostatica prodotta dal cedimento.

Si seleziona quindi il check per l'analisi con i cedimenti specificati (50 mm. verticale verso il basso all'imposta sinistra): a questo punto l'arco è pronto per l'esecuzione dell'analisi con cedimenti. Lanciando normalmente

l'analisi (comando , o: tasto funzione F5), viene anzitutto eseguita l'analisi con cedimenti, quindi a cascata le analisi statica e sismica (condizionate dalle cerniere prodotte dall'analisi con cedimenti). Se il pulsante  è premuto (barra degli strumenti laterale destra, in basso) [Spost.(SLE)/Cedim./Mecc.coll-arco(SLU: EQU, SLV)], dopo l'elaborazione verrà mostrata la configurazione deformata dell'arco, ed in essa la curva delle pressioni se il corrispondente pulsante  è premuto (barra degli strumenti laterale sinistra, in alto), oltre che nella configurazione originaria. Risultano quindi direttamente confrontabili le variazioni sia di geometria, sia di posizione della curva delle pressioni.

Per fare in modo che l'elaborazione di calcolo inizi con l'analisi dei cedimenti, deve essere selezionata questa opzione



Deve inoltre essere definito almeno un cedimento non nullo: in questo caso, si considera un cedimento verticale verso il basso dell'imposta sinistra pari a 50 mm.

Qui è stata inserita in input la cerniera statica posta in estradosso all'interfaccia di chiave (la n° 10). Le altre cerniere predefinite sono nulle

Fig. 5.3.3.

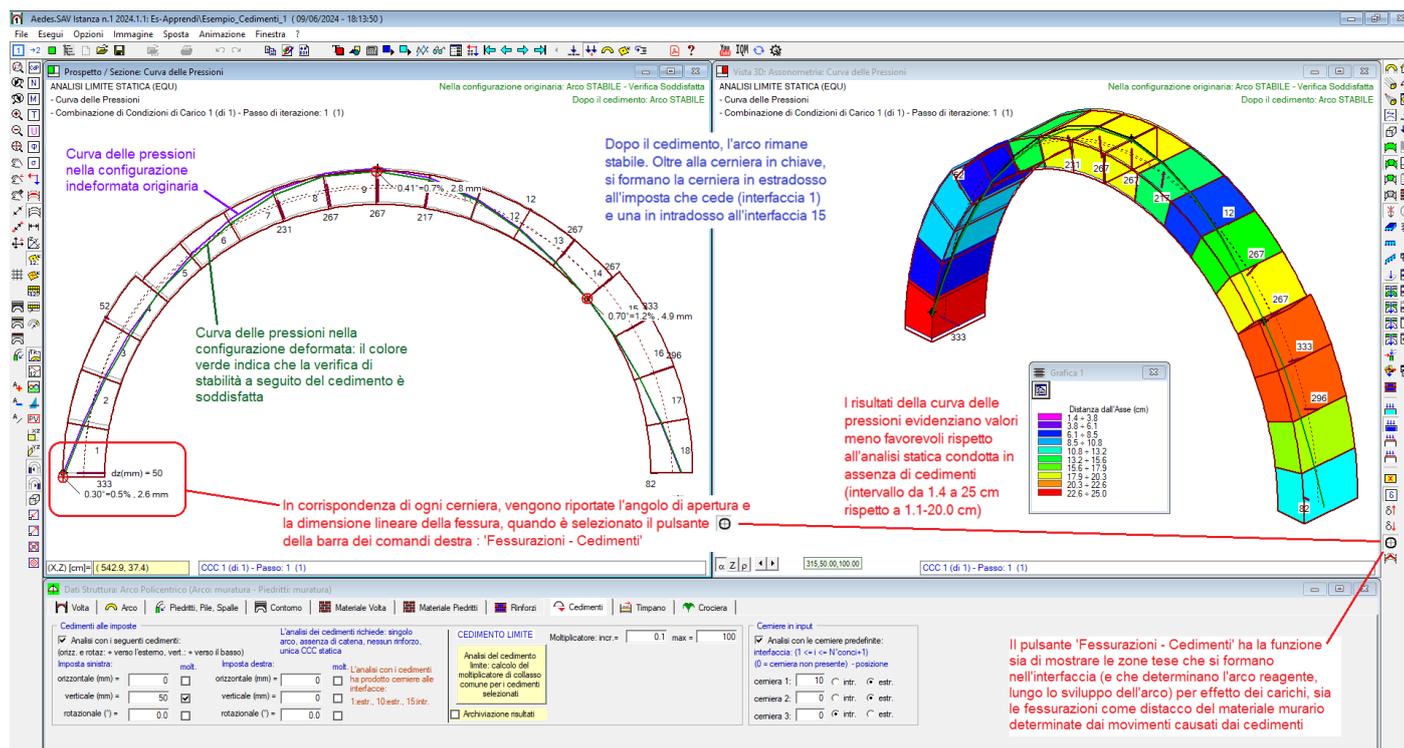


Fig. 5.3.4.

Come mostrato in figura, a seguito del cedimento l'arco risulta stabile; oltre alla cerniera preimpostata in estradosso in chiave, per le motivazioni statiche illustrate in precedenza, si formano per effetto dello spostamento dell'imposta sinistra due cerniere: una all'imposta sinistra stessa, cioè l'imposta sede del cedimento verticale (da notare che il cedimento verticale di un'imposta non implica necessariamente che la prima cerniera si formi nell'imposta stessa). Le tre cerniere corrispondono alla tripletta che il software ha

individuato come capace di rispettare le condizioni cinematiche (sulla compenetrazione del materiale) e statiche (sull'equilibrio con curva delle pressioni interna all'arco).

La grafica mostra come la curva delle pressioni aggiornata sull'arco deformato sia contenuta interamente nella sagoma modificata dell'arco, e la verifica di sicurezza è soddisfatta.

Si osservi nell'immagine i valori dell'apertura angolare e della fessurazione (dimensione lineare di apertura sul lato opposto alla cerniera) in corrispondenza di ognuna delle 3 cerniere.

Trattandosi di un cedimento piccolo, pari allo 0.8% rispetto alla luce dell'arco (distanza fra gli intradossi alle imposte: 650 cm), assumono ottima attendibilità anche le analisi statica e sismica eseguite in cascata all'analisi del cedimento, e condotte sulla configurazione originaria resa isostatica dalle cerniere generate dal cedimento, in modo da definire la capacità residua dell'arco in relazione alla capacità originaria. L'analisi statica post-cedimento mostra un peggioramento rispetto all'assetto statico indeformato (la distanza della curva delle pressioni dall'asse dell'arco è aumentata).

Per quanto riguarda l'analisi sismica condotta sull'arco applicando forze orizzontali definite da un moltiplicatore dei carichi verticali, conducendo l'analisi sulla configurazione originaria si ottengono i risultati illustrati nell'immagine seguente.

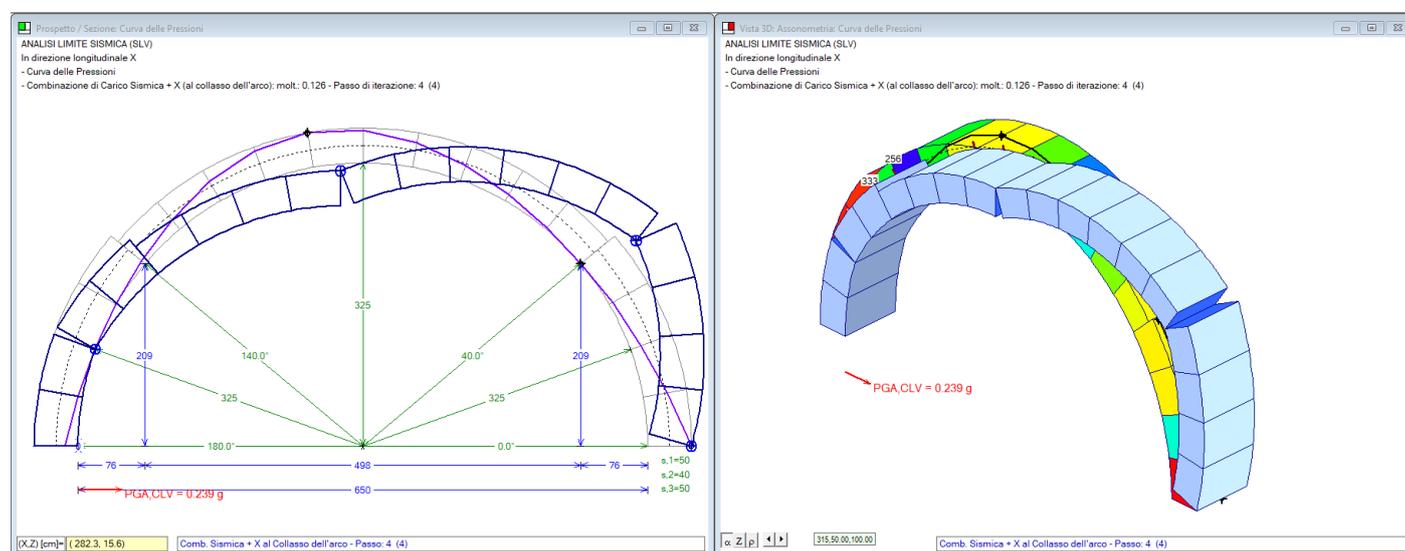


Fig. 5.3.5.

L'arco ha un moltiplicatore di collasso orizzontale pari a 0.126, in corrispondenza del quale si forma il meccanismo di collasso evidenziato in figura. Possiamo osservare che a parte la cerniera in chiave in estradosso, di origine statica e quindi presente anche nel comportamento sismico, e la cerniera successiva verso destra, la prima cerniera si trova in intradosso, sul lato opposto rispetto a quella prodotta dal cedimento verticale all'imposta sinistra. Questa differenza sull'ubicazione della prima cerniera dalla parte del cedimento induce a ipotizzare un sostanziale peggioramento del comportamento sismico a seguito del cedimento. Ed infatti l'analisi sismica condotta in cascata al cedimento mostra un risultato negativo (figura seguente).

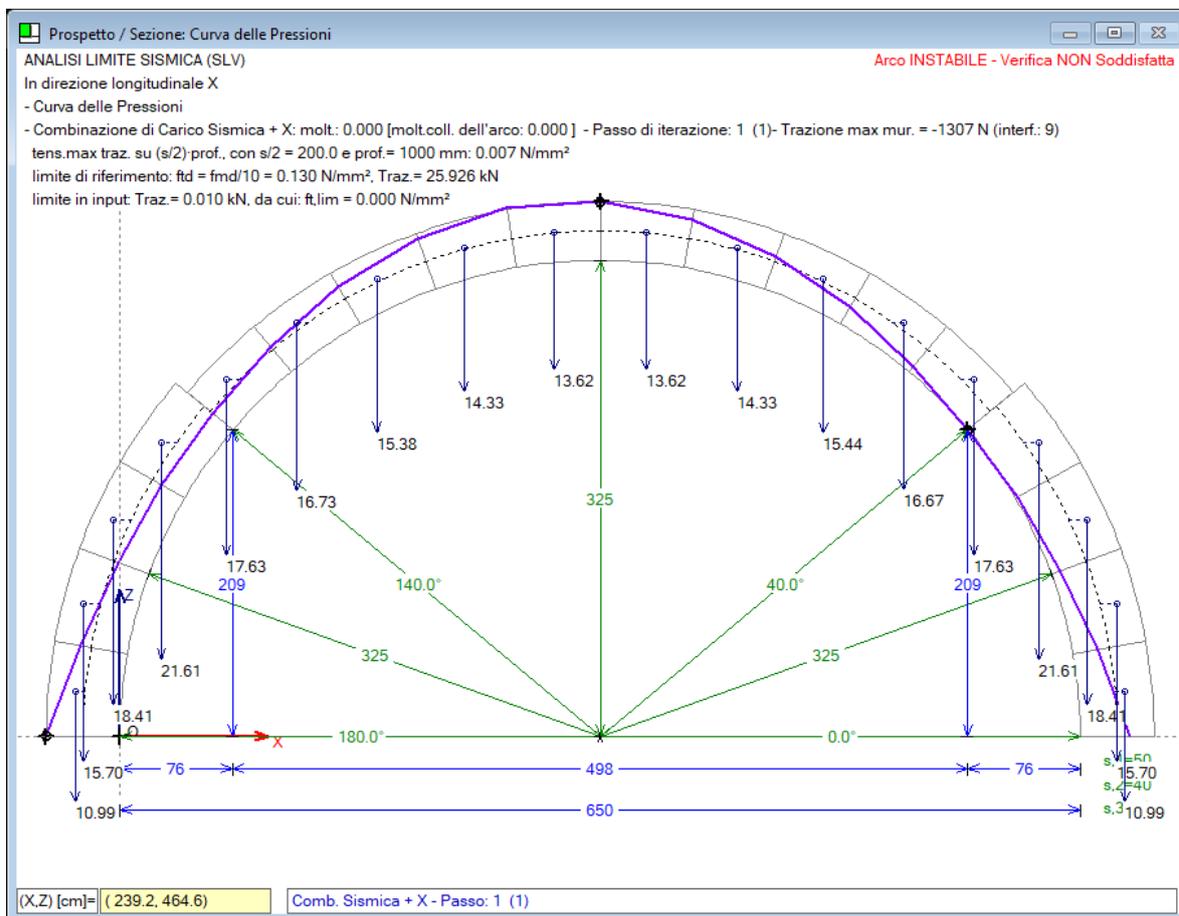


Fig. 5.3.6.

Anche per un piccolo valore del moltiplicatore orizzontale, la curva delle pressioni, a causa delle cerniere imposte dal cedimento, tende a fuoriuscire nella zona di estradosso a sinistra della chiave. Il moltiplicatore di collasso risulta nullo. Questo risultato ci mostra che un cedimento verticale ad un'imposta può condizionare fortemente il successivo comportamento sismico dell'arco.

Tuttavia, si deve considerare che un arco può subire effetti sismici non tanto per l'inerzia delle sue stesse masse sullo schema originario indeformato, quanto piuttosto per spostamento reciproco delle imposte prodotto dalle forze inerziali agenti sulle strutture principali (pareti) sulle quali l'arco si imposta: l'esempio 2 (par. 5.4) propone questa interpretazione, rinviando la capacità sismica (e quindi la definizione dell'indicatore di rischio sismico) alla capacità delle strutture murarie (pareti) su cui l'arco si imposta, in relazione sia allo spostamento di queste in fase sismica (che può generare l'allontanamento reciproco delle imposte) sia alla sollecitazione ribaltante indotta dalla spinta dell'arco aggiuntiva rispetto ai momenti fuori piano direttamente competenti alla parete.

**Nota.** L'eventuale studio dell'**analisi sismica post-cedimento** su una configurazione deformata, vista come analisi con forze inerziali nei conci applicate all'arco deformato, può essere gestita da SAV definendo un arco generico con geometria inserita per punti. ■

### 5.3.2. RICERCA DEL CEDIMENTO VERTICALE LIMITE

Nel paragrafo precedente, si è mostrato che l'arco può sostenere un cedimento verticale di 50 mm. all'imposta sinistra restando stabile.

E' lecito domandarsi quanto possa crescere tale cedimento mantenendo l'arco in sicurezza: in altri termini, quale sia il cedimento verticale limite, ovvero quel valore massimo in corrispondenza del quale l'arco non soddisfa più le condizioni richieste per la sua stabilità.

L'analisi del cedimento limite permette di selezionare i cedimenti in input cui applicare un moltiplicatore, esaminando le configurazioni progressivamente determinate dall'incremento del moltiplicatore, fino a trovare il valore limite del campo di cedimenti.

Per eseguire l'analisi del cedimento limite è disponibile un apposito pulsante di comando: 'Analisi del cedimento limite: calcolo del moltiplicatore di collasso comune per i cedimenti selezionati'.

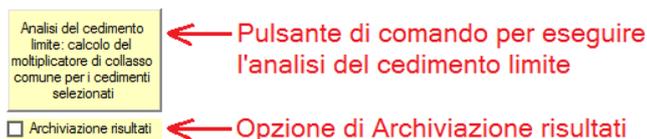
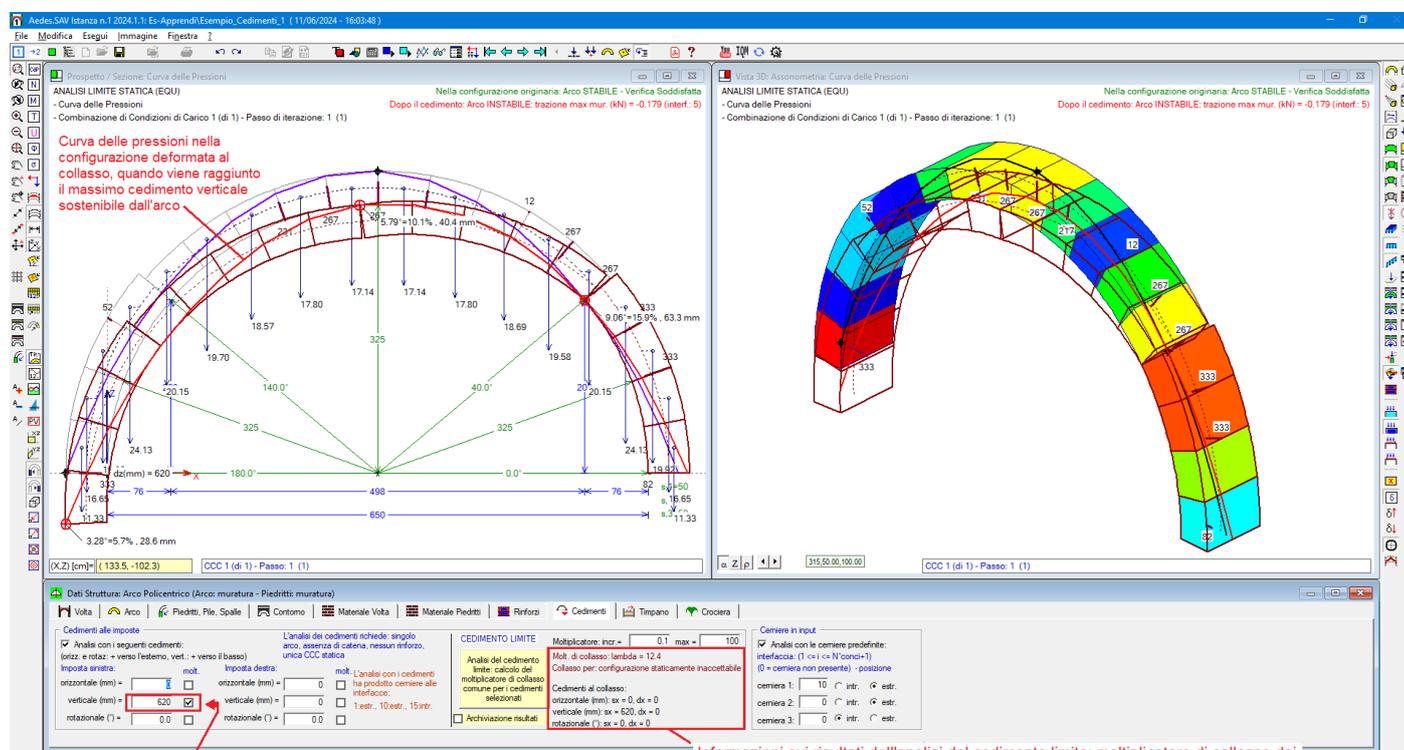


Fig. 5.3.7.

Per l'esempio corrente si ottengono i risultati illustrati nell'immagine seguente.



La selezione indica i cedimenti variabili, ossia quelli a cui viene applicato al proprio valore iniziale il moltiplicatore (in questo caso:  $50 \cdot 12.4 = 620$  mm)

Informazioni sui risultati dell'analisi del cedimento limite: moltiplicatore di collasso dei cedimenti variabili; causa di raggiungimento del collasso (statica, come in questo caso, o cinematica); valore dei cedimenti in corrispondenza dello stato di collasso

Fig. 5.3.8.

Si rileva un cedimento limite pari a 620 mm, valore piuttosto elevato, in corrispondenza del quale l'arco perde stabilità per fuoriuscita della curva delle pressioni in una o più interfacce distinte da quelle sedi di cerniera.

In generale, il calcolo è sensibile alle impostazioni numeriche. Si tenga presente che il processo incrementale parte dal cedimento iniziale, in questo caso 50 mm.

Prima di eseguire l'analisi del cedimento limite può essere opportuno applicare un cedimento piccolo, accertarsi se l'arco è in equilibrio sotto tale cedimento (in questo esempio lo era), e a questo punto calcolare il cedimento limite. L'elaborazione del cedimento limite procederà incrementando i cedimenti variabili fino al raggiungimento del collasso.

In ogni caso, qualora si parta da un valore iniziale di cedimento non sostenibile, il metodo incrementale terminerà al primo passo evidenziando l'impossibilità per l'arco di sostenere cedimenti amplificati.

**Nota.** Per quanto riguarda le **cause di termine dell'analisi dei cedimenti** con identificazione del cedimento limite, queste vengono segnalate nella finestra grafica, in alto a destra. Frequentemente si tratta della fuoriuscita della curva delle pressioni, e in tali casi vengono segnalati il valore della trazione non ammissibile (superiore al valore specificato nei Parametri di Calcolo, scheda Impostazioni, gruppo Precisione Forze: valore di trazione accettabile per muratura non consolidata) e la corrispondente interfaccia. Può anche verificarsi il caso di condizione cinematicamente non ammissibile. Infatti, alcune configurazioni deformate sono caratterizzate da cerniere che a seguito di ulteriori incrementi del cedimento possono mostrare una progressiva riduzione dell'angolo di apertura fino a tendere alla compenetrazione del materiale. Questo accade quando le cerniere determinate dal cedimento iniziale (primo passo dell'analisi incrementale) vengono mantenute invariate nei passi successivi. Trattandosi di cinematica di corpi rigidi, sembra tuttavia lecito accettare la possibilità che le cerniere cambino posizione nel corso del processo incrementale: ciò corrisponde alla chiusura delle corrispondenti fessure, zone sottoposte di nuovo a compressione. L'impostazione predefinita di SAV prevede la possibilità di variazione delle cerniere durante l'analisi dei cedimenti; il parametro corrispondente si trova nella finestra Parametri di Calcolo, scheda Impostazioni, gruppo: Per Analisi del Cedimento limite. Deselezionando questa opzione, si impone che le cerniere che si formano all'inizio del processo di spostamento restino fisse nei passi successivi: ma questo, come sopra accennato, può condurre, specialmente in casi di cedimenti composti (orizzontali e verticali), a un rapido stop del procedimento, ottenendo un cedimento limite che potrebbe non essere realistico. ■

### 5.3.3. CEDIMENTO AMMISSIBILE IN RELAZIONE ALL'APERTURA DELLE FESSURE

La ricerca del cedimento verticale condotta al paragrafo precedente ha prodotto una serie di configurazioni intermedie, ognuna delle quali mostra, con l'incremento progressivo del moltiplicatore del cedimento, la variazione dell'angolo di apertura delle cerniere e della corrispondente fessurazione.

Se si desidera imporre un valore massimo all'apertura delle fessure, qualora in corrispondenza del cedimento limite si rilevi un superamento di tale valore, è comunque possibile esaminare le configurazioni suddette per individuare quella che segna il raggiungimento della massima fessurazione consentita.

Nell'esempio corrente, nella configurazione di collasso, per un cedimento verticale di 620 mm., la fessurazione massima si presenta in corrispondenza della cerniera all'interfaccia 15 e vale: 63.3 mm., con un angolo di apertura della cerniera pari a  $9.06^\circ = 15.9\%$ .

Supponiamo che si consideri accettabile una fessurazione non oltre 30 mm.: occorre riesaminare il percorso fessurativo progressivo, per individuare il corrispondente cedimento verticale, da assumere come cedimento limite effettivo.

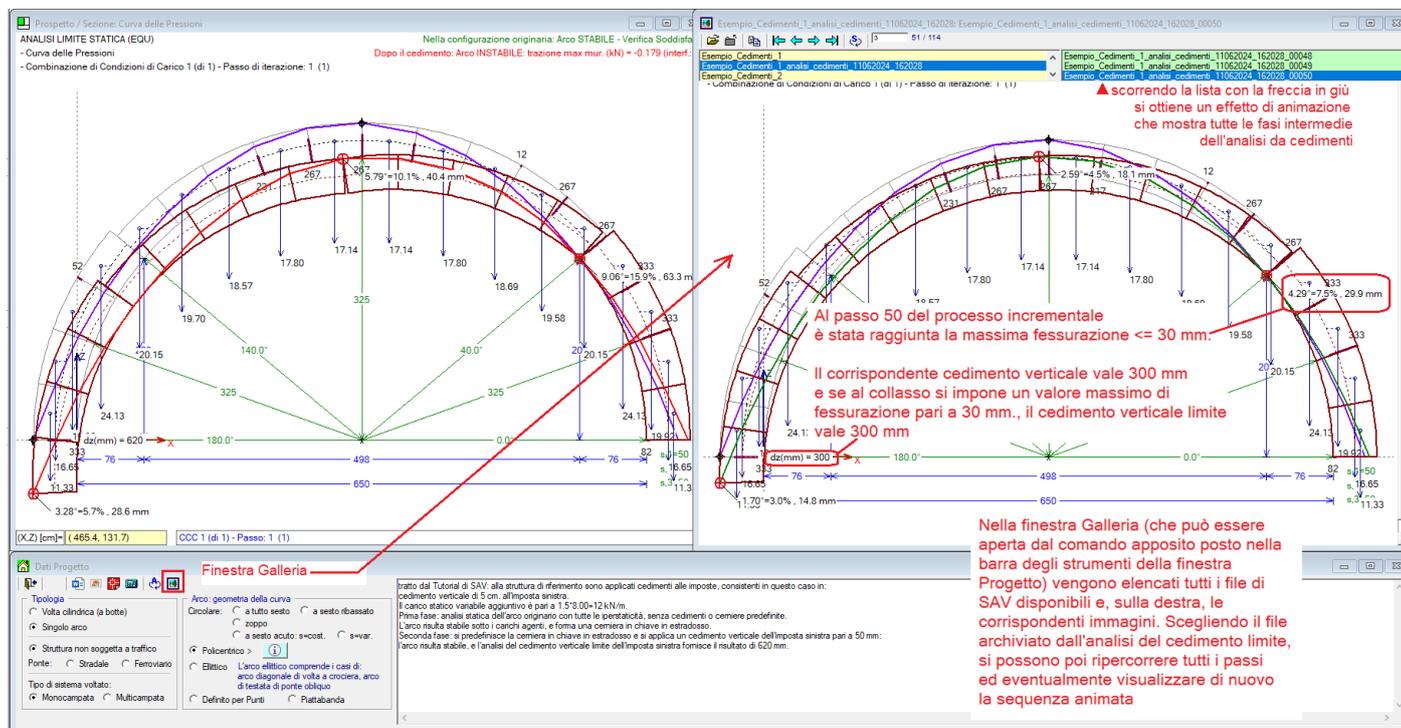


Fig. 5.3.9.

Se il check '**Archiviazione risultati**' era attivo al momento dell'elaborazione, al termine di essa è stato eseguito il salvataggio di un progetto con cedimento limite contenente la configurazione al collasso, e nel corso dell'elaborazione sono state salvate le immagini della finestra grafica (la finestra normalmente posta in alto a sinistra, in genere dedicata al disegno del prospetto dell'arco, vista particolarmente efficace ai fini della rappresentazione del cedimento progressivo). E' quindi possibile riesaminare la sequenza, sia in animazione sia consultando singole immagini, ognuna corrispondente ad un passo dell'analisi, attraverso la finestra Galleria (vd. immagine precedente).

Il file dell'esempio, con estensione .sav, archiviato nella stessa cartella dell'esempio corrente, viene denominato: *Esempio\_Cedimenti\_1\_analisi\_cedimenti\_11062024\_162028.sav* (i campi in rosso qui riportati sono indicativi e si riferiscono a data (ggmmaaaa) e ora (hhmmss) in cui il file è stato creato).

Apprendo quindi la finestra Galleria, si ricerca il passo dell'analisi del cedimento limite corrispondente al raggiungimento della massima fessurazione ammessa, pari a 30 mm.

Rilevando il cedimento verticale corrispondente (300 mm.), questo può essere assunto come cedimento limite.

La procedura operativa è illustrata nel video in download dal link:

[https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV\\_Manuale\\_2024\\_Video\\_3.mp4](https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV_Manuale_2024_Video_3.mp4)

### 5.3.4. CEDIMENTO LIMITE IN FUNZIONE DEL VALORE DI UN CARICO VARIABILE

In questo paragrafo si propone un'interessante applicazione delle funzionalità di SAV: lo studio della relazione fra cedimento limite ed entità del carico variabile uniformemente distribuito agente sull'arco. Rieseguendo le analisi più volte, modificando ogni volta il carico agente, è possibile costruire un grafico che lega il cedimento limite al carico applicato.

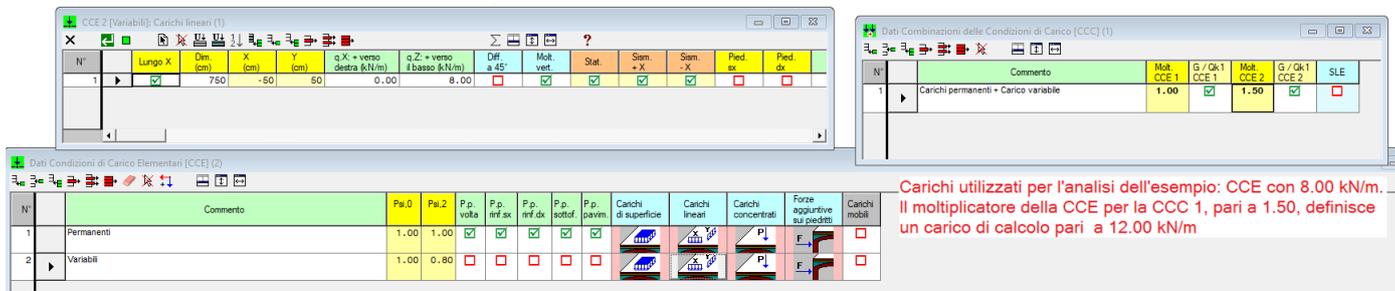


Fig. 5.3.10.

L'esempio corrente è stato analizzato per un carico variabile pari a 8.0 kN/m, che a causa del coefficiente moltiplicativo 1.5 definito nella CCC esaminata, diviene pari a 12.0 kN/m (cfr. fig. 5.3.10).

Modificando semplicemente il coefficiente moltiplicativo, senza agire sul valore in input del carico, si sono condotte più analisi del cedimento limite, ottenendo i risultati riportati nel grafico seguente.

Ricordiamo che il cedimento verticale dell'imposta sinistra in input, valore di partenza per l'analisi del cedimento limite, è stato assunto pari a 50 mm.

E' interessante osservare che per  $q < 11.60$  kN/m non vi è alcun cedimento sostenibile: questo significa che anche se l'arco è stabile staticamente (come noto, con una cerniera all'estradosso in chiave), un seppur minimo cedimento provoca l'insorgere di altre 2 cerniere ma non riesce ad assestarsi su una configurazione cinematicamente e staticamente ammissibile. Il basso valore del carico fa sì che la curva delle pressioni, a causa delle cerniere generatesi, fuoriesca dalla sagoma dell'arco e si determinano trazioni non accettabili.

**Nota.** E' evidente che il risultato dipende dal valore considerato accettabile per la trazione nella muratura non consolidata. : quanto presentato nel grafico è stato ottenuto considerando una massima trazione accettabile pari a 0.010 kN, il che su uno spessore di 40 cm. per una profondità di 100 cm. significa una resistenza a trazione praticamente nulla. Se si consentisse una capacità a trazione della muratura non consolidata pari a 1.0 kN (corrispondente per l'arco esaminato a:  $1.0 \cdot 1000 / 1000 / 40 = 0.0025$  N/mm<sup>2</sup>, valore che può essere considerato accettabile per la muratura considerata), si otterrebbe ad esempio in corrispondenza di un carico pari a 8.00 kN/m (moltiplicatore 1.00 nella CCC) un cedimento limite pari a 735 mm.

Pertanto: è sì opportuno studiare il comportamento dell'arco non consolidato considerando una resistenza a trazione nulla, pur tuttavia una minima resistenza a trazione può modificare nettamente il risultato.

Ogni elaborazione deve essere soggetta al giudizio ragionato del Progettista. ■

Carico (kN/m)	Cedim.vert.limite(mm)
0.00	0
4.00	0
4.80	0
5.60	0
6.40	0
7.20	0
8.00	0
9.60	0
10.40	0
11.20	0
11.60	630
12.00	620
14.40	570
16.00	545
17.60	520
20.00	485
24.00	435
32.00	355
35.00	335

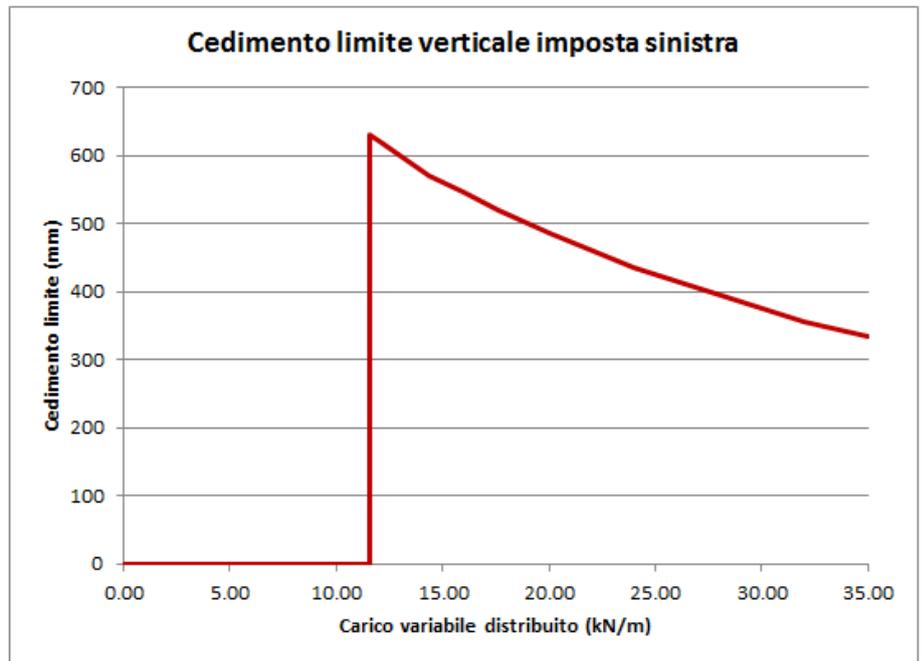


Fig. 5.3.11.

Per  $q=11.60$  kN/m si manifesta all'improvviso un cedimento verticale ammissibile pari a 630 mm. Da questo punto in poi, per valori crescenti del carico applicato, il cedimento verticale ammissibile scende gradualmente, con andamento curvilineo.

Da questo studio si traggono alcune indicazioni:

- carichi bassi (situazione nella realtà più probabile) o troppo elevati riducono il cedimento verticale limite;
- assegnando all'arco una pur piccola resistenza a trazione, il comportamento può stabilizzarsi anche in presenza di carichi bassi.

#### 5.4. ESEMPIO 2: SPOSTAMENTI ORIZZONTALI ASINCRONI DELLE IMPOSTE

L'esempio 2 relativo alle analisi con cedimenti, denominato *Esempio\_Cedimenti\_2* ed installato da SAV nella cartella: *Es-Apprendi*, si riferisce allo spostamento orizzontale reciproco (asincrono) delle imposte. Questa configurazione rappresenta una possibile modellazione del comportamento dell'arco in fase sismica. Sotto l'effetto del sisma, le murature perimetrali possono infatti subire spostamenti orizzontali ai livelli in cui si impostano gli archi o le volte, mentre quelle interne, maggiormente legate all'organismo resistente murario, non si muovono in modo sincrono con le perimetrali. A causa della traslazione delle imposte, l'arco si adatta allo spostamento, se possibile, formando 3 cerniere interne.

Nei paragrafi seguenti vengono illustrate alcune analisi significative.

- Anzitutto, si studiano gli effetti prodotti dagli spostamenti orizzontali delle imposte sulla stabilità dell'equilibrio dell'arco (par. 5.4.1).
- Viene quindi ricercato il valore limite dello spostamento (par. 5.4.2).
- Si propone in seguito lo studio della dipendenza dello spostamento limite orizzontale da un cedimento verticale contemporaneo, considerando prima il caso che sia fisso (cedimento manifestatosi prima del movimento delle imposte) e poi il caso che sia variabile (cedimento verticale che aumenta progressivamente insieme allo spostamento orizzontale) (par. 5.4.3). Lo studio della relazione fra spostamento orizzontale reciproco (asincrono) delle imposte e spostamento verticale anch'esso asincrono (cedimento verticale applicato ad una sola imposta o di segno alterno ad entrambe le imposte) è particolarmente interessante

per comprendere la relazione fra movimenti orizzontali e verticali: per la fase sismica questo modello si propone di interpretare la situazione reale, dove a causa della spazialità del fenomeno le strutture sono contemporaneamente esposte ad azioni inerziali orizzontali e verticali con i relativi spostamenti.

- Infine si studia la variazione della spinta alle imposte in funzione del cedimento orizzontale (par. 5.4.4).

### 5.4.1. EFFETTI SULLA STABILITA'

In questo paragrafo si studiano gli effetti prodotti dagli spostamenti orizzontali delle imposte sulla stabilità dell'equilibrio dell'arco.

Si tratta di un arco a sesto ribassato, con le seguenti caratteristiche:

- geometria: luce netta (corda) 500 cm, freccia 200 cm, spessore 30 cm; l'arco viene modellato con conci di lunghezza 30 cm. (24 conci in totale);
- materiali: muratura: peso specifico 18.00 kN/m<sup>3</sup>; rinfianchi: 19.00 kN/m<sup>3</sup>; sottofondo e pavimentazione: ognuno spessore 4 cm. e peso 18.00 kN/m<sup>3</sup>;
- carico: oltre ai permanenti, è presente un carico variabile uniformemente distribuito pari a 10.00 kN/m, con combinazione di carichi caratterizzata da permanenti + variabili entrambi con moltiplicatore 1.00.

L'analisi statica dell'arco senza cedimenti è riportata in figura seguente.

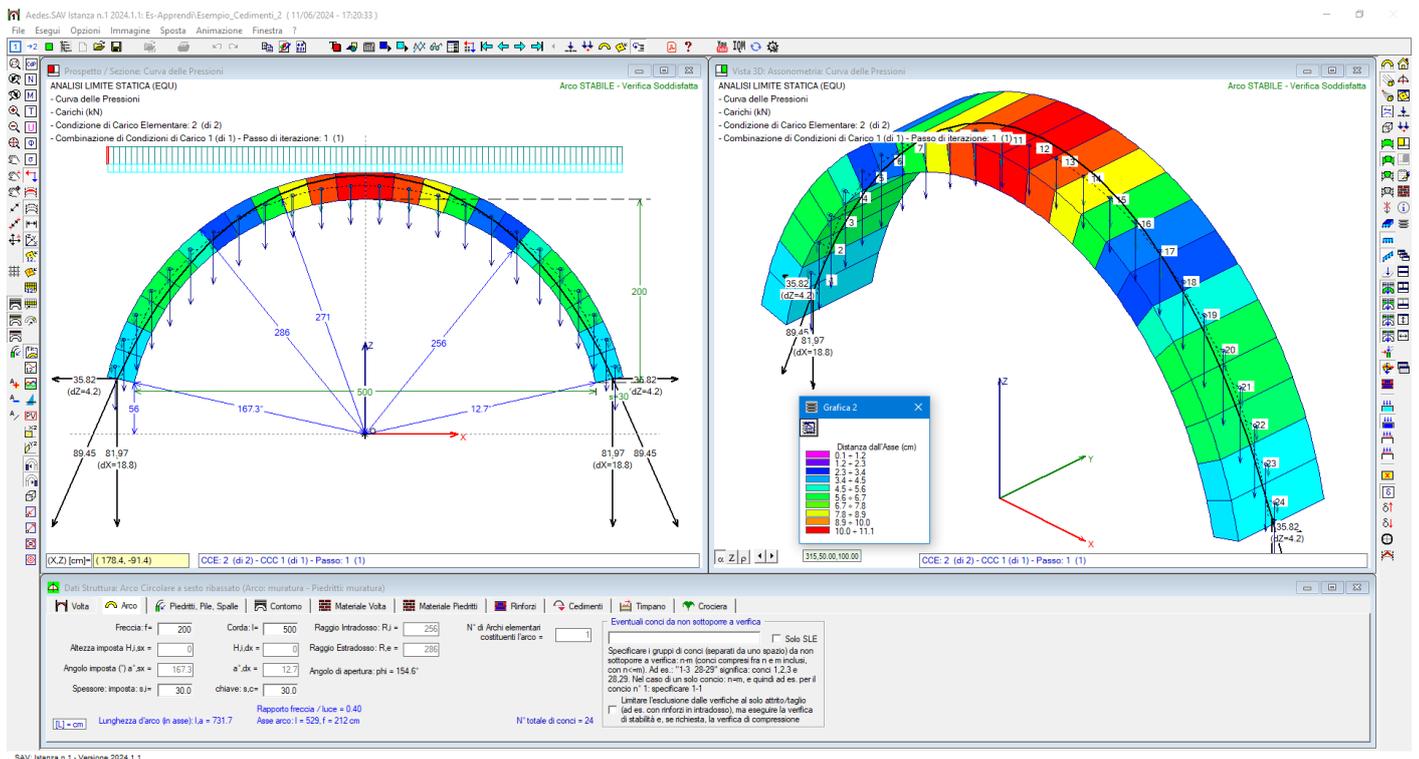


Fig. 5.4.1.

L'immagine evidenzia una curva delle pressioni totalmente inclusa nell'arco, senza formazione di alcuna cerniera statica. L'analisi degli effetti di cedimenti potrà quindi procedere individuando la tripletta di cerniere generate dal cedimento, in grado di soddisfare sia le condizioni cinematiche (sulla penetrazione del materiale) sia quelle statiche (sull'equilibrio con curva delle pressioni interna alla sagoma dell'arco).

Assegnando uno spostamento orizzontale verso l'esterno pari a 50 mm. ad ognuna delle due imposte, si ottiene una verifica di sicurezza soddisfatta, con la generazione di tre cerniere che seguono lo schema I-E-I (I=intradosso, E=estradosso) tipico delle traslazioni orizzontali.



Fig. 5.4.2.

In assenza di spostamenti delle imposte, la curva delle pressioni si discosta al massimo 11.1 cm. dall'asse dell'arco; in presenza di spostamenti, lo scostamento, in corrispondenza delle interfacce sedi di cerniera, sale a 15.0 cm.

## 5.4.2. RICERCA DELLO SPOSTAMENTO ORIZZONTALE LIMITE

Assegnando il moltiplicatore agli spostamenti orizzontali, è possibile eseguire l'analisi del cedimento limite, determinando così la massima traslazione orizzontale differenziale fra le imposte in corrispondenza della quale l'arco giunge alla configurazione di collasso.

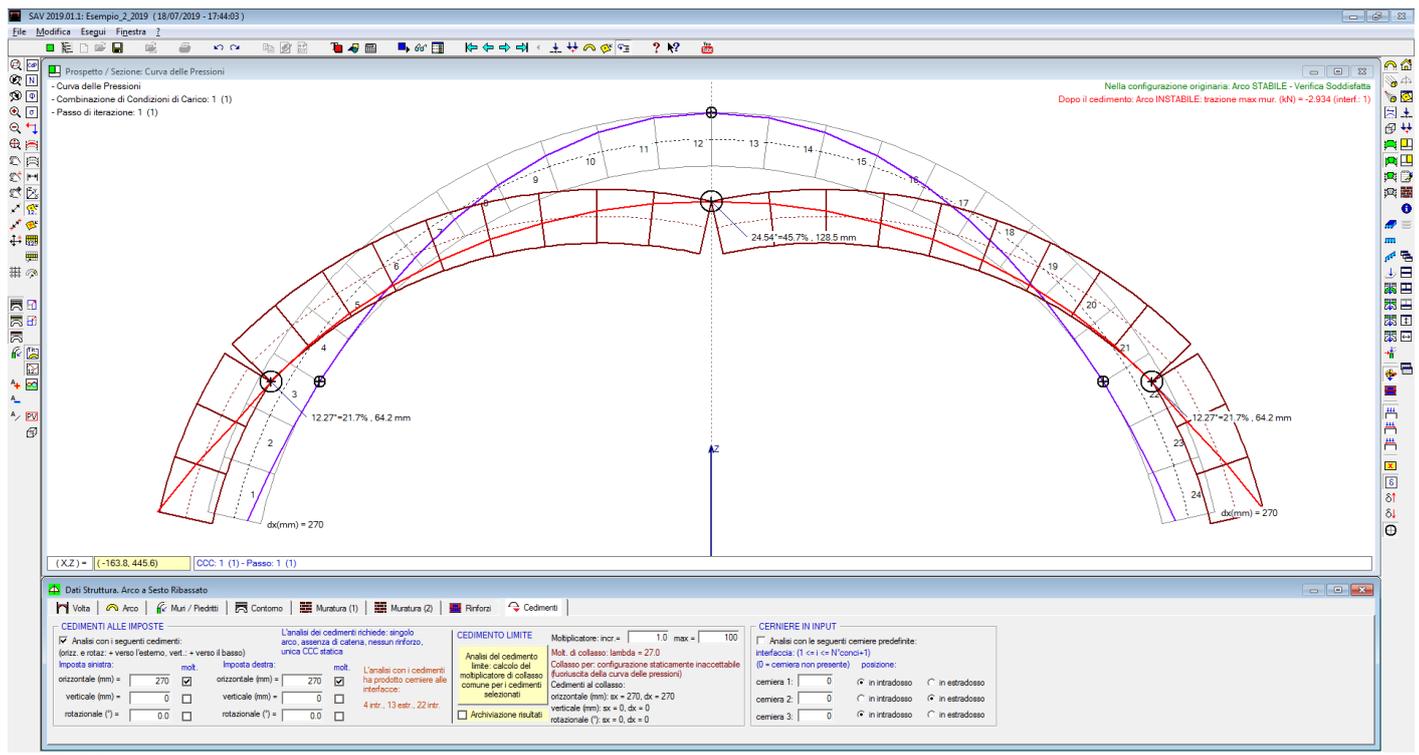


Fig. 5.4.3.

Al fine di eseguire un'elaborazione precisa, lo spostamento-base è stato reimpostato pari a 10 mm. Si è ottenuta una traslazione orizzontale limite per ogni imposta pari a 270 mm (l'allontanamento totale tra le due imposte è pari a 540 mm).

L'analisi è presentata nel video in download dal link:

[https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV\\_Manuale\\_2024\\_Video\\_4.mp4](https://www.aedes.it/documents/20142/1643212/SAV_Manuale_2024_Video_4.mp4)

### 5.4.3. SPOSTAMENTO LIMITE IN PRESENZA DI UN CEDIMENTO VERTICALE

Si propone un approfondimento riguardante lo studio delle correlazioni fra spostamento orizzontale e verticale, ed in particolare si trattano i seguenti aspetti:

- variazione dello spostamento limite orizzontale in funzione dell'entità del cedimento verticale fisso ad un'imposta;
- relazione fra spostamenti orizzontali e verticali alle imposte, soggetti a moltiplicatore comune.

Nel paragrafo precedente è stato evidenziato uno spostamento limite orizzontale pari a 270 mm., valore dopo il quale l'arco, nella configurazione caratterizzata dalle tre cerniere I-E-I alle reni e in chiave, si instabilizza mostrando una fuoriuscita della curva delle pressioni in corrispondenza delle imposte.

E' interessante chiedersi cosa accade se l'arco subisce un contemporaneo cedimento verticale: considerando un valore fisso dell'abbassamento dell'imposta sinistra, si vuole indagare sulle conseguenze per la capacità in termini di spostamento orizzontale reciproco delle imposte.

Si mantiene in input uno spostamento orizzontale di 10 mm., ma stavolta si inserisce un cedimento verticale verso il basso all'imposta sinistra, pari a una serie di valori fissi. Si eseguono analisi con: 50, 100, 150, 200 mm. I risultati mostrano che per un cedimento verticale non superiore a 150 mm. non vi sono conseguenze significative sulla capacità di spostamento orizzontale, ma in corrispondenza di un cedimento verticale pari

a 200 mm. si manifesta una caduta rilevante: lo spostamento orizzontale massimo delle imposte scende da 250 a 40 mm, come illustrato in fig. 5.4.4.

Per l'arco circolare a sesto ribassato uniformemente caricato, rappresentato nell'esempio, si rileva come un cedimento verticale dello stesso ordine di grandezza della sua capacità originaria (in assenza di movimento verticale delle imposte) in termini di spostamento orizzontale riduca molto tale capacità.

Dal punto di vista fisico, una situazione del genere può rappresentare un arco che ha subito un cedimento del terreno importante (di natura statica o sismica) e in conseguenza di ciò vede ridotta drasticamente la sua capacità di sostenere spostamenti differenziali tra le imposte, che potrebbero manifestarsi in un futuro evento sismico: in altre parole, il cedimento verticale può ridurre in modo significativo la capacità di deformazione sismica orizzontale dell'arco.

Per approfondire la correlazione fra spostamenti orizzontali e verticali delle imposte, si propone, ancora sull'esempio corrente, una seconda applicazione di SAV riguardante un incremento contemporaneo di tutti i cedimenti, orizzontale e verticale, con moltiplicatore comune, simulando un effetto sismico (fig. 5.4.5).

Si ipotizza dunque uno spostamento reciproco delle imposte (allontanamento tra loro) contemporaneo a un cedimento verticale che investe le due imposte in modo asincrono (una in abbassamento e l'altra in sollevamento); il moltiplicatore rappresenta un effetto incrementale dovuto all'accelerazione sismica ed il rapporto fra le componenti orizzontale e verticale viene scelto imponendo che lo spostamento verticale sia una quota parte fissa di quello orizzontale. E' così possibile costruire un diagramma che esprime spostamento limite orizzontale in funzione dell'entità del cedimento verticale.

Lo studio della relazione fra spostamento orizzontale reciproco (asincrono) delle imposte e contemporaneo spostamento verticale anch'esso asincrono (cedimento verticale applicato in modo opposto alle due imposte) è particolarmente interessante per comprendere la relazione fra movimenti orizzontali e verticali delle strutture da cui l'arco spicca. Tali movimenti sono vettori indipendenti per il verso ma legati in modulo dall'intensità dell'accelerazione sismica (da qui, il moltiplicatore comune): questo modello può contribuire alla decodificazione della situazione reale, dove a causa della spazialità del fenomeno le strutture sono contemporaneamente esposte ad azioni inerziali orizzontali e verticali asincrone con i relativi spostamenti (figura seguente). La configurazione esaminata può essere considerata la più sfavorevole nei confronti degli effetti sismici verticali, che si invertono di segno nel passaggio da un'imposta all'altra. L'inversione dello spostamento verticale da un'imposta all'altra richiede un arco che incide su una luce importante, come questo esempio dove la corda (distanza orizzontale netta fra le imposte) è pari a 5.00 m.

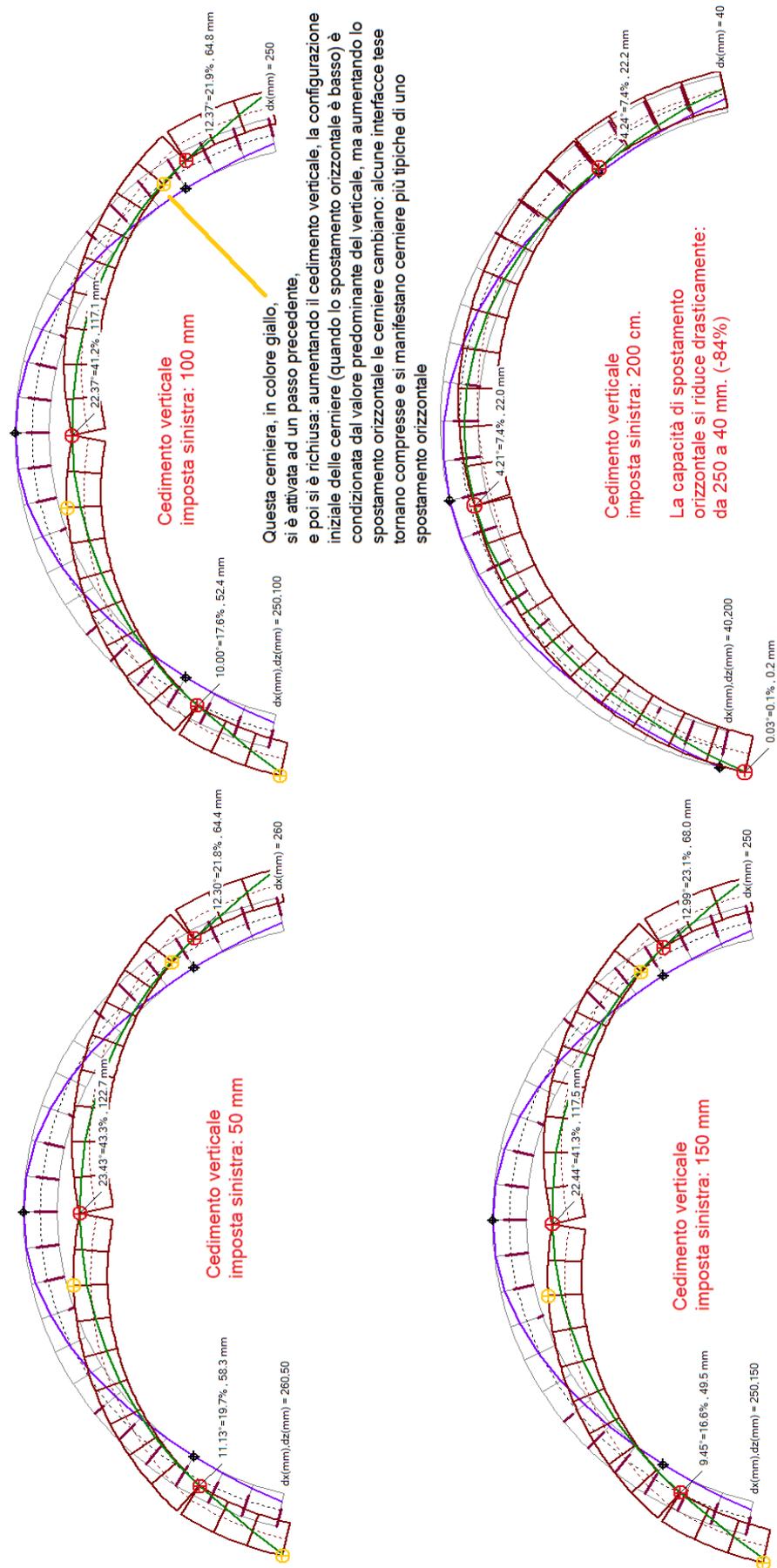
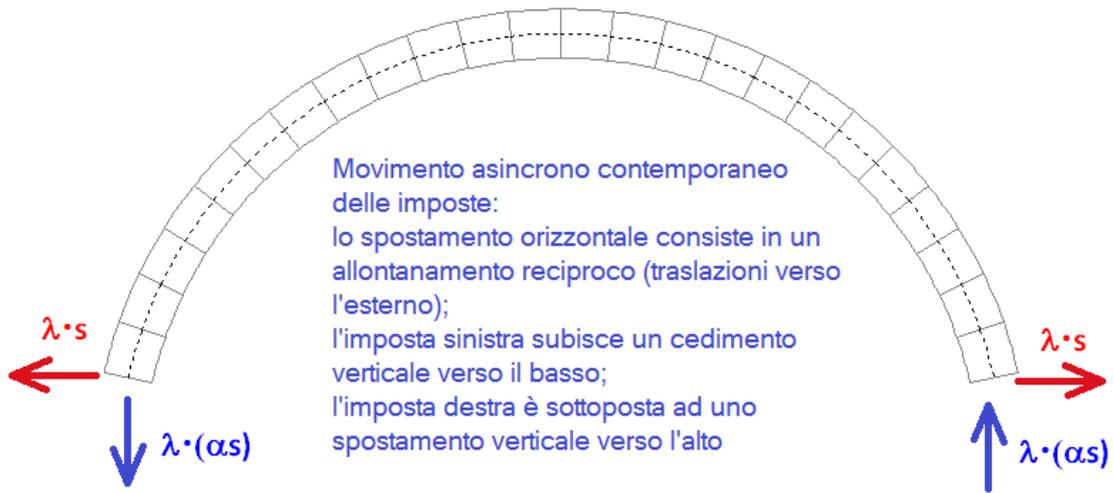


Fig. 5.4.4.



Nel processo di analisi incrementale per la ricerca dello spostamento orizzontale limite delle imposte, tutti gli spostamenti sono sottoposti al moltiplicatore comune  $\lambda$

Il moltiplicatore fisso  $\alpha$  definisce l'intensità dello spostamento verticale come quota parte di quella dello spostamento orizzontale

Fig. 5.4.5.

Il 'cedimento' limite (spostamento orizzontale delle imposte che genera il collasso) viene calcolato a partire da un valore iniziale dello spostamento orizzontale di ognuna delle due imposte pari a 30 mm. Il cedimento verticale viene imposto pari ai seguenti valori ( $\alpha$  = rapporto fra verticale e orizzontale):  $\alpha=1/6$  (5 mm),  $\alpha=1/3$  (10 mm),  $\alpha=1/2$  (15 mm),  $\alpha=2/3$  (20 mm),  $\alpha=5/6$  (25 mm),  $\alpha=1$  (30 mm).

Prima analisi di spostamento limite orizzontale delle imposte, con moltiplicatore comune fra movimenti orizzontali e verticali.  
 Lo spostamento verticale è pari a 1/6 di quello orizzontale.  
 I valori iniziali del cedimento sono: 30 mm per l'orizzontale, 5 mm per il verticale

Analisi con i seguenti cedimenti:  
 imposta sinistra: orizzontale (mm) = 240, verticale (mm) = 40, rotazionale (°) = 0.0  
 imposta destra: orizzontale (mm) = 240, verticale (mm) = -40, rotazionale (°) = 0.0

**CEDIMENTO LIMITE**  
 Risultato: lambda = 8.000  
 Collasso non raggiunto in corrispondenza del massimo valore del moltiplicatore considerato  
 Cedimenti massimi esaminati:  
 orizzontale (mm): sx = 240, dx = 240  
 verticale (mm): sx = 40, dx = -40  
 rotazionale (°): sx = 0, dx = 0

Fig. 5.4.6.

Si ottengono i seguenti risultati:

Spost. vert./orizz. $\alpha$	Spost. orizz. Limite (mm)
0	270
0.167	240
0.333	240
0.5	240
0.667	240
0.833	180
1	150

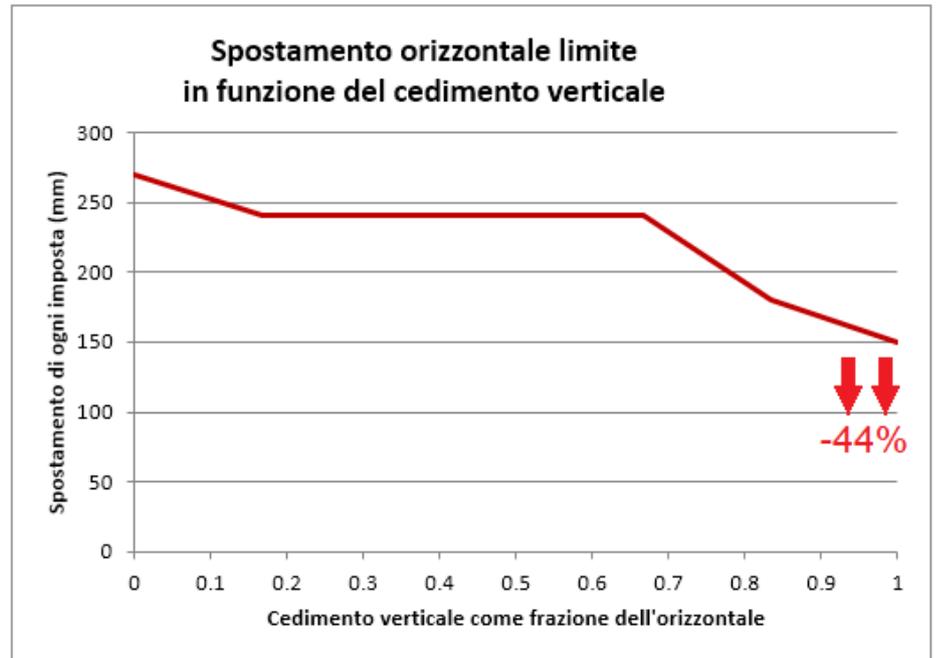


Fig. 5.4.7.

Si può rilevare che per uno spostamento verticale della stessa entità dell'orizzontale la capacità di traslazione delle imposte si riduce di oltre 1/3 fin quasi a 1/2 (-44%). L'influenza del cedimento verticale delle imposte sulla capacità di spostamento orizzontale inizia per valori dello spostamento verticale pari a circa il 70% di quello orizzontale. Agli spostamenti si possono legare le accelerazioni sismiche, pur con le dovute approssimazioni (per strutture poste in quota si deve fare riferimento agli spettri e non alle accelerazioni dirette, ma si può ipotizzare per semplicità che l'arco studiato sia posto a piano terra e il comportamento delle strutture murarie sia sostanzialmente rigido). Ne deriva la considerazione che quando la componente sismica verticale raggiunge il 60-70% dell'orizzontale (valori rilevati in occasione dei recenti eventi sismici in Italia Centrale), la capacità di spostamento orizzontale delle imposte diminuisce, e ne risulta quindi favorito il dissesto delle volte sensibili a queste deformazioni (ad esempio, le volte sottili).

La configurazione esaminata è stata caratterizzata attraverso lo spostamento orizzontale reciproco delle imposte contemporaneo a cedimenti verticali asincroni. Gli effetti della deformazione sono stati monitorati a livello di spostamento orizzontale limite, cioè il valore in corrispondenza del quale si innesca il meccanismo di collasso. Cedimenti verticali asincroni sono significativi in caso di archi di luce 'importante', come quello dell'esempio.

Per estendere il campo di valutazione degli effetti di un cedimento verticale contemporaneo allo spostamento orizzontale delle imposte, si ritiene interessante proporre il solo movimento di un'imposta (ad. es. la sinistra) e focalizzare l'attenzione sugli aspetti fessurativi del processo deformativo, in particolare sull'apertura delle cerniere.

Per fissare le idee, si faccia riferimento ad uno spostamento orizzontale delle imposte pari a 90 mm., e alle corrispondenti fessurazioni.

Si applicano proporzioni fra spostamento verticale e orizzontale analoghe al caso precedente.

Si considera pertanto uno spostamento orizzontale di 90 mm., ed il cedimento verticale iniziale viene contemporaneamente imposto pari ai seguenti valori:

$\alpha=1/6$  (15 mm),  $\alpha=1/3$  (30 mm),  $\alpha=1/2$  (45 mm),  $\alpha=2/3$  (60 mm),  $\alpha=5/6$  (75 mm),  $\alpha=1$  (90 mm).

Analizzando le diverse configurazioni, si ottengono risultati in termini di fessurazione delle cerniere (C1 = cerniera alle reni dal lato dell'imposta soggetta al cedimento verticale, cioè a sinistra; C2 = cerniera di interfaccia; C3 = cerniera alla reni dal lato opposto rispetto all'imposta soggetta al cedimento verticale, cioè a destra); l'immagine si riferisce alle configurazioni per  $\alpha=1/6$  ed  $\alpha=1$ .

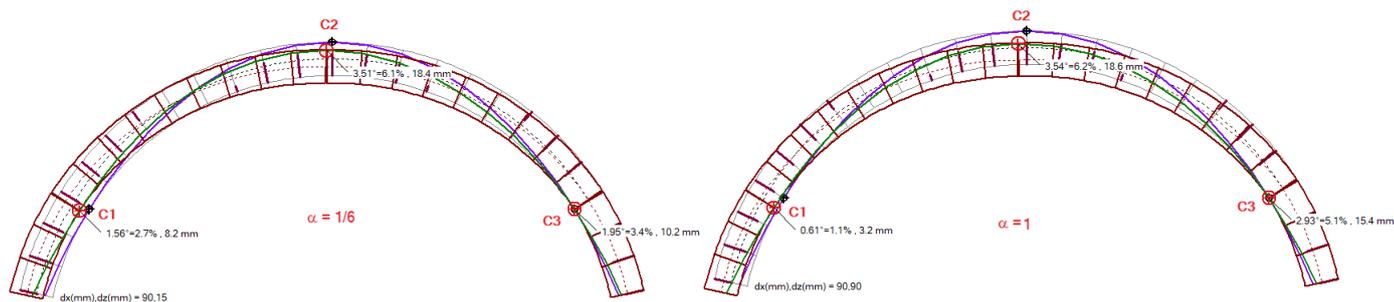


Fig. 5.4.8.

Nella tabella seguente si riportano, per ogni valore del cedimento verticale rispetto all'orizzontale (fisso a 90 mm.) la dimensione della fessura in corrispondenza delle tre cerniere e l'incremento percentuale della fessurazione rispetto alla configurazione senza cedimento verticale.

La fessurazione in C1 diminuisce progressivamente con legge lineare ed altrettanto aumenta la fessurazione in C3, mentre quella in chiave resta stazionaria (la progressione del cinematismo con tre cerniere costanti è all'origine della linearità).

Cedimento orizzontale: 90 mm	Cerniere: dimensione della fessura (mm)		
Cedimento verticale (mm) (frazione rispetto all'orizzontale)	C1	C2	C3 (%: variazione rispetto alla fessura C3 per cedimento verticale nullo)
0	9.2	18.4	9.2
15 (1/6 = 17%)	8.2	18.4	10.2 (+11%)
30 (1/3 = 33%)	7.2	18.4	11.2 (+22%)
45 (1/2 = 50%)	6.2	18.4	12.2 (+33%)
60 (2/3 = 67%)	5.2	18.4	13.3 (+44%)
75 (5/6 = 83%)	4.2	18.5	14.3 (+55%)
90 (1/1 = 100%)	3.2	18.6	15.4 (+67%)

L'incidenza del cedimento verticale sulla fessurazione risulta evidente: più è alto il rapporto fra spostamento verticale e spostamento orizzontale e maggiore è l'aumento di apertura della cerniera C3; per un rapporto fra i due spostamenti pari a 1.00 l'aumento è del 67%.

Resta confermato che il cedimento verticale ad un'imposta contemporaneo a movimenti orizzontali condiziona in modo significativo la fessurazione dell'arco.

#### 5.4.4. SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E SPINTA ALLE IMPOSTE

Per valutare la variazione della spinta in funzione del cedimento orizzontale, è sufficiente eseguire l'analisi del cedimento limite archiviando i risultanti, e scorrere nella finestra Galleria le immagini generate per rilevare i valori della spinta ad ogni passo.

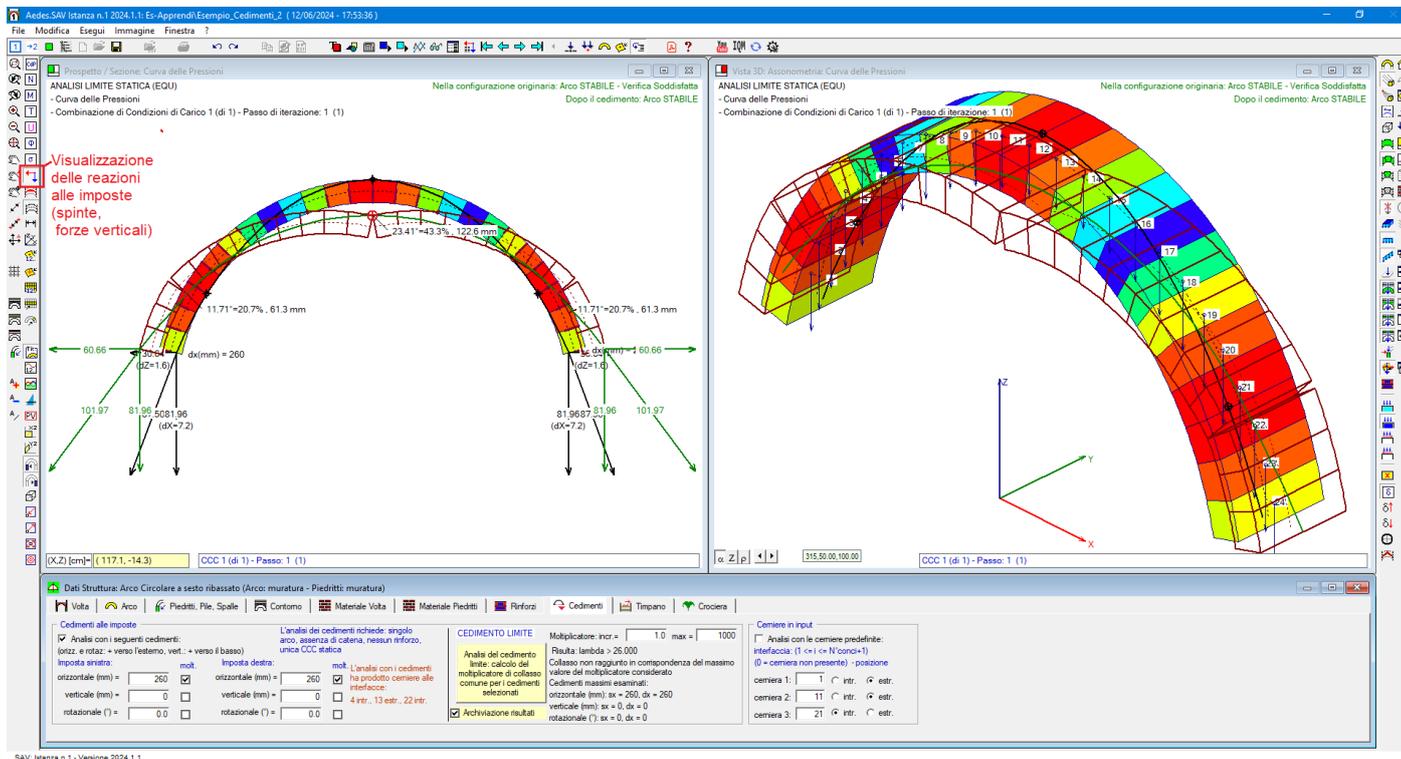


Fig. 5.4.9.

L'immagine seguente pone a confronto l'assetto statico originario dell'arco con quello dopo la deformazione dovuta allo spostamento orizzontale delle imposte.

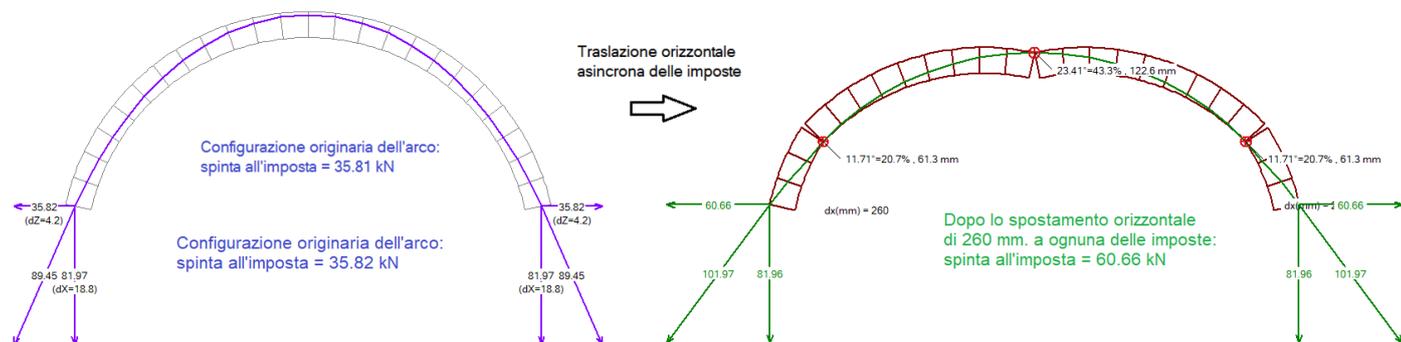


Fig. 5.4.10.

Nel grafico seguente, si riporta l'andamento della spinta alle imposte in funzione dello spostamento orizzontale verso l'esterno. Via via che lo spostamento aumenta, la spinta aumenta con legge di tipo parabolico.

spost. orizz. (mm)	spinta (kN)
10	31.36
20	32.1
30	32.86
40	33.64
50	34.44
60	35.27
70	36.12
80	37
90	37.91
100	38.85
110	39.82
120	40.83
130	41.87
140	42.95
150	44.08
160	45.25
170	46.47
180	47.75
190	49.09
200	50.49
210	51.96
220	53.51
230	55.14
240	56.87
250	58.71
260	60.66

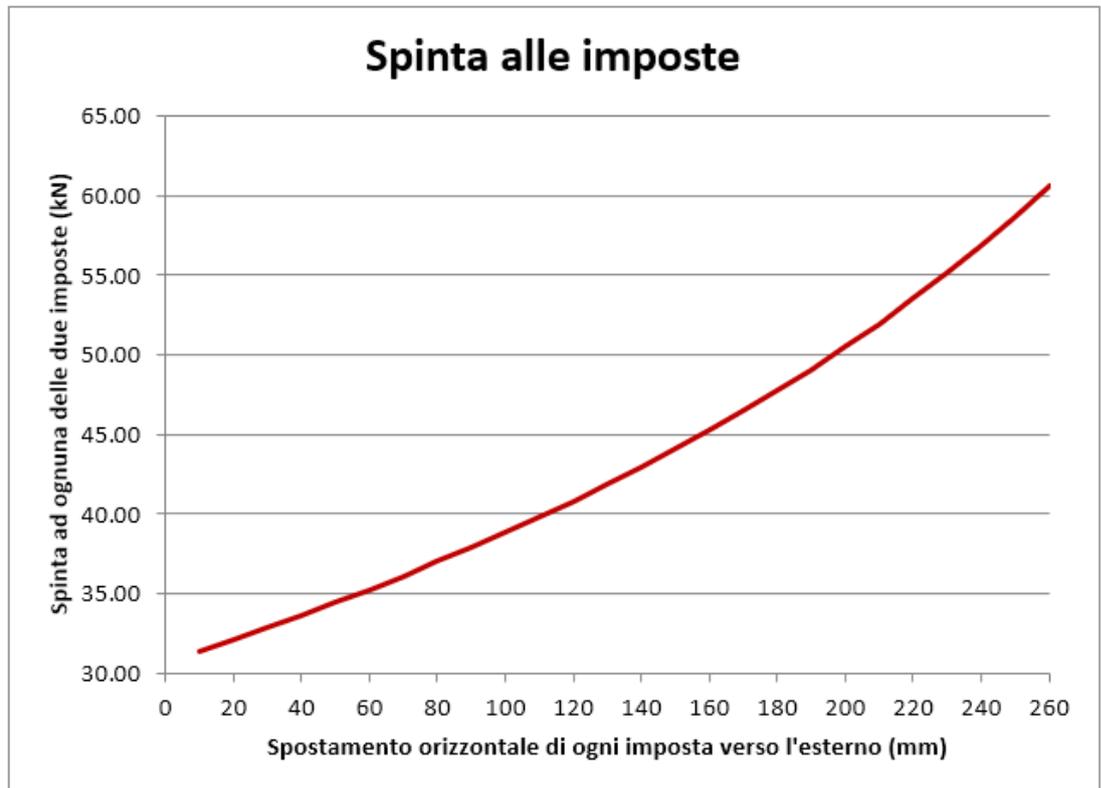


Fig. 5.4.11.

Da notare che il valore della spinta statica in quiete: 35.82 kN, si riduce immediatamente a 31.36 kN non appena interviene un piccolo spostamento orizzontale (pari a 1 cm.) che generando tre cerniere riposiziona la curva delle pressioni, per poi riaumentare con il progredire della deformazione.

In definitiva, gli effetti sismici possono essere interpretati attraverso una traslazione orizzontale differenziale delle imposte con contemporanea variazione della spinta trasmessa dall'arco alle pareti da cui spicca, e quindi con conseguenti modifiche del momento ribaltante fuori piano indotto dal sisma su tali pareti in senso peggiorativo (peraltro fisicamente amplificato dalla natura dinamica dell'evento).

## 6. EFFETTI DELLA COMPONENTE SISMICA VERTICALE

E' possibile eseguire l'analisi dell'arco considerando anche la **componente sismica verticale**.

Le forze corrispondenti possono riferirsi al 100% oppure al 30% degli effetti, con forze disposte verso l'altro, verso il basso oppure dipendenti dal cinematicismo. La selezione delle opzioni viene effettuata nella finestra dei Parametri di Calcolo (fig. 6.1).

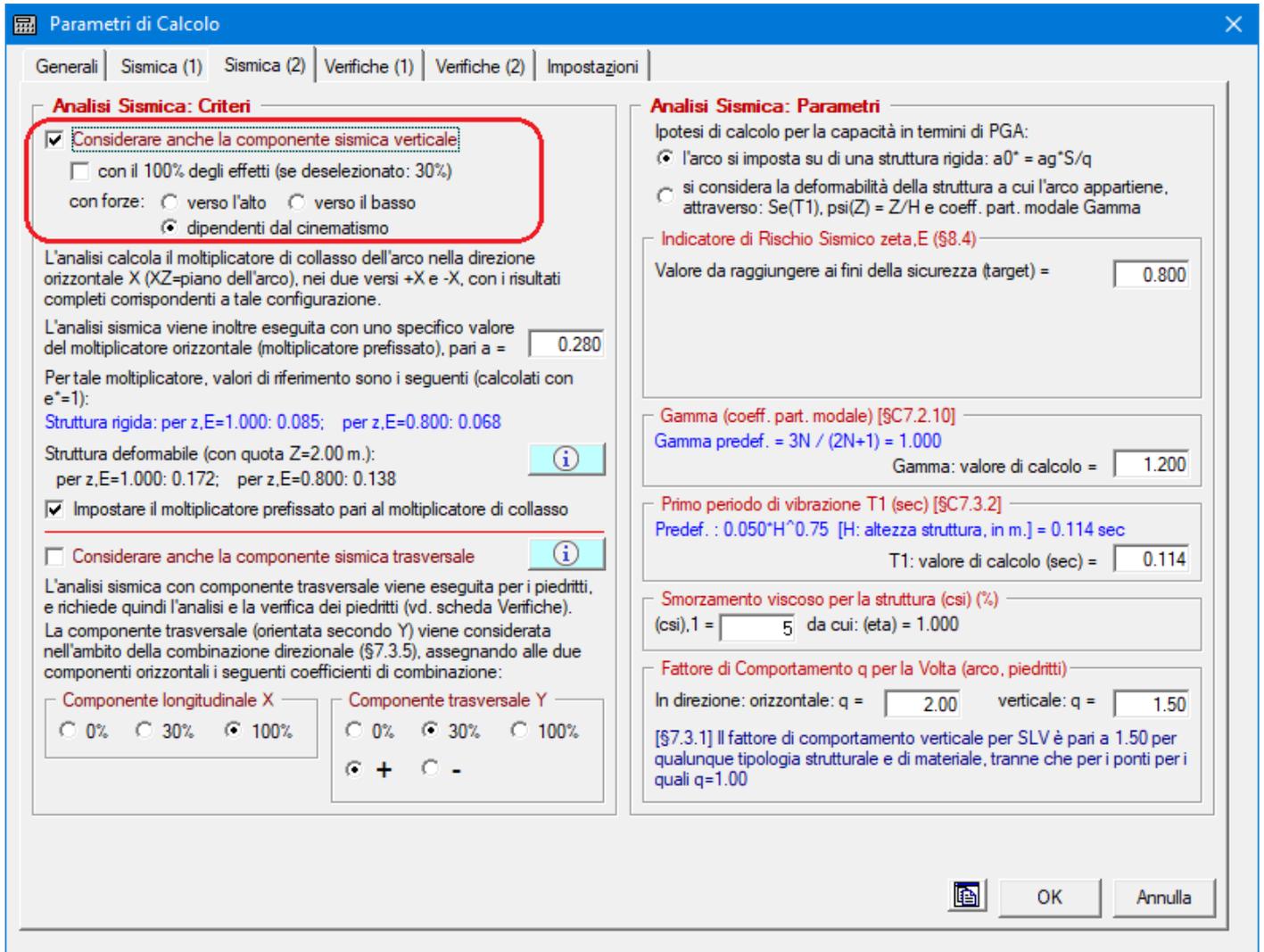


Fig. 6.1.

La scelta sulla riduzione degli effetti del sisma verticale secondo la percentuale del 30% corrisponde alle indicazioni date in §7.3.5 NTC18, secondo cui per un sistema piano (posto per ipotesi nel piano XZ) quale l'arco analizzato in SAV, la risposta sismica è calcolata unitariamente per le due componenti X e Z applicando l'espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_z$$

dove gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le due combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi 1.00 e 0.30<sup>1</sup>.

Si considera tuttavia la possibilità che, a favore di sicurezza, la componente sismica verticale non venga ridotta, tenendo conto del fatto che le strutture voltate sono particolarmente sensibili alle variazioni delle forze verticali e conseguentemente dello sforzo normale nei conci.

<sup>1</sup> SAV consente anche di considerare la componente sismica trasversale, particolarmente importante per la verifica sismica delle pile dei ponti; in questo paragrafo tuttavia l'attenzione viene focalizzata sugli effetti della componente sismica verticale sui risultati delle analisi degli archi nel proprio piano.

L'analisi sismica nella direzione orizzontale consiste nell'applicazione di forze orizzontali nei conci crescenti secondo un moltiplicatore e nell'esecuzione, ad ogni passo, delle verifiche di sicurezza fino ad individuare il moltiplicatore di collasso, corrispondente al massimo valore del moltiplicatore applicabile alla struttura in esame. Durante il processo incrementale avviene infatti un degrado progressivo della capacità della struttura, consistente, dal punto di vista della stabilità, nella formazione consecutiva di cerniere fino ad un numero massimo che segna l'insorgere del meccanismo, il quale si manifesta in corrispondenza appunto del moltiplicatore di collasso.

A partire dal moltiplicatore di collasso, le relazioni che legano tra loro il moltiplicatore stesso, l'accelerazione strutturale e la massa partecipante consentono il calcolo della massima accelerazione orizzontale al suolo sostenibile, cioè della capacità in termini di PGA. Confrontando tale capacità con la domanda secondo Normativa (la PGA richiesta per SLV, dipendente dal sito di ubicazione dell'edificio e dalle ipotesi sulla probabilità di superamento dello stato limite) si ottiene l'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$ . La capacità può anche essere espressa in termini di periodo di ritorno TR.

Il valore dell'accelerazione al suolo che investe l'edificio nella sua zona di ubicazione compare pertanto solo nell'elaborazione finale e nel confronto tra capacità e domanda, dopo l'analisi incrementale ed il calcolo del moltiplicatore di collasso. In altri termini, la domanda non entra nel processo di calcolo della capacità: questo invece non avviene quando si considera anche la componente sismica verticale, come illustrato nel seguito.

Per l'inclusione nell'analisi sismica della componente verticale è indispensabile definire la modalità con cui introdurre forze inerziali verticali all'interno della procedura incrementale con moltiplicatore orizzontale crescente; queste modalità sono descritte nei paragrafi seguenti 6.1 e 6.2.

## 6.1. MOLTIPLICATORI ORIZZONTALE E VERTICALE

Anzitutto, non sarebbe corretto considerare a priori che le forze verticali si incrementino con lo stesso moltiplicatore delle forze orizzontali, in quanto le accelerazioni strutturali orizzontale e verticale sono tra loro indipendenti.

Infatti, anche se secondo la Normativa italiana vigente:  $a_{gV}=a_{gH}$ , gli spettri di risposta orizzontale e verticale sono distinti (§3.2.3.2.1 e §3.2.3.2.2 in NTC18).

A partire quindi dal valore comune dell'accelerazione al suolo orizzontale e verticale, il moltiplicatore verticale sarà legato al moltiplicatore orizzontale secondo lo stesso rapporto che lega tra loro accelerazione strutturale verticale e accelerazione strutturale orizzontale.

Si faccia riferimento ad un concio di un arco (fig. 6.1.1) sottoposto ad un carico P agente nel suo baricentro. Considerando carichi statici e azioni sismiche orizzontali e verticali, le forze agenti durante un passo incrementale di analisi sismica caratterizzato dal moltiplicatore  $\alpha$  in direzione orizzontale sono le seguenti: forza peso P, forza inerziale orizzontale  $\alpha P$  (in fig.: direzione e verso: +X) e forza inerziale verticale  $\alpha_V P$ .

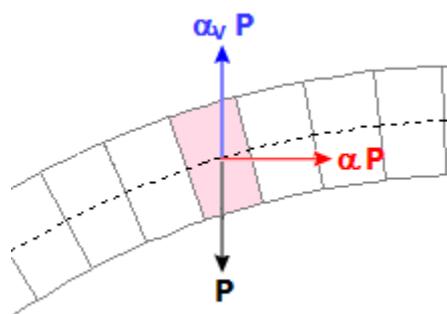


Fig. 6.1.1.

$\alpha_v$  è legato ad  $\alpha$ : infatti il rapporto tra le forze inerziali verticale e orizzontale, entrambe corrispondenti al peso  $P$ , è pari al rapporto fra le accelerazioni spettrali  $S_{ez}$  e  $S_{ex}$ .

Nel caso di un arco posto con vincolo alle imposte posto a quota  $Z=0$ , lo spettro elastico viene calcolato per il periodo  $T=0$ , e quindi si ha:

$$(6.1.1) \quad \alpha_v / \alpha = [\kappa \cdot S_{ez}(0)] / S_{ex}(0)$$

dove  $\kappa$  è il fattore di combinazione del sisma verticale  $Z$  con il sisma orizzontale  $X$ , che, secondo quanto osservato in precedenza, può essere assunto pari a 0.30 oppure 1.00 qualora si ritenga opportuno considerare effetti sismici verticali presenti in modo completo e simultaneo con gli orizzontali.

Dalle formulazioni normative degli spettri di risposta, si ricava:

$$(6.1.2) \quad \alpha_v / \alpha = (\kappa \cdot a_g \cdot S_v) / (a_g \cdot S)$$

dove:  $S_v$  ed  $S$  sono i fattori di suolo che tengono conto della categoria di sottosuolo ( $S_s$ ) e delle condizioni topografiche ( $S_T$ ) rispettivamente per lo spettro verticale e per lo spettro orizzontale. Si osservi che per il verticale, diversamente dall'orizzontale, si assume sempre un coefficiente di sottosuolo unitario. La (6.1.2) si semplifica quindi in:

$$(6.1.3) \quad \alpha_v / \alpha = \kappa / S_s$$

Se invece l'arco murario ha imposte vincolate alla quota  $Z$  e la costruzione intera cui l'arco appartiene è caratterizzata dal periodo fondamentale in direzione orizzontale  $T_{1X}$ , ipotizzando per la costruzione stessa un periodo proprio verticale basso (i modi verticali presentano sempre alte frequenze) tale da poter considerare un comportamento rigido in direzione  $Z$ , il rapporto fra le accelerazioni spettrali diviene:

$$(6.1.4) \quad \alpha_v / \alpha = (\kappa \cdot a_g \cdot S_v) / [S_{ex}(T_{1X}) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma]$$

dove  $\psi(Z)$  è il corrispondente modo di vibrazione secondo  $X$  normalizzato ad uno in sommità della costruzione ( $\psi(Z)=Z/H$ , con  $H$  altezza della costruzione stessa) e  $\gamma$  è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale.

All'inizio del processo incrementale di SAV, per un dato moltiplicatore  $\alpha$ ,  $\alpha_v$  deriva dalla (6.1.3) o dalla (6.1.4), a seconda della posizione in quota dell'arco.

(i) Nel caso della (6.1.3) il rapporto tra i due moltiplicatori è costante qualunque sia il valore di  $\alpha$ : pertanto, nel corso del processo incrementale, variando  $\alpha$  - e quindi le forze inerziali orizzontali - si può corrispondentemente calcolare  $\alpha_v$  per determinare le forze inerziali verticali; al termine del processo incrementale si ottiene il valore di collasso di  $\alpha$ , da cui si ricava infine la capacità in termini di PGA ( $a_g \cdot S$ ).

(ii) Nel caso della (6.1.4) si segue inizialmente la stessa procedura illustrata al punto precedente (i). In questo caso, però, alla capacità ottenuta  $a_g \cdot S$  può corrispondere un diverso valore del rapporto  $\alpha_v / \alpha$ , che - secondo la (6.1.4) - dipende dal valore di  $a_g$ . In pratica, quindi, è avvenuto che nel corso del calcolo della capacità (la procedura incrementale) si è utilizzato un rapporto costante tra moltiplicatore verticale e orizzontale dipendente dalla domanda, nota però solo al termine della procedura.

E' quindi necessario ripetere l'analisi incrementale, correggendo il rapporto tra moltiplicatori in base al valore della capacità appena calcolato al termine della prima procedura.

Si giunge così ad un nuovo valore di  $a_g \cdot S$  e quindi del rapporto  $\alpha_v / \alpha$ , e così via: la riesecuzione delle procedure incrementalì termina quando il rapporto  $\alpha_v / \alpha$  si è stabilizzato e a questo punto è stata

determinata la soluzione corretta.

## 6.2. CAMPO DI FORZE INERZIALI VERTICALI

Mentre l'analisi incrementale viene considerata secondo un verso prefissato,  $+X$  o  $-X$ , le contemporanee forze verticali potranno avere nei diversi concetti verso generico: verso l'alto (alleggerimento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso il basso) oppure verso il basso (aggravamento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso l'alto). In linea di principio non ha giustificazione fisica ritenere che tutto il campo di forze verticali sia equiverso. L'incertezza sull'orientamento delle forze verticali rende necessario adottare diverse ipotesi di lavoro alla ricerca della situazione più sfavorevole. È possibile proporre alcune analisi significative: un campo di forze equiverse verso l'alto, oppure equiverse verso il basso o dipendenti dal cinematismo.

L'ipotesi di verso delle forze verticali legato al cinematismo appare particolarmente significativa. Infatti, il meccanismo attivato dal moltiplicatore di collasso mostrerà un preciso campo di spostamento dei concetti, con rotazioni cinematiche intorno alle cerniere formatesi nel corso dei degni progressivi. Alcuni gruppi di concetti tenderanno a muoversi verso il basso, altri verso l'alto. Il campo di forze d'inerzia verticali a favore di sicurezza seguirà tale spostamento: gli effetti della componente sismica verticale saranno infatti massimi quando le corrispondenti forze tenderanno ad abbassare ancora più i concetti che si abbassano (forze di aggravamento, verso il basso) e ad innalzare ancor più quelli che si innalzano (forze di alleggerimento, verso l'alto).

La forma esatta del meccanismo di collasso (cinematismo) è nota tuttavia solo ad analisi avvenuta, ma trattandosi di una struttura ad arco, con comportamento qualitativamente definibile a priori, è possibile evitare processi iterativi innescati sulla forma del cinematismo ipotizzando specifiche modalità secondo cui il cinematismo si manifesta nel verso di applicazione delle forze orizzontali.

Come risulta dall'immagine seguente, nel caso di sisma nel verso  $+X$ , ottenuto applicando solo azioni inerziali orizzontali, il meccanismo di collasso presenta un abbassamento nella parte sinistra e un innalzamento nella parte destra; nel caso  $-X$  avviene il viceversa.

## 7. ANALISI MODALE

L'analisi modale in SAV consiste nel calcolo dei modi propri di vibrare (periodi e corrispondenti deformate modale), elaborati su modello elastico riferito alle masse corrispondenti agli stati limite considerati: SLE per analisi elastica, SLU: EQU per analisi statica, SLU: SLV per analisi sismica, in condizione integre o fessurate. La modellazione della struttura ad arco è condotta in modo del tutto analogo all'Analisi elastica, secondo un modello ad elementi finiti (FEM) monodimensionali aventi comportamento elastico lineare.

Il vincolamento alle imposte può essere incastro, cerniera o semincastro, con grado di incastro intermedio. Nell'analisi elastica, SAV gestisce la non linearità attraverso la non resistenza a trazione, applicando un procedimento iterativo che corregge le proprietà statiche delle sezioni trasversali degli elementi sottoposti a verifica tensionale, riducendo la sezione geometrica iniziale alla sola parte reagente a compressione, fino a determinare, se possibile, la convergenza in corrispondenza di verifiche di sicurezza soddisfatte. Risulta così determinato un arco reagente, corrispondente alla parte strutturale che contiene il flusso delle tensioni di compressione.

Nell'analisi limite, SAV risolve la struttura in campo statico (SLU: EQU) o sismico (SLU: SLV) con riferimento al modello rigido-fragile, ed in corrispondenza di una data soluzione statica è possibile definire un campo di fessurazioni determinate dall'arco reagente.

### 7.1. GENERALITA'

L'analisi modale in SAV può essere eseguita, secondo l'opzione scelta in input, in una delle due seguenti modalità:

- elastica, con struttura integra, completamente reagente;
- fessurata, con riferimento all'arco reagente, ossia alle sezioni geometriche ridotte considerando la sola parte reagente a compressione e quindi, a parità di masse, con rigidzze ridotte. Per ogni stato limite considerato e per ogni arco ideale e Combinazione di Condizioni di Carico esaminati, l'arco reagente è quello determinato dalla corrispondente configurazione di sollecitazione elaborata dall'analisi.

Nella modellazione FEM la struttura viene considerata come un assemblaggio di pezzi discreti, chiamati elementi, interconnessi in un numero finito di punti o nodi. Nei modelli monodimensionali, gli elementi sono le aste ed i nodi sono le connessioni fra le aste.

Il modello utilizzato per l'analisi modale in SAV, analogo al modello dell'analisi elastica, è un modello piano costituito da elementi finiti monodimensionali: le aste corrispondono ai conci costituenti l'arcata (volta) e sono collegate tra loro da nodi definiti dai baricentri delle interfacce tra conci (fig. 7.1.1). Questa modellazione è prevista dalla normativa (CNR-DT 213/2015, §8.4: modello bidimensionale) dove si indica che l'arcata può essere modellata con elementi trave ad asse rettilineo (i conci) (§8.4.2).

In analisi modale viene costruita una matrice di rigidzza globale assemblando le matrici di rigidzza dei singoli elementi, mentre le masse agenti vengono concentrate nei nodi e corrispondono ai carichi verticali gravitazionali. I gradi di libertà dinamici corrispondono ai movimenti dei nodi, e nel modello piano 2D (piano XZ contenente il piano medio della volta) consistono nelle traslazioni secondo gli assi di riferimento: X e Z.

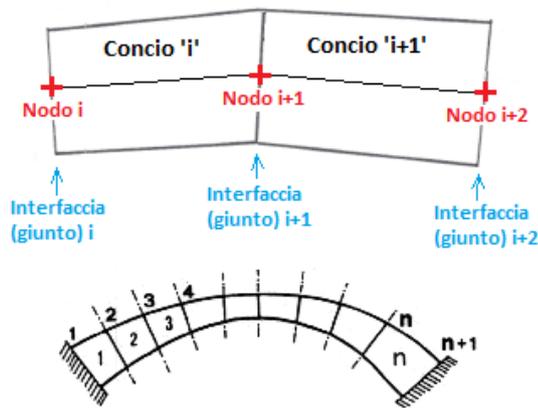


Fig. 7.1.1. Modellazione bidimensionale. Numerazioni dei nodi (interfacce = giunti) e delle aste (=conci)

In sintesi, l'analisi modale condotta con il metodo degli elementi finiti consiste nei seguenti passi:

- schematizzazione della struttura mediante nodi ed elementi;
- creazione della matrice di rigidezza di ogni singolo elemento ('asta') utilizzato;
- assemblaggio delle matrici di rigidezza delle aste nella matrice di rigidezza globale:  $\mathbf{K}$ ;
- definizione delle masse concentrate nodali corrispondenti ai carichi verticali distribuiti e concentrati di tipo gravitazionale;
- assemblaggio delle masse nodali nella matrice di massa globale  $\mathbf{M}$ ;
- risoluzione del problema generalizzato agli autovalori e autovettori:  $\mathbf{K} \mathbf{x} = \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{x}$  con determinazione dei modi di vibrare, dove  $\omega$  è la pulsazione (autovalore) e  $\mathbf{x}$  il corrispondente autovettore (deformata modale).

Più in dettaglio, lo studio delle vibrazioni libere di un sistema strutturale viene formulato nel modo seguente.

Considerando un sistema ad un solo grado di libertà, caratterizzato da: massa  $m$ , costante elastica  $k$ , spostamento  $u$ , la forza d'inerzia  $m\ddot{u}$  deve essere in equilibrio con la forza elastica  $ku$ , pertanto:  $m\ddot{u} + ku = 0$ , ovvero:  $\ddot{u} + \omega^2 u = 0$ , dove:  $\omega = \sqrt{K/m}$  è la pulsazione di questo sistema di vibrazioni libere. La soluzione dell'equazione è data da:  $u = \dot{u}_0/\omega \sin \omega t + u_0 \cos \omega t$ , dove  $u_0$  e  $\dot{u}_0$  sono rispettivamente lo spostamento e la velocità iniziali. Il periodo del moto armonico è:  $T = 2\pi/\omega$ .

Nel caso di un sistema a  $N$  gradi di libertà, per determinare i periodi propri e le forme modali l'equazione di moto diviene:

$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = 0$ , con  $\mathbf{M}$  matrice di massa,  $\mathbf{K}$  matrice di rigidezza,  $\mathbf{u}$  vettore degli spostamenti.

La soluzione è data dal moto armonico semplice:  $\mathbf{u} = \mathbf{x} \sin \omega t$ , dove  $\mathbf{x}$  è il vettore con le ampiezze di vibrazione.

Segue:  $\ddot{\mathbf{u}} = -\omega^2 \mathbf{x} \sin \omega t$ , e l'equazione di moto diviene:

$\mathbf{K} \mathbf{x} - \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{x} = 0$ , ossia:  $\mathbf{K} \mathbf{x} = \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{x}$ :

questa equazione ammette valori non tutti nulli di  $\mathbf{x}$  se e solo se il determinante dei coefficienti si annulla:  $|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0$ . La soluzione di questa equazione fornisce i valori  $\omega_i$  delle frequenze proprie del sistema (autovalori) ( $i=1, \dots, N$ ) e quindi i corrispondenti periodi propri  $= 2\pi/\omega_i$ . Ad ogni periodo è associato un vettore  $\mathbf{x}^{(i)}$  (autovettore) che, a meno di una costante, definisce la forma modale dell' $i$ -esimo modo proprio di vibrare del sistema strutturale.

Il metodo risolutivo del problema agli autovalori implementato in SAV è il metodo SubSpace Iteration (iterazione nel sottospazio); per i dettagli teorici sul metodo si rinvia ai testi specializzati sulla dinamica delle strutture. Dal punto di vista informatico è stato fatto riferimento alle librerie Lapack (<https://www.netlib.org/>), in uso da tempo e contenenti algoritmi testati dalla comunità scientifica, in grado di assicurare precisione e stabilità numerica.

L'analisi modale viene completata con la definizione dei coefficienti di partecipazione modale  $g^{(i)}$  e della massa modale efficace  $M^{(i)}$ . Considerando il modello piano dell'arco (posto nel piano XZ), con masse  $M_j$  ( $j=1, \dots, n$ ), per il modo i-esimo, indicando con  $(x_j^{(i)}, z_j^{(i)})$  le componenti secondo X e Z di  $\mathbf{x}^{(i)}$ , si definiscono:  $M_i^* = \sum(M_j x_j^{(i)2}) + \sum(M_j z_j^{(i)2})$ , e le seguenti grandezze:

coefficienti di partecipazione:  $g_x^{(i)} = \sum(M_j x_j^{(i)2}) / M_i^*$ ,  $g_z^{(i)} = \sum(M_j z_j^{(i)2}) / M_i^*$

masse modali efficaci:  $M_x^{(i)} = [\sum(M_j x_j^{(i)})]^2 / M_i^*$ ,  $M_z^{(i)} = [\sum(M_j z_j^{(i)})]^2 / M_i^*$

La massa modale efficace del modo i-esimo in una direzione può essere interpretata come la parte di massa totale che viene movimentata da tale modo in quella direzione. Questa interpretazione è rigorosamente vera solo se il sistema ha gradi di libertà secondo una sola direzione (X o Z) e con masse tutte uguali: in tal caso, infatti, la massa totale è pari alla somma estesa a tutti i modi delle masse modali efficaci.

La massa modale efficace dipende dalla deformata modale, poiché non tutte le masse strutturali vibrano con la stessa efficacia in ciascuna modalità. Soprattutto nel caso di deformate modali superiori, alcune masse possono vibrare di meno o non vibrare affatto. Per ognuna delle due direzioni si definisce **modo fondamentale** (o 'primo modo') il modo che movimentata la maggior parte delle masse in tale direzione. Generalmente, le prime deformate modali, caratterizzate dai periodi più alti, sono quelle che movimentano la maggior parte delle masse.

Fra tutti i modi calcolati, corrispondenti ai gradi di libertà dinamici del sistema, rivestono interesse i modi che, a partire dal primo, assicurano che la somma delle masse modali efficaci sia pari ad almeno l'85% della massa totale. Ciò assume particolare importanza nelle analisi sismiche dinamiche, dove vengono valutate forze sismiche spettrali competenti ai diversi modi di vibrare, che vengono tra loro combinate come indicato in §7.3.3.1 di NTC18 per tenere conto dello sfasamento fra i modi.

In SAV l'analisi modale non viene utilizzata ai fini di un'analisi sismica dinamica lineare: l'analisi sismica in SAV viene infatti eseguita con il modello rigido-fragile, seguendo la teoria di Heyman.

La motivazione di ciò risiede in quanto affermato nelle CNR-DT 213/2015, riferito in tale contesto ai ponti in muratura ma immediatamente estendibile in generale ai sistemi voltati in muratura:

*"1.4 AZIONE SISMICA (...) Il comportamento certamente non lineare della struttura, deriva principalmente dalla debole resistenza a trazione del materiale, che al limite è nulla, da fenomeni di schiacciamento, e dal possibile dislocamento del pietrame nel corso dello scuotimento sismico. La non-linearità del sistema strutturale rende vane, o comunque di dubbia efficacia, analisi basate sul principio di sovrapposizione, priva di senso le analisi modali e inficia la stessa rappresentazione della azione sismica attraverso gli spettri di risposta elastici (...)"*

Come affermato in precedenza, l'analisi modale in SAV allo studio delle vibrazioni proprie del sistema voltato sotto carichi e fessurazioni corrispondenti allo stato limite di esercizio o agli stati limite ultimi. I risultati illustrano tutti i modi di vibrare significativi, affinché siano disponibili tutte le informazioni su periodi, forme modali e masse modali efficaci, garantendo l'individuazione dei modi più significativi ed in particolare dei modi principali nelle due direzioni di riferimento X e Z.

In SAV è possibile specificare il numero di modi da calcolare e quelli da considerare per mostrare i risultati. Per il **numero di modi da calcolare** è possibile scegliere tra le seguenti opzioni:

- tutti i modi corrispondenti ai gradi di libertà dinamici del sistema;
- un numero di modi specificato in input (con limite superiore dato dal n° dei gradi di libertà dinamici).

Si osservi che in dipendenza dalla struttura, può essere necessario il calcolo di un numero elevato di modi, per assicurare l'individuazione del modo principale e per movimentare una percentuale sufficiente di massa. Le opzioni A) C) E) di seguito riportate, relative al 'Numero di modi da considerare', impongono necessariamente il calcolo di tutti i modi di vibrare; scegliendo le opzioni B) D) occorre il controllo a posteriori della massa movimentata.

Per il **numero di modi da considerare** sono disponibili le seguenti opzioni:

- A) tutti i modi calcolati;
- B) un numero di modi specificato in input (con limite superiore dato dal numero dei modi calcolati);
- C) tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% (con questa opzione vengono sempre calcolati tutti i modi);
- D) un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (un limitato numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti quelli calcolati, e nei risultati si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%);
- E) tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (vengono sempre calcolati tutti i modi) (opzione indicata in §7.3.3.1 di NTC18).

I carichi applicati sull'arcata, definiti nel modello di SAV sui conci, vengono attribuiti ai nodi nel seguente modo: considerando l'arco modellato nel piano XZ, la forza verticale  $F_z$  viene riportata al baricentro del concio e scomposta in parti uguali ai due nodi iniziale e finale del concio. Di conseguenza, nel nodo  $i$ -esimo (coincidente col nodo finale  $j$  del concio  $i-1$  precedente e col nodo iniziale  $i$  del concio  $i$  successivo) agisce la somma di due contributi di carico relativi ai due conci.

Per quanto riguarda le convenzioni sui segni, in ambiente SAV la forza verticale Z in input nelle CCE è positiva e di tipo gravitazionale se verso il basso.

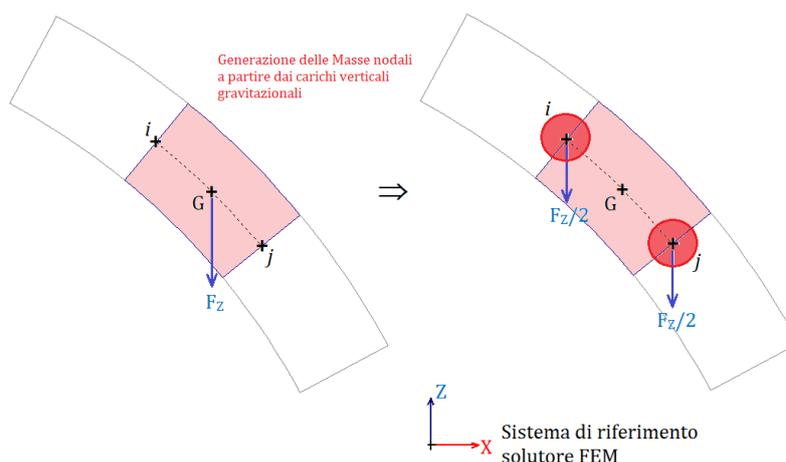


Fig. 7.1.2. Attribuzione dei carichi ai nodi e generazione delle masse nodali

In SAV una Volta può essere composta da uno o più archi affiancati, in cui la Volta viene suddivisa. Per ogni arco, SAV esegue l'analisi modale per le seguenti configurazioni:

- in analisi elastica, per tutte le CCC da analizzare per SLE;
- in analisi statica SLU: EQU: per tutte le CCC;
- in analisi sismica SLU: SLV: per la direzione X nei due versi +X e -X.

I modi di vibrare possono quindi differire fra le diverse configurazioni esaminate, cui in generale corrispondono masse diverse e diversi stati di fessurazione, ed in particolare nel caso di più archi ideali possono differire tra i vari archi affiancati, in particolare se vi sono carichi presenti solo su una parte della struttura (non su tutti gli archi). La diversità dei modi di vibrare fra archi affiancati costituisce una semplificazione del problema spaziale: tuttavia, le informazioni ottenute possono essere significative per inquadrare in prima approssimazione la modifica della forma modale nella direzione trasversale Y rispetto al piano medio dell'arcata (piano XZ) (considerazioni analoghe possono essere condotte per i risultati delle analisi elastiche di archi affiancati, relativamente alle sollecitazioni e alle deformazioni).

Nell'analisi modale riferita alle masse e alle fessurazioni dell'analisi elastica SLE, in una data CCC si considerano - secondo i dati in input - una o più CCE (riconosciute in base al moltiplicatore non nullo: il

moltiplicatore definito in SAV viene utilizzato per le combinazioni SLU, e se non nullo viene posto pari a 1 per la combinazione SLE). I carichi della CCC sono composti dall'assemblaggio dei carichi delle CCE considerate, ognuna delle quali è affetta dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_0$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione caratteristica impiegata per gli SLE ([2.5.2] in §2.5.3, NTC18 e §3.9 in CNR-DT 213/2015).

Nell'analisi modale riferita alle masse e alle fessurazioni dell'analisi statica condotta per SLU (EQU), si considerano le diverse CCC definite. I carichi delle CCC sono composti dall'assemblaggio dei carichi delle CCE considerate, ognuna delle quali è affetta dal proprio moltiplicatore (inteso come coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_G, \gamma_Q$ ) e dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_0$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione fondamentale impiegata per gli SLU ([2.5.1] in §2.5.3, NTC18).

Nell'analisi modale riferita alle masse e alle fessurazioni dell'analisi sismica condotta per SLU (SLV), si considerano le due combinazioni sismiche +X e -X, ognuna determinata dall'assemblaggio dei carichi delle CCE contrassegnati come agenti sismicamente (carichi gravitazionali) ed affetta dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_2$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione sismica ([2.5.5] in §2.5.3, NTC18).

## Moduli di elasticità

Alle aste vengono attribuiti i moduli di elasticità longitudinale e tangenziale della muratura definiti nei dati della volta.

Nelle analisi elastiche in generale viene fatto riferimento ai valori medi dei moduli di elasticità, come specificato in §4.1.1.1 NTC per gli elementi in calcestruzzo: in assenza di indicazioni specifiche per la muratura, il riferimento ai valori medi si può ritenere valido anche per gli elementi strutturali in muratura (i valori medi dei moduli elastici sono peraltro normalmente assunti per i livelli di conoscenza LC1 e LC2). In ogni caso, i moduli di elasticità utilizzati vengono definiti in input.

In SAV sono inoltre previste due possibili riduzioni dei valori di riferimento dei moduli elastici, con riguardo ai seguenti aspetti:

### (1) Rigidezze fessurate.

Nelle analisi elastiche lineari in condizioni statiche NTC non prevede riduzioni dei moduli di elasticità a causa delle condizioni fessurate, tranne il caso degli elementi in calcestruzzo per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro, per i quali negli stati limite di esercizio si devono assumere rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate, essendo queste ultime assunte pari alla metà di quelle delle sezioni interamente reagenti (§4.1.1.1 NTC): ciò equivale ad una riduzione del 25% dei moduli elastici.

Per tenere conto in SLE delle condizioni fessurate che possono caratterizzare gli archi in muratura, SAV consente opzionalmente tale riduzione; tuttavia, si deve considerare che il procedimento non lineare di SAV può determinare la riduzione delle rigidezze attraverso il calcolo e in linea di principio non è necessario ridurre i moduli elastici per tener conto della fessurazione. La riduzione è comunque consigliabile qualora si decida di eseguire l'analisi modale in modalità elastica, con struttura completamente reagente.

Analogamente, per l'analisi modale riferita all'analisi statica SLU: EQU, viene applicata se richiesta la riduzione del 25%.

Nel caso invece di analisi modale associata all'analisi sismica SLU: SLV, la riduzione è pari al 50% (§7.2.6).

Tuttavia, per le analisi modali riferite alle analisi limite statica e sismica si può osservare che l'analisi in condizione fessurate corrispondenti all'arco reagente determinato dalla soluzione determina implicitamente la riduzione della rigidezza nella definizione delle sezioni delle aste di modello e pertanto può non essere scelta l'opzione di riduzione dei moduli elastici.

### (2) Fattore di confidenza $F_c$ .

Secondo quanto indicato in §C8.5.4 NTC: "I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali. (...)". In SAV  $F_c$  può essere applicato, oltre ai parametri di resistenza, anche ai moduli elastici.

## Note sulla modellazione in presenza di rinforzi

Come illustrato in precedenza, il modello elastico di SAV è un modello piano costituito da elementi finiti monodimensionali: le aste corrispondono ai conci costituenti l'arcata (volta) e sono collegate tra loro da nodi definiti dai baricentri delle interfacce tra conci.

Quando viene eseguita l'analisi in condizioni fessurate, in presenza di rinforzo con materiale composito le aste rappresentative dei conci possono trovarsi in una delle due situazioni seguenti.

(1) Nel concio l'arco reagente coincide con l'arco originario, non sono presenti fessurazioni e la sezione è interamente reagente (compressa). Il rinforzo non fornisce alcun contributo alla rigidezza dell'asta.

Nella matrice delle rigidezze i termini  $E \cdot A$  e  $E \cdot J_y$ , rappresentativi della rigidezza assiale e di quella flessionale, sono formati dal modulo di elasticità della muratura e da area e momento d'inerzia della sezione completa del concio.

(2) Il concio è interessato da una zona di fessurazione: la sezione reagente a compressione è ridotta rispetto alla sezione geometrica del concio, nei termini di rigidezza  $A$  e  $J_y$  sono corrispondentemente ridotte e si indicano con  $A^*$  e  $J_y^*$ . Le rigidezze complessive della sezione contengono anche il contributo del rinforzo:  $(E \cdot A)$  originaria (dell'asta integra) diviene:  $(E \cdot A^* + E_f \cdot A_f)$ , dove  $E_f$  è il modulo di elasticità del rinforzo e  $A_f$  l'area della sezione trasversale del nastro, data dallo spessore moltiplicato per l'estensione del rinforzo in direzione trasversale;

$(E \cdot J_y)$  originaria diviene:  $(E \cdot J_y^* + E_f \cdot A_f \cdot (h/2)^2)$  dove  $h$  è l'altezza del concio: in questa formulazione si tiene quindi conto del contributo di rigidezza flessionale del rinforzo, essendo il nodo strutturale collocato in posizione baricentrica (a metà altezza del concio).

Nel caso di rinforzo con cappa in calcestruzzo, nella procedura di calcolo si applicano le seguenti variazioni:

- la dimensione della sezione dell'arco ha un incremento pari allo spessore della cappa;
- il modulo di elasticità si assume pari alla media pesata di muratura e calcestruzzo in base agli spessori dei due materiali;
- con una media pesata analoga si definisce il peso specifico effettivo del concio composto da muratura e calcestruzzo.

## 7.2. COMANDI PER ANALISI MODALE

L'analisi modale viene gestita in SAV attraverso comandi dedicati.

L'esecuzione dell'analisi può essere lanciata sia attraverso il comando Analisi modale del menu Esegui della finestra Progetto, sia dal pulsante dedicato compreso nella barra degli strumenti superiore (vd. immagine seguente). Si osservi che l'analisi modale può essere eseguita solo se è stata eseguita in precedenza l'analisi limite (EQU, e SLV se è richiesta l'analisi sismica) ed eventualmente l'analisi elastica e se non sono stati successivamente modificati i dati in input (modifica che richiederebbe comunque la riesecuzione delle analisi). L'analisi modale produce risultati da considerarsi associati alle altre analisi eseguite: i risultati modali corrispondono infatti alle masse associate alle combinazioni SLE (analisi elastica) o alle combinazioni SLU (per l'analisi statica e, se richiesto, per l'analisi sismica).

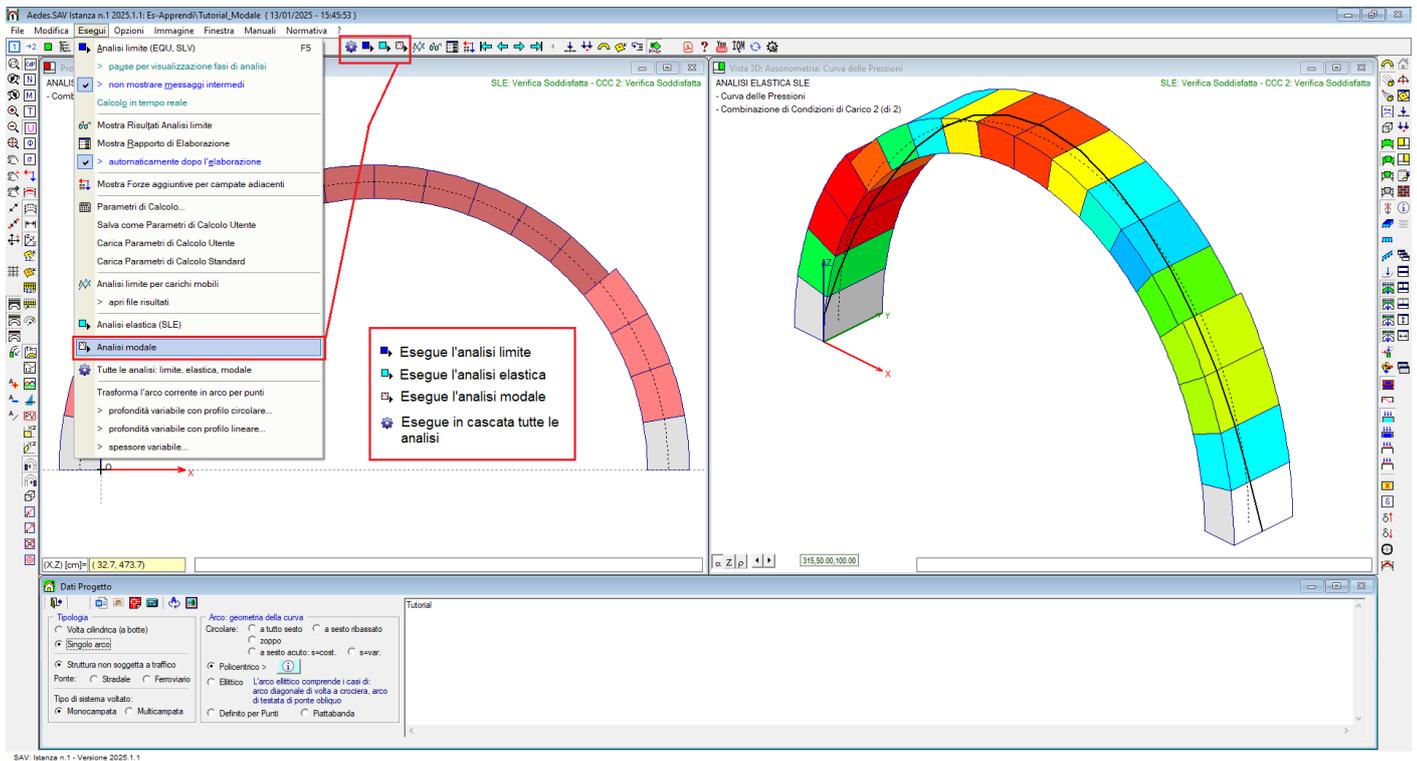


Fig. 7.2.1. Comandi per l'esecuzione dell'analisi modale

L'analisi modale viene eseguita secondo alcuni parametri di calcolo specifici illustrati in fig. 7.2.2.

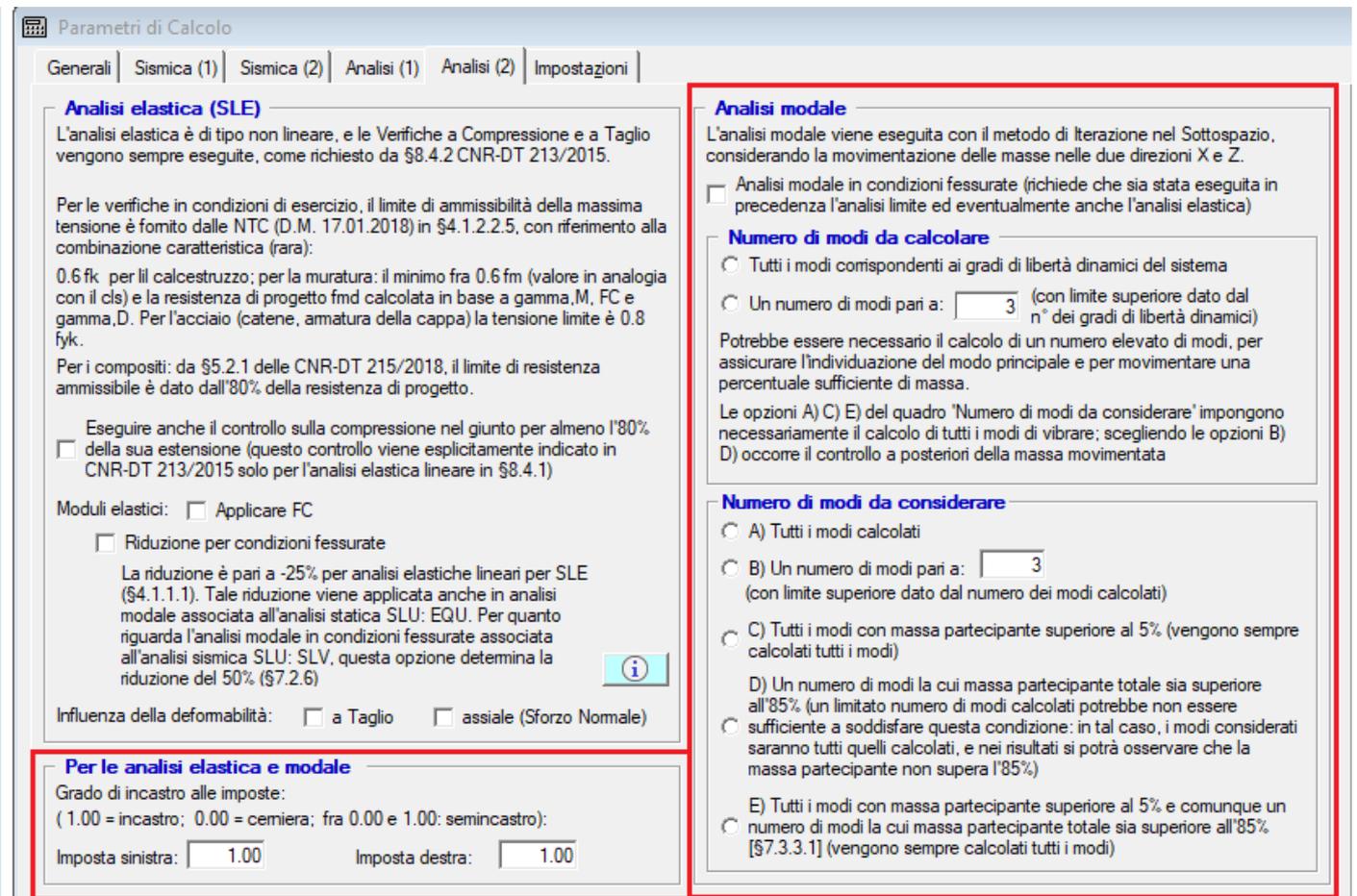


Fig. 7.2.2. Parametri di calcolo per Analisi modale

Come indicato nei Parametri di Calcolo, l'analisi modale viene eseguita con il metodo di Iterazione nel Sottospazio, considerando la movimentazione delle masse nelle due direzioni X e Z.

Un apposito check consente l'esecuzione dell'analisi in condizioni elastiche (volta integra) se non selezionato, oppure, se selezionato, in condizioni fessurate (richiede che sia stata eseguita in precedenza le analisi limite ed eventualmente anche l'analisi elastica).

Con comandi dedicati è possibile specificare il numero di modi da calcolare e il numero di modi da considerare. Generalmente, particolare interesse assumono i primi modi, e per archi modellati con un numero elevato di conci, aventi quindi molti gradi di libertà, può essere più speditivo calcolare un numero limitato di modi.

E' inoltre possibile specificare il grado di incastro alle imposte: si tratta di un comando che a partire dalla versione 2025 è operativo anche in analisi elastica SLE.

Il grado di incastro alle imposte assume valori compresi fra 0 (cerniera) e 1 (incastro). I valori intermedi corrispondono al semincastro. Il grado di incastro consente di schematizzare l'incertezza sul vincolo alle imposte: il vincolo di semincastro viene attribuito al nodo iniziale  $i$  della prima asta generata dal concio d'imposta a sinistra e al nodo finale  $j$  dell'ultima asta corrispondente al concio finale all'imposta destra. E' possibile specificare un grado d'incastro distinto fra le due imposte.

Il semincastro corrisponde ad un nodo incernierato con la presenza di una molla di torsione.

La costante della molla di torsione  $K$  può essere espressa nella forma:  $K = EJ / \beta l$

dove:  $EJ$  è la rigidezza flessionale,  $l$  è la luce dell'asta e  $\beta$  è un parametro che assume i seguenti valori:  $\beta=0$ , cioè:  $K=+\infty$ , per l'incastro);  $\beta=+\infty$ , cioè:  $K=0$ , per la cerniera.

Definire in input un semincastro utilizzando il parametro  $\beta$  non è agevole; è preferibile definire un 'grado di incastro' convenzionalmente compreso fra 0 (=cerniera) e 1 (=incastro), tale che:

$i=0$  corrisponde a  $\beta=+\infty$ , cioè:  $K=0$  (cerniera)

$i=1$  corrisponde a  $\beta=0$ , cioè:  $K=+\infty$  (incastro)

Il Grado di incastro viene definito dalla relazione seguente:

$i=1/(1+\beta)$ , equivalente a:  $\beta=(1-i)/i$

Specificando quindi in input il valore del Grado di incastro 'i', resta definito il parametro  $\beta$  e conseguentemente la rigidezza  $K$  della molla di torsione. Occorre quindi comprendere il significato numerico di 'i' per poterlo specificare correttamente quale rappresentazione del semincastro.

In fig. 7.2.3 si richiamano le espressioni della rigidezza alla rotazione per i vari tipi di vincolo.

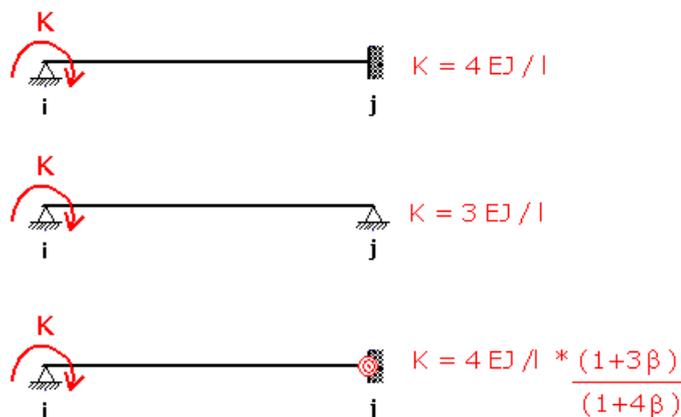


Fig. 7.2.3. Rigidezza alla rotazione per diversi tipi di vincolo

La rigidezza dell'asta con molla di torsione può essere espressa equivalentemente nella forma:

$$K = 4 EJ/l * (3-2i)/(4-3i)$$

e quindi ancora (utilizzando  $x = 1/\beta$ ):

$$K = x EJ/l, \text{ con } x = 4 \cdot (3-2i) / (4-3i)$$

e si ha evidentemente:  $x=4$  per l'incastro ( $i=1$ ), e  $x=3$  per la cerniera ( $i=0$ ). La variazione di  $x$  in dipendenza di ' $i$ ', riportata in figura seguente, permette la comprensione del parametro rappresentativo del semincastro.

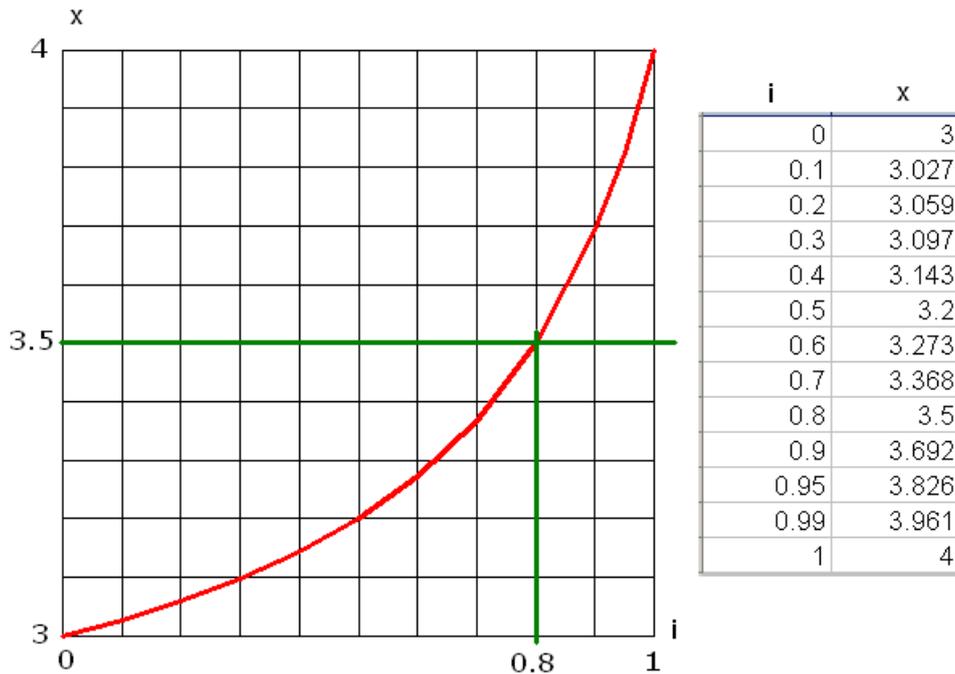


Fig. 7.2.4. Diagramma rappresentativo dei semincastri

Se quindi il semincastro deve rappresentare una riduzione di rigidezza alla rotazione pari al 50% ( $K=3.5 EJ/l$ ), occorre utilizzare il grado d'incastro  $i=0.8$  (per definire il semincastro si faccia attenzione, pertanto, al fatto che ' $i$ ' non è legato linearmente alla rigidezza alla rotazione dell'asta).

Poiché è molto difficile identificare univocamente il grado di incastro, nell'incertezza è consigliabile utilizzare diversi valori e studiare la variazione nei risultati dell'analisi (modale o elastica).

I progetti elaborati con SAV normalmente presentano un vincolo di incastro completo (grado di incastro=1); da notare che [il caso studio con cui è stata validata l'analisi modale di SAV](#) si riferisce ad una volta costruita in laboratorio dove il vincolo alle imposte è assimilabile quasi ad una cerniera: in quel caso è stato utilizzato un semincastro debole, con grado di incastro pari a 0.1.

Gli aspetti teorici ed applicativi dell'analisi modale condotta con SAV sono descritti nell'articolo tecnico-scientifico ["Volte in muratura: comportamento dinamico della struttura originaria, fessurata e rinforzata"](#) contenuto nel presente manuale, dove viene presentato un caso studio confrontato con un test sperimentale, esempio che contiene anche la validazione della procedura di SAV.

La rappresentazione grafica fondamentale dell'analisi modale è la deformata modale con le masse movimentate, colorate secondo una scala graduata calibrata in base allo spostamento.

La fig. 7.2.5 si riferisce all'elaborazione dell'analisi modale per le masse e lo stato fessurato corrispondenti all'analisi elastica SLE. Nell'immagine, sono indicati i pulsanti della barra degli strumenti da utilizzare per i disegni relativi all'analisi modale.

In fig. 7.2.6 è evidenziato il comando per la rappresentazione delle masse, presente nella finestra dei Parametri di Disegno.

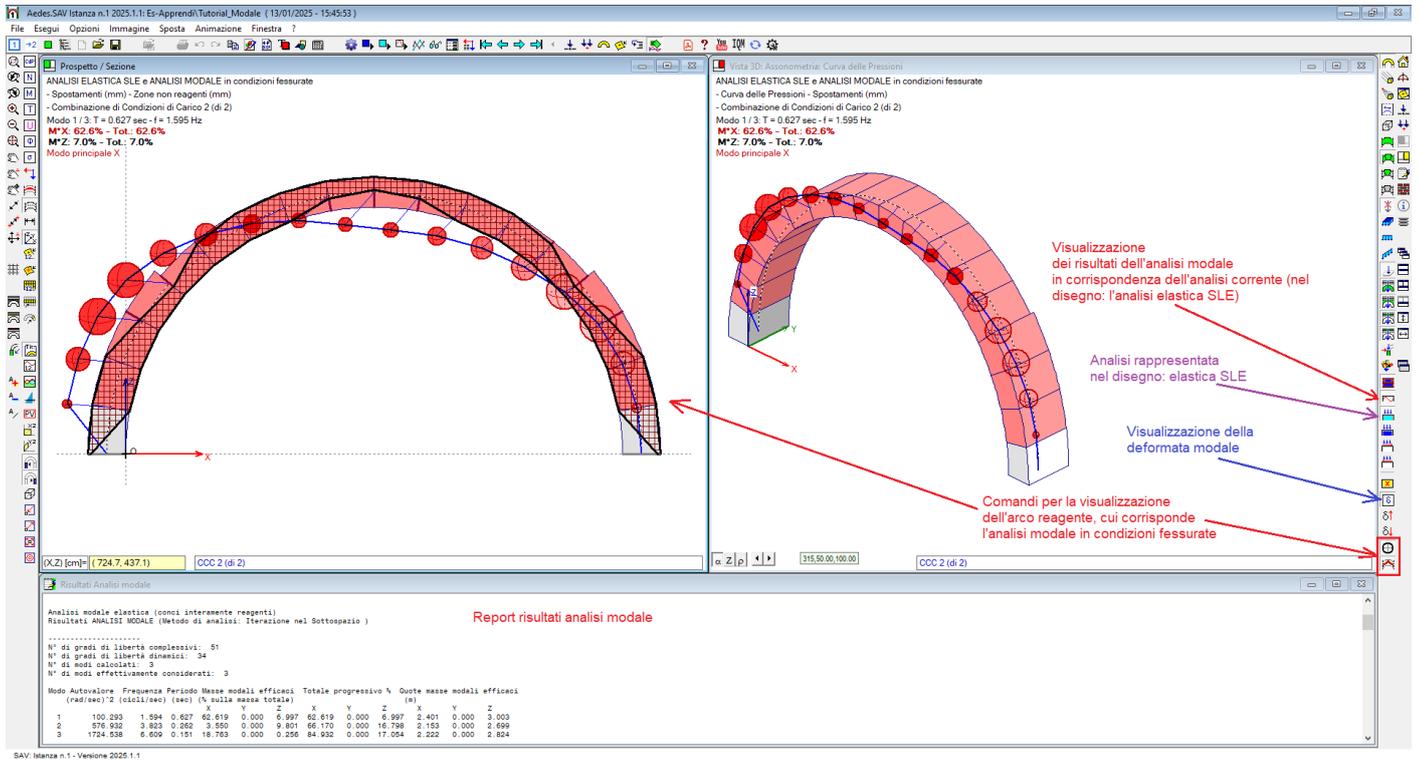


Fig. 7.2.5. Disegno dei risultati dell'analisi modale e comandi dedicati

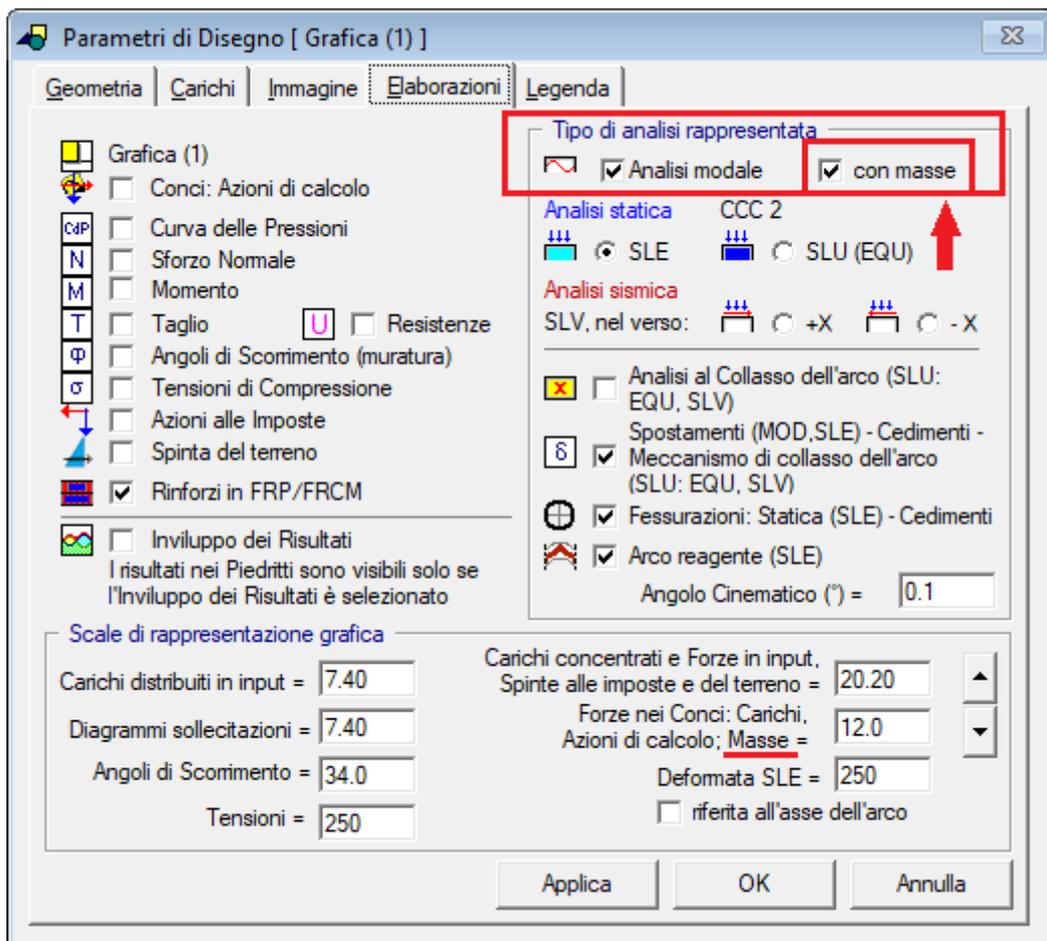


Fig. 7.2.6. Parametri di disegno: visualizzazione delle masse in analisi modale

## 8. DESCRIZIONE DATI, ANALISI, RISULTATI, VERIFICHE

### 8.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

#### NORMATIVA DI RIFERIMENTO

**D.M. 17.1.2018:** "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni ", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018

**Circolare 21.1.2019, n. 7 C.S.LL.PP.:** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

#### **Edifici monumentali:**

**Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011:** "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali:** "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"

#### **Ponti:**

**CNR-DT 213/2015:** "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura"  
**Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti**, allegato al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 54/2022, espresso dall'Assemblea Generale in data 10.06.2022

#### **Normativa RFI, Rete Ferroviaria Italiana:**

RFI DTC INC PO SP IFS 001A. Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori ferroviarie sotto binario

RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie

RFI DIN ICI LG IFS 001 A, Linea Guida per la verifica strutturale dei ponti ad arco in muratura

#### **Interventi di consolidamento mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati:**

**CNR-DT 200 R1/2013:** "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"

**CNR-DT 215/2018:** "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica"

#### **Sismica:**

**Ordinanza del Capo del Dipartimento di Protezione Civile 780 del 20.5.2021:** Prevenzione Rischio Sismico, con Allegato: " Scheda di sintesi della verifica sismica di ponti strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico"

#### BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

##### **Teoria generale sull'analisi limite:**

• S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: **Sul calcolo degli archi in muratura**, Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze: <http://www.cias-italia.it/PDF/129.pdf>

- S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: **Analisi statica e cinematica ed equilibrio limite di strutture ad arco a vincoli unilateri**, Atti del IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata (AIMETA)
- M. Paradiso, G. Tempesta, S. Galassi, F. Pugi: **Sistemi Voltati in Muratura**, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007

#### **Analisi sismica:**

- F. Pugi, S. Galassi: **Seismic analysis of masonry voussoir arches according to the Italian building code**, Int. J. Earthquake Eng. 2013;30(3):33-55

#### **Cedimenti:**

- S. Galassi, G. Misseri, L. Rovero, G. Tempesta: **Failure modes prediction of masonry voussoir arches in moving supports**, Engineering Structures 173 (2018), 706-717

#### **Spinte passive dal riempimento:**

- P. Gelfi: **Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults**, Restoration of Buildings and Monuments 8 (2002): 573 - 590: <http://gelfi.unibs.it/pdfPubblicazioni/14-Role of horizontal backfill.pdf>

#### **Ponti esistenti in muratura:**

- M. Mazzoleni, L. Jurina: **Ponti in muratura: difetti e patologie**, Convegno CIAS: Ponti e viadotti: ispezioni visive e tecniche di risanamento, Bolzano, 18-19 ottobre 2006: <http://www.cias-italia.it/PDF/93.pdf>
- F. da Porto: **Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari in muratura**, Convegno CIFI, RFI - Università degli Studi di Padova, 2013:  
[http://www.cifi.it/UplDocumenti/padova/05\\_Vulnerabilita\\_sismica\\_dei\\_ponti\\_ferroviani\\_da\\_Porto.pdf](http://www.cifi.it/UplDocumenti/padova/05_Vulnerabilita_sismica_dei_ponti_ferroviani_da_Porto.pdf)
- M. Corradi: **Empirical methods for the construction of masonry arch bridges in the 19th century. Arch Bridges: history, analysis, assessment, maintenance and repair**. Proceedings of the second international arch bridge conference, Edr A. Sinopoli, Venice 6–9 October 1998, Balkema Rotterdam, pp 25–36
- D. Proske, Pieter van Gelder: **Safety of Historical Stone Arch Bridges**, Springer, 2009

## **GENERALITA' SU METODOLOGIE DI ANALISI E STATI LIMITE DI RIFERIMENTO**

Per l'**analisi degli stati limite ultimi SLU di tipo statico (EQU) e di tipo sismico (SLV)**, SAV applica la metodologia dell'analisi limite (calcolo a rottura) idonea per lo studio dei meccanismi di collasso e della stabilità dei sistemi voltati. Nell'analisi limite vengono definiti i moltiplicatori di collasso sia per carichi statici sia per carichi sismici e dei conseguenti indicatori di rischio.

Per l'**analisi dello stato limite di esercizio SLE**, SAV applica il metodo dell'analisi elastica non lineare con muratura non reagente a trazione.

I riferimenti normativi sugli Stati Limite da analizzare e le relative verifiche di sicurezza sono riportati in sintesi nei punti seguenti (CNR=CNR-DT 213/2015, NTC=D.M.17.1.2018), tenendo conto che i metodi di analisi per le strutture murarie esistenti ad arco sono trattate in dettaglio nelle CNR, dedicate ai ponti in muratura e le cui indicazioni costituiscono un riferimento generale per i sistemi strutturali voltati in muratura. Le CNR costituiscono altresì un riferimento per i ponti esistenti ad arco in calcestruzzo non armato o debolmente armato, in quanto strutture massicce assimilabili alle strutture in muratura. In generale per i ponti esistenti viene fatto riferimento anche alle Linee Guida 2022 (LG=Linee Guida 2022).

**§3.5.3 CNR: Stati Limite di riferimento per il controllo della sicurezza strutturale:** anche se NTC consente di omettere, per le strutture murarie, la verifica per lo Stato Limite di Esercizio (cfr. §4.5.6.3 NTC), la

struttura deve essere controllata per gli Stati Limite Ultimi di Perdita di Equilibrio (EQU) e di Salvaguardia della Vita (SLV), e per lo Stato Limite di Esercizio (SLE), assimilato allo Stato Limite di Danno SLD.

**§3.5.1 CNR:** lo stato limite EQU include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato. Nel caso dei ponti in muratura deve essere verificato attraverso l'equivalente Teorema Statico del Calcolo a Rottura, verificando la esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario. In questo senso la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR [stato limite di resistenza della struttura].

SLV (stato limite di salvaguardia della vita) si riferisce alle verifiche sismiche (§3.2.1 NTC) e §3.12 CNR conferma che la verifica per azioni sismiche può essere condotta con riferimento al solo SLV, tenendo conto che in generale il collasso di una struttura muraria voltata è determinato, più che dal superamento di limiti di sforzo, dalla variazione della sua geometria. Definite le forze sismiche, e cioè i carichi rappresentativi dell'azione sismica, la verifica per SLV fa riferimento ai metodi di analisi illustrati in §8 e §9 CNR.

Nel rispetto delle indicazioni normative, **il software SAV utilizza i seguenti metodi di analisi e verifica della sicurezza:**

**Per EQU (verifica statica allo stato limite ultimo** sotto combinazioni di tipo fondamentale ([2.5.1] in §2.5.3 NTC) **e per SLV (verifica sismica** per stato limite di salvaguardia della vita):

**metodo del Calcolo a Rottura (Analisi Limite, §8.4.4 CNR)**, con cui si determina l'esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio e, mediante corrispondenti verifiche a compressione e a taglio, la compatibilità con le proprietà resistenti del materiale murario (per una completa illustrazione della metodologia di Analisi Limite implementata in SAV, si rinvia alla descrizione dei Risultati Analisi Statica e Procedure di calcolo per SLU).

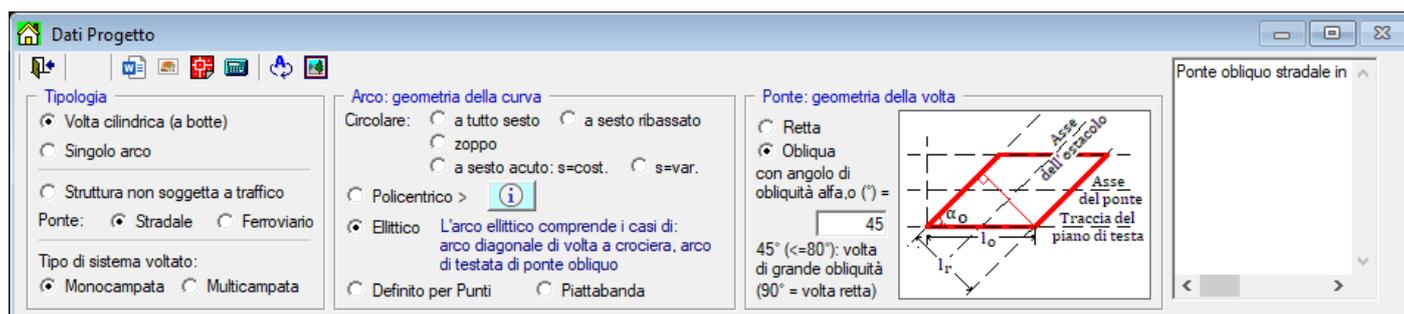
**Per SLE, verifica statica allo stato limite di esercizio**, assimilato allo stato limite di danno SLD:

metodo dell'Analisi elastica non lineare (§8.4.2 CNR). In §3.5.2 CNR si afferma quanto segue: "Considerato il particolare comportamento del "materiale muratura", come unico Stato Limite di Esercizio si assume l'attingimento in una qualsiasi parte della struttura di una misura di intensità limite ammissibile dello stato tensionale, coniugato con la verifica della ammissibilità di spostamenti e fessurazioni." L'ammissibilità dello stato tensionale, degli spostamenti e delle fessurazioni viene controllata attraverso la metodologia di verifica descritta in §8.4.2 CNR (per una completa illustrazione della metodologia di Analisi Elastica Lineare implementata in SAV, si rinvia alla descrizione dei Risultati Analisi Elastica Lineare per SLE).

## 8.2. DATI: PROGETTO, STRUTTURA, CARICHI (CCE E CCC) - AZIONI CONSIDERATE IN ANALISI SISMICA

### Dati PROGETTO

I dati del Progetto consentono l'impostazione della tipologia della struttura voltata.



**Tipologia** = qualifica la struttura come Volta cilindrica (a botte), suddivisa idealmente in più archi (detti anche: Archi Ideali), o come Singolo Arco. La struttura può essere qualificata come 'non soggetta a traffico' (sistemi voltati o archi inseriti in organismi edilizi quali edifici o fabbricati monumentali) oppure come ponte stradale o ferroviario. Il tipo di sistema voltato può essere monocampata o multicampata (ponti, arcate consecutive).

**Arco: geometria della curva** = identifica la curva descrittiva dell'arco (sezione trasversale della Volta).

**Ponte: geometria della volta** = la volta del ponte può essere retta o, in caso di ponte monocampata, obliqua, con un angolo di obliquità definito in input. La definizione di una volta obliqua richiede geometria della curva ellittica.

## Dati STRUTTURA

I dati della struttura voltata sono organizzati in **gruppi (Volta, Arco, Piedritti/Pile/Spalle, Contorno, Materiale Volta, Materiale Piedritti, Rinforzi, Cedimenti, Timpano, Crociera)**.

## Volta

N° Arco Ideale	L <sub>Y</sub> (cm)	Y asse (cm)	Catena	d (mm)	Z (cm)	f <sub>yd</sub> (=f <sub>yk</sub> /1.05) (N/mm <sup>2</sup> )
1	333	166.5	<input type="checkbox"/>	0	0	0
2	333	499.5	<input type="checkbox"/>	0	0	0
3	334	833.0	<input type="checkbox"/>	0	0	0

**N° di Condizioni di Carico Elementari (CCE), N° di Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari (CCC)** = i carichi vengono descritti nel seguito, nel paragrafo: 'Dati Carichi'

**Profondità: Ly** = indica la profondità della Volta (dimensione in pianta in direzione Y). La somma delle profondità Ly dei singoli Archi Ideali costituenti la Volta coincide necessariamente con la profondità della Volta. Nel caso di Arco Singolo, ovviamente, la profondità della Volta coincide con la profondità del Singolo Arco, tranne il caso di archi definiti per punti o policentrici, dove le profondità possono essere variate per ogni singolo concio (arco per punti) o per ogni singolo arco di circonferenza componente (policentrico)

**Numero di Archi costituenti la Volta** = indica il numero di archi affiancati (Archi Ideali) in cui viene suddivisa la struttura voltata. Tale numero è pari a 1 nel caso di Singolo Arco.

Dati Archi Ideali:

**L<sub>Y</sub>** = profondità del singolo Arco Ideale;

**Y asse** = posizione dell'asse in profondità per il singolo Arco Ideale;

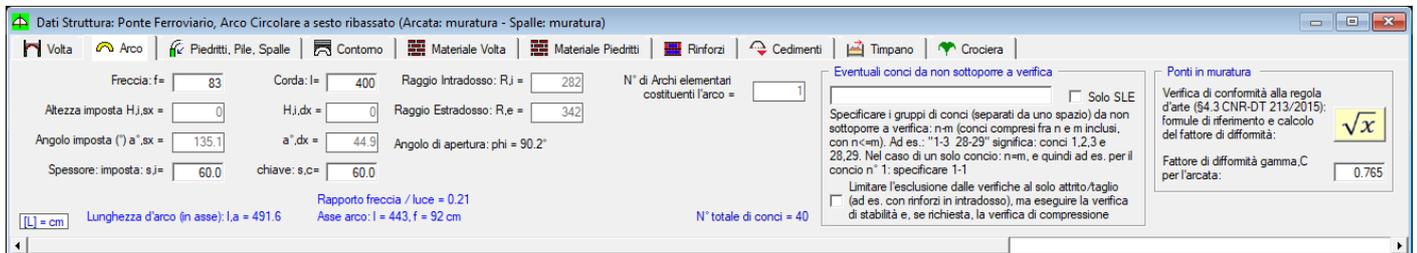
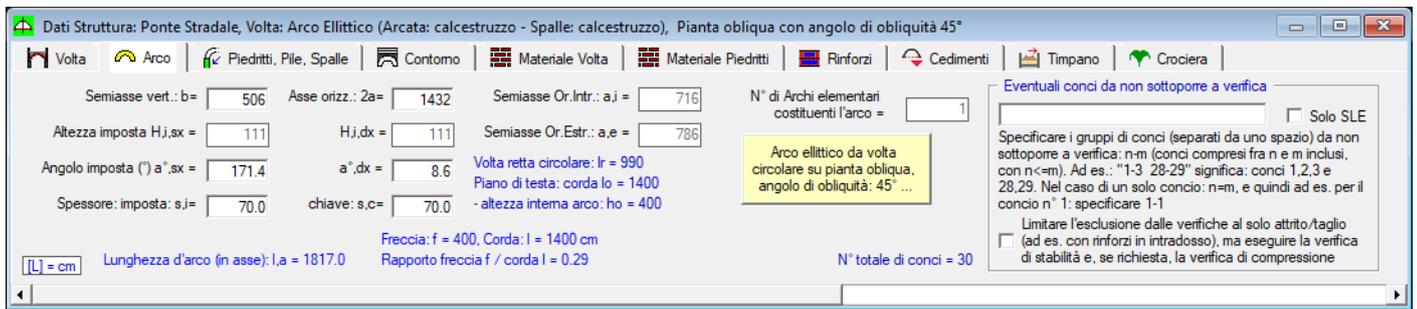
**Catena** = se attivata, indica il contributo statico di una catena (tirante metallico);

**d, Z, f<sub>yd</sub>** = dati della catena: diametro, quota assoluta (rispetto allo zero del riferimento XZ) e tensione di snervamento.

Nel caso di catene non aventi sezione circolare (ad es. quadrelli) occorre specificare un diametro 'equivalente' in modo che la sezione metallica resistente sia identica.

Il procedimento numerico sia in analisi limite sia in analisi elastica scarterà i casi di catene compresse (ritenute in sbandamento per carico di punta, e quindi inefficaci) ed eseguirà la verifica a trazione confrontando l'eventuale tensione di trazione (=sforzo normale diviso l'area del tondino) con la resistenza allo snervamento specificata in input.

## Arco



Contiene i parametri che, in base alla tipologia, descrivono la configurazione geometrica dell'arco.

Di seguito riportiamo, per ogni tipologia, l'elenco dei parametri in input (cioè dei parametri modificabili dall'Utente; altri parametri, per ogni tipologia di arco, vengono derivati dai dati in input, ad esempio: gli angoli di imposta per l'arco circolare a sesto ribassato).

#### - Arco Circolare a tutto sesto (spessore costante o variabile)

Freccia (coincide con il raggio di intradosso); spessore all'imposta; spessore in chiave. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro della circonferenza di intradosso. Se l'arco ha spessore variabile (spessore d'imposta maggiore dello spessore in chiave), il centro della circonferenza d'estradosso ha Z negativa (sull'asse Z, è localizzato in un punto sottostante l'origine). Se l'arco ha spessore costante, il centro della circonferenza d'estradosso coincide con l'origine, cioè con il centro della circonferenza d'intradosso.

#### - Arco Circolare a sesto ribassato (spessore costante o variabile)

Freccia; corda; spessore all'imposta; spessore in chiave. Lo spessore all'imposta è la lunghezza del giunto (interfaccia del concio) all'imposta, misurata sul raggio della circonferenza di intradosso. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro della circonferenza di intradosso.

#### - Arco Circolare zoppo (spessore costante)

Freccia; corda (la corda si riferisce alla proiezione orizzontale dell'intradosso compresa fra il punto d'imposta di intradosso a quota inferiore e la chiave dell'arco); altezza di imposta sinistra; altezza di imposta destra; spessore. L'altezza d'imposta rappresenta la distanza verticale fra i vertici estremi d'intradosso. Solo una delle due altezze d'imposta (la sinistra o la destra) può essere diversa da zero. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro comune delle circonferenze di intradosso e di estradosso.

#### - Arco Circolare a sesto acuto (spessore costante)

Freccia; corda (la corda si riferisce sempre alla distanza fra i vertici estremi di intradosso. Qualora gli angoli alle imposte non siano  $180^\circ$  per la sinistra e  $0^\circ$  per la destra, si dovrà fare riferimento all'estensione degli archi di circonferenza d'intradosso fino all'orizzontale passante per i centri delle due circonferenze corrispondenti ai semiarchi di destra e di sinistra); angolo d'imposta sinistro; angolo d'imposta destro (per archi a sesto acuto simmetrici a sviluppo completo, si avrà: angolo d'imposta sinistro pari a  $180^\circ$  e destro pari a  $0^\circ$ ); spessore. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nell'intersezione della retta orizzontale congiungente i centri dei due semiarchi con l'asse verticale dell'arco determinato dall'interfaccia in chiave (asse di simmetria nel caso di semiarchi uguali). Qualunque sia il criterio di suddivisione dell'arco in conci, viene sempre predisposta un'interfaccia lungo l'asse verticale Z.

#### - Arco Circolare a sesto acuto (spessore variabile)

Parametri analoghi al caso dell'arco a sesto acuto a spessore costante, con i seguenti significati per gli spessori: lo 'spessore in chiave  $s,c'$  è la lunghezza di interfaccia in chiave (misurato in direzione verticale,

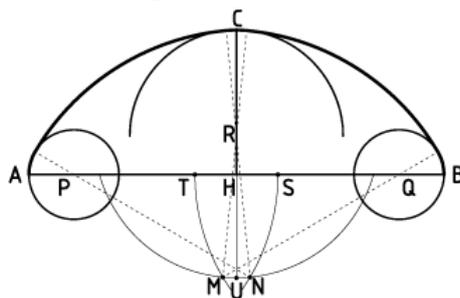
lungo l'asse Z); lo 'spessore  $s$ ' coincide con lo spessore all'imposta orizzontale. Se dunque, con riferimento all'imposta sinistra, l'angolo di imposta non è pari a  $180^\circ$ , si deve idealmente proseguire la circonferenza di intradosso fino all'asse X, e lo spessore rappresenterà la distanza dell'estradosso in direzione orizzontale.

#### - Arco Policentrico

Angolo di imposta sinistro; numero di Archi Elementari (=archi di circonferenza componenti la policentrica); Raggi, Angoli, Spessori e Profondità degli Archi Elementari. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice di intradosso iniziale del primo Arco Elementare (il n°1, arco iniziale più a sinistra).

Gli archi policentrici vengono costruiti ponendo **il centro del cerchio successivo sul raggio del cerchio precedente**. Infatti, nel punto di variazione della curvatura (dove finisce il cerchio precedente ed inizia il successivo), la tangente deve essere perpendicolare al raggio ed è comune ai due cerchi consecutivi. La costruzione in SAV rispetta questo metodo.

Un esempio di arco a 5 centri, che rispetta la regola costruttiva sopra descritta, è il seguente:



#### - Arco Ellittico (spessore costante o variabile)

Freccia; corda (la corda si riferisce sempre alla distanza fra i vertici estremi di intradosso, cioè all'asse orizzontale dell'ellisse di intradosso); angolo d'imposta sinistro (gli angoli di imposta si riferiscono all'ellisse media, cioè all'asse dell'arco); angolo d'imposta destro; spessore all'imposta (è lo spessore all'imposta orizzontale. Se dunque, con riferimento all'imposta sinistra, l'angolo di imposta non è pari a  $180^\circ$ , si deve idealmente proseguire l'arco d'ellisse di intradosso fino all'asse orizzontale dell'ellisse (asse X), e lo spessore rappresenterà la distanza dell'estradosso in direzione orizzontale); spessore in chiave. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro dell'ellisse.

#### - Arco per Punti

Angolo di imposta sinistro; angolo di imposta destro; profilo di estradosso continuo (in caso affermativo, la curva di estradosso collega con continuità i conci senza scalini dovuti alle variazioni di spessore); numero di Punti; Coordinate Intradosso, Spessori e Profondità in corrispondenza dei Punti. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice di intradosso iniziale.

#### - Piattabanda

Luce inferiore; luce superiore; spessore all'imposta; spessore in chiave. Gli spessori sono misurati in direzione verticale; quello all'imposta, a partire dall'origine degli assi (cioè dal vertice d'intradosso iniziale), e quello in chiave lungo l'asse di simmetria (asse verticale di mezzeria). L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice iniziale (sinistro) d'intradosso.

Nel gruppo di dati 'Arco' vengono inoltre specificati eventuali **conci da non sottoporre a verifica**:

**Eventuali conci da non sottoporre a verifica** = specifica gli eventuali di conci da non sottoporre a verifica, secondo la sintassi: n-m (conci compresi fra n e m inclusi, con  $n \leq m$ ). Ad es.: "1-3 28-29" significa: conci 1,2,3 e 28,29. Nel caso di un solo concio:  $n=m$ , e quindi ad es. per il concio n° 1 si specifica 1-1. L'utilizzo di conci esclusi dalle verifiche consente di rilevare comunque le azioni prodotte dall'arco nei conci non sottoposti a verifica, azioni che possono essere utilizzate per verifiche a parte, considerando l'interazione con altre strutture che insistono localmente garantendo l'equilibrio. E' possibile **limitare l'esclusione dalle verifiche al solo attrito** (ad es. nel caso di rinforzi in intradosso che si oppongono allo slittamento dei conci), ma eseguire la verifica di stabilità e, se richiesta, la verifica di compressione. E' inoltre possibile limitare l'esclusione dalle verifiche al **solo Stato Limite di Esercizio SLE**, ossia alla sola Analisi Elastica.

**Per i ponti (in muratura): Fattore di difformità  $\gamma_c$  per l'arcata** = esprime la verifica di conformità alla regola d'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015). Grazie alle formule di riferimento e alla procedura indicata nelle linee

guida CNR-DT 213, viene calcolato questo fattore attribuito, in forma moltiplicativa, al fattore di confidenza  $F_c$  per ottenerne il valore di progetto, secondo quanto specificato in §8.1.2 delle CNR-DT 213.

## Piedritti, Pile, Spalle

Questo gruppo di dati contiene i parametri che descrivono le strutture d’imposta della Volta. Per la volta generica, i piedritti sono costituiti da muri, nel caso di struttura voltata estesa, o da colonne (ad es. il caso del Singolo Arco); per i ponti, i piedritti sono spalle, nel caso delle campate iniziale e finale o del ponte monocampata, oppure pile, nel caso di campate intermedie di ponti multicampata.

Nel caso dei **ponti** o delle arcate (sistemi multicampata) il **tipo di piedritto** viene specificato in input. La **spalla** può essere **tozza o alta**: a seconda della qualifica, nella verifica sismica viene adottato un idoneo schema di azione sismica proveniente dal terreno a tergo della spalla.

Separatamente per piedritto sinistro e per piedritto destro, vengono specificati i seguenti parametri.

- **Altezza H;**

- **Tipologia della sezione** ( Rettangolare, Circolare, Ottagonale). Per la sezione Rettangolare: dimensione lungo l’asse X (**Lx**) superiore (sommità) e inferiore (base), e dimensione lungo l’asse Y (**Ly**). Per la sezione Rettangolare è quindi possibile specificare piedritti a sezione variabile linearmente in altezza; è inoltre possibile specificare se la superficie d’intradosso (interna alla Volta) è verticale: questo parametro ha influenza ovviamente solo nel caso di sezione variabile in altezza. Per la sezione Rettangolare è inoltre possibile specificare se il piedritto è unico oppure viene suddiviso in porzioni corrispondenti agli Archi Ideali che vi si impostano. Se il piedritto è unico (non diviso), tutte le azioni di imposta provenienti dai vari Archi Ideali vengono composte sulla sezione di sommità del piedritto stesso. Per la sezione Circolare, viene richiesto il diametro; per la sezione Ottagonale, il lato. Nel caso di Volta composta da più Archi Ideali, la sezione dei piedritti è obbligatoriamente rettangolare;

- **Distanza dX** fra superficie interna del piedritto e punto di intradosso dell’imposta dell’arco;

- **Dimensioni della fondazione:** altezza e dimensioni lungo X e lungo Y;

- **Dim. netta fra le due arcate:** dimensione netta lungo X della struttura di contorno compresa fra due campate consecutive nel caso di arcate o ponti multicampata (parametro significativo solo per la pila, o piedritto intermedio dell’arcata).

**Per i ponti** (in muratura): **Fattore di difformità  $\gamma_c$  per i piedritti** = esprime la verifica di conformità alla regola d'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015). Grazie alle formule di riferimento e alla procedura indicata nelle linee guida CNR-DT 213, viene calcolato questo fattore attribuito, in forma moltiplicativa, al fattore di confidenza  $F_c$  per ottenerne il valore di progetto, secondo quanto specificato in §8.1.2 delle CNR-DT 213. La distinzione fra piedritto sinistro e destro permette di definire l'appropriato valore di  $\gamma_c$ , e quindi di  $F_c$ , per ognuno dei due piedritti.

## Contorno

Dati Struttura: Ponte Ferroviario, Arco Circolare a sesto ribassato (Arcata: muratura - Spalle: muratura)

RINFIANCHI (o Riempimento)

Distanza dalla linea di chiave = 0 Coefficiente  $k_p$  per spinta passiva dal riempimento dell'arco = 0.500

peso specifico (kN/m³) = 20.00

ALTRE STRUTTURE

Sottofondo: spessore = 90 p. spec. (kN/m³) = 20.00

Pavimentazione: spessore = 60 p. spec. (kN/m³) = 18.00

PONTI: terreno a tergo della spalla

Angolo di attrito interno:  $\phi_i$  (°) = 38.00 Coeff. parziale gamma  $\phi_i$  = 1.25

- valore di progetto:  $\phi_i, d = 32.01^\circ$

Angolo d'attrito terra-paramento  $\delta$  (°) = 25.33 (2/3  $\phi_i = 25.33^\circ$ ) - valore di progetto:  $\delta, d = 20.74^\circ$

Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale:  $\beta$  (°) = 0.00

Angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte  $\psi$ : a  $s_x = 86.19^\circ$ , a  $d_x = 86.19^\circ$

Coefficienti di spinta: a sinistra: a destra:

Spinta statica:  $K_0 = 0.470$   $K_a = 0.303$   $K_p = 0.303$

$K_0 = 6.144$   $K_a = 6.144$   $K_p = 6.144$

Spinta sismica (Mononobe - Okabe) (b) per PGA,DLV:  $K_a = 0.573$   $K_p = 0.573$

$K_p = 2.492$   $K_p = 2.492$

p. spec. terreno (kN/m³) = 20.00

Spinta statica: a riposo ( $K_0$ ) (se non selezionato, si considera la spinta attiva:  $K_a$ )

Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica = 0

Inizio spinta: sottofondo

Questo gruppo di dati contiene i parametri che descrivono le strutture di contorno: **Rinfianchi, Sottofondo, Pavimentazione.**

I rinfianchi (o riempimento) sono definiti dal volume sovrastante l'arco fino al massimo alla quota di estradosso in chiave (o fino ad una quota inferiore rispetto alla linea orizzontale di chiave, quota definita dalla distanza dalla linea di chiave stessa).

Si parla, più propriamente, di 'rinfianchi' quando la struttura di contorno assume valenza strutturale, mentre il 'riempimento' corrisponde a materiale avente semplicemente la funzione di peso sull'arco. E' noto che il peso del rinfianco o riempimento svolge un ruolo generalmente benefico sulla statica dell'arco, stabilizzandone la curva delle pressioni (anche se una massa eccessiva potrebbe non essere favorevole per il comportamento sismico della struttura). Le strutture sovrastanti (sottofondo, pavimentazione) si impostano immediatamente sopra la linea di chiave dell'arco.

In SAV, rinfianchi, sottofondo e pavimentazione svolgono un ruolo di puro carico nei confronti dell'unico elemento strutturale analizzato, cioè l'arco. Nella realtà, tali sovrastrutture esercitano anche un ruolo di vincolo e, in certi casi, di struttura resistente. Per esempio, la verifica sismica condotta sul solo arco in presenza di una solidarizzazione alla muratura di contorno (è il caso di un arco inserito come apertura nella facciata di un edificio) è sicuramente a vantaggio di sicurezza, in quanto nella realtà la funzione strutturale dell'arco verrà 'integrata' dalla collaborazione col resto della struttura. In ogni caso, SAV consente di ignorare le verifiche di stabilità, di compressione e di attrito/taglio su alcuni conci, opzione che può rappresentare ad esempio il vincolamento di un'imposta nell'ambito di una struttura massiccia di contorno. L'utilizzo di **spinte passive** dovute al riempimento sovrastante l'arco, come azioni in input, può rappresentare la capacità dei rinfianchi di opporsi alla formazione del cinematismo di collasso e quindi contribuire alla stabilità dell'arco. Nell'ambito di questo gruppo vi è in input il **coefficiente  $k_p$  per spinta passiva dal riempimento dell'arco.**

Lo spessore di sottofondo e/o pavimentazione può contribuire alla diffusione dei carichi applicati, pensati agenti sulla superficie superiore della struttura (quindi, p.es. sopra la pavimentazione). Un carico generico (di superficie, lineare o concentrato) verrà infatti diffuso a  $45^\circ$  entro tale spessore, qualora la corrispondente opzione sia attivata nella definizione del carico stesso (nell'ambito di definizione delle CCE).

### Per i ponti: terreno a tergo della spalla.

I parametri che descrivono il terreno a tergo della spalla sono finalizzati alla definizione delle spinte del terreno che insistono sulle spalle del ponte. Le spinte sono statiche e sismiche, e si distinguono in spinta attiva o a riposo, e spinta passiva.

Nel comportamento statico, la spalla del ponte viene normalmente deformata verso il terreno dall'azione spingente dell'arco: questo determina l'interpretazione del terreno nei confronti del ponte come vincolo che ostacola la rotazione del piedritto verso l'esterno (con formazione di cerniera alla base del piedritto, identificata dalla curva delle pressioni tangente al bordo del piedritto dalla parte del terreno, cioè dalla parte esterna del sistema arco+piedritti). La funzione di vincolamento corrisponde agli effetti di una spinta passiva, che per sua stessa natura è una reazione assimilabile a vincoli diffusi lungo l'altezza.

Nei calcoli di verifica di opere geotecniche o comunque di strutture interagenti con il terreno adiacente, la spinta passiva viene considerata, a favore di sicurezza, solo in percentuale non superiore al 50% (§6.5.3.1.1. NTC18), frequentemente assunta  $\leq 30\%$ . Di fatto, la percentuale di spinta passiva che può essere

considerata ai fini della verifica di sicurezza corrisponde alla reazione del terreno effettivamente mobilitata per assicurare l'equilibrio della struttura: pertanto, nel campo delle soluzioni equilibrate del sistema arco+pedritti sarà sufficiente, ove possibile, individuare la percentuale di spinta passiva che genera un effetto stabilizzante sulla curva delle pressioni nel piedritto, impedendo la formazione della cerniera alla base del piedritto.

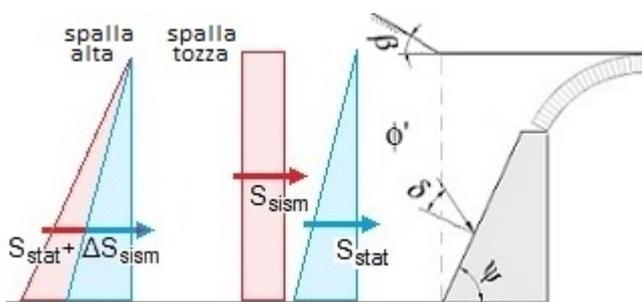
Nel software SAV la percentuale di spinta passiva viene specificata in input: per l'analisi statica, in corrispondenza dei dati di ogni singola CCC (ogni CCC può infatti mobilitare una diversa percentuale di spinta passiva, in relazione all'equilibrio sotto l'azione dei carichi della CCC stessa), e per l'analisi sismica (svolta secondo le combinazioni univoche +X e -X definite dalla [2.5.7] in §2.5.3 di NTC18) nei dati in input del terreno.

Per consentire diverse ipotesi progettuali, in analisi statica SAV permette comunque la modellazione della spinta del terreno come spinta attiva o a riposo, in alternativa alla passiva. In particolare, la spinta a riposo può essere significativa per spalle massicce, che potrebbero essere considerate praticamente indeformabili, ossia rigide.

Si osservi che la spinta passiva considerata in percentuale non dovrebbe scendere sotto il valore della spinta a riposo: il terreno infatti eserciterà comunque un'azione sul piedritto, sia che si tratti di un'azione vera e propria (spinta attiva o a riposo) o sia che si tratti invece di una reazione (spinta passiva): gli effetti del terreno sono in ogni caso stabilizzanti nei confronti dei meccanismi prodotti dalla struttura voltata, e questo ben si comprende osservando il meccanismo che si instaura in un arco su piedritti non confinato, con rotazione dei piedritti verso l'esterno a causa delle spinte alle imposte dell'arco, in confronto con lo stesso sistema confinato però dal terreno adiacente ai piedritti (tipico dei ponti).

Nel comportamento sismico, la spinta passiva viene automaticamente considerata solo a valle (quindi: nel piedritto sottovento, ossia: a destra per sisma +X, a sinistra per sisma -X): essa riguarda quindi il terreno verso cui l'azione sismica spinge; a monte, SAV considera invece la spinta attiva, in quanto gli effetti sismici dinamici mobilitano lo spostamento della struttura nel suo insieme verso valle e quindi attivano l'azione spingente del terreno verso la spalla sopravvento, mentre la spalla sottovento riceve il vincolo dal terreno a valle e quindi la reazione della spinta passiva.

Nel caso di spalla alta, la spinta sismica viene calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe, definendo un coefficiente di spinta attiva, attraverso un'estensione al caso sismico della teoria statica di Coulomb: tale spinta è rappresentata da un andamento triangolare con risultante posta a 1/3 dell'altezza rispetto alla fondazione; nel caso di spalla tozza, la spinta sismica viene rappresentata con la teoria di Wood e corrisponde ad un andamento costante (diagramma rettangolare), con risultante posta a metà altezza, che si somma alla spinta triangolare statica; lo schema seguente riassume le due ipotesi.



I dati del ponte sono i seguenti:

**Angolo di attrito interno  $\phi'$**

**Coefficiente parziale  $\gamma_{\phi'}$**  = normalmente assunto pari a 1.25; viene applicato alla tangente di  $\phi'$ , come indicato in EC7 UNI EN 1997-1:2005 Appendice A, §A.2. Lo **stato limite di equilibrio (EQU)** è il riferimento per l'analisi limite del sistema voltato del ponte, in accordo con CNR-DT 213, §3.5.1 (vd. nel seguito nella descrizione delle CCC).

Il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del terreno risulta pertanto pari all'angolo:

$$\phi'_d = \arctg(\text{tg}\phi' / \gamma_{\phi'})$$

**Angolo d'attrito terra-paramento**  $\delta$  = normalmente assunto pari a  $(2/3)\phi'_d$

**Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale**  $\beta$

L'angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte  $\psi$  è determinato dalle dimensioni della spalla in sommità e alla base definite in input

**Peso specifico del terreno**

**Spinta statica: a riposo** = se questo parametro è selezionato, la scelta della spinta attiva nelle CCC corrisponde alla spinta a riposo. Il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , evidenziato da SAV, costituisce un riferimento sotto al quale l'azione del terreno nei confronti del piedritto non dovrebbe scendere (anche qualora si consideri come ipotesi progettuale una percentuale di spinta passiva). In analisi sismica non viene mai considerata la spinta a riposo, ma a monte del verso dell'azione (+X o -X) la spinta è sempre attiva e calcolata secondo la teoria sismica competente (Mononobe-Okabe o Wood)

**Percentuale di spinta passiva** del terreno da considerare in analisi sismica (in analisi statica tale percentuale viene definita in ogni singola CCC)

**Inizio spinta dal sottofondo** = come ipotesi progettuali alternative, è possibile considerare la spinta del terreno a partire dalla quota della superficie orizzontale di estradosso del sottofondo sopra il riempimento (vd. strutture di contorno dell'arco). Se questo parametro non viene selezionato, la spinta inizia a partire dalla superficie orizzontale di estradosso del riempimento.

In SAV non viene in alcun caso considerato, ai fini della quota di sommità di inizio spinta, lo spessore della pavimentazione.

## Materiale Volta, Piedritti

**Dati Struttura: Ponte Ferroviario, Arco Circolare a sesto ribassato (Arcata: muratura - Spalle: muratura)**

**Materiale Volta (arcata)**  
 Muratura  Calcestruzzo

Resistenza media a Compressione:  $f_m$  (N/mm<sup>2</sup>) = 3.450  
 Moduli elastici (N/mm<sup>2</sup>): E = 1950 G = 650  
 Secondo §C8.7.1.2.1.3: FC deve corrispondere a LC1 se si considera la resistenza a compressione infinita

Fattore di Confidenza FC = 1.200

28) (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche  
 (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche

Ponti: fattore di difformità gamma.C: arcata: 0.765 => valore di progetto per FC: 1.000  
 Pied: 0.765 => valore di progetto per FC: 1.000

p. spec. (kN/m<sup>2</sup>) = 18.00  
 Giunti: coefficiente d'attrito: f = 0.70  
 Coefficiente di degrado gamma.D = 1.05

Resistenze di progetto:  $f_{md} = f_m / \text{gamma.M} / \text{FC} / \text{gamma.D}$   
 Statica (gamma.M = 3.00):  $f_{md} = 1.095$ ;  $f_d = 0.67$  (33.7%)  
 Sismica (gamma.M = 2.00):  $f_{md} = 1.643$ ;  $f_d = 0.67$  (33.7%)

**Parametri meccanici**  
 Per ottenere valori specifici per la muratura considerata, è possibile utilizzare la App IQMIndex (Indice di Qualità Muraria) che fornisce valori coerenti con la Normativa vigente (D.M. 17.1.2018):  
 Parametri meccanici di riferimento definiti secondo Tab. C8.5.1, tenendo conto anche dei possibili coefficienti correttivi (ad es.: malte particolarmente scadenti, oppure: coefficienti migliorativi).

**Dati Struttura: Ponte Ferroviario, Arco Circolare a sesto ribassato (Arcata: muratura - Spalle: muratura)**

**Materiale Piedritti**  
 Muratura  Calcestruzzo

Resistenza media a Compressione:  $f_m$  (N/mm<sup>2</sup>) = 4.400  
 Moduli elastici (N/mm<sup>2</sup>): E = 1950 G = 650  
 Secondo §C8.7.1.2.1.3: FC deve corrispondere a LC1 se si considera la resistenza a compressione infinita

Fattore di Confidenza FC = 1.200

28) (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche  
 (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche

Ponti: fattore di difformità gamma.C: pied: Sx: 0.765 => FC = 1.000  
 Pied: Dx: 0.765 => FC = 1.000

p. spec. (kN/m<sup>2</sup>) = 18.00  
 Giunti: coefficiente d'attrito: f = 0.70  
 Coefficiente di degrado gamma.D = 1.05

Resistenze di progetto:  $f_{md} = f_m / \text{gamma.M} / \text{FC} / \text{gamma.D}$   
 Statica (gamma.M = 3.00): Sx:  $f_{md} = 1.397$ ;  $f_d = 0.67$  (33.7%)  
 Sismica (gamma.M = 2.00): Sx:  $f_{md} = 2.095$ ;  $f_d = 0.67$  (33.7%)  
 Dx:  $f_{md} = 2.095$ ;  $f_d = 0.67$  (33.7%)

**Parametri meccanici**  
 Per ottenere valori specifici per la muratura considerata, è possibile utilizzare la App IQMIndex (Indice di Qualità Muraria) che fornisce valori coerenti con la Normativa vigente (D.M. 17.1.2018):  
 Parametri meccanici di riferimento definiti secondo Tab. C8.5.1, tenendo conto anche dei possibili coefficienti correttivi (ad es.: malte particolarmente scadenti, oppure: coefficienti migliorativi).

**Dati Struttura: Ponte Stradale, Arco Circolare a tutto Sesto (Arcata: calcestruzzo - Spalle: calcestruzzo)**

**Materiale Volta (arcata)**  
 Muratura  Calcestruzzo

Resistenza media a Compressione:  $f_m$  (N/mm<sup>2</sup>) = 26.970  
 Moduli elastici (N/mm<sup>2</sup>): E = 25331 G = 10555  
 Secondo §C8.7.1.2.1.3: FC deve corrispondere a LC1 se si considera la resistenza a compressione infinita

Fattore di Confidenza FC = 1.200

p. spec. (kN/m<sup>2</sup>) = 24.07  
 Cls: E = 22000 \*  $f_m / 10$  \* 0.3, G = E/2.4

Resistenze di progetto [§6.3.4 LG2022]:  $f_d = \min(f_m / \text{FC} / \text{gamma.C}, f_k / \text{FC})$ , dove:  $f_k = f_m - 8$  [§11.2.2] = 18.970  
 - Adeguamento, Sismica:  $f_d = \min(14.983; 15.808) = 14.983$  SLE:  $0.6 * f_k = 11.382$   
 - Operatività e Traslabilità:  $f_d = \min(17.837; 15.808) = 15.808$

**Dati Struttura: Ponte Stradale, Arco Circolare a tutto Sesto (Arcata: calcestruzzo - Spalle: calcestruzzo)**

**Materiale Piedritti**  
 Muratura  Calcestruzzo

Resistenza media a Compressione:  $f_m$  (N/mm<sup>2</sup>) = 26.970  
 Moduli elastici (N/mm<sup>2</sup>): E = 25331 G = 10555  
 Secondo §C8.7.1.2.1.3: FC deve corrispondere a LC1 se si considera la resistenza a compressione infinita

Fattore di Confidenza FC = 1.200

p. spec. (kN/m<sup>2</sup>) = 24.07  
 Cls: E = 22000 \*  $f_m / 10$  \* 0.3, G = E/2.4

Resistenze di progetto [§6.3.4 LG2022]:  $f_d = \min(f_m / \text{FC} / \text{gamma.C}, f_k / \text{FC})$ , dove:  $f_k = f_m - 8$  [§11.2.2] = 18.970  
 - Adeguamento, Sismica:  $f_d = \min(14.983; 15.808) = 14.983$   
 - Operatività e Traslabilità:  $f_d = \min(17.837; 15.808) = 15.808$

I gruppi di dati Materiale (1) e (2) contengono i parametri che descrivono il materiale (1) della Volta, e (2) dei Piedritti.

### **Muratura**

- **Resistenza media a compressione  $f_m$**  = può essere nota da prove sperimentali, oppure ricavata da formulazioni proposte in Normativa. La Normativa Italiana ha aggiornato i dati riguardanti la muratura esistente nella tabella C8.5.I della Circ.7 del 21.1.2019; tuttavia si deve tener presente che tali parametri fanno riferimento a 'pareti murarie portanti' e quindi per le murature degli archi la situazione può essere anche molto diversa. Si pensi ad esempio agli archi con giunti a secco, dove la resistenza a compressione diventa quella tipica della pietra, con valori certamente più elevati rispetto a quelli proposti dalla Norma citata.

Una metodologia idonea per il calcolo delle proprietà meccaniche delle murature è fornita dall'Indice di Qualità Muraria: il riferimento normativo agli indicatori di qualità muraria è fornito dalla Circ. 2019 in §C8.5.3.1.

Per ottenere la resistenza a compressione di progetto  $f_{m,d}$  si divide  $f_m$  per  $\gamma_M$  (definito nei Parametri di Calcolo e distinto fra Analisi Statica e Analisi Sismica) e per il **fattore di confidenza  $F_C$** , oltre a  $\gamma_D$  (**coefficiente di degrado**) nel caso dei ponti (si osservi che il coefficiente di degrado dei ponti può essere assunto come utile riferimento anche per stati di degrado di volte generiche). Il coefficiente di degrado assume secondo le CNR-DT 213 valori compresi fra 1.00 e 1.20 ed è definito in §6.5.4. Se il ponte è in buone condizioni d'uso non si considerano azioni di degrado (§3.6.4 delle CNR-DT 213) e quindi si può porre  $\gamma_D = 1.00$ .

- **Moduli elastici  $E, G$**  = moduli di elasticità, utilizzati in analisi elastica non lineare (SLE). I valori di calcolo dei moduli elastici possono essere affetti dal fattore di confidenza e da un'eventuale riduzione per schematizzare rigidità fessurate, secondo le opzioni specificate nei Parametri di Calcolo.

- **Fattore di Confidenza  $F_C$** . Se si adotta l'ipotesi di Resistenza a Compressione infinita, ossia: non si esegue la Verifica a Compressione (scelta effettuata nei Parametri di Calcolo) il valore di  $F_C$  deve essere quello corrispondente a LC1: 1.35 [§C8.7.1.2.1.3]. Se invece si esegue la verifica a compressione, il che equivale a considerare una resistenza a compressione finita, si potrà utilizzare il valore di  $F_C$  corrispondente all'effettivo livello di conoscenza con cui si è valutata la resistenza a compressione. Oltre che sulle resistenze di progetto, il valore di  $F_C$  influisce in analisi sismica sulla cinematica del meccanismo di collasso: a valori di  $F_C$  minori corrispondono accelerazioni spettrali di attivazione del meccanismo di collasso più elevate. Per i ponti, il fattore di confidenza viene inoltre influenzato dal coefficiente di difformità  $\gamma_C$ .

### **- Peso Specifico**

- **Coefficiente d'attrito a livello dei giunti:  $f$**  = il coefficiente d'attrito  $f$  è definito come la tangente dell'angolo d'attrito interno  $\varphi$  fra due blocchi (conci) consecutivi, ed è utilizzato per le verifiche a scorrimento. Nel caso di presenza di malta, il valore di progetto normalmente utilizzato è 0.40; nel caso di muratura a secco occorre inserire l'angolo d'attrito fra blocchi di pietra.

Per ottenere il valore di progetto  $f_d$  del coefficiente d'attrito è possibile, a seconda della scelta effettuata nei Parametri di Calcolo (scheda Verifiche), applicare o meno il coefficiente di sicurezza  $\gamma$  ottenuto moltiplicando  $\gamma_M$  (definito nei Parametri di Calcolo e differenziato fra Analisi Statica e Analisi Sismica) per  $F_C$ . La riduzione dovuta al coefficiente di sicurezza può essere evitata qualora il valore in input del coefficiente d'attrito sia già il valore di progetto ( $f_d = f$ ): in tal caso, il valore di progetto del coefficiente d'attrito  $f_d$  è identico in analisi statica e in analisi sismica. Per i ponti, un valore di riferimento per il coefficiente d'attrito in assenza di sperimentazione specifica è fornito nella CNR-DT 213 in §8.3.2 al punto b)ii) e in §8.6.2, ed è pari a 0.50.

### **Calcestruzzo**

- **Resistenza media a compressione  $f_m$  (o  $f_{cm}$ )** = può essere nota da prove sperimentali, oppure ricavata da formulazioni proposte in Normativa. Ad esempio, considerando la resistenza caratteristica  $f_{ck}$  (o  $f_k$ ) del calcestruzzo ottenuta attraverso una valutazione sperimentale (§6.3.4 LG 2022), la resistenza media  $f_m$  è pari

a  $f_{ck}+8$  (N/mm<sup>2</sup>) (§11.2.10.1 NTC).

La resistenza a compressione di progetto  $f_d$  viene espressa dalla relazione:  $f_d = \min(f_m/F_C/\gamma_M; f_k/F_C)$  (§6.3.4 LG 2022) dove il fattore parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_M$  (definito anche come  $\gamma_C$ ) assume il valore specificato nei Parametri di Calcolo, normalmente pari a 1.50. Nel caso di verifiche di transitabilità e operatività di ponti, il valore di riferimento è  $\gamma_C = 1.26$  (§6.3.4.1 LG 2022).

- **Moduli elastici E,G** = moduli di elasticità, utilizzati in analisi elastica non lineare (SLE). I valori di calcolo dei moduli elastici possono essere affetti dal fattore di confidenza e da un'eventuale riduzione per schematizzare rigidità fessurate, secondo le opzioni specificate nei Parametri di Calcolo. Per il calcestruzzo, il modulo elastico E è determinabile attraverso l'espressione:  $E = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$  (N/mm<sup>2</sup>) (§11.2.10.3 NTC), ed il modulo di elasticità tangenziale G può essere calcolato utilizzando il valore 0.2 per il modulo di Poisson (o 0 per il caso di calcestruzzo fessurato): risulta quindi  $G = E/2.4$  per calcestruzzo non fessurato,  $G = E/2$  per calcestruzzo fessurato (vd. §11.2.10.4).

- **Fattore di Confidenza F<sub>C</sub>**. Come per i sistemi in muratura, se si adotta l'ipotesi di Resistenza a Compressione infinita, ossia: non si esegue la Verifica a Compressione (scelta effettuata nei Parametri di Calcolo) il valore di  $F_C$  deve essere quello corrispondente a LC1: 1.35 [§C8.7.1.2.1.3]. Se invece si esegue la verifica a compressione, il che equivale a considerare una resistenza a compressione finita, si potrà utilizzare il valore di  $F_C$  corrispondente all'effettivo livello di conoscenza con cui si è valutata la resistenza a compressione. Oltre che sulle resistenze di progetto, il valore di  $F_C$  influisce in analisi sismica sulla cinematica del meccanismo di collasso: a valori di  $F_C$  minori corrispondono accelerazioni spettrali di attivazione del meccanismo di collasso più elevate.

- **Peso Specifico**

## Rinforzi

Il gruppo di dati Rinforzi consente la descrizione delle eventuali strutture di rinforzo previste per l'arco consolidato.

Per ogni Arco Ideale costituente la Volta, è possibile definire una **catena** nel gruppo dati 'Volta'. Le catene negli archi possono essere inserite contemporaneamente ad altri rinforzi.

Nella scheda Rinforzi è possibile specificare alternativamente due tipologie:

- **cappia in calcestruzzo**, in estradosso o intradosso;
- **compositi fibrorinforzati** a matrice polimerica (FRP) o inorganica - cementizia (FRCM), posti in estradosso oppure in intradosso.

Dal punto di vista dell'analisi strutturale, nel procedimento di calcolo sarà possibile accettare trazioni nel lato rinforzato, corrispondenti ad una zona reagente ridotta rispetto alla sezione trasversale geometrica; le verifiche di sicurezza potranno peraltro accertare l'esistenza di campi di tensione equilibrati di pura compressione (CNR-DT 213/2015, §8.4.1). Le trazioni, laddove insorgano sul lato rinforzato, saranno utilizzate per il progetto o la verifica della struttura di rinforzo, secondo l'opzione scelta per il tipo di calcolo. La verifica delle sezioni parzializzate viene eseguita studiando l'equilibrio a traslazione e rotazione fra la risultante delle compressioni e lo sforzo di trazione fornito dall'armatura della cappia o dalla fibra del composito.

In SLU la zona compressa viene schematizzata attraverso il modello rettangolare (stress-block).

In SLE il comportamento del materiale compresso (muratura o calcestruzzo) viene considerato

indefinitamente elastico (§8.4.2 CNR-DT 213/2015): pertanto, il diagramma delle tensioni di compressione è di tipo triangolare, dal valore nullo in corrispondenza dell'asse neutro al valore massimo in corrispondenza dell'estremo lembo compresso.

In tutte le verifiche vale il principio di conservazione delle sezioni piane, con diagramma delle deformazioni lineare, dal valore massimo di dilatazione al lembo teso al valore massimo di accorciamento al lembo compresso.

Nel caso di rinforzo con **cappa in calcestruzzo**, lo sforzo di trazione viene confrontato con la capacità di resistenza della rete e.s., con riferimento al numero di barre incontrate lungo la profondità dell'arco e alla tensione di snervamento dell'acciaio B450C ( $391 \text{ N/mm}^2$ ; infatti:  $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$  (§11.3.2.1 D.M.17.1.2018),  $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=450/1.15=391 \text{ N/mm}^2$ : §3.2.7 EC2 e §2.4.2.2(1) EC2 per  $\gamma_s$ ; §4.1.2.1.1.3 D.M.17.1.2018).

La cappa in calcestruzzo può non essere armata (assenza di rete): in tal caso, l'incremento di sicurezza della struttura è legato all'aumento del carico, i cui effetti possono essere favorevoli staticamente ma di dubbia efficacia se non sfavorevoli dal punto di vista sismico (aumento della massa). Le verifiche competenti al rinforzo riguardano solo la tensione di compressione nel calcestruzzo.

Nel caso di rinforzo con **compositi FRP o FRCM**, lo sforzo di trazione viene confrontato con la resistenza a trazione di progetto, distinta nei casi di estradosso ed intradosso, per tenere conto degli effetti dovuti alla curvatura che possono tradursi in una riduzione di resistenza in intradosso. Riferimenti normativi per la riduzione di resistenza in caso di superfici curve e rinforzi in intradosso sono i seguenti: per FRCM: §13 CNR-DT 215/2018; per FRP: §5.3.4 CNR-DT 200 R1/2013 e §4.3. LG 2009.

Con opzione di **calcolo di progetto**, i rinforzi (passo delle barre nella cappa armata o superfici di applicazione dei compositi) vengono dimensionati come strettamente necessari in base alle resistenze. La larghezza del rinforzo in composito non può ovviamente eccedere la profondità dell'arcata. Nel caso di **calcolo di verifica**: per la cappa armata la verifica viene condotta considerando il passo di rete specificato; per i compositi, la verifica si esegue considerando la larghezza di applicazione del rinforzo specificata.

I **dati in input sui compositi in FRP o FRCM** richiedono:

- modulo di elasticità nella direzione delle fibre  $E_f$  ( $\text{MPa}=\text{N/mm}^2$ )
- n° di strati del rinforzo
- spessore del singolo strato  $t_f$  (mm)
- larghezza o profondità  $p_f$  (cm):

nel calcolo la larghezza è considerata sempre  $\geq 5 \text{ cm}$  e  $\leq$  della profondità del singolo Arco o, per Volta con più archi, di ogni arco ideale

- resistenze di progetto per SLU ( $\text{N/mm}^2$ ) in estradosso e in intradosso:

la distinzione fra estradosso e intradosso dipende dalla possibilità di tener conto degli effetti in intradosso dovuti alla curvatura della superficie.

Per quanto riguarda il valore da inserire per la **resistenza di progetto per SLU**, si fa riferimento alle seguenti indicazioni normative: FRCM: CNR-DT 215/2018, FRP: CNR-DT 200/R1 2013.

## FRCM

### 3.2 VALORI DI PROGETTO

Il valore di calcolo,  $X_d$ , della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un sistema di rinforzo FRCM è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.1)$$

dove  $\eta$  è un opportuno fattore di conversione che tiene conto di problemi speciali,  $X_k$  è il valore caratteristico della proprietà in questione e  $\gamma_m$  è il fattore parziale corrispondente.

Quest'ultimo è pari a 1.5 per gli Stati Limite Ultimi (SLU); a 1.0 per gli Stati Limite di Esercizio (SLE). Per le verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi vanno tenuti in conto gli effetti dei fattori ambientali attribuendo al fattore di conversione  $\eta$ , in mancanza di dati più specifici, i valori  $\eta_a$  esposti nella Tabella 3.1, qualunque sia la natura della rete.

Condizione di esposizione	$\eta_a$
Interna	0.90
<u>Esterna</u>	<u>0.80</u>
Ambiente aggressivo	0.70

Ponti

Tabella 3.1 – Fattori di conversione ambientale.

Per quanto attiene alle verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, previste per gli interventi su strutture di c.a., si deve tener conto del fenomeno della fatica statica come prescritto al § 5.1.2.

#### 5.1.2 Verifica allo SLE

Sotto i carichi di esercizio la tensione massima nell'acciaio delle armature tese non può eccedere l'80% della corrispondente tensione di progetto.

Pertanto: in SLU si devono considerare i seguenti coefficienti:

- $\eta$  (fattore ambientale: 0.8 per esposizione esterna)
- $\gamma_M = 1.5$

In SLE:

- 80% della resistenza del composito (§5.1.2)
- $\gamma_M = 1.0$

In definitiva, posto che la resistenza in input in SAV è il valore per SLU, la resistenza per SLE viene valutata da SAV moltiplicando per 1.5 la resistenza SLU.

## FRP

### 3.3.3 Proprietà dei materiali e relativi valori di calcolo

(5) Il valore di calcolo,  $X_d$ , della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un materiale FRP è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.2)$$

dove  $\eta$ , fattore di conversione, tiene conto di problemi speciali di progetto (§ 3.5),  $X_k$  è il valore caratteristico della proprietà in questione,  $\gamma_m$  è infine il coefficiente parziale del materiale FRP (§ 3.4).

Nei casi in cui debba essere considerata sia l'influenza dei fattori ambientali che quella dei carichi di lunga durata (Stati Limite di Esercizio), il fattore di conversione  $\eta$  si ottiene come prodotto del fattore di conversione ambientale (§ 3.5.1),  $\eta_a$ , per il fattore di conversione relativo agli effetti di lunga durata (§3.5.2),  $\eta_l$ .

Nei casi in cui debba essere considerata l'influenza dei soli fattori ambientali (Stati Limite Ultimi), il fattore di conversione  $\eta$  coincide con  $\eta_a$  (§ 3.5.1).

### 3.4 COEFFICIENTI PARZIALI

#### 3.4.1 Coefficienti parziali $\gamma_m$ per i materiali FRP

(1) Nei riguardi degli Stati Limite Ultimi al coefficiente parziale  $\gamma_m = \gamma_f$  dei materiali FRP può essere attribuito il valore 1.10. Per il solo Stato Limite Ultimo di distacco dal supporto sono invece suggeriti valori di  $\gamma_m = \gamma_{f,d}$  variabili, a giudizio del progettista, da 1.20 a 1.50 in funzione della maggiore o minore possibilità di prevedere, per la specifica applicazione, l'effettivo comportamento del composito nei riguardi del distacco dal supporto. A tal riguardo possono contribuire i risultati di indagini sperimentali condotte dal Produttore e/o dal Fornitore, ovvero appositamente e preventivamente eseguite nell'ambito della specifica applicazione.

(2) Nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio, al coefficiente parziale  $\gamma_m = \gamma_f$  dei materiali FRP può essere attribuito il valore unitario.

Per il fattore di conversione ambientale non si rileva una specifica indicazione per SLU; inoltre, per SLE sono previsti gli effetti di lunga durata. Per quanto riguarda i coefficienti parziali, la distinzione fra SLU e SLE è identica a FRCM:  $\gamma_M = 1.5$  in SLU e 1.0 in SLE.

In definitiva, anche per FRP (come FRCM), posto che la resistenza in input in SAV è il valore per SLU, la resistenza per SLE viene valutata da SAV moltiplicando per 1.5 la resistenza SLU.

Nel caso si dovesse considerare in SLE un fattore di conversione per effetti di lunga durata che modifica i rapporti fra le resistenze SLU e SLE, si considera di specificare un valore a favore di sicurezza che tenga conto del rapporto 1.5, fra resistenza SLE e resistenza SLU, applicato in SAV.

### Cedimenti



Il gruppo di dati Cedimenti consente la definizione di cedimenti alle imposte e in alternativa di eventuali sconnessioni applicate all'arco come dati in input.

I cedimenti possono essere di tipo traslazionale, orizzontali e/o verticali, e/o di tipo rotazionale, in entrambi i versi.

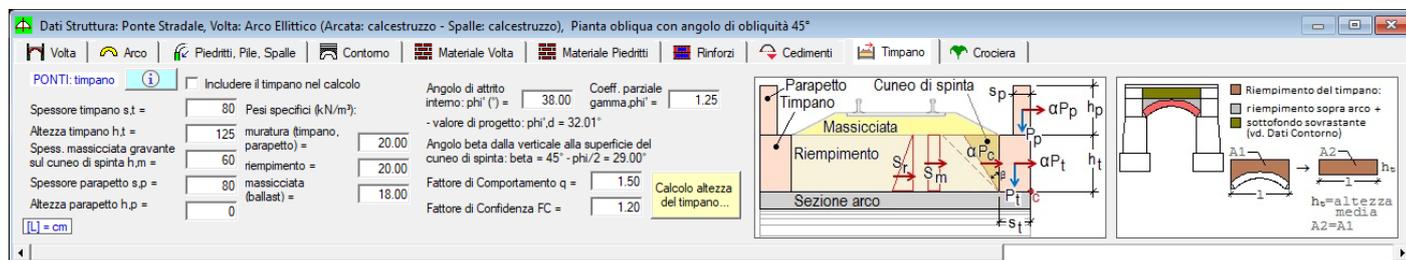
Il valore positivo indica un cedimento verso l'esterno per la componente orizzontale e per quella rotazionale, verso il basso per la verticale. E' possibile applicare cedimenti soltanto nel caso di volta costituita da un singolo arco, dove non sia specificata una catena attiva, non siano previsti interventi di rinforzo e sia stata definita una sola combinazione di condizioni carico statica.

L'analisi dei cedimenti, preventiva all'elaborazione di calcolo della struttura e condotta per la combinazione di carico statica, esamina la formazione delle tre cerniere che, a seguito del cedimento in input, rendono isostatico l'arco.

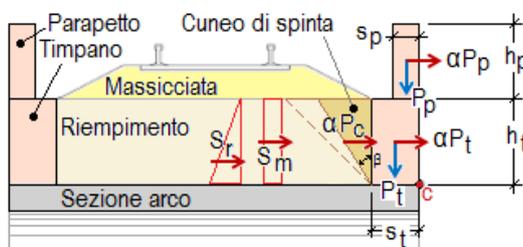
Sulla configurazione isostatica dell'arco viene poi eseguita l'elaborazione di calcolo statica e sismica, condotta sull'assetto geometrico originario; questa impostazione richiede che i cedimenti in input siano di entità contenuta rispetto alle dimensioni geometriche. Per cedimenti statici di dimensioni maggiori la corretta analisi dell'arco richiede che lo stato di equilibrio sia studiato nella configurazione deformata: sono disponibili i risultati statici in termini di curva delle pressioni e spinte sulle imposte; è inoltre possibile eseguire l'analisi del cedimento limite, assegnando un moltiplicatore a uno o più cedimenti: tale analisi consiste nell'incremento progressivo del moltiplicatore fino a determinare una configurazione non più equilibrata dovuta alla fuoriuscita della curva delle pressioni in un'ulteriore interfaccia, oltre le tre caratterizzate dalle cerniere che si sono generate all'inizio del processo deformativo.

Oltre all'analisi dei cedimenti, SAV consente in input la definizione della perdita di una o più iperstaticità nell'arco assegnando da 1 a 3 cerniere in altrettante interfacce, ognuna indipendentemente in estradosso o in intradosso; su tale configurazione vengono eseguite le analisi statica e sismica.

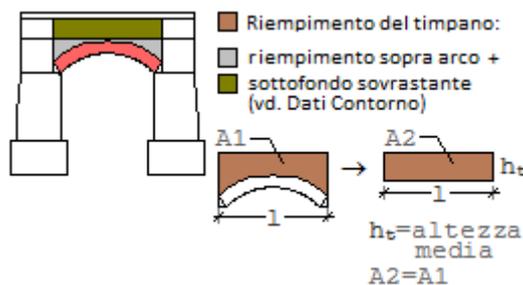
## Timpano



Il gruppo di dati Timpano si riferisce ai ponti in muratura e consente la definizione dei dati in input riguardanti questo componente della struttura del ponte (indicato nell'immagine seguente), particolarmente significativo per le analisi di vulnerabilità e per il comportamento sismico del ponte in direzione trasversale.



Seguendo le indicazioni reperibili nelle Norme RFI, il timpano viene trasformato in un paramento murario equivalente (fig. seg.) calcolandone l'altezza media come rapporto fra l'area di timpano coinvolta dal meccanismo di collasso e la luce totale dell'arco.



I parametri in input sono i seguenti:

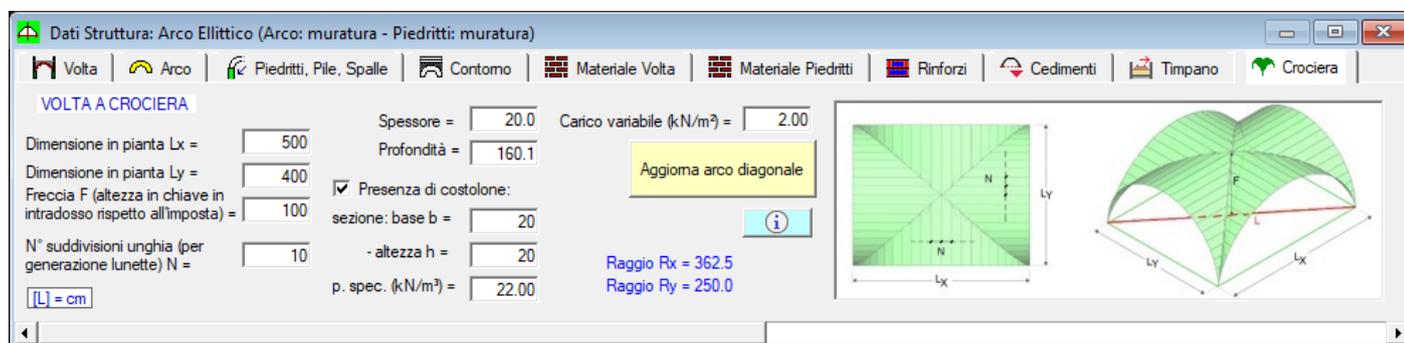
- geometria: spessore e altezza del timpano; spessore della massicciata gravante sul cuneo di spinta; spessore e altezza dell'eventuale parapetto murario sovrastante il timpano;
- materiali: pesi specifici della muratura, del riempimento e della massicciata (ballast, nel caso dei ponti ferroviari);
- altri parametri: angolo d'attrito interno con corrispondente coefficiente parziale; fattore di comportamento  $q$ ; fattore di confidenza  $F_C$ .

Il fattore di comportamento  $q$  può essere assunto pari a 1.0 se si considera il timpano come elemento murario a mensola, oppure 2.0 se gli si attribuisce la qualità di paramento murario esterno (riferimento normativo: tab. C7.2.I in §C7.2.3 della Circ.2019); in alternativa si può scegliere un valore intermedio, ad es. pari a 1.5: la scelta del fattore  $q$  determina la capacità sismica, definita in termini di accelerazione dalla relazione:  $\alpha_0 \cdot q / F_C$ , dove  $\alpha_0$  è il moltiplicatore di collasso ottenuto dall'analisi cinematica del timpano.

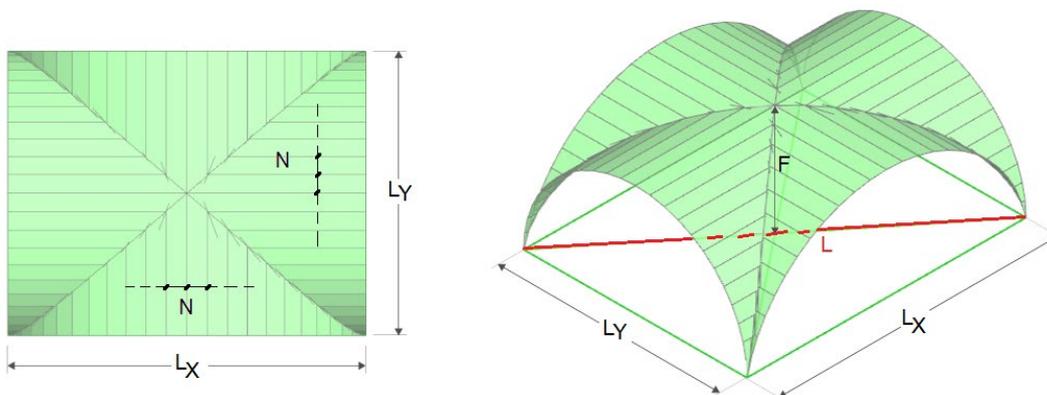
Il fattore di confidenza può assumere valore distinto per il timpano rispetto alle altre strutture del ponte, a seconda ovviamente del livello di conoscenza di questo specifico componente strutturale.

**Attenzione.** Se il check 'Includere il timpano nel calcolo' è selezionato, la verifica sismica (ribaltamento del timpano) viene eseguita automaticamente. **Il peso proprio del timpano sull'arcata, invece, NON viene mai considerato automaticamente:** se il check 'Includere il timpano nel calcolo' è selezionato, è tuttavia disponibile un comando nella finestra CCE, inserimento carichi lineari, per definire il carico da peso proprio del timpano. ■

## Crociera



I dati in input per la volta a crociera sono finalizzati alla definizione automatica dell'arco diagonale, di geometria ellittica, per il quale vengono automaticamente calcolate le azioni verticale e orizzontale che ogni lunetta applica sui conci dell'arco stesso. L'arco diagonale deve essere un arco singolo e con sistema voltato non soggetto a traffico. La volta a crociera è caratterizzata dai seguenti parametri: dimensioni in pianta  $L_x$  e  $L_y$ , Freccia (altezza in chiave in intradosso rispetto all'imposta),  $N^\circ$  di suddivisione dell'unghia per la generazione delle lunette, Spessore della muratura, Profondità dell'arco diagonale (Spessore e Profondità definiscono la sezione trasversale dell'arco diagonale), eventuale presenza di Costolone (base  $b \times$  altezza  $h$ , con proprio peso specifico), Carico variabile agente sull'orizzontamento soprastante la volta.



Volta a crociera:

$L_x, L_y$  = dimensioni in pianta

$F$  = freccia: altezza dall'imposta della volta all'intradosso in chiave

$N$  = numero di suddivisioni delle unghie, per generare le lunette che applicano carico verticale e spinta sull'arco diagonale

$L$  = corda dell'arco diagonale (ellittico)

## Dati CARICHI

I dati sui Carichi vengono suddivisi in: Condizioni di Carico Elementari (CCE), e Combinazioni di Condizioni di Carico elementari (CCC). Nelle CCE vengono definiti i vari carichi in input.

## CCE (Condizioni di Carico Elementari)

N°	Commento	Psi,0	Psi,2	P.p. volta	P.p. rinf.sx	P.p. rinf.dx	P.p. sottof.	P.p. pavim.	Carichi di superficie	Carichi lineari	Carichi concentrati	Forze aggiuntive sui piedritti	Carichi mobili
1	Pesi propri	1.00	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>				
2	Carico stradale distribuito qk sull'intera arcata	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>				
3	Carico stradale distribuito qk su metà luce sinistra	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>				
4	Carico stradale distribuito qk su metà luce destra	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>				

La **tabella delle CCE** è così composta:

**N°, Commento, Psi,0, Psi,2 (quasi perm.), P.p. volta, P.p. rinf.sx, P.p. rinf.dx, P.p. sottof., P.p. pavim., Carichi di superficie, Carichi lineari, Carichi concentrati, Forze aggiuntive sui piedritti**

dove:

**Psi,0 (SLE, SLU)** = coefficiente di combinazione utilizzato per la Combinazione Caratteristica (§2.5.2, §2.5.3 NTC) da impiegarsi per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (§3.9 CNR-DT 213/2015). Verrà posto pari a 0 per le CCE che non si vuole influiscano sull'analisi elastica SLE; altrimenti, assumerà i valori  $\psi_0=1$ , per carichi permanenti,  $\psi_0=1$  per l'azione variabile di base e  $\psi_0<1$  per le altre azioni variabili.

Il coefficiente  $\psi_0$  viene inoltre applicato ai carichi variabili  $Q_{k2}, \dots, Q_{kn}$  (azioni non di base) nella Combinazione Fondamentale per SLU. Le azioni variabili contenute in una CCE possono essere considerate di base o meno a seconda del ruolo della CCE nella singola CCC.

**Psi,2 (SLV)** = coefficiente di combinazione utilizzato per la Combinazione Sismica (§2.5.2, §2.5.3 NTC). Verrà posto pari a 0 per le CCE che non si vuole influiscano sull'analisi sismica; altrimenti, assumerà i valori  $\psi_2=1$ , per carichi permanenti, e  $\psi_2<1$  per carichi variabili. Per condurre una corretta analisi sismica, le CCE dovranno quindi essere suddivise almeno in tante condizioni di carico quanti sono i gruppi di carico corrispondenti a valori di  $\psi_2$  distinti (in genere: una CCE per i carichi permanenti, una per ogni tipo di carico variabile indipendente).

**P.p. volta, P.p. rinf.sx, P.p. rinf.dx, P.p. sottof., P.p. pav.** = opzioni che definiscono l'influenza dei pesi propri nella CCE. Per la determinazione dei moltiplicatori di collasso, ai pesi propri non viene mai associato il moltiplicatore dei carichi verticali (che per suo stesso significato fisico sarà applicato a carichi di natura variabile, non a permanenti), mentre viene invece sempre associato il moltiplicatore dei carichi orizzontali (trattandosi di masse permanenti).

**Carichi di superficie, Carichi lineari, Carichi concentrati, Forze aggiuntive sui piedritti** = carichi specificati in input in dettaglio, secondo le indicazioni seguenti.

I carichi agenti sulla struttura voltata sono articolati in: **carichi di superficie** (verticali), **lineari** (verticali e orizzontali) e **concentrati** (verticali e orizzontali); possono inoltre essere definite **forze aggiuntive sui piedritti**. I carichi verticali insistono sull'estradosso della struttura voltata, e più esattamente alla quota Z dell'estradosso della pavimentazione, eccetto i carichi concentrati verticali assegnati direttamente a conci: questi carichi vengono applicati nel baricentro dei conci stessi. Per ognuno dei carichi verticali è possibile specificare se eseguire la diffusione a 45° nello spessore sovrastante la linea di chiave (spessore determinato da sottofondo e/o pavimentazione). In tal caso, se tale spessore è  $>0$ , il carico da diffondere, di qualunque tipo sia, genera un'area di carico (diventando di fatto un carico di superficie), poiché la diffusione a 45° opera in tutte le direzioni.

Per ognuno dei carichi è possibile inoltre specificare se è affetto da moltiplicatore verticale e le analisi nelle quali deve essere considerato (statica, sismica +X, sismica -X).

## Carichi di superficie: DimX, DimY, X, Y, q.Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X, Commento

N°	Dim.X (cm)	Dim.Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.Z (kN/m²)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism.+X	Sism.-X	Commento
1	200	150	100	150	2.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

**DimX, DimY** = dimensioni dell'area rettangolare di carico;

**X,Y** = coordinate in pianta del vertice inferiore sinistro dell'area di carico (t.c. il baricentro di carico è posto a:  $(X+DimX/2), (Y+DimY/2)$ );

**q.Z** (kN/m²) = carico verticale di superficie;

**Diff. a 45°** = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

**Molt. vert.** = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

**Stat.** = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

**Sism.+X, -X** = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, il carico è considerato corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

## Carichi lineari: Lungo X, Dim, X, Y, q.X, q.Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X, Pied.Sx, Pied.Dx, Commento

N°	Lungo X	Dim. (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.X: + verso destra (kN/m)	q.Z: + verso il basso (kN/m)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism.+X	Sism.-X	Pied.sx	Pied.dx	Commento
1	<input checked="" type="checkbox"/>	750	-50	150	0.00	8.00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

**Lungo X** = orientamento del carico, secondo X se affermativo, secondo Y altrimenti;

**Dim** = lunghezza della linea di carico;

**X,Y** = coordinate in pianta del vertice sinistro del carico (t.c. il baricentro è posto a:  $(X+Dim/2), Y$  per carichi secondo X;  $X, (Y+DimY/2)$  per carichi secondo Y);

**q.X, q.Z** (kN/m) = componenti orizzontale e verticale del carico lineare uniformemente distribuito. La componente orizzontale q.X è positiva verso destra; la componente verticale q.Z è positiva verso il basso;

**Diff. a 45°** = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

**Molt. vert.** = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

**Stat.** = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

**Sism.+X, -X** = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale;

**Pied.Sx, Pied.Dx** = per i ponti, indica se il carico lineare viene esteso anche alla massa sovrastante i piedritti sinistro e destro. Questi parametri consentono l'estensione del carico stradale o ferroviario sulla zona a monte o a valle dell'arco.

## Carichi concentrati: X, Y, P.X, P.Z, da kp, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X, Commento

N°	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso destra (kN)	P.Z: + verso il basso (kN)	da kp	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. + X	Sism. - X	Commento
1	<input type="checkbox"/>	1	-60	150	0.00	300.00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>					
2	<input type="checkbox"/>	1	60	150	0.00	300.00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>					
3	<input type="checkbox"/>	1	-60	450	0.00	200.00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>					
4	<input type="checkbox"/>	1	60	450	0.00	200.00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>					

**Su concio, n° concio** = per carico applicato direttamente su un concio dell'arco;

**X, Y** = coordinate in pianta del punto di applicazione del carico;

**P.X, P.Z** (kN) = componenti orizzontale e verticale del carico concentrato. La componente orizzontale P.X è positiva verso destra; la componente verticale P.Z è positiva verso il basso;

**da kp** = identifica un carico generato dalla spinta passiva dovuta al riempimento;

**Diff. a 45°** = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

**Molt. vert.** = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

**Stat.** = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

**Sism.+X, -X** = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

**Forze aggiuntive sui piedritti:** azioni concentrate (verticali e/o orizzontali) derivanti ad esempio da strutture sovrastanti o da spinte di strutture a volta adiacenti a quella esaminata; il punto di applicazione è posto ad una quota misurata rispetto alla sommità del piedritto e positiva verso il basso (quindi Quota=0 per le azioni sulla sezione di sommità), ossia controversa all'asse di riferimento globale Z

N°	Pied. sx	F.X: + verso l'interno (kN)	F.Z: + verso il basso (kN)	E.X (dist. da intrad. arco: + verso interno) (cm)	dist. da asse piedritto: + verso interno (cm)	E.Y (dist. da asse X) (cm)	Quota (da somm. pied.: + verso il basso) (cm)	F.Y (trasv.) (kN)	M.X (trasv.) (kNm)	Stat.	Sism. + X	Sism. - X	Commento
1	<input checked="" type="checkbox"/>	519.96	1024.70	-80.3	-20.3	300.0	-10.4	0.00	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

## Pied.sx, F.X, F.Z, E.X, E.Y, Quota, F.Y, M.X, Stat., Sism.+X, Sism.-X, Commento

**Pied.sx** = sinistro se affermativo, destro altrimenti;

**F.X, F.Z** (kN) sono le due componenti (+/-) del carico aggiuntivo sul piedritto:

F.X = componente orizzontale (secondo X), nel piano della struttura voltata, positiva se agente verso l'interno della struttura voltata;

F.Z = componente verticale (secondo Z), positiva se agente verso il basso;

**E.X, E.Y** = eccentricità (+/-) del punto di applicazione del carico aggiuntivo. E.X è la distanza dall'intradosso dell'arco, positiva verso l'interno della struttura voltata; E.Y è la distanza dall'asse X (in pianta, l'asse X è posto nel piano d'imposta del fronte anteriore della struttura voltata, ossia, in altri termini, in basso, nella pianta, all'inizio della struttura);

**Quota** = quota (+/-) del punto di applicazione del carico rispetto alla sommità del piedritto, positiva verso il basso (controversa all'asse Z);

**F.Y** (kN), **M.X** (kNm) sono forza e momento applicati in direzione trasversale (lungo Y, ortogonalmente al piano XZ dell'arco);

**Stat.** = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

**Sism.+X, -X** = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. Questo carico viene direttamente applicato in analisi sismica, senza moltiplicatori orizzontali.

## CCC (Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari)

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Qk1 CCE 4	Pied. Sx Sp. att.	Pied. Sx Sp. pass.	Perc. Sx Sp. pass.	Pied. Dx Sp. att.	Pied. Dx Sp. pass.	Perc. Dx Sp. pass.	Ponti cls: Adeg.	SLE
1	Solo permanenti in assenza di traffico (EQU Tab. 5.2.V). Carichi distribuiti favorevoli per la stabilità	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	Permanenti (favorevoli) + Treno metà (sfavorevole): verifica di stabilità	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	0.90	<input checked="" type="checkbox"/>	1.45	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Permanenti (sfavorevoli) + Treno completo (sfavorevole): verifica di resistenza	1.10	<input checked="" type="checkbox"/>	1.10	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	1.45	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

L'**Analisi Statica** viene eseguita per tutte le CCC (Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari) specificate. E' possibile analizzare anche più tipi di combinazioni (p.es. con mezzi rinfianchi, o con alcuni carichi piuttosto che altri).

Per ogni CCC si può calcolare, se richiesto nei Parametri di Calcolo, il moltiplicatore di carico verticale facendo crescere tutti i carichi affetti da Molt. vert. contenuti nelle CCE che costituiscono la CCC. In accordo con la Normativa vigente (§2.5.3), i coefficienti di combinazione delle CCC coincidono generalmente con i **coefficienti parziali per le azioni**  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ . Ciò presuppone che le CCE siano state distinte per i diversi contributi di carico: permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili. Con riferimento ai ponti murari esistenti, e con considerazioni estendibili più in generale alle strutture massicce voltate in muratura o calcestruzzo, in §3.5.1 le CNR-DT 213/2015 specificano gli SLU da considerare:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU, che include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato (studiato con l'analisi limite);

- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR

Lo stato limite **EQU** viene studiato attraverso il Calcolo a Rottura, verificando la esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario; la norma indica chiaramente che la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR (ciò implica che oltre alle verifiche di stabilità, anche le verifiche di resistenza (compressione e attrito) sono incluse nello studio condotto con l'analisi limite).

Con riferimento agli stati limite ultimi di tipo EQU, possono essere utilizzati i seguenti coefficienti (§2.6.1 NTC):

- per i carichi permanenti strutturali  $G_1$ :  $\gamma_G=0.9$  se favorevoli,  $\gamma_G=1.1$  se sfavorevoli; in generale, nei confronti delle strutture voltate i carichi permanenti strutturali, distribuiti su tutta la luce, svolgono ruolo favorevole;
- per i carichi permanenti non strutturali  $G_2$ :  $\gamma_G=0.8$  se favorevoli,  $\gamma_G=1.5$  se sfavorevoli; in generale, nei confronti delle strutture voltate i carichi permanenti non strutturali, se distribuiti su tutta la luce, svolgono, analogamente ai permanenti strutturali, ruolo favorevole;
- per i carichi variabili:  $\gamma_Q=0.0$  se favorevoli (come avviene in genere nel caso di carichi distribuiti sull'intera luce dell'arco);  $\gamma_Q=1.5$  se sfavorevoli (ad esempio nel caso di distribuzioni uniformi parzialmente agenti sulla luce dell'arco oppure nel caso di carichi concentrati). Una possibile scelta riguarda la definizione di due CCC distinte, una con  $\gamma_Q=0.0$  e l'altra con  $\gamma_Q=1.5$ .

Nel caso dei ponti esistenti in muratura si fa riferimento ai seguenti contenuti normativi:

- NTC18: §5, Circ. 2019: §C5.

Si rileva in particolare:

- i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  per i ponti stradali (Tab. 5.1.V) e per i ponti ferroviari (Tab. 5.2.V). Con riferimento allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), nel quale viene inquadrata l'analisi limite condotta da SAV, valori significativi dei coefficienti sono i seguenti: per i carichi permanenti: 0.9 se favorevoli (ad es. pesi propri, che sono distribuiti su tutto l'arco e tendono a stabilizzarlo) e 1.1 se sfavorevoli (ai fini della verifica di resistenza, un maggior carico verticale può impegnare maggiormente la resistenza della sezione trasversale); per le azioni variabili da traffico stradale: 1.35 se sfavorevoli (ad es.: carichi concentrati eccentrici, o carichi distribuiti nel caso di verifiche di resistenza) e 0.00 se favorevoli (ad es.: carichi distribuiti ai fini delle verifiche di stabilità); per le azioni variabili nei ponti ferroviari: 1.45 se sfavorevoli e 0.00 se favorevoli. Per i ponti, si osservi che in §3.9.2 della

CNR-DT 213 si evidenzia che per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come sistema articolato (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle tab. citate 5.1.V (ponti stradali) e 5.2.V (ponti ferroviari);

- per le azioni sismiche dei ponti stradali (§5.1.3.12): normalmente si assume  $\psi_2=0$ , eccetto il caso delle zone urbane di intenso traffico per le quali  $\psi_2=0.2$ . Per il carico variabile dei ponti ferroviari si assume  $\psi_2=0.2$  (§5.2.2.8).

Si osservi che in generale le CCE con  $\psi_2=0$  non hanno influenza sull'analisi sismica.

**Pied.sp.att., Pied.sp.pass., Perc.sp.pass.** (per piedritto Sx e per piedritto Dx) = opzioni che definiscono la spinta agente sul piedritto dovuta al terreno, e che può essere attiva o passiva. La percentuale di spinta passiva ne definisce l'entità.

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione relativi alla spinta statica del terreno, si considera che la spinta attiva o a riposo, o la spinta passiva, esercitano un'azione che ai fini del comportamento del sistema arco+piedritti può essere considerata favorevole nei confronti della stabilità. Tuttavia, la spinta passiva viene già applicata solo in parte (percentuale inferiore al 50% e normalmente posta  $\leq 30\%$ ), ed il coefficiente parziale 0.9 che secondo lo schema EQU corrisponde ai carichi permanenti (cui la spinta del terreno può essere assimilata) favorevoli, viene applicato automaticamente da SAV alla sola spinta attiva o a riposo.

Per ogni CCC è possibile inoltre specificare le seguenti opzioni:

**Ponti in cls: Adeguamento** = per i ponti in calcestruzzo, questa opzione determina il coefficiente parziale sul materiale da utilizzare, i cui valori, come specificato nei Parametri di Calcolo, sono distinti fra verifiche di adeguamento e verifiche di operatività e transitabilità. In altre parole, attraverso questa opzione si attribuisce alla CCC la natura di adeguamento o di livello di sicurezza relativo a operatività e transitabilità.

**SLE** = l'opzione indica se la CCC deve essere processata in analisi elastica per le verifiche allo SLE. In SAV pertanto non è richiesta la definizione di CCC distinte fra combinazioni fondamentali (EQU) e caratteristiche (SLE). Le CCC si formano nel modo ritenuto più idoneo dal Progettista attraverso la combinazione di CCE, ed ognuna può essere processata sia in analisi limite (SLU) sia in analisi elastica (SLE).

Per SLU, la CCC vista come combinazione fondamentale utilizza i coefficienti moltiplicativi corrispondenti ai coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  e i coefficienti di combinazione  $\psi_0$  ([2.5.1] in §2.5.3 NTC).

Per SLE, la CCC vista come combinazione caratteristica ignora per ogni CCE i coefficienti parziali per le azioni ( $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$ , a seconda della natura delle azioni della CCE, e considerandoli pari a 1, eccetto il caso di coefficiente nullo, che corrisponde a una CCE da non considerare) e utilizza i coefficienti di combinazione  $\psi_0$  ([2.5.2] in §2.5.3 NTC).

## AZIONI CONSIDERATE IN ANALISI SISMICA

L'**Analisi Sismica** viene eseguita per la sola Combinazione Sismica, considerando le seguenti azioni:

(a) carichi verticali corrispondenti a tutte le CCE affetti dai valori  $\psi_2$  corrispondenti, e che siano stati definiti attivi in analisi sismica (+X e/o -X);

(b) carichi orizzontali attivi in analisi sismica (questi carichi rimangono invariati rispetto al moltiplicatore orizzontale).

In pratica, con i carichi di cui al punto (a) si calcolano tutte le azioni verticali nei conci; ognuna di queste azioni viene poi moltiplicata per il moltiplicatore orizzontale in input, per ottenere la corrispondente azione sismica (agente in direzione orizzontale X). Alle forze orizzontali di origine inerziale si sommano i contributi delle forze (b).

L'analisi sismica consiste nella determinazione del moltiplicatore di collasso: il moltiplicatore viene fatto crescere progressivamente sino a raggiungere la configurazione di collasso.

**Il moltiplicatore di collasso della struttura voltata**, sia per carichi verticali, sia per carichi orizzontali, viene sempre determinato con riferimento alla Volta, come minimo valore fra tutti i moltiplicatori determinati per gli archi ideali costituenti la Volta, distintamente fra le analisi possibili (Statica e Sismica +X e -X).

E' inoltre possibile eseguire un'analisi con sole forze orizzontali corrispondenti ad un valore prefissato del moltiplicatore orizzontale, se la corrispondente opzione è stata selezionata nei Parametri di Calcolo.

Oltre alla componente sismica orizzontale lungo X, SAV consente **l'analisi sismica considerando anche la**

**componente verticale**, i cui effetti possono essere considerati pari al 100% oppure al 30%. Considerando che la Normativa vigente assegna un valore identico alle accelerazioni al suolo orizzontale e verticale (D.M. 17.1.2018, §3.2.3.2.2), l'algoritmo di calcolo implementato in SAV si basa sul fatto che il moltiplicatore verticale delle masse inerziali è legato al moltiplicatore orizzontale secondo lo stesso rapporto che lega tra loro accelerazione strutturale verticale e accelerazione strutturale orizzontale. Più in dettaglio, il procedimento di calcolo è il seguente.

Si faccia riferimento ad un concio di un arco (fig. 7.2.1) sottoposto ad un carico  $P$  agente nel suo baricentro. Considerando carichi statici e azioni sismiche orizzontali e verticali, le forze agenti durante un passo incrementale di analisi sismica caratterizzato dal moltiplicatore  $\alpha$  in direzione orizzontale sono le seguenti: forza peso  $P$ , forza inerziale orizzontale  $\alpha P$  (in fig.: direzione e verso:  $+X$ ) e forza inerziale verticale  $\alpha_V P$ .

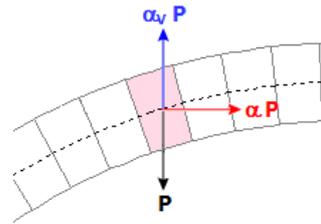


Fig. 7.2.1

$\alpha_V$  è legato ad  $\alpha$ : infatti il rapporto tra le forze inerziali verticale e orizzontale, entrambe corrispondenti al peso  $P$ , è pari al rapporto fra le accelerazioni spettrali  $S_{eZ}$  e  $S_{eX}$ .

Nel caso di un arco posto con vincolo alle imposte posto a quota  $Z=0$ , lo spettro elastico viene calcolato per il periodo  $T=0$ , e quindi si ha:

$$(1) \quad \alpha_V / \alpha = [\kappa \cdot S_{eZ}(0)] / S_{eX}(0)$$

dove  $\kappa$  è il fattore di combinazione del sisma verticale  $Z$  con il sisma orizzontale  $X$ , che, secondo quanto osservato in precedenza, può essere assunto pari a 0.30 oppure 00 qualora si ritenga opportuno considerare effetti sismici verticali presenti in modo completo e simultaneo con gli orizzontali.

Dalle formulazioni normative degli spettri di risposta, si ricava:

$$(2) \quad \alpha_V / \alpha = (\kappa \cdot a_g \cdot S_V) / (a_g \cdot S)$$

dove:  $S_V$  ed  $S$  sono i fattori di suolo che tengono conto della categoria di sottosuolo ( $S_S$ ) e delle condizioni topografiche ( $S_T$ ) rispettivamente per lo spettro verticale e per lo spettro orizzontale. Si osservi che per il verticale, diversamente dall'orizzontale, si assume sempre un coefficiente di sottosuolo unitario. La (2) si semplifica quindi in:

$$(3) \quad \alpha_V / \alpha = \kappa / S_S$$

Se invece l'arco murario ha imposte vincolate alla quota  $Z$  e la costruzione intera cui l'arco appartiene è caratterizzata dal periodo fondamentale in direzione orizzontale  $T_{1X}$ , ipotizzando per la costruzione stessa un periodo proprio verticale basso (i modi verticali presentano sempre alte frequenze) tale da poter considerare un comportamento rigido in direzione  $Z$ , il rapporto fra le accelerazioni spettrali diviene:

$$(4) \quad \alpha_V / \alpha = (\kappa \cdot a_g \cdot S_V) / [S_{eX}(T_{1X}) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma]$$

dove  $\psi(Z)$  è il corrispondente modo di vibrazione secondo  $X$  normalizzato ad uno in sommità della costruzione ( $\psi(Z)=Z/H$ , con  $H$  altezza della costruzione stessa) e  $\gamma$  è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale.

All'inizio del processo incrementale di SAV, per un dato moltiplicatore  $\alpha$ ,  $\alpha_V$  deriva dalla (3) o dalla (4), a seconda della posizione in quota dell'arco.

(i) Nel caso della (3) il rapporto tra i due moltiplicatori è costante qualunque sia il valore di  $\alpha$ : pertanto, nel corso del processo incrementale, variando  $\alpha$  - e quindi le forze inerziali orizzontali - si può corrispondentemente calcolare  $\alpha_V$  per determinare le forze inerziali verticali; al termine del processo incrementale si ottiene il valore di collasso di  $\alpha$ , da cui si ricava infine la capacità in termini di PGA ( $a_g \cdot S$ ).

(ii) Nel caso della (4) si segue inizialmente la stessa procedura illustrata al punto precedente (i).

In questo caso, però, alla capacità ottenuta  $a_g \cdot S$  può corrispondere un diverso valore del rapporto  $\alpha_V / \alpha$ , che -

secondo la (4) - dipende dal valore di  $a_g$ . In pratica, quindi, è avvenuto che nel corso del calcolo della capacità (la procedura incrementale) si è utilizzato un rapporto costante tra moltiplicatore verticale e orizzontale dipendente dalla domanda, nota però solo al termine della procedura.

E' quindi necessario ripetere l'analisi incrementale, correggendo il rapporto tra moltiplicatori in base al valore della capacità appena calcolato al termine della prima procedura.

Si giunge così ad un nuovo valore di  $a_g \cdot S$  e quindi del rapporto  $\alpha_V / \alpha_h$ , e così via: la riesecuzione delle procedure incrementali termina quando il rapporto  $\alpha_V / \alpha_h$  si è stabilizzato e a questo punto è stata determinata la soluzione corretta.

Mentre l'analisi incrementale viene considerata secondo un verso prefissato, +X o -X, le contemporanee forze verticali potranno avere nei diversi conci verso generico: verso l'alto (alleggerimento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso il basso) oppure verso il basso (aggravamento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso l'alto). In linea di principio non ha giustificazione fisica ritenere che tutto il campo di forze verticali sia equiverso. L'incertezza sull'orientamento delle forze verticali rende necessario adottare diverse ipotesi di lavoro alla ricerca della situazione più sfavorevole. Le opzioni disponibili nei Parametri di Calcolo di SAV sono le seguenti: campo di forze equiverse verso l'alto, oppure equiverse verso il basso o dipendenti dal cinematismo.

L'ipotesi di verso delle forze verticali legato al cinematismo appare particolarmente significativa.

Infatti, il meccanismo attivato dal moltiplicatore di collasso mostrerà un preciso campo di spostamento dei conci, con rotazioni cinematiche intorno alle cerniere formatesi nel corso dei degradi progressivi.

Alcuni gruppi di conci tenderanno a muoversi verso il basso, altri verso l'alto. Il campo di forze d'inerzia verticali a favore di sicurezza seguirà tale spostamento: gli effetti della componente sismica verticale saranno infatti massimi quando le corrispondenti forze tenderanno ad abbassare ancora più i conci che si abbassano (forze di aggravamento, verso il basso) e ad innalzare ancor più quelli che si innalzano (forze di alleggerimento, verso l'alto).

La forma esatta del meccanismo di collasso (cinematismo) è nota tuttavia solo ad analisi avvenuta, ma trattandosi di una struttura ad arco, con comportamento qualitativamente definibile a priori, è possibile evitare processi iterativi innescati sulla forma del cinematismo ipotizzando specifiche modalità secondo cui il cinematismo si manifesta nel verso di applicazione delle forze orizzontali.

Come risulta dall'immagine seguente, nel caso di sisma nel verso +X, ottenuto applicando solo azioni inerziali orizzontali, il meccanismo di collasso presenta un abbassamento nella parte sinistra e un innalzamento nella parte destra; nel caso -X avviene il viceversa.

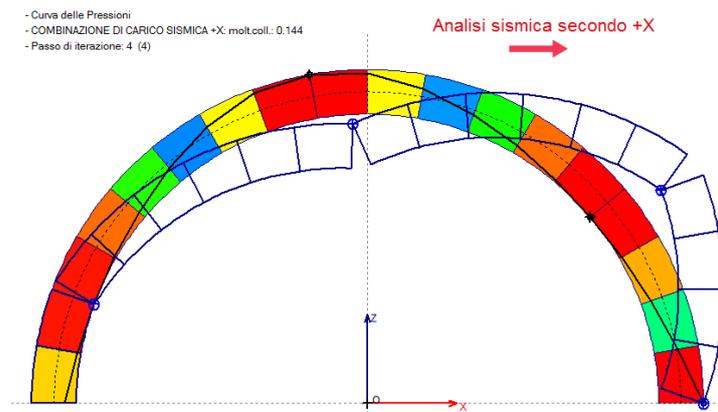


Fig. 7.2.2

Tracciando quindi nella mezzeria della luce l'asse verticale dell'arco, si possono distinguere il gruppo di conci in abbassamento ulteriore sotto forze verticali verso il basso dall'altro gruppo con comportamento opposto. Questa modalità di applicazione delle forze sismiche verticali garantisce risultati a favore di sicurezza. Il campo di forze inerziali verticali che a favore di sicurezza può essere applicato sull'arco al fine di eseguire un'analisi sismica che tenga conto di entrambe le componenti orizzontale e verticale è

rappresentato in figura seguente, ed è identificabile nelle ipotesi di SAV come campo di forze verticali dipendenti dal cinematicismo.

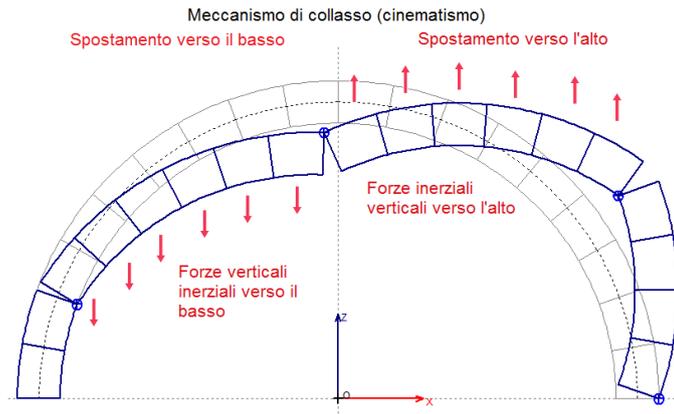


Fig. 7.2.3

Per quanto riguarda i **ponti**, l'azione sismica verticale, se considerata, viene applicata, a favore di sicurezza, in modo tale da alleggerire il piedritto a monte e aggravare il piedritto a valle. Per entrambe le componenti, orizzontale e verticale, SAV calcola automaticamente le forze sismiche delle masse che insistono sulle spalle. Oltre all'azione sismica orizzontale lungo X e a quella verticale lungo Z, è possibile considerare l'**azione sismica in direzione trasversale (lungo Y)** finalizzata alla verifica dei piedritti. La componente trasversale +/-Y viene considerata nell'ambito della **combinazione direzionale** (§7.3.5), assegnando alle due componenti orizzontali coefficienti di combinazione pari a 0%, 30%, 100%.

### 8.3. DATI CONCI (CARICHI)

Per ogni Arco Ideale, i dati sui Conci ed i corrispondenti Carichi si riferiscono alle forze generate dalle varie CCE nei conci per il modello di calcolo relativo all'analisi limite (SLU), dove le forze sono riferite ai baricentri dei conci (specificando la distanza dal baricentro), e per il modello relativo all'analisi elastica (SLE), dove le forze (insieme ai momenti) sono applicate nei nodi di interfaccia utilizzati per il modello ad elementi finiti.

Le forze vengono tra loro combinate secondo i coefficienti delle Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari, al fine di determinare le azioni di calcolo dei conci, utilizzate direttamente nel procedimento risolutivo dell'analisi strutturale.

I carichi nei conci non sono dati in input diretto, ma derivano dai dati sulla struttura voltata e sulle CCE. Per il modello dell'analisi limite, insieme ai carichi, vengono anche riportate le coordinate del baricentro dei conci nel sistema di riferimento assoluto XZ. Per ogni carico, il parametro  $D_x$  indica l'eccentricità della retta d'azione verticale del carico rispetto al baricentro del concio.  $D_x$  è positiva se la retta d'azione del carico si trova a destra rispetto al baricentro (ossia è definita da un'ascissa positiva). Nel caso di P.p., peso proprio della Volta, il carico, per sua stessa natura, è applicato nel baricentro del concio e quindi ha eccentricità nulla.

Per il modello dell'analisi elastica, i dati sui Conci comprendono forze e momenti nei nodi di interfaccia, suddivisi nelle singole CCE e nelle CCC considerate per SLE: i carichi nelle CCC sono formati dalla composizione dei carichi delle CCE moltiplicati per il coefficiente di combinazione  $\psi_0$  utilizzato per la Combinazione Caratteristica (§2.5.2, §2.5.3 NTC) da impiegarsi per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (§3.9 CNR-DT 213/2015).

N°	B (cm)	H (cm)	Nodo I X (cm)	Nodo I Z (cm)	Nodo J X (cm)	Nodo J Z (cm)	Xg (cm)	Zg (cm)	ang (°)	P.p. (kN)	P.p. rinf. (kN)	Dx P.p. rinf. (cm)	P.p. sottof. (kN)	Dx P.p. sottof. (cm)	P.p. pavim. (kN)	Dx P.p. pavim. (cm)	Q sup. (molt. kN)	(no molt.)	Dx Q sup. (molt. (cm))	(no molt.)	Q lin.Z (molt. (kN))	(no molt.)	Dx Q lin.Z (molt. (cm))	(no molt.)
1	100.0	60.0	-221.2	220.6	-212.4	229.2	-217.5	225.6	43.95	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	2.40	0.00	-20.0	0.0
2	100.0	60.0	-212.4	229.2	-203.2	237.4	-208.5	234.0	41.70	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	2.67	0.00	-19.5	0.0
3	100.0	60.0	-203.2	237.4	-193.7	246.2	-199.1	242.0	39.44	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	2.93	0.00	-18.4	0.0
4	100.0	60.0	-193.7	246.2	-183.9	252.6	-189.4	249.7	37.19	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	2.67	0.00	-17.6	0.0
5	100.0	60.0	-183.9	252.6	-173.9	259.6	-179.5	255.9	34.94	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	2.93	0.00	-17.0	0.0
6	100.0	60.0	-173.9	259.6	-163.5	266.3	-169.2	263.8	32.68	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	3.20	0.00	-15.8	0.0
7	100.0	60.0	-163.5	266.3	-152.9	272.5	-158.7	270.2	30.43	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	2.93	0.00	-14.8	0.0
8	100.0	60.0	-152.9	272.5	-142.1	278.3	-148.0	276.3	28.17	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	3.20	0.00	-14.0	0.0

N°	Q lin.X (stat. (kN))	(sism.+)	(sism.-)	P conc.Z (molt. (kN))	(no molt.)	Dx P conc.Z (molt. (cm))	(no molt.)	P conc.X (stat. (kN))	(sism.+)	(sism.-)	R.Z (kN)	M.Y. (kNm)	R.X (kN)	P.Z.I (kN) (+ verso il basso)	P.Z.J (kN) (+ verso il basso)	M.Y.I (kNm) (+ in senso orario)	M.Y.J (kNm) (+ in senso orario)	P.X.I (stat. (kN) (+ verso destra))	P.X.J (stat. (kN) (+ verso destra))	P.Z tot nodo I (kN)	M.Y tot nodo I (kNm)	P.X tot nodo I (kN)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	2.40	-0.5	0.00	1.20	1.20	-0.24	-0.24	0.00	0.00			
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	2.67	-0.5	0.00	1.33	1.33	-0.26	-0.26	0.00	0.00	2.58	-0.50	
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	2.93	-0.5	0.00	1.47	1.47	-0.27	-0.27	0.00	0.00	2.80	-0.53	
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	2.67	-0.5	0.00	1.33	1.33	-0.23	-0.23	0.00	0.00	2.80	-0.50	
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	2.93	-0.5	0.00	1.47	1.47	-0.25	-0.25	0.00	0.00	2.80	-0.48	
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	3.20	-0.5	0.00	1.60	1.60	-0.25	-0.25	0.00	0.00	3.07	-0.50	
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	2.93	-0.4	0.00	1.47	1.47	-0.22	-0.22	0.00	0.00	3.07	-0.47	
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	3.20	-0.4	0.00	1.60	1.60	-0.22	-0.22	0.00	0.00	3.07	-0.44	

In dettaglio, nelle relazioni di calcolo i dati sui conci e sui corrispondenti carichi sono organizzati nelle seguenti tabelle:

Per ogni CCE:

**Baricentri dei Conci:** coordinate del baricentro, angolo formato con l'asse orizzontale dal segmento che unisce i vertici iniziale e finale del concio

**Carichi Permanenti: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione:**

- **P.p.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio dell'arco (ossia del concio stesso). Per sua stessa natura, questo carico ha eccentricità nulla in quanto il peso proprio è applicato nel baricentro;
- **P.p. rinf.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del rinfianco (o riempimento);
- **P.p. sottof.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;
- **P.p. pavim.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;

**Carichi di Superficie:**

- **Q sup.** = Carico sul concio verticale determinato dai Carichi di Superficie, distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx;

**Carichi Lineari:**

- **Q lin.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Lineari verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

**Carichi Concentrati:**

- **P conc.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Concentrati verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

Per ogni CCE e per ogni CCC:

**Forze e Momenti nei Nodi di interfaccia del modello elastico per SLE:**

- **N. nodo, N. concio** = numero identificativo del nodo iniziale del concio e numero del concio. Il numero di nodi dell'arco coincide con il numero di interfacce (giunti) e quindi è pari al numero dei conci più 1: il concio k-esimo ha infatti il nodo k come nodo iniziale (Nodo I) e il nodo (k+1) come nodo finale (Nodo J). Il Nodo I del concio successivo coincide con il Nodo J del concio precedente. Nel modello FEM, l'asta corrispondente al concio unisce il suo nodo iniziale Nodo I al suo nodo finale Nodo J.
- **B, H: sez. concio** = dimensioni della sezione trasversale del concio. B coincide con la profondità, H con lo spessore dell'arco nel proprio piano. Nel caso di arco con spessore e/o profondità variabile, le dimensioni B e H sono calcolate come medie fra la dimensione della sezione di interfaccia iniziale (corrispondente al Nodo I) e quella della sezione di interfaccia finale (corrispondente al Nodo J).
- **Nodo I: X, Z** = coordinate del nodo iniziale del concio
- **P.Z** (carico verticale, positivo verso il basso), **M.Y** (momento di nodo, positivo in senso orario), **P.X** (carico

orizzontale, positivo verso destra) = carichi applicati nel nodo

## 8.4. PARAMETRI DI CALCOLO

### GENERALI

**Parametri di Calcolo**

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Verifiche (1) | Verifiche (2) | Impostazioni

**Schematizzazione geometrica**

Arco:

(A) Conci di uguale lunghezza, pari a (cm) =   
 Con controllo di conci tutti uguali

(B) Numero di conci pari a:   
L'opzione (B) è consigliabile in particolare per le configurazioni simmetriche, in modo che la suddivisione dei conci in chiave rispetti l'asse di simmetria

Piedritti: conci ideali di uguale lunghezza, pari a (cm):  
Piedritto Sx:  Piedritto Dx:

**Tipi di Analisi**

ANALISI STATICA (sempre eseguita)

Calcolo del moltiplicatore di collasso in direzione verticale  
Il moltiplicatore di collasso in direzione verticale viene calcolato per le Combinazioni di Carico statiche (CCC) che contengono un contributo di carichi affetti da moltiplicatore: in caso contrario, l'etichetta n.d. nei Risultati indicherà che per quella CCC il moltiplicatore di collasso non è disponibile

ANALISI SISMICA  
L'analisi viene eseguita applicando forze orizzontali corrispondenti ad un moltiplicatore dei carichi verticali associati a masse sismiche.  
L'esecuzione dell'analisi sismica viene condotta secondo i criteri ed i parametri specificati: a lato nei Dati Struttura, e nelle schede Sismica(1) e Sismica(2)

**Dati Struttura**

Numero di piani dell'edificio N =   
Per il coefficiente di partecipazione modale 'gamma' [§C7.2.10] può essere adottato il valore semplificato in base al numero di piani N (cfr. scheda Sismica(2)):  $\gamma = 3N / (2N+1)$   
Gamma predef. =  $3N / (2N+1) = 1.000$

Altezza complessiva della struttura rispetto alla fondazione (§C7.3.3.2) H (m) =   
H viene utilizzata per il calcolo della funzione  $\psi(Z) = Z/H$  che descrive in modo approssimato il primo modo di vibrazione, cfr. (§C7.2.3)

Per il periodo proprio T1 dell'intera struttura può essere adottato il valore semplificato secondo §C7.3.3.2 (cfr. scheda Sismica(2)):  
Predef. :  $0.050 \cdot H^{0.75}$  [H: altezza struttura, in m.] = 0.154 sec

Imposta Sinistra della struttura voltata: quota Z rispetto alla fondazione (m) =   
Per l'altezza d'imposta sinistra:  $\psi(Z) = Z/H = 0.670$   
nei Dati Struttura: (H piedritto, sx + H fondazione, sx) (m) = 4.50  
In analisi sismica al collasso, la quota di imposta viene utilizzata per la determinazione dell'altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal cinematicismo ed il resto della struttura

**Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento**

Vita Nominale V,N (anni) =  Classe d'uso:

Coefficiente d'uso C,U = 1.5  
Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni):  $V,R = V,N \cdot C,U = 75$

OK Annulla

### > Schematizzazione geometrica

#### Generazione conci

Per conci di uguale lunghezza: - lunghezza conci (cm)

Controllo di conci tutti uguali

Per numero di conci specificato: - numero di conci

L'opzione 'numero di conci specificato' è consigliabile in particolare per le configurazioni simmetriche, in modo che la suddivisione dei conci in chiave rispetti l'asse di simmetria.

**Piedritti:** conci ideali di uguale lunghezza, pari a:

Lunghezza conci piedritto sx (cm), Lunghezza conci piedritto dx (cm)

### > Tipo di Analisi

L'**Analisi Statica** viene sempre eseguita. **Moltiplicatore di collasso in direzione verticale** = indica se è richiesta l'elaborazione del moltiplicatore di collasso in direzione verticale

**Analisi Sismica.** L'analisi viene eseguita applicando forze orizzontali corrispondenti ad un moltiplicatore dei carichi verticali associati a masse sismiche. Le fasi di esecuzione dell'analisi sismica sono le seguenti:

(1) determinazione del moltiplicatore di collasso nella direzione orizzontale X (XZ=piano dell'arco), nei due versi +X e -X, tenendo conto eventualmente della combinazione direzionale (con azione sismica in direzione trasversale +/-Y) per ognuno dei seguenti comportamenti:

- per l'arco: stabilità (sempre valutata), attrito, compressione e trazione nei rinforzi (se richiesti);
- per i piedritti, sinistro e destro separatamente (se l'analisi e verifica dei piedritti è stata richiesta): stabilità (sempre valutata), attrito, compressione e trazione nei rinforzi (se richiesti);
- per il timpano (nel caso dei ponti): stabilità (meccanismo di collasso: ribaltamento fuori piano, in direzione Y).

Distintamente per i diversi elementi: arco, piedritti e timpano, a partire dal moltiplicatore di collasso (pari al minimo fra i vari comportamenti a stabilità, compressione, attrito esaminati per un dato elemento) viene elaborato il confronto fra capacità e domanda che conduce alla definizione dell'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$ , confrontato con il valore target specificato in input;

(2) analisi del sistema voltato (arco + piedritti se considerati nelle verifiche) sia sotto il moltiplicatore di collasso dell'arco, sia sotto forze orizzontali corrispondenti ad un moltiplicatore prefissato dei carichi verticali (Moltiplicatore orizzontale dei carichi, vd. Sismica (2)).

### > **Dati Struttura**

**Numero piani dell'edificio.** Per il coefficiente di partecipazione modale 'gamma' [§C7.2.10] può essere adottato il valore semplificato in base al numero di piani N (cfr. scheda Sismica(2)):  $\gamma = 3N/(2N+1)$ .

**Altezza complessiva della struttura** rispetto alla fondazione [§C7.3.3.2] H (m):

H viene utilizzata per il calcolo della funzione  $\psi(Z)=(Z/H)$  che descrive in modo approssimato il primo modo di vibrazione.

Per il periodo proprio  $T_1$  dell'intera struttura può essere adottato il valore semplificato secondo §C7.3.3.2 (cfr. scheda Sismica(2)).

**Imposta Sinistra della struttura voltata:** quota Z rispetto alla fondazione (m)

In analisi sismica al collasso, l'altezza di imposta viene utilizzata per la determinazione dell'altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal cinematiso ed il resto della struttura.

### > **Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento [§2.4]**

Vita Nominale  $V_N$  (anni)

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV), da cui segue il Coefficiente d'uso  $C_U$  e il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R=V_N \cdot C_U$

# SISMICA (1)

**Parametri di Calcolo**

Generali | **Sismica (1)** | Sismica (2) | Verifiche (1) | Verifiche (2) | Impostazioni

---

**Impostazione dello Spettro di Risposta elastico (componente orizzontale)**

**D.M. IT** 1.  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  dipendenti da  $a_g$  [§3.2.3.2.1] =>  $S_e(T)$  non lineare con  $a_g$ . Se  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  per i vari  $T_R$  coincidono con i valori definiti automaticamente dai criteri del D.M. 14.1.2008, si può valutare una capacità in termini di  $P_{GA}$  e di  $T_R$  strettamente conforme al D.M. 14.1.2008

**EC 8** 2.  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  indipendenti da  $a_g$  (definiti - nel riquadro sottostante - in corrispondenza di SLV) =>  $S_e(T)$  lineare con  $a_g$ . E' possibile valutare la capacità in termini di  $P_{GA}$ . Questa opzione si applica automaticamente, assumendo - per  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  - i valori definiti in corrispondenza di SLV, anche qualora non tutti tali parametri per i vari  $T_R$  coincidano con i valori definiti automaticamente dai criteri del D.M. 14.1.2008

---

**Determinazione dell'Azione Sismica**

1. Pericolosità sismica:  
 Coordinate geografiche del sito (nel sistema ED50, utilizzato da INGV per il reticolo), in gradi decimali:  
 Longitudine =  Latitudine

Tipo di interpolazione:  
 Media ponderata: [3], §All.A  
 Superficie rigata [SCA]

WGS84 <-> ED50 ...  
 Tab. 2, All. B:

Reticolo intorno al sito...

TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)
30	0.063	2.468	0.270
50	0.079	2.465	0.280
72	0.093	2.418	0.280
101	0.108	2.397	0.290
140	0.124	2.387	0.290
201	0.143	2.389	0.290
475	0.193	2.421	0.310
975	0.243	2.444	0.320
2475	0.320	2.469	0.389

2. P,VR %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati limite	P,VR (%)
SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

V,R (anni) = 75  
 $T_R = V,R / \ln(1 - P,VR)$

3. Valori dei parametri  $a_g, F_o, TC^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno Stato Limite, e: S,S , C,C , S ,  $T_B, T_C, T_D, F_v$  [§3.2.3]:

Stati	Limite	TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)	S,S	C,C	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F,v
SLE	SLO	45	0.075	2.466	0.278	1.200	1.421	1.200	0.132	0.395	1.900	0.912
SLE	SLD	75	0.095	2.415	0.281	1.200	1.418	1.200	0.133	0.398	1.980	1.005
SLU	SLV	712	0.220	2.434	0.316	1.186	1.385	1.186	0.146	0.438	2.480	1.541
SLU	SLC	1462	0.274	2.455	0.348	1.131	1.359	1.131	0.158	0.473	2.696	1.735

Categoria di sottosuolo:   $h/H$  ( $h$ = quota sito,  $H$ =altezza rilievo topografico) ( $0 \leq h/H \leq 1$ ) =  (§3.2.3.2.1:  $ST=1.00$ )  
 Categoria topografica:  Coefficiente di amplificazione topografica  $S.T =$    S,S da micro-zonazione sismica

Definizione di  $P_{GA}$   
 $P_{GA} = a_g * S$  ( $S = S,S * S.T$ )

Reimpostazione parametri dipendenti Tab.3.  Reimpostazione automatica Tab.3

Legenda Parametri (modifiche: in confronto ai valori definiti dai criteri del DM 14.1.2008):  
 indipendenti  modificati  non modificabili

modificabili, ma non modificati  non modificabili

> **Impostazione dello Spettro di Risposta elastico** (componente orizzontale) ( $F_o, S, T_B, T_C, T_D$ : 1= dipendenti da  $a_g$ , 2=indipendenti da  $a_g$ )

**1** = questa opzione caratterizza l'applicazione della **Normativa Tecnica Italiana** (D.M. 17.1.2018, con riferimento al reticolo sismico pubblicato nel testo del D.M. 14.1.2008):  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  dipendenti da  $a_g$  [§3.2.3.2.1] =>  $S_e(T)$  non lineare con  $a_g$ .

Se  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  per i vari  $T_R$  coincidono con i valori definiti automaticamente dai criteri della Normativa, si può valutare una capacità in termini di  $P_{GA}$  e di  $T_R$  strettamente conforme alla Normativa stessa

**2** = questa opzione può essere utilizzata per applicare l'**EuroCodice 8**, dove il legame fra  $a_g, T_R$  e i parametri di spettro non è espresso in modo continuo su un reticolo sismico:  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  indipendenti da  $a_g$  (definiti in corrispondenza di SLV) =>  $S_e(T)$  lineare con  $a_g$ . E' possibile valutare la capacità in termini di  $P_{GA}$ . Questa opzione si applica automaticamente, assumendo - per  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  - i valori definiti in corrispondenza di SLV, anche qualora non tutti tali parametri per i vari  $T_R$  coincidano con i valori definiti automaticamente dai criteri della Normativa.

## > Determinazione dell'Azione Sismica

**Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50** (gradi sessadecimali)

### Tipo di interpolazione

**1** = media ponderata §All.A,[3]

**2** = superficie rigata §CA

**Tab.2, All.B**

**0** = località non in Tab.2,All.B

**1-20** = isola (località posta in Tab.2,All.B), con la seguente convenzione:

1=Arcipelago Toscano, 2=Isole Egadi, 3=Pantelleria, 4=Sardegna, 5=Lampedusa, 6=Linosa, 7=Ponza, 8=Palmarola, 9=Zannone, 10=Ventotene, 11=Santo Stefano, 12=Ustica, 13=Tremi, 14=Alicudi, 15=Filicudi, 16=Panarea, 17=Stromboli, 18=Lipari, 19=Vulcano, 20=Salina

**Valori dei parametri  $a_g$  (\*g),  $F_0$ ,  $T_C^*$ (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:**

*NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica*

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

**P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR §3.2.1**

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ .

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite §3.2**

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti  $T_R$  (anni),  $a_g$  (\*g),  $F_0$ ,  $T_C^*$  e  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  (periodi in sec.)

**Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) §3.2.2**

**Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) §3.2.2**

**Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2**

**Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1**

**Microzonazione sismica**

**Definizione di PGA:** la  $P_{GA}$  (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione tiene conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:

$a_g^*S$  ( $S=S_S*S_T$ )

## SISMICA (2)

**Parametri di Calcolo**

Generali | Sismica (1) | **Sismica (2)** | Verifiche (1) | Verifiche (2) | Impostazioni

**Analisi Sismica: Criteri**

Considerare anche la componente sismica verticale

con il 100% degli effetti (se deselezionato: 30%)

con forze:  verso l'alto  verso il basso

dipendenti dal cinematismo

L'analisi calcola il moltiplicatore di collasso dell'arco nella direzione orizzontale X (XZ=piano dell'arco), nei due versi +X e -X, con i risultati completi corrispondenti a tale configurazione.

L'analisi sismica viene inoltre eseguita con uno specifico valore del moltiplicatore orizzontale (moltiplicatore prefissato), pari a =

Per tale moltiplicatore, valori di riferimento sono i seguenti (calcolati con  $e^*=1$ ):

Struttura rigida: per  $z,E=1.000$ : 0.130; per  $z,E=0.800$ : 0.104

Struttura deformabile (con quota  $Z=3.00$  m.):

per  $z,E=1.000$ : 0.213; per  $z,E=0.800$ : 0.170

Impostare il moltiplicatore prefissato pari al moltiplicatore di collasso

---

Considerare anche la componente sismica trasversale

L'analisi sismica con componente trasversale viene eseguita per i piedritti, e richiede quindi l'analisi e la verifica dei piedritti (vd. scheda Verifiche).

La componente trasversale (orientata secondo Y) viene considerata nell'ambito della combinazione direzionale (§7.3.5), assegnando alle due componenti orizzontali i seguenti coefficienti di combinazione:

**Componente longitudinale X**      **Componente trasversale Y**

0%    30%    100%       0%    30%    100%

+    -

**Analisi Sismica: Parametri**

Ipotesi di calcolo per la capacità in termini di PGA:

l'arco si imposta su di una struttura rigida:  $a_0^* = ag^*S/q$

si considera la deformabilità della struttura a cui l'arco appartiene, attraverso:  $Se(T1)$ ,  $psi(Z) = Z/H$  e coeff. part. modale Gamma

**Indicatore di Rischio Sismico zeta,E (§8.4)**

Valore da raggiungere ai fini della sicurezza (target) =

Per i ponti esistenti realizzati prima della classificazione sismica dell'area su cui insistono o nel rispetto di una normativa tecnica antecedente alle NTC [§C8.8.7]:

$z,E = 0.800$  indica l'adeguamento sismico dell'infrastruttura

**Gamma (coeff. part. modale) [§C7.2.10]**

Gamma predef. =  $3N / (2N+1) = 1.000$

Gamma: valore di calcolo =

**Primo periodo di vibrazione T1 (sec) [§C7.3.2]**

Predef. :  $0.050 \cdot H^{0.75}$  [H: altezza struttura, in m.] = 0.154 sec

T1: valore di calcolo (sec) =

**Smorzamento viscoso per la struttura (csi) (%)**

(csi),1 =  da cui: (eta) = 1.000

**Fattore di Comportamento q per la Volta (arco, piedritti)**

In direzione: orizzontale: q =  verticale: q =

[§7.3.1] Il fattore di comportamento verticale per SLV è pari a 1.50 per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali  $q=1.00$

Oltre alla componente sismica longitudinale (nel piano dell'arco), è possibile considerare:

- la **componente sismica verticale**, con effetti al 100% o al 30%, con forze sismiche verticali verso l'alto, oppure verso il basso o dipendenti dal cinematismo;
- la **componente sismica trasversale**. L'analisi sismica con componente trasversale viene eseguita per i piedritti, e richiede quindi l'analisi e la verifica dei piedritti.

Il piano del modello di SAV è il piano XZ (=piano longitudinale o piano di sviluppo dell'arco): la componente sismica trasversale è quindi orientata in direzione Y (=direzione trasversale al piano di sviluppo dell'arco).

La componente sismica trasversale determina nei piedritti sollecitazioni di taglio  $T_Y$  e di momento  $M_X$  ortogonali al piano del sistema voltato. I momenti e i tagli trasversali ( $T_Y$  e  $M_X$ ) si compongono con i momenti ed i tagli nel piano del modello ( $T_X$  e  $M_Y$ ).

Le **verifiche in presenza della componente trasversale** sono le seguenti:

- **stabilità**: la verifica controlla se il punto di sollecitazione è interno alla sezione del piedritto (ciò equivale ad un'area reagente non nulla);
- **compressione**: la verifica controlla, in caso di area reagente non nulla, se la massima tensione di compressione non supera il limite di resistenza;
- **taglio/attrito**: la verifica considera il taglio risultante dalla composizione.

La **componente trasversale (orientata secondo Y)** viene considerata nell'ambito della combinazione direzionale (§7.3.5), assegnando a ognuna delle due componenti orizzontali il coefficiente di combinazione definito in input (0%, 30% o 100%).

E' inoltre possibile scegliere il **verso in direzione Y** (+Y o -Y, rispettivamente entrante nel piano o uscente dal piano del modello).

Nei confronti della componente sismica trasversale, un sistema voltato, ad esempio la campata di un ponte, può avere un elemento di vulnerabilità nel **timpano**. La verifica sismica del timpano viene selezionata in SAV a parte (scheda Timpano, Dati Struttura). Il timpano viene sottoposto a verifica sotto azione sismica locale trasversale calcolata con la percentuale di componente trasversale Y scelta per le azioni sismiche trasversali nei piedritti.

**L'analisi sismica calcola il moltiplicatore di collasso** dell'arco nella direzione orizzontale X (XZ=piano dell'arco), nei due versi +X e -X, tenendo conto dell'eventuale componente sismica trasversale; vengono presentati i risultati completi corrispondenti alla configurazione di collasso.

L'analisi sismica viene inoltre eseguita con uno **specifico valore del moltiplicatore orizzontale**.

Lo scopo dal valore in input del moltiplicatore di collasso è di ottenere la completa descrizione dello stato dell'arco (curva delle pressioni, verifiche a compressione, ecc.) sotto l'azione dell'accelerazione prevista dalla Normativa; diversamente, sarebbero note solo le informazioni di collasso, ossia la configurazione corrispondente alla formazione del meccanismo sismico che, nel caso di verifica sismica soddisfatta, si attiva per accelerazioni superiori a quelle previste dalla Normativa per SLV.

SAV propone valori di riferimento sia per struttura rigida sia per struttura deformabile, considerando in questo secondo caso la quota di imposta della volta.

E' possibile impostare il valore specifico del moltiplicatore orizzontale pari al moltiplicatore di collasso.

Più in dettaglio: **il moltiplicatore orizzontale in input consente l'analisi sismica della struttura in corrispondenza di un valore prefissato del moltiplicatore.**

L'analisi di SAV individua la configurazione di collasso e in corrispondenza di questa effettua il calcolo dell'indicatore di rischio sismico.

I parametri di progetto associati, ad esempio la disposizione dei rinforzi in fibra (FRP,FRCM), si riferiscono alla configurazione di collasso: ma questa, in caso di indicatore di rischio molto elevato, potrebbe condurre a una progettazione ridondante.

Utilizzando il moltiplicatore orizzontale in input, l'analisi per la ricerca del moltiplicatore di collasso si ferma a tale limite superiore e propone la soluzione strutturale corrispondente, inclusa la disposizione dei rinforzi.

E' pertanto molto utile **definire un moltiplicatore in input che corrisponda alla domanda desiderata, o in altre parole all'indicatore di rischio sismico obiettivo.**

Si consideri anzitutto l'obiettivo di **adeguamento**: dovrà aversi  $\zeta_E = 1.000$ , ossia la capacità della struttura uguale alla domanda.

Per determinare il moltiplicatore da specificare in input corrispondente a  $\zeta_E = 1.000$  si deve distinguere il caso di struttura sottostante rigida da quello di struttura sottostante deformabile.

Nel caso di struttura sottostante (la struttura a cui l'arco appartiene) rigida, la relazione che fornisce il moltiplicatore corrispondente alla domanda è data da:

$$\alpha_0 = \frac{(a_g/g) \cdot S}{q} \cdot e^* \cdot F_C$$

dove  $a_g$  e  $S$  sono i parametri di spettro specificati in input per SLV,

$e^*$  = frazione di massa partecipante,

$F_C$  = fattore di confidenza.

Se invece la **struttura sottostante è deformabile**, la relazione per SLV è la seguente:

$$\alpha_0 = S_d(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot e^* \cdot F_C$$

dove:  $T_1$  = primo periodo della struttura a cui l'arco appartiene,

$S_d(T_1)$  è lo spettro di progetto per lo stato limite SLV, definito da  $S_e(T_1)/q$  con la condizione  $\geq 0.2 a_g$

(§3.2.3.5 delle NTC18), essendo  $S_e$  lo spettro elastico in direzione orizzontale,  $\psi(Z) = Z/H$ , con  $Z$  baricentro delle linee di vincolo del cinematismo dell'arcata, e  $H$  altezza complessiva della struttura cui l'arco appartiene,  $\gamma$  = fattore di partecipazione modale.

SAV fornisce nei Parametri di Calcolo i valori dei moltiplicatori di riferimento per SLV su struttura rigida e per SLV su struttura deformabile. La stima viene riferita ai valori:  $e^* = 1$ ,  $Z$  = quota di imposta dell'arco, oltre agli altri parametri in input ( $a_g, S, F_o, T_c, T_1, H, \gamma, F_c$ ).

Se l'obiettivo non è l'adeguamento ma il **miglioramento**, ad esempio:  $\zeta_E = 0.6$ , la stima dei moltiplicatori orizzontali in input per definire il progetto corrispondente all'obiettivo si ottiene moltiplicando i valori sopra calcolati (distintamente per la struttura rigida e per quella deformabile) per il valore target di  $\zeta_E$ .

La conferma dell'utilizzo in input del corretto valore per il moltiplicatore orizzontale viene data dalla presentazione, nel report dell'analisi di SAV(finestra Risultati), del valore dell'indicatore di rischio pari a quello dell'obiettivo considerato (1.000 per adeguamento, 0.6, 0.8 o altro per un miglioramento, ossia una frazione dello stesso) (a meno di arrotondamenti).

## > Analisi Sismica

**Ipotesi di calcolo per la capacità in termini di PGA:** è possibile scegliere fra due opzioni:

- l'arco si imposta su di una struttura rigida: la domanda in termini di accelerazione spettrale è data da  $a_0^* = a_g \cdot S / q$
- si considera la deformabilità della struttura a cui l'arco appartiene, attraverso:  $S_e(T_1)$ ,  $\psi(Z) = (Z/H)$  e il coefficiente di partecipazione modale  $\gamma$

**Indicatore di rischio sismico zeta, E** (§8.4): valore obiettivo (target) di  $\zeta_E$ , ossia valore da raggiungere ai fini della sicurezza, dipendente dal tipo di valutazione o di intervento. L'indicatore di rischio sismico è espresso in termini di accelerazione al suolo, ed è dato dal rapporto fra capacità e domanda.

Per i **ponti esistenti in muratura** realizzati prima della classificazione sismica dell'area su cui insistono o nel rispetto di una normativa tecnica antecedente alle NTC [§C8.8.7]:  $\zeta_E = 0.800$  indica l'adeguamento sismico dell'infrastruttura.

**Coeff. part. modale** Gamma, **Primo periodo** di vibrazione  $T_1$  (sec), **Smorzamento viscoso** (csi) corrispondente al primo periodo, **Fattore di comportamento**  $q$  per la volta (arco e piedritti) in direzione orizzontale e in direzione verticale.

Secondo [§7.3.1] Il fattore di comportamento verticale per SLV è pari a 1.50 per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali  $q=1.00$

## VERIFICHE (1)

**Parametri di Calcolo**

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | **Verifiche (1)** | Verifiche (2) | Impostazioni

**Analisi limite (EQU, SLU)**      Arcata: muratura - Spalle: muratura

**Muratura**

Oltre alla Verifica di Stabilità (sempre eseguita), eseguire anche le seguenti verifiche:

Verifica a Taglio (o ad Attrito: scorrimento tra i conci)

Eseguire la verifica a Taglio, soddisfatta se nel giunto (interfaccia fra conci):  $\tau <= f_d \cdot \sigma_{med}$ , con:  $\tau$  = tensione tangenziale media;  $\sigma_{med}$  = tensione normale media calcolata sulla zona reagente a compressione;  $f_d$  = valore di progetto del coefficiente d'attrito

Applicare  $\gamma_M$  e  $F_c$  per il calcolo del coefficiente d'attrito di progetto (il coefficiente di degrado  $\gamma_M$  viene considerato in ogni caso)

Verifica a Compressione, e a Trazione in presenza di rinforzi

Eseguire la verifica a Compressione e a Trazione in caso di rinforzi.

Non eseguire la verifica significa ipotizzare resistenza a compressione infinita, con  $F_c=1.35$  indipendentemente da LC [§C8.7.1.2.1.3]

Nelle sezioni parzializzate\* considerare una zona compressa non inferiore a 1/3 dello spessore (\*=curva delle pressioni estema al nocciolo)

Diagramma di progetto (§4.1.2.1.2.1) (modello tens.-deformaz.)

(b) triangolo-rettangolo (elastico - perfettamente plastico)

(c) rettangolo (stress-block)

Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza della muratura:  $\gamma_M$

Statica (§4.5.6.1) =       Sismica (§C8.7.1) =

Il Fattore di Confidenza  $F_c$  viene definito nei dati del materiale (finestra Struttura, schede Materiale (1) e (2): il valore è distinto fra Volta e Piedritti).  $\gamma_M$  e  $F_c$  vengono applicati per il calcolo dei valori di progetto della resistenza a compressione, e (se richiesto) del coefficiente d'attrito

**Calcestruzzo**

Oltre alla Verifica di Stabilità (sempre eseguita), eseguire anche le seguenti verifiche:

Verifica a Taglio

Eseguire la verifica a Taglio, soddisfatta se:  $T <= V \cdot R_d$ , con:  $T$  = taglio nell'interfaccia tra i conci del modello di calcolo

Taglio resistente per strutture in calcestruzzo

da NTC (§4.1.11.1)       da LG 2022 Ponti esistenti (§6.3.5.2)

Verifica a Compressione, e a Trazione in presenza di rinforzi

Eseguire la verifica a Compressione ( $f_d$  da §6.3.4 LG 2022) e a Trazione in caso di rinforzi. Non eseguire la verifica significa ipotizzare resistenza a compressione infinita, con obbligatorietà di  $F_c=1.35$  indipendentemente da LC [§C8.7.1.2.1.3]

Nelle sezioni parzializzate\* considerare una zona compressa non inferiore a 1/3 dello spessore (\*=curva delle pressioni estema al nocciolo)

Diagramma di progetto (§4.1.2.1.2.1) (modello tens.-deformaz.)

(b) triangolo-rettangolo (elastico - perfettamente plastico)

(c) rettangolo (stress-block)

Coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza del calcestruzzo:  $\gamma_C$

Adeguamento e Operatività e Transitabilità  
Analisi Sismica =       (Tab.6.6 LG 2022) =

Il Fattore di Confidenza  $F_c$  viene definito nei dati del materiale (finestra Struttura, schede Materiale (1) e (2): il valore è distinto fra Volta e Piedritti).  $\gamma_M$  e  $F_c$  vengono applicati per il calcolo delle resistenze di progetto a compressione e a taglio

OK      Annulla

### > Analisi limite (EQU, SLV)

Oltre alla Verifica di Stabilità, sempre eseguita, possono essere condotte anche la Verifica a Taglio (o Attrito) e la Verifiche a Compressione e a Trazione in presenza di rinforzi.

**Verifica a Taglio:** utilizzando i valori dei tagli e degli sforzi normali competenti alla configurazione stabile dell'arco, è possibile eseguire la verifica a taglio (per sistemi in calcestruzzo) o per scorrimento (verifica ad attrito) dei giunti (per sistemi in muratura).

- **Per strutture in muratura:** affinché la verifica a Taglio sia soddisfatta, occorre che il taglio  $T$  sia inferiore alla forza di attrito ( $f \cdot N_c$ ), dove per  $f$  si assume il coefficiente di attrito della malta interposta fra i mattoni o i conci di pietra, o del concio sul concio nel caso di assenza di interposizione di malta (conci in mutuo contrasto tra loro). Il valore di  $f$  è in input nei Dati Struttura. Si ha:  $f = \tan \varphi$ , dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno; per le malte si assume in genere:  $\varphi = 35^\circ$ , da cui:  $f = 0.7$ . In altri termini, i lati del poligono funicolare dovranno formare un angolo minore di  $35^\circ$  con le normali alle sezioni dell'arco (cioè alle interfacce) se non si vuole avere uno scorrimento fra i conci.

$N_c$  è lo sforzo normale di compressione: se la sezione è interamente compressa,  $N_c$  è dato dalla somma degli sforzi nelle due bielle ortogonali d'interfaccia, altrimenti  $N_c$  è fornito dalla sola biella compressa. A resistere al taglio non è infatti l'azione interna sforzo normale  $N$ , ma la risultante delle compressioni. Con un'apposita opzione (**Applicare  $\gamma_M$  e  $F_c$  per il calcolo del coefficiente d'attrito di progetto**) è possibile scegliere un coefficiente di sicurezza  $\gamma$  (e la verifica diviene:  $T <= f \cdot N / \gamma$ ), composto da due

contributi ( $\gamma = \gamma_M * F_C$ ): il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  (differenziato fra Analisi Statica e Analisi Sismica; uguale per volta e piedritti) e il fattore di confidenza  $F_C$  (differenziato tra volta e piedritti: per i due sistemi può essere diverso, infatti, il livello di conoscenza conseguito).

E' possibile ignorare tale coefficiente di sicurezza qualora il valore in input del coefficiente d'attrito sia già riferito ad un valore di progetto, direttamente utilizzabile in sede di verifica. Il coefficiente di degrado  $\gamma_D$  viene considerato in ogni caso.

- **Per strutture in calcestruzzo:** la verifica a Taglio è soddisfatta se la sollecitazione non supera la resistenza:  $T <= V_{Rd}$ , con T=taglio nell'interfaccia tra i conci del modello di calcolo. Il taglio resistente  $V_{Rd}$  può essere calcolato secondo la formulazione di NTC (§4.1.11.1) o delle Linee Guida 2022 per i ponti esistenti (§6.3.5.2).

**Verifica a Compressione, e a Trazione in presenza di rinforzi:** se eseguita viene considerata una resistenza a compressione finita della struttura, in muratura o in calcestruzzo; se i rinforzi di superficie sono presenti (cappa in cls armata o compositi), viene eseguita anche la verifica a trazione, secondo le specifiche in input della capacità del rinforzo.

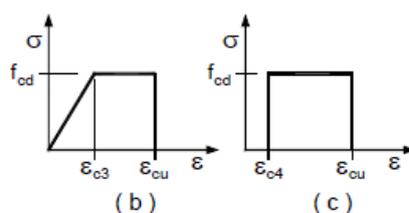
In una data configurazione di equilibrio stabile, per ogni sezione dell'arco è noto lo sforzo normale N, composto - secondo la modellazione adottata in SAV - dai due contributi della biella di estradosso e di quella di intradosso; alla posizione eccentrica dello sforzo normale corrisponde un momento di calcolo M: utilizzando la coppia (N,M) rappresentativa dello stato di sollecitazione si conducono la verifica a pressoflessione, ossia a compressione della muratura o calcestruzzo, e a trazione degli eventuali rinforzi.

Nell'ambito dell'analisi limite, la reale distribuzione tensionale nella muratura è incognita, tuttavia è possibile utilizzare lo stato di sollecitazione ricavato dall'analisi per elaborare un diagramma tensionale coerente al comportamento elastoplastico del materiale (muratura o calcestruzzo) non reagente a trazione. Seguendo infatti quanto specificato in §3.5.1 CNR-DT 213/2015 per gli SLU dei ponti in muratura, lo stato limite EQU include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato, come studiato in SAV con il metodo dell'analisi limite (Calcolo a Rottura); tali indicazioni sono estendibili per analogia alla generalità dei sistemi voltati massicci in muratura o in calcestruzzo.

Deve essere verificata l'esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata (Verifica di Stabilità) e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario. In questo senso la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR, e pertanto lo stato di sollecitazione noto dall'analisi limite può essere utilizzato per le Verifiche di Resistenza (Compressione, Taglio/Attrito, Trazione negli eventuali rinforzi). Inoltre, quanto espresso per EQU in analisi statica, viene esteso per analogia allo stato limite ultimo SLV in analisi sismica.

#### - Arco non rinforzato

Nel caso di assenza di rinforzi, il comportamento della muratura o del calcestruzzo viene definito da un diagramma di progetto (§4.1.2.1.2.1 NTC) (modello tensione-deformazione) che in SAV può essere scelto fra (b) triangolo-rettangolo (elastico-perfettamente plastico) e (c) rettangolo (stress-block) (fig. seg.).



$f_{cd}$  rappresenta la resistenza a compressione di progetto, ossia  $f_{md}$  per la muratura,  $f_d$  per il calcestruzzo.  $f_d$  per il calcestruzzo viene calcolata secondo la formulazione indicata in §6.3.4 LG 2022:  $f_d = \min(f_m/F_C/\gamma_M; f_k/F_C)$ .

Il comportamento **triangolo-rettangolo (elastico lineare-perfettamente plastico)** è governato dalle seguenti equazioni che forniscono il momento resistente in funzione dello sforzo normale lungo le curve delle frontiere

(la figura seguente illustra il dominio di resistenza;  $f_m$  indica la resistenza a compressione di progetto):

$N_u = f_m \cdot L \cdot t$  è lo sforzo normale ultimo, sforzo di compressione massimo

( $s$  = spessore della sezione nel piano di flessione,  $t$  = spessore in profondità)

> Stato limite elastico (SLE) a sezione interamente reagente:

per  $N \leq (N_u/2)$ :  $M = N \cdot s/6$ , per  $N \geq (N_u/2)$ :  $M = s/6 \cdot (N_u - N)$ . Momento massimo:  $M = N_u \cdot s/12$  per  $N = N_u/2$

L'eccentricità è  $\leq s/6$ , e la curva delle pressioni è interna al fuso corrispondente al nocciolo d'inerzia.

Se l'eccentricità è maggiore di  $s/6$ , e minore di  $s/2$ , si individuano i seguenti campi:

> Stato limite elastico (SLE) a sezione parzialmente reagente:

$M = N \cdot s/2 \cdot [1 - 4 \cdot N / (3 \cdot N_u)]$ . Momento massimo:  $M = 3/32 \cdot N_u \cdot s$  per  $N = 3/8 \cdot N_u$

> Stato limite elastoplastico (SLEP) a sezione interamente reagente:

$M = s/2 \cdot (N_u - N) \cdot [1 - 4/3 \cdot (N_u - N) / N_u]$ . Momento massimo:  $M = 3/32 \cdot N_u \cdot s$  per  $N = 5/8 \cdot N_u$

> Stato limite elastoplastico (SLEP) a sezione parzialmente reagente:

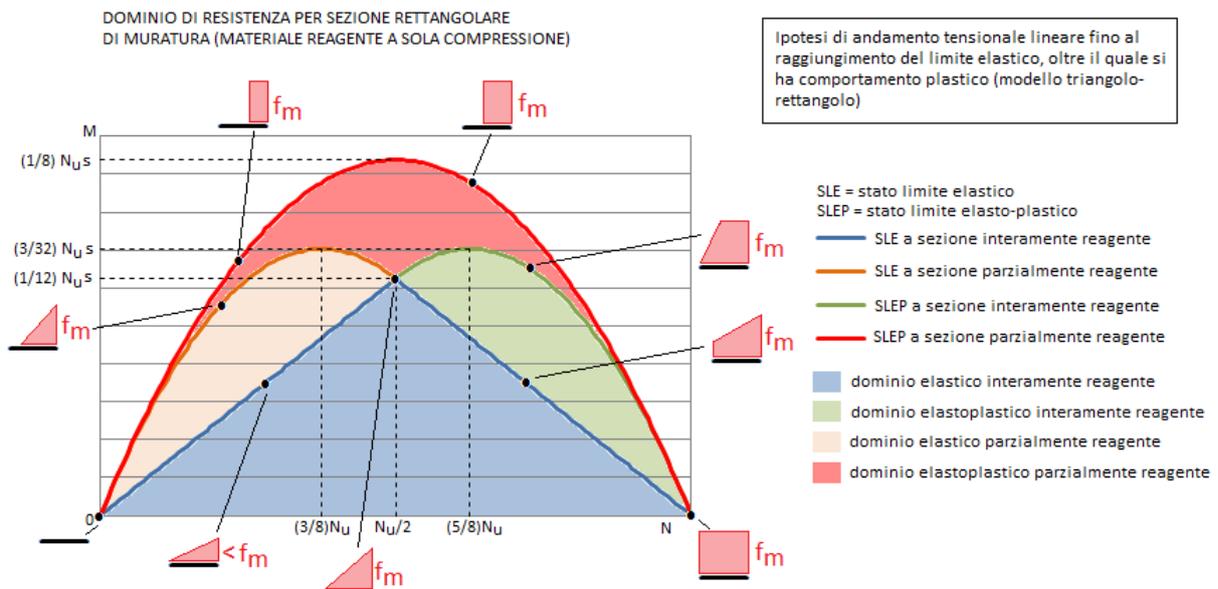
$M = N \cdot s/2 \cdot (1 - N/N_u)$ . Momento massimo:  $M = N_u \cdot s/8$  per  $N = N_u/2$ .

Al punto di sollecitazione ( $N, M$ ) interno al dominio di resistenza corrisponde una massima tensione di compressione.

Per quanto riguarda il comportamento a **rettangolo (stress-block)**, la distribuzione rettangolare della tensione con il suo valore massimo ammissibile (resistenza di progetto) consente la definizione della frontiera più esterna del dominio, ossia del momento ultimo, limite corrispondente ad una eccentricità della curva delle pressioni pari a  $s/2$ .

Per poter definire lo stato di compressione corrispondente ad un punto interno ( $N, M$ ), si fa riferimento:

- al dominio elastico a sezione interamente reagente, se l'eccentricità è  $\leq s/6$  (curva delle pressioni interna al fuso corrispondente al nocciolo d'inerzia);
- ad un diagramma di tensione triangolare, nel caso di eccentricità  $> s/6$  ossia di sezione parzializzata: in tal caso la zona reagente è minore della dimensione  $s$ .



Lo studio della stabilità dell'equilibrio dell'arco non rinforzato può prevedere la formazione di cerniere: in corrispondenza di tali sezioni, la curva delle pressioni è tangente alla superficie dell'arco (esterna o interna) e la tensione di compressione nell'interfaccia tende teoricamente ad infinito. Non vi sarebbe quindi alcuna possibilità di soddisfare la verifica a compressione.

In realtà, è possibile precisare il percorso di verifica con le seguenti considerazioni.

**Sperimentalmente, si è visto che in una sezione fessurata - sia essa rinforzata e quindi con apertura contrastata, o non-rinforzata e quindi con apertura libera (cerniera) - le tensioni si spalmano su una quota-parte dello spessore  $s$  pari a  $s/3$**  (laddove una cerniera ideale prevederebbe tensioni infinite, concentrate in una linea) (riferimento bibliografico: P.Faccio, P.Foraboschi: "Volte a botte ed archi. Analisi agli stati limite ultimi di volte in muratura con rinforzi in FRP", Riv. L'Edilizia, De Lettera Editore, maggio / giugno 2000; N° 5/6; anno XIV; pp. 48-56).

In SAV, **in corrispondenza delle sezioni dove si forma una cerniera**, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, fino ad un massimo pari a  $s/3$ . Qualora un diagramma rettangolare con zona reagente pari a  $s/3$  non equilibri lo sforzo normale neppure assegnando alla tensione il valore massimo possibile, pari alla resistenza a compressione, la verifica di compressione in corrispondenza della sezione sede di cerniera non risulta soddisfatta.

Un aspetto importante del calcolo delle tensioni di compressione riguarda le sezioni dove la **curva delle pressioni è interna all'arco** (entrambe le bielle che schematizzano le azioni interne sono compresse), **ma fuori dal nocciolo d'inerzia**: si tratta sia di sezioni in zone vicine alle cerniere, sia di sezioni con entrambe le bielle compresse ma con valori tali dello sforzo normale da generare parzializzazione. In una tale configurazione, la zona reagente, in dipendenza dalla legge di comportamento scelta (triangolo-rettangolo o stress-block), potrebbe mostrare valori inferiori a  $1/3$  dello spessore: questo risulterebbe incongruente con la valutazione della zona reagente in corrispondenza dell'interfaccia di cerniera. Per risolvere l'incongruenza, SAV propone una apposita opzione di calcolo:

*Nelle sezioni parzializzate\* considerare una zona compressa non inferiore a  $1/3$  dello spessore (\*=curva delle pressioni esterna al nocciolo).*

Pertanto: in assenza di rinforzi, in caso di sezione parzializzata, se la tensione calcolata è superiore alla resistenza o la zona reagente è inferiore a  $1/3$  dello spessore, questa opzione consente il ricalcolo su una distribuzione rettangolare con una zona reagente pari a  $1/3$  dello spessore, in modo del tutto analogo al controllo eseguito automaticamente nelle sezioni di cerniera.

L'esecuzione della verifica a compressione rende lecita l'adozione di un fattore di confidenza  $F_c$  competente all'effettivo livello di conoscenza conseguito (come da Normativa vigente: cfr. §C8.7.1.2.1.3).

**Non eseguire la verifica a compressione equivale ad assumere per l'arco una resistenza a compressione infinita** e conseguentemente diviene obbligatoria, secondo le Norme citate, l'applicazione del fattore di confidenza più sfavorevole (competente a LC1: 1.35) indipendentemente dal reale livello di conoscenza.

Tale  $F_c$  entrerà in gioco nella valutazione della capacità sismica della struttura, secondo le formulazioni dell'analisi cinematica.

#### **- Arco rinforzato**

In presenza di rinforzi, nel caso di sezione parzializzata la distribuzione rettangolare di calcolo si estende per  $0.8 x$ ,

( $x$  = asse neutro, dal calcolo di verifica della sezione) e viene studiato l'equilibrio ultimo fra tensioni di compressione e sforzo di trazione. Si utilizzano le equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione.

Nel **calcolo di verifica**, nota l'area del rinforzo e le sollecitazioni di progetto ( $N, M$ ), si determina la posizione  $x$  dell'asse neutro e il momento resistente  $M_u$  (momento ultimo): la verifica è soddisfatta quando  $M \leq M_u$ .

Nel **calcolo di progetto**, il momento sollecitante viene posto uguale al momento resistente e utilizzando le equazioni di equilibrio si determinano la posizione dell'asse neutro  $x$  e l'area del rinforzo che sarà quindi pari all'area strettamente necessaria per soddisfare la verifica di sicurezza.

In ogni caso, per congruenza con le verifiche dell'arco non rinforzato, viene considerata nelle zone di cerniera e in generale nelle zone parzializzate (se l'apposita opzione è selezionata) una zona reagente a compressione non inferiore a  $(1/3)$  dello spessore; in nessun caso, quindi, il rinforzo può determinare nell'arco una zona reagente inferiore a quella dell'arco non rinforzato. Questa impostazione è coerente con

lo svolgimento di verifiche a taglio che considerano le tensioni tangenziali distribuite sulla sola zona reagente a compressione.

## Coefficiente parziale di sicurezza

### - Muratura: $\gamma_M$

$\gamma_M$  e  $F_C$  vengono applicati per il calcolo dei valori di progetto della resistenza a compressione, e (se richiesto) del coefficiente d'attrito. Conformemente alla Normativa vigente, il valore di  $\gamma_M$  viene distinto fra Analisi Statica (§4.5.6.1) e Analisi Sismica (§C8.7.1), ed in SAV è considerato unico per il sistema voltato nel suo complesso (Volta ed eventuali Piedritti).

I valori consueti sono 2.0 per l'Analisi Sismica, e un valore compreso fra 2.0 e 3.0 per l'Analisi Statica: il valore 3.0 pone la verifica a favore di sicurezza; per i ponti esistenti in muratura il riferimento al valore 3.0 è presente nella CNR-DT 213 in §8.6.1 dove  $\gamma_M$  è posto pari a  $3\gamma_D$  essendo  $\gamma_D$  il coefficiente di degrado introdotto per la riduzione di resistenza in caso di degrado.

Il valore di  $\gamma_M$  non è distinto tra volta e piedritti.

Si osservi che l'analisi limite, applicata in SAV, è un'analisi non lineare finalizzata alla ricerca di una curva delle pressioni compatibile con i carichi e con la geometria della struttura, consentendo un numero massimo di punti tangenti all'estradosso o all'intradosso (dove si formano cerniere). Dal punto di vista sismico, la ricerca della configurazione di collasso, condotta attraverso un'analisi incrementale con formazione di cerniere, è analoga ad un'analisi pushover. La Normativa vigente, in §C8.7.1.3.1.1 afferma che nel caso di analisi sismica non lineare i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi (di riferimento) per i rispettivi fattori di confidenza ma non per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$ , il che significa assumere  $\gamma_M=1.0$  in analisi sismica.

Per quanto riguarda l'analisi statica, non vi sono indicazioni specifiche in tal senso. Si può osservare che in analisi statica le sollecitazioni vengono ottenute amplificando le azioni attraverso i coefficienti di combinazione (che definiscono le singole Combinazioni di Condizioni di Carico statiche, aventi tipologia di Combinazioni fondamentali come definite in NTC18 in §2.5.3 [2.5.1]), mentre per le resistenze sono previsti tre fattori di riduzione:  $\gamma_M$ ,  $F_C$  e  $\gamma_D$ . In base a quanto sopra osservato per la trascurabilità di  $\gamma_M$  in analisi sismica, l'analisi statica può rivelarsi eccessivamente cautelativa nei confronti della sismica. Potrebbe quindi essere plausibile la scelta di  $\gamma_M=1.0$  anche per l'analisi limite (di natura non lineare) in campo statico. In alternativa, dato che l'analisi limite appartiene al campo delle analisi per cinematismi, la verifica a compressione può essere trascurata seguendo le indicazioni della Normativa per le analisi secondo meccanismi di collasso in §C8.7.1.2.1.3, purché il fattore di confidenza corrisponda al livello di conoscenza LC1:  $F_C=1.35$  (comunque affetto, nel caso dei ponti, dal fattore di difformità  $\gamma_C$ ). Seguendo questo percorso,  $F_C$  non condiziona la verifica di resistenza a compressione, che non viene eseguita, ma permane la sua influenza sulla capacità sismica in termini di PGA, in quanto  $F_C$  è presente nella formulazione dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo ( $F_C$  influisce anche sul risultato della verifica ad attrito, se eseguita).

Ulteriori considerazioni sono le seguenti. Per quanto già illustrato, ai fini della sicurezza frequentemente, nelle strutture in muratura esistenti,  $\gamma_M$  viene assunto pari a 3.0 tenendo conto che valori più bassi sono proposti per le murature nuove in considerazione dei controlli di produzione e di esecuzione. Tuttavia, come specificato in "Edifici in muratura alla luce della nuova Normativa sismica" di P. Lenza e A. Ghersi, per gli edifici esistenti "valori più bassi di  $\gamma_M$  potrebbero essere giustificati sulla base della considerazione che il coefficiente di sicurezza parziale è funzione anche delle incertezze realizzative non significative nel caso di edifici esistenti". Si deve anche tenere presente quanto espresso dalla Normativa nel capitolo dedicato agli edifici esistenti, e più precisamente in §C.8.5, paragrafo riferito a tutti i tipi di azione (azioni statiche e azioni sismiche):

#### §C.8.5: DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

(...) Per gli edifici in muratura, anche considerate le conoscenze acquisibili, le verifiche nei riguardi di tutte le

azioni possono essere eseguite utilizzando, quando previsto, un coefficiente  $\gamma_M$  non inferiore a 2. (...)

Seguendo queste indicazioni, il valore  $\gamma_M = 2.0$  può essere adottato in entrambe le verifiche statica e sismica.

#### - Calcestruzzo: $\gamma_C$

Rispetto a quanto illustrato per i sistemi in muratura, per il calcestruzzo valgono le seguenti considerazioni specifiche.

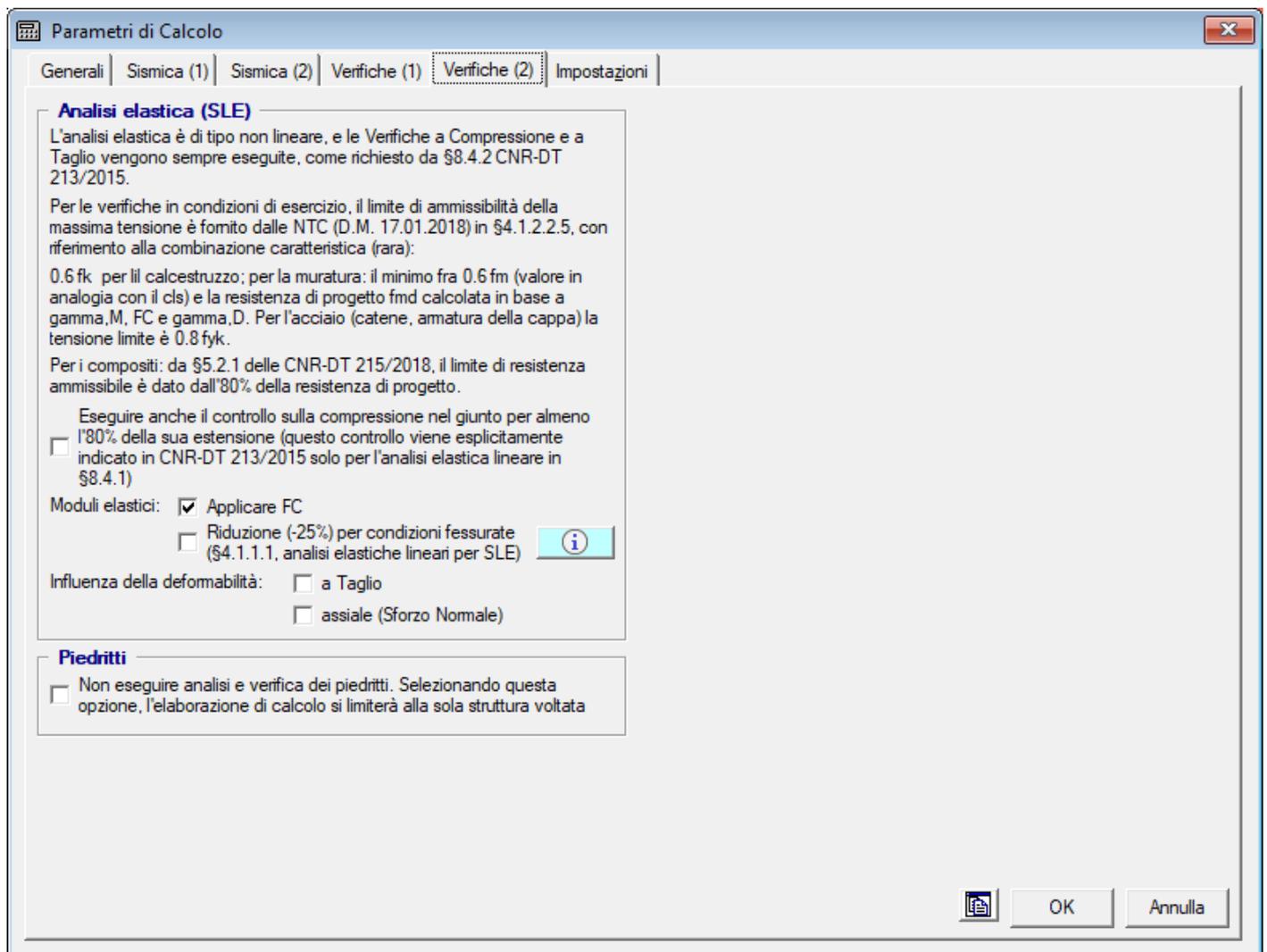
$\gamma_C$  assume valori distinti tra il caso di struttura voltata non soggetta a traffico e ponte.

Per le strutture non soggette a traffico,  $\gamma_C$  assume il valore 1.50. Nel caso dei ponti, il valore si distinguono fra verifiche di Adeguamento statico o Sismica ( $\gamma_C=1.50$ ) e Verifiche di Operatività e Transitabilità (Tab.6.6 LG 2022) ( $\gamma_C=1.26$ ).

Fra tali valori in input, SAV applica quello corrispondente alla natura della CCC (per un ponte una data Combinazione di Carico può essere qualificata come Adeguamento oppure no, intendendo in questo secondo caso Operatività e Transitabilità).

Si osservi che nelle LG 2022 la Tab.6.7 sui fattori parziali di sicurezza non include i ponti esistenti in muratura: per questi ultimi si potranno applicare in generale i valori sopra indicati per le analisi statica e sismica; tuttavia, SAV consente la specifica in input di valori personalizzati.

## VERIFICHE (2)



### > Analisi elastica (SLE)

L'analisi elastica è di tipo non lineare. Il riferimento normativo è CNR-DT 213/2015. Le Verifiche a Compressione e a Taglio vengono sempre eseguite, come richiesto da §8.4.2 CNR. L'analisi elastica non

lineare, con muratura (o, per analogia, calcestruzzo) considera il materiale come non resistente a trazione e indefinitamente elastico a compressione, compatibilmente con i limiti di resistenza.

Un'apposita opzione di SAV consente di eseguire anche il controllo sulla compressione nel giunto per almeno l'80% della sua estensione (questo controllo viene esplicitamente indicato in CNR-DT 213/2015 solo per l'analisi elastica lineare in §8.4.1).

Per l'analisi elastica sono disponibili alcune opzioni specifiche:

- Moduli elastici: è possibile considerare l'applicazione del fattore di confidenza anche ai moduli elastici; inoltre, è possibile applicare una riduzione del 25% per condizioni fessurate (§4.1.1.1, analisi elastiche lineari per SLE).
- Influenza della deformabilità a taglio e assiale.

Anche per l'analisi elastica, le verifiche di sicurezza si distinguono fra arco non rinforzato e arco rinforzato.

#### - **Arco non rinforzato**

Per sezione tutta compressa (interamente reagente), con curva delle pressioni interna al fuso corrispondente al nocciolo d'inerzia, la verifica con le formule elastiche fornisce la tensione di compressione massima. Se la curva delle pressioni è esterna al fuso ma interna all'arco, la sezione è parzializzata, con una zona compressa e una zona non reagente. La tensione di compressione si calcola con un diagramma di tensione triangolare in equilibrio con lo sforzo normale eccentrico.

#### - **Arco rinforzato**

In presenza di rinforzi, nel caso di sezione parzializzata, con curva delle pressioni interna o esterna rispetto all'arco, la sezione viene studiata con un diagramma lineare delle tensioni di compressione in equilibrio con lo sforzo di trazione nel rinforzo.

Vengono utilizzate le note formule della pressoflessione per il c.a., che utilizzano le due equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione e l'equazione tensionale corrispondente all'elasticità applicata al principio di conservazione delle sezioni piane. Ne deriva un'equazione di terzo grado.

Nel **calcolo di verifica**, nota l'area del rinforzo e le sollecitazioni di progetto (N,M), si determinano la posizione  $x$  dell'asse neutro e le tensioni di compressione nella muratura e di trazione nel rinforzo. Le verifiche di sicurezza per compressione e per trazione sono soddisfatte se risultano inferiori alle resistenze di progetto.

Nel **calcolo di progetto**, la tensione nel rinforzo è nota ed è posta pari alla resistenza di progetto (ad esempio, pari alla tensione di snervamento nelle barre della rete e.s. nel caso di rinforzo con cappa armata in calcestruzzo), e si calcolano la posizione dell'asse neutro  $x$ , la tensione nella muratura e l'area del rinforzo, area strettamente necessaria per soddisfare la verifica di sicurezza.

#### > **Piedritti**

**Non eseguire l'analisi dei piedritti.** Selezionando questa opzione, l'elaborazione di calcolo si limiterà alla sola struttura voltata.

Se i piedritti sono soggetti a verifica, essi sono considerati sottoposti a carico sia in sommità per le azioni di imposta provenienti dagli archi, sia per forze aggiuntive, specificabili nelle CCE; le forze aggiuntive potrebbero per esempio provenire da archi di campate adiacenti.

Per i ponti in muratura, oltre ad eventuali forze aggiuntive, SAV applica le spinte del terreno, definite dai dati in input.

La volta può essere divisa in più archi ideali, mentre i piedritti sono sempre singoli, uno a sinistra e l'altro a destra.

L'**analisi dei piedritti** non viene eseguita contemporaneamente alla volta su di essi impostata, ma dopo la risoluzione della volta stessa. **La verifica dei piedritti non è eseguita se la volta non è stabile**, in quanto non esiste un campo di azioni ammissibili provenienti dalla volta.

L'analisi dei piedritti viene eseguita a SLU. Per i piedritti (elementi strutturali verticali suddivisi in conci) vengono calcolati sforzo normale, taglio e momento direttamente a partire dalle azioni applicate dalla volta, dai pesi propri e dai carichi aggiuntivi sui piedritti stessi.

Le verifiche di stabilità (curva delle pressioni interna alla geometria), a taglio / attrito e a compressione vengono svolte in modalità del tutto analoghe alle corrispondenti verifiche sulla volta.

**Verifiche in fondazione:** le azioni trasmesse alle fondazioni consentono di determinare se la fondazione è interamente compressa, parzialmente compressa o ribaltata. Nei risultati, viene fornita una tensione massima sul terreno che può essere confrontata con la capacità portante (tale confronto non è automaticamente disponibile in SAV).

## IMPOSTAZIONI

### > Discretizzazione curve

Passo angolare di poligonalizzazione (gradi sessagesimali) (°) per: Archi di Cerchio, Archi di Ellisse

### > Precisioni e Tolleranze numeriche

riferite all'analisi limite (EQU, SLV)

**Tolleranza** per operazioni su matrici

**Tolleranza**  $\frac{\|R.N.E.\|}{\|F\|}$ : R.N.E. = vettore dei residui non equilibrati, per il singolo passo del procedimento iterativo; F = vettore dei termini noti, o: forze applicate. In condizioni di equilibrio:

$\frac{\|R.N.E.\|}{\|F\|} \leq \text{Tolleranza}$

**Valori minimi** da considerare per la definizione dei carichi nei conci:

Minima forza da considerare (kN), Minimo momento da considerare (kN m).

**Valore di trazione accettabile** per muratura non consolidata (kN): incrementando tale valore, viene ritardata la formazione delle cerniere dovute alla fuoriuscita della curva delle pressioni dalla sagoma dell'arco.

**Cinematismo potenziale** nel caso di moltiplicatore di collasso determinato dal superamento delle tolleranze (su R.N.E. o sulla trazione) prima che si sia formata la quarta cerniera

### > Criteri di elaborazione

#### Analisi limite

- **Evitare la formazione di cerniere consecutive (ossia su un'interfaccia e su quella subito precedente o successiva)** dallo stesso lato (estradosso o intradosso)

- **Per Analisi del Cedimento limite:** consentire la variazione delle cerniere nel corso dell'analisi incrementale

#### Analisi elastica

- **Soluzione corrispondente al primo passo** del procedimento iterativo dell'analisi elastica non lineare

- **Massimo numero di iterazioni** possibile per raggiungere la convergenza della soluzione

- **Considerare rigidi i conci esclusi dalle verifiche.** In analisi elastica, per tutti i conci da non sottoporre a verifica, anche se viene esclusa solamente la verifica a taglio o attrito (e quindi vengono eseguite la verifica di stabilità e quella a compressione), è possibile assumere o meno l'asta come infinitamente rigida. La motivazione di questa scelta sta nel considerare indeformabili i conci che non vengono sottoposti a verifica completa, conci che risultano indeformabili: in tal modo, con i conci da non sottoporre a verifica situati alle imposte, è come se l'arco fosse incastrato in tali conci, o in altre parole la sua parte deformabile inizia dopo la sequenza dei conci da non sottoporre a verifica.

Mentre in analisi limite la deformabilità non ha alcun ruolo, in analisi elastica l'irrigidimento dei conci alle imposte determina un aumento del momento e quindi una possibile fuoriuscita della curva delle pressioni, con peggioramento della verifica di stabilità, che continua ad essere eseguita qualora per i conci alle imposte sia stata esclusa solo la verifica a taglio. Si osservi peraltro che in analisi elastica non è ovviamente prevista la formazione di cerniere che fanno rientrare la curva delle pressioni entro la geometria dell'arco (le cerniere sono caratteristiche dell'analisi limite). L'opzione su considerare o meno rigidi i conci esclusi dalle verifiche consente il controllo del comportamento elastico dell'arco alle imposte.

## 8.5. ANALISI STATICA (EQU)

### MODELLO DI CALCOLO

La metodologia di calcolo è stata sviluppata dal Dipartimento di Costruzioni dell'Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Architettura, autori: Prof. Arch. Michele Paradiso e Prof. Arch. Giacomo Tempesta, e si fonda sugli studi di Heyman, in accordo con i più avanzati studi del settore e supportata da indagini sperimentali condotte in ambito universitario. Una descrizione dettagliata è riportata nella documentazione associata al software SAV e nel volume 'Sistemi Voltati in Muratura' (DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007); qui di seguito enunciamo i concetti fondamentali, riferiti all'arco in sola muratura (non rinforzato).

Si considera un arco incastrato, costituito da 'n' conci e da 'm' = 'n+1' interfacce, su ciascuna delle quali agiscono le azioni interne N (sforzo normale), M (momento flettente) e T (taglio), per effetto del sistema di carichi applicati (peso proprio, altre azioni esterne). L'arco viene discretizzato, numerando i conci e le interfacce progressivamente da sinistra a destra.

I conci costituiscono gli 'elementi finiti' del modello; l'interfaccia consente la trasmissione degli sforzi da un concio a quello adiacente. Si può fare riferimento ai conci reali, separati da interfacce costituite dai giunti di malta; ma più in generale facciamo riferimento ad una suddivisione matematica dell'arco non

necessariamente coincidente con i concetti reali (i metodi numerici garantiranno comunque la validità del calcolo): questo permette di usare un numero di elementi finiti non eccessivo anche per archi di grandi dimensioni.

Il problema statico è retto dalla seguente formulazione:

$$(1) \quad AN + BM + CT = F$$

(dove A, B, C sono le matrici di configurazione geometrica relative rispettivamente ai vettori incogniti N, M e T, e F è il vettore dei carichi assegnati)

sotto le condizioni:

$$(2) \quad N_i \leq 0$$

e

$$(3) \quad N_i h_i - M_i \geq 0$$

$$N_i h_i + M_i \geq 0$$

dove  $2h_i$  è l'altezza del concio i-esimo.

Le incognite sono le  $3m = 3(n+1) = 3n+3$  caratteristiche di sollecitazione agenti nelle interfacce, mentre le equazioni (1) sono pari al numero dei concetti:  $3n$ .

Il sistema lineare (1) presenta quindi un numero di equazioni insufficienti: ciò è ovvio, dato il grado di indeterminazione del problema, pari a 3 incognite iperstatiche.

Le disequazioni (2) traducono la circostanza che l'interfaccia può trasmettere solo forza normale di compressione, mentre le (3) traducono il fatto che il poligono funicolare deve essere contenuto entro la sagoma dell'arco.

Le infinite soluzioni del sistema (1) possono quindi essere ridotte dalle condizioni (2) e (3).

Può anche accadere che non esista una soluzione che soddisfa contemporaneamente le equazioni e le disequazioni: in tal caso, la struttura non può essere in equilibrio sotto l'assegnata condizione di carico, ossia non esiste un poligono funicolare interno alla sagoma dell'arco in equilibrio con i carichi esterni: l'arco è instabile.

Per la soluzione del problema, viene utilizzata la tecnica della 'matrice inversa generalizzata'.

Prima di illustrare il procedimento numerico, si reimposta il problema in maniera più vantaggiosa, ridefinendo il vincolo di connessione fra le facce di due concetti generici attraverso tre bielle delle quali una tangente e le altre due con direzione ortogonale all'interfaccia rispettivamente nei punti di intradosso e di estradosso.

In tal modo, l'arco risulta costituito da blocchi rigidi connessi da tre bielle ideali unilaterali, cioè in grado di trasmettere solo sforzi di compressione, a comportamento rigido-fessurante.

Indicando con:

$X_{1i}$  = sforzo nell'interfaccia 'i' nella biella di estradosso;

$X_{2i}$  = sforzo nella biella di intradosso;

$X_{3i}$  = sforzo nella biella tangente,

ed isolando il concio i-esimo, le tre equazioni di equilibrio del concio i-esimo (interessato dalle interfacce i e i+1) divengono (cfr. figura seguente):

$$(4) \quad X_{1,i} \cos\alpha + X_{2,i} \cos\alpha + X_{3,i} \sin\alpha - X_{1,i+1} \cos\beta - X_{2,i+1} \cos\beta - X_{3,i+1} \sin\beta + F_{1,i} = 0$$

$$X_{1,i} \sin\alpha + X_{2,i} \sin\alpha - X_{3,i} \cos\alpha - X_{1,i+1} \sin\beta - X_{2,i+1} \sin\beta + X_{3,i+1} \cos\beta + F_{2,i} = 0$$

$$- X_{1,i} d_{1,i} + X_{2,i} d_{2,i} + X_{3,i} d_{3,i} + X_{1,i+1} d_{1,i+1} - X_{2,i+1} d_{2,i+1} + X_{3,i+1} d_{3,i+1} + F_{3,i} = 0$$

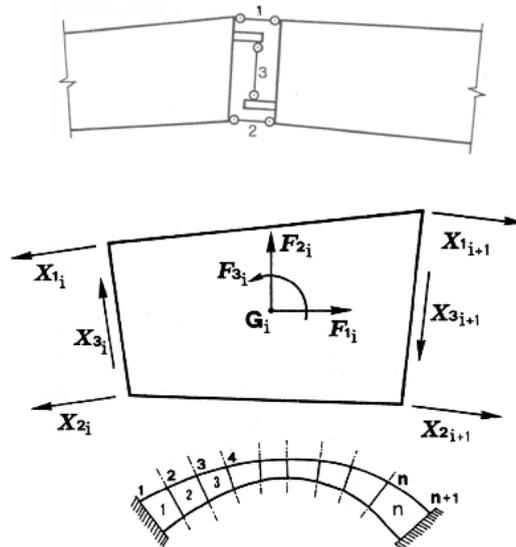
dove:

$X_i$  = azioni interne incognite (sforzi nelle bielle), pari a  $3m$  (3 bielle per ognuna delle 'm' interfacce);

per quanto riguarda la convenzione sui segni: per le bielle normali  $X > 0$  se di compressione; per la biella tangente  $X > 0$  se corrisponde ad un abbassamento del semiarco di sinistra rispetto a quello di destra (convenzione opposta a quanto usualmente adottato per lo sforzo di taglio);

$F_{1i}, F_{2i}, F_{3i}$  = carichi esterni agenti sul concio (termini noti);

$d_{j,i}$  = distanza della direzione  $j$  (asse della biella) dal baricentro  $G_i$  del concio.



Il sistema lineare (4) può essere riscritto nella forma:

$$(5) \quad A X + F = 0$$

dove:

$$(6) \quad A = \begin{vmatrix} \cos\alpha & \cos\alpha & \sin\alpha & -\cos\beta & -\cos\beta & -\sin\beta \\ \sin\alpha & \sin\alpha & -\cos\alpha & -\sin\beta & -\sin\beta & \cos\beta \\ -d_{1,i} & d_{2,i} & d_{3,i} & d_{1,i+1} & -d_{2,i+1} & d_{3,i+1} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{3 \times 6}$$

$$X = \begin{vmatrix} X_{1,i} \\ X_{2,i} \\ X_{3,i} \\ X_{1,i+1} \\ X_{2,i+1} \\ X_{3,i+1} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{6 \times 1} (\mathbb{R}^6)$$

$$F = \begin{vmatrix} F_{1,i} \\ F_{2,i} \\ F_{3,i} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{3 \times 1} (\mathbb{R}^3)$$

essendo:

$A$  = matrice di assetto (o di configurazione geometrica, detta anche: matrice di equilibrio);

$X$  = vettore incognito degli sforzi nelle bielle;

$F$  = vettore dei termini noti (carichi assegnati);

$\mathbb{R}^{n \times m}$  è l'insieme delle matrici reali aventi  $n$  righe e  $m$  colonne.

Le espressioni matriciali (6) si riferiscono al concio  $i$ -esimo. Il sistema completo della struttura globale (l'arco costituito da tutti i conci) viene costruito per assemblaggio dei singoli conci, cioè dei gruppi di 3 equazioni.

Eseguito l'assemblaggio, risulta:  $A \in \mathbb{R}^{3n \times 3m}$ ,  $X \in \mathbb{R}^{3m \times 1} (\mathbb{R}^{3m})$ ,  $F \in \mathbb{R}^{3n \times 1} (\mathbb{R}^{3n})$ .

La (5) può anche essere scritta nella forma:

$$(7) \quad AX = F$$

adottando per i termini noti la convenzione sui segni opposta (in modo, dunque, che il carico verticale  $F_{2,i}$  sia positivo se rivolto verso il basso, come ad esempio il peso proprio).

Poniamo, per semplicità:

$$3n \rightarrow n$$

$$3m \rightarrow m$$

e quindi:

$$A \in \mathbb{R}^{n \times m}, X \in \mathbb{R}^m, F \in \mathbb{R}^n.$$

Il sistema lineare è perciò 'rettangolare', cioè costituito da 'n' equazioni in 'm' incognite con  $n \neq m$ , e più precisamente:  $n < m$  (per l'esattezza:  $n = m-3$ ).

Il rango di A vale 'n', cioè le righe del sistema sono linearmente indipendenti tra loro ( $\det A \neq 0$ ).

Se i vincoli fossero tutti bilateri, cioè le bielle 1 e 2 (fig. 16) fossero in grado di trasmettere sforzi di trazione e di compressione, il sistema presenterebbe  $\infty^{m-n}$  ( $=\infty^3$ ) soluzioni tutte equilibrate (azioni interne in equilibrio con i carichi esterni).

Ma l'unilateralità dei vincoli (le bielle 1 e 2 possono reagire solo a compressione) impone la ricerca dell'insieme di soluzioni che soddisfano le equazioni di equilibrio (7) nel rispetto delle condizioni di segno:

$$(8) \quad X_{1,i} \geq 0, X_{2,i} \geq 0$$

Nel procedimento numerico, si ricerca anzitutto (utilizzando il metodo dell'inversa generalizzata)

l'espressione generale delle  $\infty^{m-n}$  soluzioni del sistema rettangolare avente un numero di equazioni inferiore al numero delle incognite; in seguito, vengono introdotte le condizioni di segno per identificare le soluzioni realmente accettabili (cioè aventi significato fisico) per il problema in esame.

L'espressione generale detta ha la forma:

$$(9) \quad X = X_0 + C M, \quad \forall M \in \mathbb{R}^m$$

dove la matrice C è definita da:

$$(10) \quad C = I - A^T (A A^T)^{-1} A, \quad C \in \mathbb{R}^{m \times m}$$

essendo I la matrice identità di ordine m

Nella (9) è presente l'arbitrarietà del vettore M. Dato che il sistema rettangolare (7) corrispondente al problema fisico esaminato presenta condizioni di segno, l'arbitrarietà di M può essere utilizzata per soddisfare le disequazioni (8). Il vettore M viene definito attraverso un procedimento iterativo, il cui scopo, ad ogni passo, è quello di annullare una componente di trazione, inaccettabile nella muratura.

L'annullamento dello sforzo in una biella corrisponde alla formazione di una cerniera, all'intradosso o all'estradosso (a seconda, rispettivamente, che si tratti di  $X_{2,i}$  o  $X_{1,i}$ ). E' consentito un numero di passi avente un limite superiore costituito dalla formazione del meccanismo di collasso, che si attiva quando il sistema presenta 4 cerniere alterne rispetto alle posizioni di estradosso e intradosso.

Generalizzando il metodo alla soluzione di strutture generiche a vincoli unilaterali, ciò significa che il numero delle iterazioni non può superare il grado di iperstaticità della struttura.

Se il procedimento è convergente, ossia ha termine all'iterazione k, la curva delle pressioni (ottenuta attraverso il vettore soluzione degli sforzi nelle bielle) sarà tangente, in k interfacce, all'intradosso o all'estradosso, denunciando la formazione di k cerniere e le componenti  $X_1$  e  $X_2$  del vettore soluzione X saranno tutte  $\geq 0$ .

Se invece il procedimento non converge, ossia, eseguita l'ultima iterazione, continua a manifestarsi almeno un valore negativo tra gli sforzi nelle bielle, l'arco è instabile: non esiste quindi alcun poligono funicolare compatibile con i carichi applicati e con la sagoma dell'arco. In particolari configurazioni (ad esempio, in archi sottoposti a forze orizzontali crescenti) l'instabilità può essere raggiunta non solo con formazione del cinematismo, ma anche per sforzo normale complessivo (dato dal valore in intradosso più quello di estradosso) di trazione su una o più interfacce.

Per quanto riguarda l'arco rinforzato, occorre distinguere i casi di rinforzi di superficie (cappa in cls armato o nastri in FRP) da quelli di rinforzi localizzati (catene, o rinforzi a trazione in specifiche interfacce).

Nel caso di catene, la metodologia illustrata è invariata: oltre alle bielle che schematizzano le interfacce dei conci, vengono considerate tante bielle aggiuntive quante sono le catene, ognuna delle quali è unilatera a trazione, cioè non reagisce a compressione.

Nel caso dei rinforzi di superficie, SAV introduce una variante nella metodologia illustrata, consistente nella bilateralità della biella posta dalla parte del rinforzo (intradosso o estradosso), per la quale quindi diviene accettabile lo sforzo di trazione; il procedimento numerico può in tal caso eseguire tanti passi quanti sono necessari per assicurare la compressione nella muratura, dal momento che l'esistenza del rinforzo a trazione impedisce teoricamente la formazione delle cerniere di apertura.

In ogni caso, l'applicazione della metodologia di calcolo illustrata fornisce sia una risposta immediata sulla stabilità dell'arco, evidenziandone la posizione della curva delle pressioni, sia il campo di azioni interne: esse possono essere utilizzate per ulteriori verifiche strutturali.

## **VERIFICHE ESEGUITE**

SAV consente l'analisi di quattro verifiche fondamentali:

- 1) Equilibrio della struttura (Verifica di Stabilità);
- 2) Verifica ad attrito (Taglio nei giunti);
- 3) Verifica a Compressione della muratura;
- 4) Verifica a Trazione dei rinforzi.

La verifica 1) (Stabilità) è direttamente eseguita applicando la metodologia di calcolo illustrata al paragrafo precedente.

La 2) (Attrito) viene eseguita utilizzando le azioni interne derivanti da tale analisi, corrispondenti cioè alla curva delle pressioni determinata.

Per la verifica 3) (Compressione) la tensione viene calcolata sviluppando il dominio di resistenza N-M con ipotesi di comportamento elastico lineare-perfettamente plastico del materiale murario non reagente a trazione. In corrispondenza delle sezioni dove è presente trazione, sia nel caso di rinforzo che non, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, supposto pari a  $s/3$ , secondo indicazioni provenienti dalla Ricerca sperimentale.

La verifica 4) (Trazione dei rinforzi) viene eseguita solo in caso di presenza di rinforzi, dove esiste una struttura associata alla muratura in grado di reagire a trazione, sia essa una catena piuttosto che una cappa in calcestruzzo armato o nastri in composito fibrorinforzato. Per i rinforzi di superficie (cappa in cls o compositi), la verifica a trazione richiede l'esecuzione anche della verifica a compressione.

Per quanto riguarda i piedritti, lo studio del comportamento è possibile solo quando esiste una soluzione ammissibile per l'arco: in tal caso, le sollecitazioni vengono calcolate sotto l'azione delle forze trasmesse dall'arco alle imposte, delle eventuali forze aggiuntive e, nel caso dei ponti, delle spinte del terreno.

## **MOLTIPLICATORI DI COLLASSO in direzione verticale**

Il moltiplicatore di collasso in direzione verticale, calcolato o meno a seconda dell'attivazione della corrispondente opzione nei 'Parametri di Calcolo', viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ogni Combinazione delle Condizioni di Carico elementari e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce, per una data Combinazione delle Condizioni di Carico, il moltiplicatore di collasso della Volta.

## ANALISI CON CEDIMENTI ALLE IMPOSTE

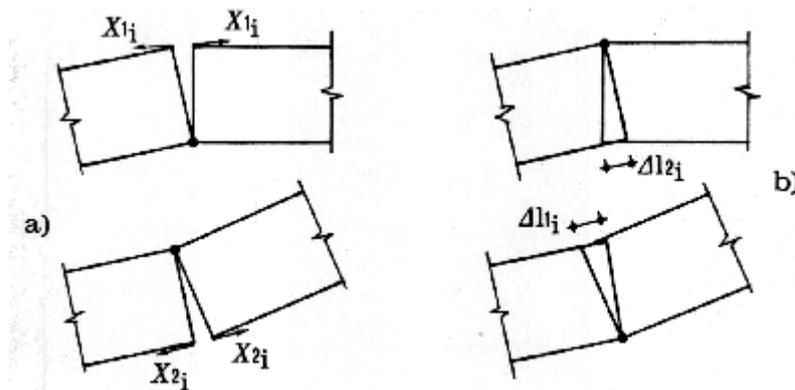
Quando oltre al campo di carichi esterni agenti sull'arco vengono anche applicati cedimenti alle imposte, la procedura richiede alcune specifiche integrazioni.

Come è stato illustrato, per soli carichi esterni le incognite cinematiche, in condizioni di equilibrio, risultano ovunque nulle e quindi l'analisi della stabilità si limita al controllo della compatibilità tra la sagoma iniziale dell'arco e la curva delle pressioni. Nel caso di compresenza di cedimenti vincolari, tale controllo di compatibilità deve essere effettuato tra la curva delle pressioni e la configurazione variata dell'arco, funzione di incognite cinematiche (le rotazioni nelle cerniere) che dipendono sia dai cedimenti stessi sia dai carichi applicati.

Si consideri dunque un arco sottoposto ad una condizione di carico verticale, per la quale la struttura risulti "stabile", e ad una configurazione di cedimenti anelastici dei vincoli, che per semplicità si possono pensare concentrati nelle imposte.

Per effetto del cedimento (consistente in uno o più movimenti fra traslazione orizzontale, traslazione verticale e rotazione, ad una o ad entrambe le imposte) la struttura si trasforma da una configurazione tre volte iperstatica ad una isostatica: di conseguenza la curva delle pressioni diventa tangente in tre punti alla sagoma dell'arco. Si formano 3 cerniere delle quali si deve individuare la posizione.

La figura seguente illustra le condizioni statiche e cinematiche che vengono controllate per la soluzione strutturale dell'arco: la configurazione che rispetta l'equilibrio deve assicurare sia l'assenza di trazioni con annullamento delle forze nelle bielle ortogonali all'interfaccia che risultano tese (fig. a; le forze  $X_{1i}$  e  $X_{2i}$  si riferiscono alle bielle d'interfaccia), sia l'assenza di ogni compenetrazione di materiale nella direzione delle bielle ortogonali all'interfaccia interessate dalla forza di compressione (fig. b) [1][2].



L'algoritmo risolutivo diviene il seguente:

**Fase 1.** Dati in input: arco, carichi statici esterni, cedimenti alle imposte.

**Fase 2.** Si individuano tutte le triplette di cerniere in grado di rispettare le condizioni richieste dal punto di vista cinematico (assenza di compenetrazione di materiale murario in corrispondenza delle bielle compresse). Se non esiste alcuna tripletta che rispetta la condizione cinematica, i cedimenti definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.

**Fase 3.** Fra tutte le triplette di cerniere individuate nella fase 2 si ricerca la tripletta in grado di soddisfare l'equilibrio con curva delle pressioni interna alla sagoma (e passante per le cerniere determinate dai cedimenti), facendo riferimento all'arco deformato. Se non esiste alcuna tripletta con tale proprietà, i carichi definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.

Se invece la tripletta che soddisfa le condizioni cinematiche e statiche viene individuata, si assegnano all'arco le 3 cerniere che lo degradano da iperstatico a isostatico.

**Fase 4.** Sulla configurazione originaria dell'arco, modificata dall'inserimento delle 3 cerniere, è possibile condurre una normale analisi per il calcolo di un moltiplicatore statico (relativo a carichi verticali variabili) o

sismico (relativo all'intensità delle forze sismiche); tale procedura è da considerarsi significativa nel caso di cedimenti di piccola entità rispetto alle dimensioni geometriche dell'arco. Come per ogni altra analisi condotta con l'algoritmo implementato in SAV, il moltiplicatore viene fissato dalla formazione della quarta cerniera oppure da una condizione non ammissibile (ad esempio, sforzo normale risultante di trazione in una interfaccia non soggetta a rinforzo); ad ogni passo dell'analisi viene in ogni caso effettuata una verifica sul residuo non equilibrato: quando questo risulta non nullo, l'equilibrio non è più assicurato.

**Analisi del cedimento limite.** Nel caso che il cedimento applicato non sia di piccola entità, è necessario esaminare l'equilibrio dell'arco nella configurazione geometrica variata. Questa procedura viene seguita nel corso dell'analisi del cedimento limite, quando, sottoponendo il cedimento ad un moltiplicatore crescente, viene ricercato il valore massimo del moltiplicatore (moltiplicatore di collasso) per il quale l'arco deformato non è più in equilibrio rispettando la curva delle pressioni interna alla geometria deformata dell'arco stesso.

L'analisi del cedimento limite è di fatto indipendente da successive analisi sismiche con moltiplicatore orizzontale delle forze gravitazionali: l'analisi sismica in SAV viene infatti condotta non nella configurazione deformata dell'arco, ma in quella originaria. Si tenga presente che l'analisi sismica può comunque essere condotta sull'arco affetto da una o più cerniere predefinite (in caso di 3 cerniere, queste potrebbero essere del tutto equivalenti alle cerniere prodotte da cedimenti delle imposte); in ogni caso, le forze orizzontali sismiche incrementali agiscono su conci posti nella configurazione geometrica originaria.

Si osservi peraltro che in caso di cedimenti di entità rilevante (dell'ordine della decina di cm.), le analisi statica e sismica condotte sulla geometria originaria affetta dalle 3 cerniere dovute ai cedimenti acquistano un certo grado di convenzionalità. In casi di questo tipo gli effetti sismici sull'arco dovrebbero essere correlati non tanto all'effetto inerziale rappresentato da forze orizzontali agenti sull'arco stesso, ma alle sollecitazioni e deformazioni sismiche delle strutture su cui l'arco si imposta. Ad esempio, cedimenti che rappresentano una **traslazione orizzontale delle imposte asincrona** (allontanamento o avvicinamento reciproco contemporaneo) possono essere considerati **rappresentativi di effetti sismici** trasmessi all'arco dalle deformazioni delle strutture sulle quali l'arco si imposta.

Infatti, le pareti murarie dell'organismo edilizio da cui l'arco spicca possono vibrare in modo asincrono: si pensi ad esempio ad un arco impostato da una parte su una parete perimetrale e dall'altra su una parete interna. Le pareti interne sono maggiormente connesse all'organismo murario dell'edificio, e la vibrazione delle imposte dell'arco può avvenire in modo asincrono. L'allontanamento reciproco delle imposte può determinare una deformazione della volta tale da provocarne il crollo, specialmente in caso di volte sottili (meccanismi riscontrati ad esempio nei recenti eventi sismici dell'Italia Centrale).

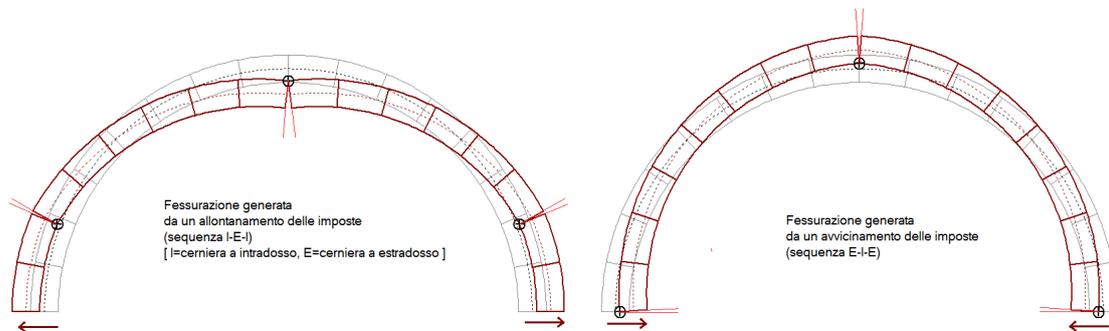
In tali casi l'analisi sismica dell'arco può svolgersi analizzando gli effetti inerziali non tanto sulle masse dell'arco stesso (studio dell'arco indeformato sottoposto a forze orizzontali crescenti), ma piuttosto sulle strutture che lo sostengono con conseguenti possibili movimenti asincroni delle imposte, valutandone le conseguenze sulla stabilità dell'arco.

Peraltro, si deve osservare che la relazione fra il valore limite di spostamento delle imposte e l'accelerazione sismica in input, aspetto da considerare per poter attribuire all'arco un indicatore di rischio sismico, è di difficile valutazione. L'arco e le pareti murarie su cui esso si imposta sono nella realtà un organismo unitario; disaccoppiando il comportamento, occorrerà una comparazione fra spostamenti e sollecitazioni delle due strutture per accertare che la capacità calcolata studiando la struttura muraria dell'edificio sia compatibile con la capacità dell'arco.

Ad esempio, condotta un'analisi pushover si possono estrarre informazioni sullo stato di deformazione e di sollecitazione delle pareti su cui l'arco si imposta in corrispondenza del punto di funzionamento per SLV: la deformazione dovrà essere compatibile con il cedimento che l'arco può sostenere, mentre la sollecitazione (es. momento fuori piano) dovrà mostrare un margine di sicurezza tale da sostenere gli effetti ribaltanti

prodotti dalla spinta dell'arco nella configurazione deformata.

E' ragionevole attendersi che i cedimenti sismici dovuti al comportamento elastoplastico dell'organismo murario, intesi come spostamenti delle imposte generati dal moto delle pareti su cui l'arco è costruito, siano di dimensioni contenute e quindi generalmente lontani dai valori limite, di ordine di grandezza inferiore rispetto a spostamenti di dimensioni più importanti che possono avere cause di altra natura (quali i cedimenti del terreno). Evidentemente, ogni caso deve essere analizzato in modo specifico.



La bibliografia di riferimento sui cedimenti negli archi costituiti da corpi rigidi è la seguente:

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Sul calcolo degli archi in muratura", Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze (<http://www.cias-italia.it/PDF/129.pdf>)

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Analisi statica e cinematica ed equilibrio limite di strutture ad arco a vincoli unilateri", Atti del IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata (AIMETA)

S. Galassi, G. Misseri, L. Rovero, G. Tempesta: "Failure modes prediction of masonry voussoir arches in moving supports", Engineering Structures 173 (2018), 706-717.

## ANALISI CON CERNIERE IN INPUT

In SAV è possibile definire sconnessioni in una, due o tre interfacce, in intradosso o estradosso, che qualificano l'assetto iniziale dell'arco. Attraverso le cerniere in input è quindi possibile interpretare stati di lesione, riducendo le iperstaticità della struttura. Le analisi statica e sismica seguono normalmente le procedure descritte in precedenza, ipotizzando fin dall'inizio dell'elaborazione che le bielle poste dal lato opposto rispetto alla cerniera introdotta siano disattivate. Inserendo 3 cerniere alterne l'arco viene ricondotto ad una configurazione isostatica. Cerniere che si formano nell'arco per effetto dell'equilibrio statico devono normalmente essere considerate anche ai fini dell'analisi per cedimenti, e in tal senso possono essere definite, in un apposito modello, come cerniere in input.

## 8.6. ANALISI SISMICA (SLV)

Per la descrizione del modello di calcolo e delle verifiche eseguite, si rimanda alla descrizione dell'Analisi Statica (EQU).

Per le azioni considerate in analisi sismica (componente sismica orizzontale ed eventuale componente sismica verticale), si rimanda a: 'Dati Progetto, Strutture, Carichi (CCE e CCC) - Azioni considerate in Analisi Sismica'.

## MOLTIPLICATORI DI COLLASSO in direzione orizzontale

Il moltiplicatore di collasso in direzione orizzontale X viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ognuno dei due versi di riferimento (+X e -X) e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce il moltiplicatore di collasso della Volta.

In caso di combinazione direzionale, è possibile considerare una percentuale in direzione +/-Y trasversale al piano XZ dell'arco.

Qualora nelle analisi e nelle verifiche vengano considerati anche i piedritti, il moltiplicatore di collasso generale si riferisce al sistema arco+piedritti (+timpano, nel caso dei ponti).

## Coefficienti di sicurezza: INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

L'**Indicatore di Rischio Sismico**  $\zeta_E$ , consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica della struttura. Per lo stato limite di riferimento (stato limite ultimo SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita), esso viene espresso in termini di  $P_{GA}$  al suolo, e, poiché l'analisi è stata condotta secondo la Normativa Italiana vigente ed in conformità al reticolo sismico di tale Normativa, l'indicatore viene espresso anche in termini di periodo di ritorno  $T_R$ .

La capacità della struttura in termini di  $P_{GA}$  ( $P_{GA,CLV}$ ) o di  $T_R$  ( $T_{R,CLV}$ ) indica l'accelerazione (o il corrispondente periodo di ritorno) sostenibili allo stato limite ultimo; la domanda in termini di  $P_{GA}$  ( $P_{GA,DLV}$ ) o di  $T_R$  ( $T_{R,DLV}$ ) è l'input sismico.

$\zeta_E$  può essere definito pari al rapporto ( $P_{GA,CLV}/P_{GA,DLV}$ ) o ( $T_{R,CLV}/T_{R,DLV}$ ): i valori di  $\zeta_E$  in termini di  $P_{GA}$  e di  $T_R$  non sono uguali data la non linearità del legame fra  $P_{GA}$  e  $T_R$ , ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

Ai fini del confronto con il valore obiettivo (target) previsto dal D.M. 17.1.2018 in relazione al tipo di intervento (§8.4), la Circ. 7 specifica in §C8.3 che il parametro di confronto per la definizione di  $\zeta_E$  è  $a_g^*S$ , ossia  $P_{GA}$  al suolo (SAV conduce la verifica di sicurezza effettuando tale confronto in termini di  $P_{GA}$ ). Per il valore di  $P_{GA}$  in input, l'inclusione dell'effetto di suolo (fattore S) è la preimpostazione presentata da SAV all'atto di generazione di un nuovo modello.

Per un Edificio Esistente sottoposto ad Adeguamento,  $\zeta_E$  deve essere non inferiore a 0.80 o 1.00, secondo le caratteristiche dell'edificio e del tipo di intervento (D.M. 17.1.2018, §8.4.3); nel caso di miglioramento, il valore target di  $\zeta_E$  si ottiene seguendo le indicazioni normative riportate in §8.4.2 e può identificarsi nel valore di 0.6 oppure in un aumento di 0.1 rispetto allo Stato precedente l'intervento.

In ogni caso,  $\zeta_E$  caratterizza la capacità antisismica dell'edificio, e per uno Stato di Progetto a partire dallo Stato Attuale è possibile studiare interventi idonei per l'incremento di  $\zeta_E$ .

Per i ponti esistenti in muratura, si considera che l'adeguamento sia soddisfatto per un valore target di  $\zeta_E$  pari a 0.8 (§C8.8.7).

Il calcolo della capacità della struttura (in termini di  $P_{GA}$  ed eventualmente di  $T_R$ ) allo Stato Limite Ultimo (Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV) viene condotto con riferimento all'Analisi Cinematica, o Analisi per Meccanismi di Collasso, secondo quanto riportato nella Normativa Italiana vigente, con contenuti illustrati in §C8.7.1.2.1. Calcolato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  attraverso l'elaborazione adottata dal software SAV, viene determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$a_0^* = \alpha_0 g / (e^*F_c)$$

da confrontarsi con l'accelerazione al suolo:

$$a_1^* = a_g S / q$$

e, in aggiunta, in caso di struttura posta ad una certa quota per la quale si è scelta l'ipotesi di struttura sottostante non rigida, con l'accelerazione assoluta alla quota di ubicazione della struttura esaminata (amplificata rispetto all'accelerazione al suolo):

$$a_2^* = S_e(T_1) * \psi(Z) * \gamma / q$$

In altri termini,  $a_1^*$  è la domanda in termini di accelerazione spettrale per una costruzione rigida o per una struttura voltata appoggiata a terra, mentre  $a_2^*$  è l'analoga per una costruzione deformabile dove la struttura voltata è posta ad una certa quota (nel caso di  $a_2^*$  si deve considerare un'accelerazione spettrale

corrispondente all'amplificazione dell'accelerazione al suolo).

Il significato dei parametri utilizzati nelle formule indicate è il seguente:

$S_e(T_1)$  è lo spettro elastico definito dalla Norma di riferimento, in funzione del primo periodo  $T_1$  di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

$\psi(Z)$  è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, con  $Z$  altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;

$\gamma$  è il coefficiente di partecipazione modale;

$q$  è il fattore di struttura, che viene assunto pari a 2.0 per l'arco e per i piedritti; il valore di  $q$  è invece in input per il timpano (presente nel caso di un ponte).

Deve aversi:

$a_0^* \geq a^*$ , con:  $a^* = \max(a_1^*; a_2^*)$

Il rapporto fra  $a_0^*$  e  $a^*$  costituisce già un coefficiente di sicurezza; per determinare tuttavia la sicurezza in termini di  $\zeta_E$  viene utilizzato un procedimento iterativo volto a definire il livello di input sismico in corrispondenza del quale vale l'uguaglianza  $a_0^* = a^*$ : si individua così  $P_{GA,CLV}$  e conseguentemente  $\zeta_E$ .

Il procedimento di calcolo viene ripetuto per ogni arco costituente la Volta e per ognuna delle due Combinazioni di Carico Sismiche (+X e -X); nel caso di Volta composta da più archi, il minimo indicatore di rischio fra tutti gli archi ideali determina il risultato finale.

Viene infine definita la capacità della struttura in termini di Vita Nominale ( $V_{NC}$ ), identificata con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile  $T_{R,CLV}$ , mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento  $V_{RC} (=V_{NC} \cdot C_U)$  la probabilità di superamento  $P_{VR}$  definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV. Per una valutazione del valore ottenuto per  $V_{NC}$  relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011, attuativa della Circ.26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali). Se risulta:  $T_{R,CLV} > 2475$  anni, si potrà considerare un valore della vita nominale  $\geq$  del limite  $V_{NC}$  riportato nei risultati (corrispondente a  $T_R = 2475$  anni:  $V_{NC} \geq 2475 \cdot -\ln(1 - P_{VR}) / C_U$ ).

### Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$

Peso sismico totale  $P_{tot} = g \cdot \text{Massa totale} = \sum P_i$  (kN)

Massa sismica totale =  $\sum P_i / g$  (kgm)

$g \cdot \text{Massa partecipante} = gM^* = g \cdot (\sum (P_i \cdot \delta_i))^2 / \sum (P_i \cdot \delta_i^2)$  (kN)

Massa partecipante  $M^* = (\sum (P_i \cdot \delta_i))^2 / (g \cdot \sum (P_i \cdot \delta_i^2))$  (kgm)

Frazione di massa partecipante  $e^* = gM^* / P_{tot}$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_0^* (*g) = \alpha_0 g / (e^* F_C)$

$P_{GA,DLV}$ : Domanda in termini di PGA per SLV (\*g) =  $f(T_R)$  secondo dati su Pericolosità Sismica

Accelerazione spettrale richiesta:

- per costruzione rigida o struttura voltata appoggiata a terra:  $a_1^* = a_g S / q$
- per costruzione deformabile con struttura voltata posta a quota  $Z$ :  $a_2^* = S_e(T_1) \psi(Z) \gamma / q$
- massima accelerazione spettrale richiesta  $a^*$  (max fra  $a_1^*$  e  $a_2^*$ )

$P_{GA,CLV}$ : Capacità in termini di  $P_{GA}$  per SLV ( $P_{GA}$  t.c.  $a_0^* = a^*$ ) (\*g)

$T_{R,CLV}$ : Capacità in termini di  $T_R$  per SLV (\*g)

Indicatori di Rischio Sismico  $\zeta_E$ :

- in termini di PGA: ( $P_{GA,CLV} / P_{GA,DLV}$ ): verifica soddisfatta se  $\zeta_E$  non risulta inferiore al valore target;
- in termini di  $T_R$ : ( $T_{R,CLV} / T_{R,DLV}$ ).

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale:

Coefficiente d'uso della costruzione  $C_U$

Dati in input (domanda): Vita Nominale  $V_N$ , Vita di Riferimento  $V_R = V_N \cdot C_U$

$PV_R$  per SLV (definita in input)

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno  $T_{R,CLV}$

Dalla relazione:  $T_R = -V_R / \ln(1 - PV_R)$ , ponendo  $T_R = T_{R,CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale ( $V_{NC}$ ).

## 8.7. ANALISI ELASTICA (SLE)

### MODELLO DI CALCOLO

*I sistemi voltati studiati con SAV possono essere in muratura o calcestruzzo: quanto riferito nel seguito alla muratura si considera in generale, e ove non diversamente specificato, estendibile alle strutture massicce in calcestruzzo (fra cui rientrano i ponti in calcestruzzo non armato o debolmente armato).*

L'analisi elastica in SAV, di tipo non lineare con muratura non reagente a trazione (secondo §8.4.2 CNR-DT 213/2015), è finalizzata alle verifiche per Stato Limite di Esercizio, ed è condotta secondo un modello ad elementi finiti (FEM) monodimensionali aventi comportamento elastico lineare; la non linearità viene gestita attraverso la non resistenza a trazione e applicando un procedimento iterativo che corregge le proprietà statiche delle sezioni trasversali degli elementi sottoposti a verifica tensionale, riducendo la sezione geometrica iniziale alla sola parte reagente a compressione. Ad ogni passo del procedimento iterativo, il metodo ad elementi finiti esegue un'analisi elastica lineare con aggiornamento delle aree e dei momenti d'inerzia, e quindi delle rigidezze. La convergenza si considera raggiunta qualora le verifiche di sicurezza siano tutte soddisfatte.

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una generalizzazione del metodo matriciale degli spostamenti utilizzato nell'analisi strutturale. Il concetto basilare del FEM è che la struttura viene considerata come un assemblaggio di pezzi discreti, chiamati elementi, interconnessi in un numero finito di punti o nodi. Nei modelli monodimensionali, gli elementi sono le aste ed i nodi sono le connessioni fra le aste. Imponendo l'equilibrio ad ogni nodo, le matrici di rigidezza dei singoli elementi sono assemblate in un unico sistema di equazioni lineari che, risolto rispetto agli spostamenti nodali incogniti, fornisce le deformazioni e le sollecitazioni relative ad ogni singolo elemento; le deformazioni della struttura sono rappresentate dai movimenti dei nodi. Questi movimenti sono noti come gradi di libertà. I gradi di libertà sono le incognite dell'analisi e possono includere sia componenti traslazionali che rotazionali.

Il metodo degli elementi finiti può essere così riassunto:

- schematizzazione della struttura mediante nodi ed elementi;
- creazione della matrice di rigidezza di ogni singolo elemento utilizzato;
- assemblaggio e risoluzione del sistema lineare di equazioni di equilibrio globale ottenuto:  $\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{F}$ , dove  $\mathbf{K}$  è la matrice delle rigidezze globale,  $\mathbf{u}$  è il vettore degli spostamenti incogniti ed  $\mathbf{F}$  è il vettore delle azioni nodali esterne. Trattandosi del metodo degli spostamenti, il numero delle incognite è tanto minore quanto più le strutture sono vincolate ossia tanto maggiore quanto più elevato è il numero dei movimenti indipendenti.

Una caratteristica delle analisi lineari è l'ipotesi di elasticità della struttura che rappresenta la proporzionalità indefinita fra forze e spostamenti.

Il modello utilizzato per l'analisi elastica lineare in SAV è un modello piano costituito da elementi finiti

monodimensionali: le aste corrispondono ai conci costituenti l'arcata (volta) e sono collegate tra loro da nodi definiti dai baricentri delle interfacce tra conci (fig. 7.7.1). Questa modellazione è prevista dalla normativa (CNR-DT 213/2015, §8.4: modello bidimensionale) dove si indica che l'arcata può essere modellata con elementi trave ad asse rettilineo (i conci) (§8.4.2).

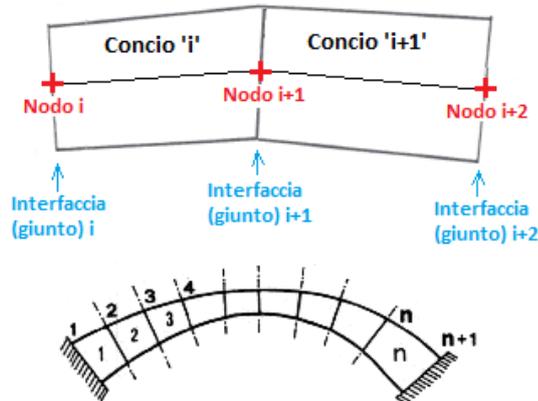


Fig. 7.7.1. Modellazione bidimensionale. Numerazioni dei nodi (interfacce = giunti) e delle aste (=conci)

I carichi applicati sull'arcata, definiti nel modello di SAV sui conci, vengono attribuiti ai nodi nel seguente modo: considerando l'arco modellato nel piano XZ, la forza verticale  $F_z$  a distanza  $d_x$  dal baricentro del concio equivale ad una forza verticale baricentrica  $F_z$  e ad un momento  $M_y$ ;  $F_z$  e  $M_y$  vengono scomposti in parti uguali ai due nodi iniziale e finale del concio; l'eventuale forza orizzontale  $F_x$ , applicata nel baricentro del concio, viene scomposta in due forze orizzontali tra loro uguali nel nodo iniziale e nel nodo finale del concio (fig. 7.7.2). Di conseguenza, nel nodo  $i$ -esimo (coincidente col nodo finale  $j$  del concio  $i-1$  precedente e col nodo iniziale  $i$  del concio  $i$  successivo) agisce la somma di due contributi di carico relativi ai due conci.

Per quanto riguarda le convenzioni sui segni, in ambiente SAV la forza orizzontale X in input nelle CCE è positiva se verso destra, la forza verticale Z in input nelle CCE è positiva se verso il basso, il momento  $M_y$  generato da una forza verticale in posizione eccentrica rispetto al baricentro del concio è positivo se in senso orario.

Per il solutore FEM, il sistema di riferimento adottato richiede il cambiamento di segno alla forza verticale, mentre per la forza orizzontale ed il momento la convenzione è invariata (fig. 7.7.2).

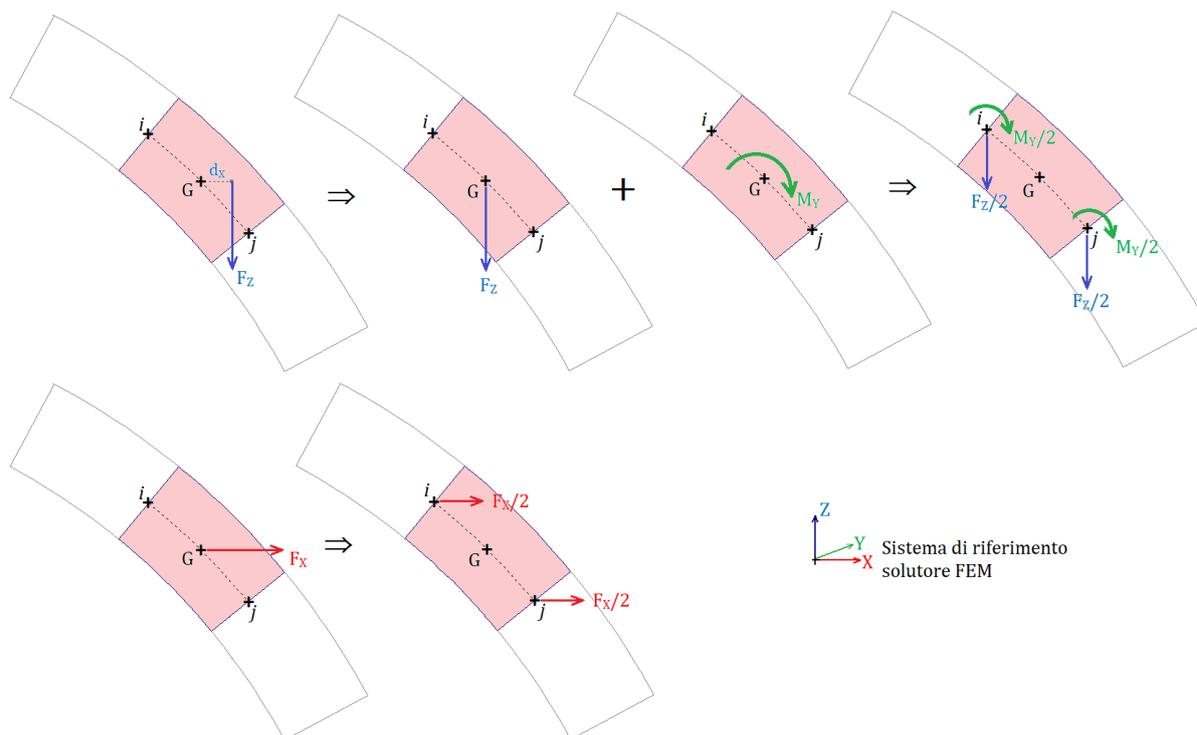


Fig. 7.7.2. Attribuzione dei carichi ai nodi nel modello FEM

In SAV una Volta può essere composta da uno o più archi affiancati, in cui la Volta viene suddivisa. Per ogni arco, SAV genera i carichi corrispondenti alle CCC da analizzare per SLE: in una data CCC si considerano - secondo i dati in input - una o più CCE (riconosciute in base al moltiplicatore non nullo: il moltiplicatore definito in SAV viene utilizzato per le combinazioni SLU, e se non nullo viene posto pari a 1 per la combinazione SLE). I carichi della CCC sono composti dall'assemblaggio dei carichi delle CCE considerate, ognuna delle quali è affetta dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_0$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione caratteristica impiegata per gli SLE ([2.5.2] in §2.5.3, NTC18 e §3.9 in CNR-DT 213/2015).

Alle aste vengono attribuiti i moduli di elasticità longitudinale e tangenziale della muratura definiti nei dati della volta.

## STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Lo Stato Limite di Esercizio (SLE) viene regolato dalla Normativa Tecnica vigente (D.M. 17.1.2018 - nel seguito: NTC - e relativa Circolare applicativa n.7 del 21.1.2019) e, con particolare riferimento alle strutture ad arco in muratura, dalle CNR-DT 213/2015 "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura" - nel seguito: CNR. In §3.5.2 CNR si afferma quanto segue:

"Considerato il particolare comportamento del "materiale muratura", come unico Stato Limite di Esercizio si assume l'attingimento in una qualsiasi parte della struttura di una misura di intensità limite ammissibile dello stato tensionale, coniugato con la verifica della ammissibilità di spostamenti e fessurazioni. La verifica nei confronti di siffatto S.L. si assume prevenga tutte le situazioni di SLE previste dalle NTC, salvo la verifica di spostamenti e fessurazioni che possano compromettere l'utilizzo e/o la durata del ponte. Per il dettaglio della verifica nei confronti dello SLE, si rimanda ai Capp. 8 e 9 delle presenti Istruzioni".

In §8.8 CNR si forniscono le specifiche per l'esecuzione dell'analisi per SLE, ed in particolare si precisa che i metodi di verifica ammessi sono: analisi strutturale elastica lineare (§8.4.1 CNR), analisi strutturale elastica non lineare (§8.4.2 CNR), analisi strutturale anelastica (§8.4.3 CNR), mentre il metodo di calcolo a rottura (analisi limite, §8.4.4 CNR) è riservato agli stati limite ultimi.

Per quanto riguarda l'obbligatorietà delle verifiche per SLE, le CNR in §3.5.3: Stati Limite di riferimento per il controllo della sicurezza strutturale, si esprimono nel seguente modo:

"Pur se il par. 4.5.6.3.NTC2008 consente di omettere, per le strutture murarie, la verifica per lo Stato Limite di Esercizio, si ritiene che la struttura debba essere controllata:

- a) per gli Stati Limite Ultimi di Perdita di Equilibrio (EQU) e di Salvaguardia della Vita;
- b) per lo Stato Limite di Esercizio (SLE), assimilato allo Stato Limite di Danno (SLD)."

Pertanto, le CNR suggeriscono l'opportunità di eseguire verifiche per SLE.

Nel 2022 sono state pubblicate le Linee guida per la Classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (LG 2022), che definiscono le situazioni in cui la verifica per SLE è da considerarsi obbligatoria: si tratta dei ponti in muratura che ricadono in Classe IV (le NTC definiscono in §2.4.2 i ponti in Classe d'uso IV come ponti di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico). L'obbligatorietà è espressa al punto §6.3.5.3 delle LG 2022 (Situazioni che richiedono lo svolgimento delle verifiche di esercizio):

"Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio sono regolate dal punto 8.3 delle Norme Tecniche:

*La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti."*

Il software SAV applica la metodologia dell'analisi limite per lo studio dei meccanismi di collasso e della stabilità dei sistemi voltati, e con tale approccio si analizzano gli SLU di tipo statico (EQU) e di tipo sismico (SLV), con definizione dei moltiplicatori di collasso sia per carichi statici sia per carichi sismici e dei conseguenti indicatori di rischio.

Per SLE, SAV fa riferimento all'analisi elastica non lineare, seguendo quanto illustrato in §8.4.2 CNR: la soluzione equilibrata e congruente viene ricercata in assenza di trazione nel materiale (muratura non reagente a trazione) e in presenza di uno stato di fessurazione dipendente dalle sollecitazioni agenti. Il materiale viene supposto indefinitamente elastico a compressione, con verifica della ammissibilità della tensione massima di compressione. E' necessario inoltre eseguire le verifiche a taglio, e definire l'ampiezza delle fessurazioni. Nel corso del procedimento di calcolo, attraverso l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, viene definito lo stato di deformazione ed è quindi possibile calcolare l'ampiezza delle lesioni in condizioni di esercizio.

Più in dettaglio: sotto l'azione di un campo di sollecitazioni ottenuto al generico passo dell'analisi elastica non lineare, condotta con rigidità secanti determinate dallo stato di parzializzazione delle sezioni al passo corrente, le **verifiche di sicurezza** sono le seguenti.

**a) Verifica a compressione:** la tensione massima di compressione deve essere inferiore al limite di ammissibilità, come specificata da §8.4 CNR.

#### *Resistenze di calcolo*

Per gli stati limite di esercizio, NTC, in §4.1.2.2.5.1), specifica che la tensione massima di compressione nel calcestruzzo, per combinazione caratteristica, deve essere non superiore a  $0.60 f_{ck}$  e pertanto questo è il limite ammissibile nelle verifiche SLE. Per analogia, per le strutture in muratura si considera il limite  $0.60 f_m$ ; tuttavia, poiché la resistenza di progetto della muratura viene  $f_{md}$  viene calcolata (per le verifiche SLU) a partire dalla resistenza della muratura  $f_m$  divisa per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$ , per il fattore di confidenza  $F_C$  (calibrato sulla conformità della struttura alla regola d'arte) e per il fattore di degrado  $\gamma_D$ , poiché tale limite può essere più sfavorevole rispetto a  $0.60 f_m$ , in SAV si adotta come limite ammissibile per la compressione nella muratura il minimo fra le due espressioni.

Per quanto riguarda i rinforzi: nel caso di acciaio (catena, armatura di cappa in estradosso o in intradosso),

sia per sistemi in calcestruzzo che in muratura, si segue quanto indicato in §4.1.2.2.5.2 per l'acciaio: la tensione massima in condizioni di esercizio non può superare  $0.80 f_{yk}$ .

Nel caso di rinforzi in composito, per FRCC nelle istruzioni CNR-DT 215/2018 in §5.1.2 (Verifica allo SLE) si specifica che sotto i carichi di esercizio la tensione massima dell'acciaio nelle armature tese non può eccedere l'80% della corrispondente tensione di progetto (fornita in input). Questa limitazione viene estesa ai compositi in FRP.

#### *Modalità di verifica*

Per sezione tutta compressa (interamente reagente: eccentricità  $e=M/N \leq h/6$ , ossia:  $\eta = (e/h) \leq 1/6$ , essendo  $h$  l'altezza della sezione di verifica (il giunto)), con curva delle pressioni interna al fuso corrispondente al nocciolo d'inerzia, la verifica con le formule elastiche fornisce la tensione di compressione massima.

Se la curva delle pressioni è esterna al fuso ( $\eta > 1/6$ ) ma interna all'arco ( $\eta < 1/2$ ), la sezione è parzializzata, con una zona compressa e una zona non reagente. La tensione di compressione massima si calcola in tal caso con un diagramma di tensione triangolare in equilibrio con lo sforzo normale eccentrico.

Si definisce *Coefficiente di Sicurezza a compressione* il rapporto ( $f_{md} / \sigma_{c,max}$ ). La verifica di sicurezza è soddisfatta quando tale rapporto è  $\geq 1$ .

Nell'ambito dei controlli sulla compressione, §8.4.1 CNR richiede inoltre l'accertamento dell'esistenza di campi di tensione equilibrati di pura compressione, ossia di sezioni interamente reagenti.

**b) Verifica di estensione della zona reagente:** sui giunti di malta si deve riscontrare compressione su almeno l'80% della estensione del giunto (l'estensione del giunto è pari all'altezza geometrica  $h$  della sezione), o equivalentemente la zona tesa  $z$ , non nulla in caso di parzializzazione, non può eccedere il 20% della sezione geometrica. Questa indicazione è ripresa dal punto §8.4.1 relativo all'analisi elastica lineare, e può essere considerata valida anche per il generico passo dell'analisi elastica non lineare (in §8.8 CNR si specifica che, qualunque sia l'analisi adottata per SLE, si deve accertare l'ammissibilità nei confronti delle condizioni limite associate ai meccanismi di deformazione anelastica di cui al punto §8.4.1: facendo riferimento a tale punto, la verifica di sicurezza richiede, oltre alla verifica di compressione e a quella di taglio, anche il controllo sull'estensione della zona reagente). In SAV un apposito parametro di calcolo determina se questa verifica condiziona il giudizio sulla sicurezza.

Si definisce *Coefficiente di Sicurezza per estensione di zona reagente* il rapporto ( $0.2 \cdot h/z$ ). La verifica di sicurezza è soddisfatta quando tale rapporto è  $\geq 1$ . Ovviamente, nel caso in cui la sezione sia interamente reagente, questa verifica è automaticamente soddisfatta ed il coefficiente di sicurezza viene indicato come  $\gg 1$ .

**c) Verifica a taglio:** la tensione tangenziale media sul giunto deve soddisfare la relazione:  $|\tau| \leq f |\sigma_n|$  dove  $f$  è un adeguato valore del coefficiente di attrito,  $\tau$  è la tensione tangenziale media, e  $\sigma_n$  è la tensione media di compressione sul giunto; si assume  $f=0.5$  (corrispondente a un angolo di attrito pari a  $26^\circ,56$ ). La tensione tangenziale media è data dalla sollecitazione di taglio divisa per l'area della sezione, con la tensione di compressione media  $\sigma_n$  ottenuta dividendo lo sforzo normale per la zona reagente a compressione (in §7.8.2.2.2 NTC si specifica che la resistenza a taglio si calcola con riferimento alla tensione normale media sulla parte compressa della sezione).

Si definisce *Coefficiente di Sicurezza per taglio* il rapporto ( $0.5 \cdot \sigma_n / \tau$ ). La verifica di sicurezza è soddisfatta quando tale rapporto è  $\geq 1$ . Nelle sezioni di taglio nullo questa verifica è automaticamente soddisfatta ed il coefficiente di sicurezza viene indicato come  $\gg 1$ .

**d) Verifica di equilibrio:** in §8.4.2 CNR si specifica che l'esistenza di una soluzione equilibrata e congruente in assenza di resistenza a trazione del materiale e in coesistenza con uno stato di fessurazione del materiale, richiede come presupposto la stabilità del ponte, in quanto in caso contrario la struttura è a rischio di collasso per meccanismo cinematico, e quindi non può comunque superare alcuna verifica né valutazione di

sicurezza. Questo requisito è fondamentale nel caso in cui l'analisi elastica non lineare venga utilizzata per la verifica allo stato limite ultimo SLU.

Il software SAV adotta per SLU l'analisi limite (calcolo a rottura) e per SLE l'analisi elastica non lineare. In SLU la stabilità dell'arco è garantita anche in caso di formazione di cerniere, purché la loro disposizione sia tale da non generare un meccanismo di collasso. Nelle sezioni dove si formano le cerniere la curva delle pressioni è tangente in intradosso o in estradosso, con tensione locale di compressione teoricamente infinita (in realtà, limitata dalla zona fisica di formazione della cerniera, che non è 'puntuale' ma interessa una seppur piccola porzione di sezione).

Per gli archi in muratura non rinforzati, in SLE non è accettabile la formazione di alcuna cerniera, perché ciò corrisponderebbe a una tensione di compressione teoricamente infinita (comunque molto elevata) e pertanto non in grado di soddisfare la verifica a compressione. In tal senso, la verifica di stabilità dell'arco in SLE è intrinseca alla verifica a compressione. SAV tuttavia indica esplicitamente le sezioni dove la curva delle pressioni è tangente all'estradosso o intradosso ( $\eta=1/2$ ) o addirittura fuoriesce dalla sagoma geometrica dell'arco ( $\eta>1/2$ ): queste configurazioni vengono segnalate come violazione dell'equilibrio.

In presenza di rinforzi resistenti a trazione sulla superficie tesa, la curva delle pressioni può fuoriuscire dal profilo dell'arco, come descritto al punto seguente.

### **Rinforzi con elementi resistenti a trazione (cappa in c.a., compositi)**

In presenza di rinforzi, nel caso di sezione parzializzata, con curva delle pressioni interna o esterna rispetto all'arco, la sezione viene studiata con un diagramma lineare delle tensioni di compressione in equilibrio con lo sforzo di trazione nel rinforzo.

Vengono utilizzate le note formule della pressoflessione per il c.a., che utilizzano le due equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione e l'equazione tensionale corrispondente all'elasticità applicata al principio di conservazione delle sezioni piane. Ne deriva un'equazione di terzo grado.

Nel **calcolo di verifica**, nota l'area del rinforzo e le sollecitazioni di progetto (N,M), si determinano la posizione  $x$  dell'asse neutro e le tensioni di compressione nella muratura e di trazione nel rinforzo. Le verifiche di sicurezza per compressione e per trazione sono soddisfatte se risultano inferiori alle resistenze di progetto.

Nel **calcolo di progetto**, la tensione nel rinforzo è nota ed è posta pari alla resistenza di progetto (ad esempio, pari alla tensione di snervamento nelle barre della rete e.s. nel caso di rinforzo con cappa armata in calcestruzzo), e si calcolano la posizione dell'asse neutro  $x$ , la tensione nella muratura e l'area del rinforzo, area strettamente necessaria per soddisfare la verifica di sicurezza.

Oltre alle verifiche sopra elencate, deve inoltre essere valutata l'**ampiezza delle lesioni** derivanti dal calcolo. Nelle zone tese si prevede l'apertura di lesioni valutabili attraverso la relazione:  $\Delta_e = (1/\gamma_h) * \epsilon_{fm} * d$  (formula (8.4) di §8.4.2 CNR), dove  $\epsilon_{fm}$  è la deformazione massima di trazione, determinata secondo la distribuzione lineare delle deformazioni (per conservazione delle sezioni piane):  $\epsilon_{fm} / z = \epsilon_{fc} / (h-z)$ , dove:

$\epsilon_{fc}$  è la deformazione tensione massima di compressione, pari a  $\sigma_{c,max}/E_m$  con:

$\sigma_{c,max}$  tensione massima di compressione,  $E_m$  modulo elastico della muratura;

$z$  è la zona tesa,  $h$  l'altezza geometrica della sezione e  $(h-z)$  la zona reagente a compressione;

$d$  è l'estensione della zona fessurata, definita dalla sequenza consecutiva di conci interessati da fessurazione sulla stessa superficie dell'arco (in intradosso oppure in estradosso);

$\gamma_h = 1.5$ .

La ampiezza della lesione eventualmente osservata determina il superamento della soglia di allarme allorché superi il valore:

$$\Delta_{0e} = \gamma_h \Delta_e.$$

Per quanto riguarda i **moduli di elasticità**, nelle analisi elastiche lineari in generale viene fatto riferimento ai valori medi, come specificato in §4.1.1.1 NTC per gli elementi in calcestruzzo: in assenza di indicazioni specifiche per la muratura, il riferimento ai valori medi si può ritenere valido anche per gli elementi

strutturali in muratura (i valori medi dei moduli elastici sono peraltro normalmente assunti per i livelli di conoscenza LC1 e LC2). In SAV sono inoltre previste due possibili riduzioni dei valori di riferimento dei moduli elastici, con riguardo ai seguenti aspetti:

### **(1) Rigidezze fessurate.**

Nelle analisi elastiche lineari in condizioni statiche NTC non prevede riduzioni dei moduli di elasticità a causa delle condizioni fessurate, tranne il caso degli elementi in calcestruzzo per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro, per i quali negli stati limite di esercizio si devono assumere rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate, essendo queste ultime assunte pari alla metà di quelle delle sezioni interamente reagenti (§4.1.1.1 NTC): ciò equivale ad una riduzione del 25% dei moduli elastici.

Per tenere conto in SLE delle condizioni fessurate che possono caratterizzare gli archi in muratura, SAV consente opzionalmente tale riduzione; tuttavia, si deve considerare che il procedimento non lineare di SAV può determinare la riduzione delle rigidezze attraverso il calcolo e in linea di principio non è necessario ridurre i moduli elastici per tener conto della fessurazione. La riduzione è comunque consigliabile qualora si decida di considerare soltanto il primo passo dell'analisi elastica non lineare, metodo equivalente all'esecuzione dell'analisi lineare senza correzioni di rigidezze, oppure la convergenza ottenuta in caso di verifiche di sicurezza tutte soddisfatte si riferisca al passo iniziale dell'analisi.

### **(2) Fattore di confidenza $F_c$ .**

Secondo quanto indicato in §C8.5.4 NTC: "I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali. (...)". In SAV  $F_c$  può essere applicato, oltre ai parametri di resistenza, anche ai moduli elastici.

### **Note sulla modellazione in presenza di rinforzi**

Come illustrato in precedenza, il modello elastico di SAV è un modello piano costituito da elementi finiti monodimensionali: le aste corrispondono ai conci costituenti l'arcata (volta) e sono collegate tra loro da nodi definiti dai baricentri delle interfacce tra conci.

In presenza di rinforzo con materiale composito le aste rappresentative dei conci possono trovarsi in una delle due situazioni seguenti.

(1) Nel concio l'arco reagente coincide con l'arco originario, non sono presenti fessurazioni e la sezione è interamente reagente (compressa). Il rinforzo non fornisce alcun contributo alla rigidezza dell'asta.

Nella matrice delle rigidezze i termini  $E \cdot A$  e  $E \cdot J_y$ , rappresentativi della rigidezza assiale e di quella flessionale, sono formati dal modulo di elasticità della muratura e da area e momento d'inerzia della sezione completa del concio.

(2) Il concio è interessato da una zona di fessurazione: la sezione reagente a compressione è ridotta rispetto alla sezione geometrica del concio, nei termini di rigidezza  $A$  e  $J_y$  sono corrispondentemente ridotte e si indicano con  $A^*$  e  $J_y^*$ . Le rigidezze complessive della sezione contengono anche il contributo del rinforzo: ( $E \cdot A$ ) originaria (dell'asta integra) diviene:  $(E \cdot A^* + E_f \cdot A_f)$ , dove  $E_f$  è il modulo di elasticità del rinforzo e  $A_f$  l'area della sezione trasversale del nastro, data dallo spessore moltiplicato per l'estensione del rinforzo in direzione trasversale;

( $E \cdot J_y$ ) originaria diviene:  $(E \cdot J_y^* + E_f \cdot A_f \cdot (h/2)^2)$  dove  $h$  è l'altezza del concio: in questa formulazione si tiene quindi conto del contributo di rigidezza flessionale del rinforzo, essendo il nodo strutturale collocato in posizione baricentrica (a metà altezza del concio).

Nel caso di rinforzo con cappa in calcestruzzo, nella procedura di calcolo si applicano le seguenti variazioni:

- la dimensione della sezione dell'arco ha un incremento pari allo spessore della cappa;
- il modulo di elasticità si assume pari alla media pesata di muratura e calcestruzzo in base agli spessori dei due materiali;
- con una media pesata analoga si definisce il peso specifico effettivo del concio composto da muratura e calcestruzzo.

## Algoritmo implementato in SAV

**0.** Si definisce il modello piano FEM dell'arco costituito da aste (corrispondenti ai conci) e nodi (corrispondenti alle interfacce tra conci, cioè ai giunti), carichi applicati nei nodi, materiale murario e vincoli (incastri alle imposte). Tutte le sezioni trasversali dell'arco (corrispondenti alle interfacce tra conci, cioè ai giunti) sono considerate interamente reagenti.

**Per ogni arco ideale** in cui il sistema voltato è suddiviso **e per ognuna delle Combinazioni di Condizioni di Carico CCC da analizzare per SLE** (CCC di tipo SLE), si applica la procedura descritta nei seguenti passi:

- 1.** Esecuzione dell'analisi elastica lineare: si determina lo stato di sollecitazione e di deformazione della struttura.
- 2.** Verifiche di sicurezza: utilizzando le caratteristiche di sollecitazione N,M,T si eseguono le verifiche di compressione, di estensione della zona reagente e di taglio, definendo i corrispondenti coefficienti di sicurezza.
- 3.** Se tutte le sezioni sono interamente reagenti, oppure se tutte le verifiche di sicurezza sono soddisfatte, la convergenza del metodo è ottenuta: l'analisi è terminata e si procede con il punto 6. Altrimenti, per le sezioni parzializzate si correggono i parametri statici sostituendo alla sezione geometrica la sezione reagente, definendo in tal modo rigidezze aggiornate.
- 4.** Si eseguono nuovamente l'analisi elastica lineare e le conseguenti verifiche di sicurezza.
- 5.** Se le zone reagenti determinate dalle verifiche coincidono con le sezioni parzializzate utilizzate per il calcolo delle rigidezze, il procedimento iterativo è giunto a convergenza e termina: si procede con il punto 6. Altrimenti, per le sezioni parzializzate si correggono i parametri statici sostituendo alla sezione geometrica la sezione reagente, aggiornando così le rigidezze delle aste del modello, e si torna al punto 4. Prima di tornare al punto 4. si controlla ovviamente il raggiungimento del massimo numero di iterazioni previsto dalle impostazioni dell'analisi elastica non lineare.
- 6.** I risultati in termini di sollecitazioni e deformazioni, inclusi gli spostamenti dei nodi, le corrispondenti verifiche di sicurezza ed il calcolo dell'ampiezza delle lesioni costituiscono i risultati finali dell'analisi elastica non lineare.

## Simbologia

utilizzata nel software SAV per i risultati dell'Analisi Elastica Lineare per SLE, per ogni arco ideale corrente in cui il sistema voltato è suddiviso e per ognuna delle Combinazioni di Condizioni di Carico CCC da analizzare per SLE, secondo le specifiche in input.

## SOLLECITAZIONI nei Nodi di interfaccia (giunti)

**N. nodo (giunto)** = numero del nodo del modello FEM, coincidente col numero dell'interfaccia (giunto), compreso fra 1 e n. Il n°1 coincide con l'imposta sinistra, il numero n è pari al numero totale di interfacce (=numero di conci + 1) e coincide con l'imposta destra. Il numero di nodo *i*-esimo viene ripetuto due volte in quanto coincidente col nodo finale *j* del concio *i-1* precedente e col nodo iniziale *i* del concio *i* successivo

**N. concio** = numero del concio cui si riferisce il nodo. Per due conci successivi, il nodo finale del concio precedente coincide col nodo iniziale del concio successivo

**b** = base della sezione trasversale, coincidente con la dimensione in profondità dell'arco

**h giunto** = altezza geometrica del giunto di interfaccia fra due conci consecutivi. Per un dato concio, ci sono due valori corrispondenti alle altezze geometriche alle interfacce iniziale e finale del concio, coincidenti con lo spessore del concio nel piano dell'arco. Nel caso di concio a sezione costante (arco a spessore costante) i due valori sono coincidenti; se lo spessore dell'arco è variabile, i due valori sono distinti: il valore medio fra interfaccia iniziale e interfaccia finale costituisce l'altezza geometrica del concio, utilizzata al passo iniziale dell'analisi FEM non lineare per il calcolo della rigidezza dell'asta corrispondente al concio

**h geom. concio** = altezza geometrica del concio data dalla media fra le due altezze geometriche iniziale e

finale del concio, tra loro distinte nel caso di arco a spessore variabile. L'altezza geometrica viene utilizzata per il calcolo della rigidezza al passo iniziale dell'analisi elastica non lineare e per il calcolo dello stato tensionale in corrispondenza del passo corrente dell'analisi sotto le sollecitazioni derivanti dalla risoluzione elastica al passo

**h calc. concio** = altezza di calcolo del concio, coincidente con la media delle zone reagenti (compresse) del giunto di interfaccia iniziale e del giunto di interfaccia finale. Ad un dato passo dell'analisi FEM non lineare, si sottopongono a verifica di sicurezza tutte le interfacce dei conci; ognuna compare due volte in quanto coincidente col nodo finale del concio precedente e col nodo iniziale del concio successivo. Il calcolo dello stato tensionale determina la zona reagente, e quindi per un dato concio si ha una zona reagente al nodo iniziale ed una al nodo finale: la loro media costituisce l'altezza di calcolo del concio, con cui viene aggiornata la rigidezza dell'asta (corrispondente al concio) al passo successivo dell'analisi non lineare

**Sf.norm. N, Taglio T, Momento M** = caratteristiche di sollecitazione risultate dall'analisi FEM. Il segno riportato in tabella segue le seguenti convenzioni: sforzo normale positivo se di compressione; momento positivo se tende le fibre inferiori, cioè di intradosso (il momento positivo coincide quindi col senso orario al nodo iniziale del concio e col senso antiorario al nodo finale); taglio positivo se procedendo verso l'interno del concio genera momento positivo.

**Spost. vert. nodo** = spostamento verticale del nodo, risultato dell'analisi FEM

## TENSIONI nei giunti e VERIFICHE DI SICUREZZA

**N. nodo (giunto), N. concio** = significato identico alla tabella precedente

**h** = altezza geometrica del giunto di interfaccia fra due conci consecutivi, utilizzata per il calcolo dello stato tensionale

**ecc** = eccentricità dello sforzo normale, pari a  $(M/N)$ . L'eccentricità è positiva se lo sforzo normale genera momento positivo, cioè tende le fibre in intradosso, il che significa che la curva delle pressioni è spostata dall'asse dell'arco verso l'estradosso

**$\sigma_{c,max}$**  = tensione massima di compressione  $\sigma_{c,max}$

**$\sigma_{c,min}$**  = tensione minima di compressione;  $\sigma_{c,min}$  è nulla se la sezione è parzializzata

**$\sigma_{c,med}$**  = tensione media di compressione, calcolata sulla zona reagente a compressione

**f,md** = resistenza a compressione di progetto

**zona compr** = zona compressa della sezione (con riferimento alla sezione geometrica, sulla quale si calcola il campo tensionale)

**zona tesa** = zona tesa della sezione (con riferimento alla sezione geometrica)

**$\epsilon_{c,max}$**  = deformazione massima per compressione, data da  $\sigma_{c,max}/E_m$ , con  $E_m$  modulo di elasticità della muratura

**$\epsilon_{t,max}$**  = deformazione massima per trazione, calcolata con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane

**C.Sic. compr.** = coefficiente di sicurezza a compressione, pari al rapporto  $(f,md / \sigma_{c,max})$

**C.Sic. zona reag.** = coefficiente di sicurezza per estensione di zona reagente, pari al rapporto  $(0.2 \cdot h/z)$  (questo risultato è presente nel caso che nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata la corrispondente opzione: scheda Verifiche, Analisi Elastica, Eseguire anche il controllo sulla compressione nel giunto per almeno l'80% della sua estensione)

*Verifica a Taglio per muratura:*

$\tau$  = tensione tangenziale media, pari al rapporto  $(T/A)$  dove  $A=b \cdot h$  è l'area della sezione geometrica

**$0.5 \cdot \sigma_{c,med}$**  = massimo valore ammissibile per la tensione tangenziale media

*Verifica a Taglio per calcestruzzo:*

**T** = sollecitazione di taglio, risultante dall'analisi FEM

**V,Rd** = taglio resistente calcolato secondo la formulazione di NTC (§4.1.11.1) o delle Linee Guida 2022 per i ponti esistenti (§6.3.5.2), in base all'opzione scelta nei Parametri di Calcolo

*Coefficiente di sicurezza a Taglio:*

**C.Sic. tag** = coefficiente di sicurezza a taglio, pari al rapporto  $(0.5 \sigma_{c,med} / \tau)$  per muratura e  $(V,Rd / T)$  per

Dopo la tabella 'tensioni nei giunti e verifiche di sicurezza' sono riportati i seguenti risultati:

- **reazioni vincolari** alle imposte, nel sistema di riferimento assoluto: RX è la reazione orizzontale, RZ la reazione verticale e MY il momento d'imposta. Le azioni esercitate dall'arco sulle imposte sono uguali e contrarie: -RX è la spinta dell'arco sull'imposta
- **spostamento verticale** massimo
- **tipologia di analisi eseguita** (con informazioni sulle iterazioni eseguite nel processo non lineare)
- **verifica soddisfatta o NON soddisfatta**
- controllo sull'**accertamento dell'esistenza di campi di tensione equilibrati di pura compressione**, ossia di sezioni interamente reagenti
- **coefficiente di sicurezza minimo**, considerando tutte le verifiche eseguite, riferito alla CCC corrente e all'arco ideale corrente
- eventuale **indicazione di risultati in evidenza**. Vengono segnalate, se rilevate nelle verifiche eseguite, le seguenti condizioni:
  - \* = ecc.>(h/6). Curva delle pressioni interna all'arco ma esterna al nocciolo d'inerzia
  - \* = verifica non soddisfatta (il coefficiente di sicurezza in colore rosso indica verifica non soddisfatta)
  - \* = ecc.>=(h/2). Curva delle pressioni non interna all'arco
  - = coefficiente di sicurezza ignorato per impostazioni in input sui conci da sottoporre a verifica
- **elenco delle zone con fessurazioni lungo l'arco**, con calcolo dell'ampiezza delle lesioni

Se le CCC di tipo SLE sono più di una, al termine delle verifiche delle CCC viene riportato il **C.Sic. minimo per l'arco corrente**, riferito a tutte le CCC di tipo SLE.

Se la volta è composta da più archi ideali, al termine delle verifiche di tutti gli archi ideali viene riportato il **C.Sic. minimo assoluto**, ottenuto considerando tutte le CCC di tipo SLE e tutti gli archi ideali che compongono il sistema voltato.

## 8.8. ANALISI MODALE

L'analisi modale in SAV consiste nel calcolo dei modi propri di vibrare (periodi e corrispondenti deformate modale), elaborati su modello elastico riferito alle masse corrispondenti agli stati limite considerati: SLE per analisi elastica, SLU: EQU per analisi statica, SLU: SLV per analisi sismica, in condizione integre o fessurate. La modellazione della struttura ad arco è condotta in modo del tutto analogo all'Analisi elastica, secondo un modello ad elementi finiti (FEM) monodimensionali aventi comportamento elastico lineare.

Il vincolamento alle imposte può essere incastro, cerniera o semincastro, con grado di incastro intermedio. Nell'analisi elastica, SAV gestisce la non linearità attraverso la non resistenza a trazione, applicando un procedimento iterativo che corregge le proprietà statiche delle sezioni trasversali degli elementi sottoposti a verifica tensionale, riducendo la sezione geometrica iniziale alla sola parte reagente a compressione, fino a determinare, se possibile, la convergenza in corrispondenza di verifiche di sicurezza soddisfatte. Risulta così determinato un arco reagente, corrispondente alla parte strutturale che contiene il flusso delle tensioni di compressione.

Nell'analisi limite, SAV risolve la struttura in campo statico (SLU: EQU) o sismico (SLU: SLV) con riferimento al modello rigido-fragile, ed in corrispondenza di una data soluzione statica è possibile definire un campo di fessurazioni determinate dall'arco reagente.

L'analisi modale in SAV può essere eseguita, secondo l'opzione scelta in input, in una delle due seguenti modalità:

- elastica, con struttura integra, completamente reagente;
- fessurata, con riferimento all'arco reagente, ossia alle sezioni geometriche ridotte considerando la sola

parte reagente a compressione e quindi, a parità di masse, con rigidzze ridotte. Per ogni stato limite considerato e per ogni arco ideale e Combinazione di Condizioni di Carico esaminati, l'arco reagente è quello determinato dalla corrispondente configurazione di sollecitazione elaborata dall'analisi.

Nella modellazione FEM la struttura viene considerata come un assemblaggio di pezzi discreti, chiamati elementi, interconnessi in un numero finito di punti o nodi. Nei modelli monodimensionali, gli elementi sono le aste ed i nodi sono le connessioni fra le aste.

Il modello utilizzato per l'analisi modale in SAV, analogo al modello dell'analisi elastica, è un modello piano costituito da elementi finiti monodimensionali: le aste corrispondono ai conci costituenti l'arcata (volta) e sono collegate tra loro da nodi definiti dai baricentri delle interfacce tra conci (fig. 1). Questa modellazione è prevista dalla normativa (CNR-DT 213/2015, §8.4: modello bidimensionale) dove si indica che l'arcata può essere modellata con elementi trave ad asse rettilineo (i conci) (§8.4.2).

In analisi modale viene costruita una matrice di rigidzza globale assemblando le matrici di rigidzza dei singoli elementi, mentre le masse agenti vengono concentrate nei nodi e corrispondono ai carichi verticali gravitazionali. I gradi di libertà dinamici corrispondono ai movimenti dei nodi, e nel modello piano 2D (piano XZ contenente il piano medio della volta) consistono nelle traslazioni secondo gli assi di riferimento: X e Z.

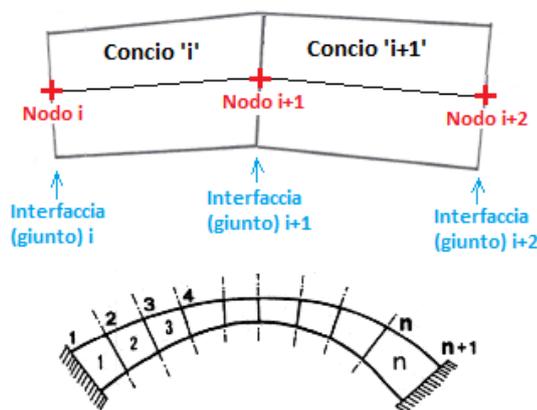


Fig. 1. Modellazione bidimensionale. Numerazioni dei nodi (interfacce = giunti) e delle aste (=conci)

In sintesi, l'analisi modale condotta con il metodo degli elementi finiti consiste nei seguenti passi:

- schematizzazione della struttura mediante nodi ed elementi;
- creazione della matrice di rigidzza di ogni singolo elemento ('asta') utilizzato;
- assemblaggio delle matrici di rigidzza delle aste nella matrice di rigidzza globale: **K**;
- definizione delle masse concentrate nodali corrispondenti ai carichi verticali distribuiti e concentrati di tipo gravitazionale;
- assemblaggio delle masse nodali nella matrice di massa globale **M**;
- risoluzione del problema generalizzato agli autovalori e autovettori:  $\mathbf{K} \mathbf{x} = \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{x}$  con determinazione dei modi di vibrare, dove  $\omega$  è la pulsazione (autovalore) e  $\mathbf{x}$  il corrispondente autovettore (deformata modale).

Più in dettaglio, lo studio delle vibrazioni libere di un sistema strutturale viene formulato nel modo seguente.

Considerando un sistema ad un solo grado di libertà, caratterizzato da: massa  $m$ , costante elastica  $k$ , spostamento  $u$ , la forza d'inerzia  $m\ddot{u}$  deve essere in equilibrio con la forza elastica  $ku$ , pertanto:

$m\ddot{u} + ku = 0$ , ovvero:  $\ddot{u} + \omega^2 u = 0$ , dove:  $\omega = \sqrt{K/m}$  è la pulsazione di questo sistema di vibrazioni libere.

La soluzione dell'equazione è data da:  $u = \dot{u}_0/\omega \sin \omega t + u_0 \cos \omega t$ , dove  $u_0$  e  $\dot{u}_0$  sono rispettivamente lo spostamento e la velocità iniziali. Il periodo del moto armonico è:  $T = 2\pi/\omega$ .

Nel caso di un sistema a N gradi di libertà, per determinare i periodi propri e le forme modali l'equazione di moto diviene:

$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = 0$ , con  $\mathbf{M}$  matrice di massa,  $\mathbf{K}$  matrice di rigidità,  $\mathbf{u}$  vettore degli spostamenti.

La soluzione è data dal moto armonico semplice:  $\mathbf{u} = \mathbf{x} \sin \omega t$ , dove  $\mathbf{x}$  è il vettore con le ampiezze di vibrazione.

Segue:  $\ddot{\mathbf{u}} = -\omega^2 \mathbf{x} \sin \omega t$ , e l'equazione di moto diviene:

$\mathbf{K} \mathbf{x} - \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{x} = 0$ , ossia:  $\mathbf{K} \mathbf{x} = \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{x}$ :

questa equazione ammette valori non tutti nulli di  $\mathbf{x}$  se e solo se il determinante dei coefficienti si annulla:  $|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0$ . La soluzione di questa equazione fornisce i valori  $\omega_i$  delle frequenze proprie del sistema (autovalori) ( $i=1, \dots, N$ ) e quindi i corrispondenti periodi propri  $= 2\pi/\omega_i$ . Ad ogni periodo è associato un vettore  $\mathbf{x}^{(i)}$  (autovettore) che, a meno di una costante, definisce la forma modale dell'i-esimo modo proprio di vibrare del sistema strutturale.

Il metodo risolutivo del problema agli autovalori implementato in SAV è il metodo SubSpace Iteration (iterazione nel sottospazio); per i dettagli teorici sul metodo si rinvia ai testi specializzati sulla dinamica delle strutture. Dal punto di vista informatico è stato fatto riferimento alle librerie Lapack (<https://www.netlib.org/>), in uso da tempo e contenenti algoritmi testati dalla comunità scientifica, in grado di assicurare precisione e stabilità numerica.

L'analisi modale viene completata con la definizione dei coefficienti di partecipazione modale  $\mathbf{g}^{(i)}$  e della massa modale efficace  $\mathbf{M}^{(i)}$ . Considerando il modello piano dell'arco (posto nel piano XZ), con masse  $M_j$  ( $j=1, \dots, n$ ), per il modo i-esimo, indicando con  $(x_j^{(i)}, z_j^{(i)})$  le componenti secondo X e Z di  $\mathbf{x}^{(i)}$ , si definiscono:  $M_i^* = \sum(M_j x_j^{(i)2}) + \sum(M_j z_j^{(i)2})$ , e le seguenti grandezze:

coefficienti di partecipazione:  $g_x^{(i)} = \sum(M_j x_j^{(i)2}) / M_i^*$ ,  $g_z^{(i)} = \sum(M_j z_j^{(i)2}) / M_i^*$

masse modali efficaci:  $M_x^{(i)} = [\sum(M_j x_j^{(i)})]^2 / M_i^*$ ,  $M_z^{(i)} = [\sum(M_j z_j^{(i)})]^2 / M_i^*$

La massa modale efficace del modo i-esimo in una direzione può essere interpretata come la parte di massa totale che viene movimentata da tale modo in quella direzione. Questa interpretazione è rigorosamente vera solo se il sistema ha gradi di libertà secondo una sola direzione (X o Z) e con masse tutte uguali: in tal caso, infatti, la massa totale è pari alla somma estesa a tutti i modi delle masse modali efficaci.

La massa modale efficace dipende dalla deformata modale, poiché non tutte le masse strutturali vibrano con la stessa efficacia in ciascuna modalità. Soprattutto nel caso di deformate modali superiori, alcune masse possono vibrare di meno o non vibrare affatto. Per ognuna delle due direzioni si definisce **modo fondamentale** (o 'primo modo') il modo che movimentata la maggior parte delle masse in tale direzione. Generalmente, le prime deformate modali, caratterizzate dai periodi più alti, sono quelle che movimentano la maggior parte delle masse.

Fra tutti i modi calcolati, corrispondenti ai gradi di libertà dinamici del sistema, rivestono interesse i modi che, a partire dal primo, assicurano che la somma delle masse modali efficaci sia pari ad almeno l'85% della massa totale. Ciò assume particolare importanza nelle analisi sismiche dinamiche, dove vengono valutate forze sismiche spettrali competenti ai diversi modi di vibrare, che vengono tra loro combinate come indicato in §7.3.3.1 di NTC18 per tenere conto dello sfasamento fra i modi.

In SAV l'analisi modale non viene utilizzata ai fini di un'analisi sismica dinamica lineare: l'analisi sismica in SAV viene infatti eseguita con il modello rigido-fragile, seguendo la teoria di Heyman.

La motivazione di ciò risiede in quanto affermato nelle CNR-DT 213/2015, riferito in tale contesto ai ponti in muratura ma immediatamente estendibile in generale ai sistemi voltati in muratura:

*"1.4 AZIONE SISMICA (...) Il comportamento certamente non lineare della struttura, deriva principalmente dalla debole resistenza a trazione del materiale, che al limite è nulla, da fenomeni di schiacciamento, e dal possibile dislocamento del pietrame nel corso dello scuotimento sismico. La non-linearità del sistema strutturale rende vane, o comunque di dubbia efficacia, analisi basate sul principio di sovrapposizione, priva di senso le analisi modali e inficia la stessa rappresentazione della azione sismica attraverso gli spettri di risposta*

elastici (...)"

Come affermato in precedenza, l'analisi modale in SAV allo studio delle vibrazioni proprie del sistema voltato sotto carichi e fessurazioni corrispondenti allo stato limite di esercizio o agli stati limite ultimi. I risultati illustrano tutti i modi di vibrare significativi, affinché siano disponibili tutte le informazioni su periodi, forme modali e masse modali efficaci, garantendo l'individuazione dei modi più significativi ed in particolare dei modi principali nelle due direzioni di riferimento X e Z.

In SAV è possibile specificare il numero di modi da calcolare e quelli da considerare per mostrare i risultati. Per il **numero di modi da calcolare** è possibile scegliere tra le seguenti opzioni:

- tutti i modi corrispondenti ai gradi di libertà dinamici del sistema;
- un numero di modi specificato in input (con limite superiore dato dal n° dei gradi di libertà dinamici).

Si osservi che in dipendenza dalla struttura, può essere necessario il calcolo di un numero elevato di modi, per assicurare l'individuazione del modo principale e per movimentare una percentuale sufficiente di massa. Le opzioni A) C) E) di seguito riportate, relative al 'Numero di modi da considerare', impongono necessariamente il calcolo di tutti i modi di vibrare; scegliendo le opzioni B) D) occorre il controllo a posteriori della massa movimentata.

Per il **numero di modi da considerare** sono disponibili le seguenti opzioni:

- A) tutti i modi calcolati;
- B) un numero di modi specificato in input (con limite superiore dato dal numero dei modi calcolati);
- C) tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% (con questa opzione vengono sempre calcolati tutti i modi);
- D) un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (un limitato numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti quelli calcolati, e nei risultati si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%);
- E) tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (vengono sempre calcolati tutti i modi) (opzione indicata in §7.3.3.1 di NTC18).

I carichi applicati sull'arcata, definiti nel modello di SAV sui conci, vengono attribuiti ai nodi nel seguente modo: considerando l'arco modellato nel piano XZ, la forza verticale  $F_z$  viene riportata al baricentro del concio e scomposta in parti uguali ai due nodi iniziale e finale del concio. Di conseguenza, nel nodo  $i$ -esimo (coincidente col nodo finale  $j$  del concio  $i-1$  precedente e col nodo iniziale  $i$  del concio  $i$  successivo) agisce la somma di due contributi di carico relativi ai due conci.

Per quanto riguarda le convenzioni sui segni, in ambiente SAV la forza verticale Z in input nelle CCE è positiva e di tipo gravitazionale se verso il basso.

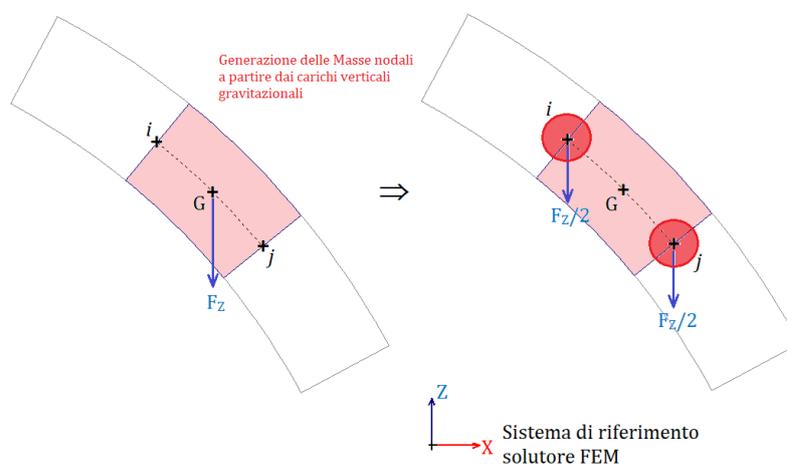


Fig. 2. Attribuzione dei carichi ai nodi e generazione delle masse nodali

In SAV una Volta può essere composta da uno o più archi affiancati, in cui la Volta viene suddivisa. Per ogni arco, SAV esegue l'analisi modale per le seguenti configurazioni:

in analisi elastica, per tutte le CCC da analizzare per SLE;

in analisi statica SLU: EQU: per tutte le CCC;

in analisi sismica SLU: SLV: per la direzione X nei due versi +X e -X.

I modi di vibrare possono quindi differire fra le diverse configurazioni esaminate, cui in generale corrispondono masse diverse e diversi stati di fessurazione, ed in particolare nel caso di più archi ideali possono differire tra i vari archi affiancati, in particolare se vi sono carichi presenti solo su una parte della struttura (non su tutti gli archi). La diversità dei modi di vibrare fra archi affiancati costituisce una semplificazione del problema spaziale: tuttavia, le informazioni ottenute possono essere significative per inquadrare in prima approssimazione la modifica della forma modale nella direzione trasversale Y rispetto al piano medio dell'arcata (piano XZ) (considerazioni analoghe possono essere condotte per i risultati delle analisi elastiche di archi affiancati, relativamente alle sollecitazioni e alle deformazioni).

Nell'analisi modale riferita alle masse e alle fessurazioni dell'analisi elastica SLE, in una data CCC si considerano - secondo i dati in input - una o più CCE (riconosciute in base al moltiplicatore non nullo: il moltiplicatore definito in SAV viene utilizzato per le combinazioni SLU, e se non nullo viene posto pari a 1 per la combinazione SLE). I carichi della CCC sono composti dall'assemblaggio dei carichi delle CCE considerate, ognuna delle quali è affetta dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_0$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione caratteristica impiegata per gli SLE ([2.5.2] in §2.5.3, NTC18 e §3.9 in CNR-DT 213/2015).

Nell'analisi modale riferita alle masse e alle fessurazioni dell'analisi statica condotta per SLU (EQU), si considerano le diverse CCC definite. I carichi delle CCC sono composti dall'assemblaggio dei carichi delle CCE considerate, ognuna delle quali è affetta dal proprio moltiplicatore (inteso come coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ) e dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_0$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione fondamentale impiegata per gli SLU ([2.5.1] in §2.5.3, NTC18).

Nell'analisi modale riferita alle masse e alle fessurazioni dell'analisi sismica condotta per SLU (SLV), si considerano le due combinazioni sismiche +X e -X, ognuna determinata dall'assemblaggio dei carichi delle CCE contrassegnati come agenti sismicamente (carichi gravitazionali) ed affetta dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_2$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione sismica ([2.5.5] in §2.5.3, NTC18).

## Moduli di elasticità

Alle aste vengono attribuiti i moduli di elasticità longitudinale e tangenziale della muratura definiti nei dati della volta.

Nelle analisi elastiche in generale viene fatto riferimento ai valori medi dei moduli di elasticità, come specificato in §4.1.1.1 NTC per gli elementi in calcestruzzo: in assenza di indicazioni specifiche per la muratura, il riferimento ai valori medi si può ritenere valido anche per gli elementi strutturali in muratura (i valori medi dei moduli elastici sono peraltro normalmente assunti per i livelli di conoscenza LC1 e LC2). In ogni caso, i moduli di elasticità utilizzati vengono definiti in input.

In SAV sono inoltre previste due possibili riduzioni dei valori di riferimento dei moduli elastici, con riguardo ai seguenti aspetti:

### (1) Rigidezze fessurate.

Nelle analisi elastiche lineari in condizioni statiche NTC non prevede riduzioni dei moduli di elasticità a causa delle condizioni fessurate, tranne il caso degli elementi in calcestruzzo per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro, per i quali negli stati limite di esercizio si devono assumere rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate, essendo queste ultime assunte pari alla metà di quelle delle sezioni interamente reagenti (§4.1.1.1 NTC): ciò equivale ad una riduzione del 25% dei moduli elastici.

Per tenere conto in SLE delle condizioni fessurate che possono caratterizzare gli archi in muratura, SAV consente opzionalmente tale riduzione; tuttavia, si deve considerare che il procedimento non lineare di SAV può determinare la riduzione delle rigidità attraverso il calcolo e in linea di principio non è necessario ridurre i moduli elastici per tener conto della fessurazione. La riduzione è comunque consigliabile qualora si decida di eseguire l'analisi modale in modalità elastica, con struttura completamente reagente.

Analogamente, per l'analisi modale riferita all'analisi statica SLU: EQU, viene applicata se richiesta la riduzione del 25%.

Nel caso invece di analisi modale associata all'analisi sismica SLU: SLV, la riduzione è pari al 50% (§7.2.6). Tuttavia, per le analisi modali riferite alle analisi limite statica e sismica si può osservare che l'analisi in condizione fessurate corrispondenti all'arco reagente determinato dalla soluzione determina implicitamente la riduzione della rigidità nella definizione delle sezioni delle aste di modello e pertanto può non essere scelta l'opzione di riduzione dei moduli elastici.

## **(2) Fattore di confidenza $F_c$ .**

Secondo quanto indicato in §C8.5.4 NTC: "I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali. (...)". In SAV FC può essere applicato, oltre ai parametri di resistenza, anche ai moduli elastici.

## **Note sulla modellazione in presenza di rinforzi**

Come illustrato in precedenza, il modello elastico di SAV è un modello piano costituito da elementi finiti monodimensionali: le aste corrispondono ai conci costituenti l'arcata (volta) e sono collegate tra loro da nodi definiti dai baricentri delle interfacce tra conci.

Quando viene eseguita l'analisi in condizioni fessurate, in presenza di rinforzo con materiale composito le aste rappresentative dei conci possono trovarsi in una delle due situazioni seguenti.

(1) Nel concio l'arco reagente coincide con l'arco originario, non sono presenti fessurazioni e la sezione è interamente reagente (compressa). Il rinforzo non fornisce alcun contributo alla rigidità dell'asta.

Nella matrice delle rigidità i termini  $E \cdot A$  e  $E \cdot J_y$ , rappresentativi della rigidità assiale e di quella flessionale, sono formati dal modulo di elasticità della muratura e da area e momento d'inerzia della sezione completa del concio.

(2) Il concio è interessato da una zona di fessurazione: la sezione reagente a compressione è ridotta rispetto alla sezione geometrica del concio, nei termini di rigidità  $A$  e  $J_y$  sono corrispondentemente ridotte e si indicano con  $A^*$  e  $J_y^*$ . Le rigidità complessive della sezione contengono anche il contributo del rinforzo:  $(E \cdot A)$  originaria (dell'asta integra) diviene:  $(E \cdot A^* + E_f \cdot A_f)$ , dove  $E_f$  è il modulo di elasticità del rinforzo e  $A_f$  l'area della sezione trasversale del nastro, data dallo spessore moltiplicato per l'estensione del rinforzo in direzione trasversale;

$(E \cdot J_y)$  originaria diviene:  $(E \cdot J_y^* + E_f \cdot A_f \cdot (h/2)^2)$  dove  $h$  è l'altezza del concio: in questa formulazione si tiene quindi conto del contributo di rigidità flessionale del rinforzo, essendo il nodo strutturale collocato in posizione baricentrica (a metà altezza del concio).

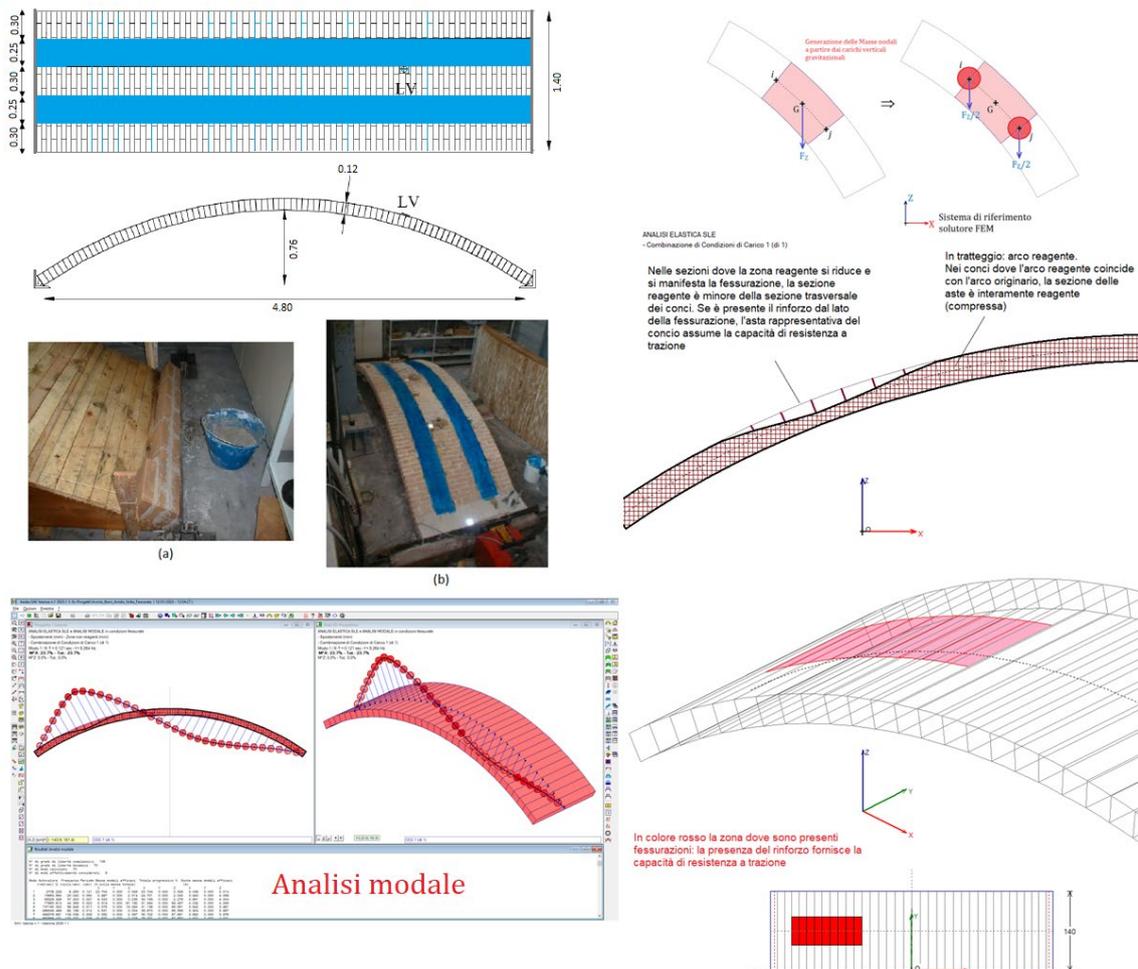
Nel caso di rinforzo con cappa in calcestruzzo, nella procedura di calcolo si applicano le seguenti variazioni:

- la dimensione della sezione dell'arco ha un incremento pari allo spessore della cappa;
- il modulo di elasticità si assume pari alla media pesata di muratura e calcestruzzo in base agli spessori dei due materiali;
- con una media pesata analoga si definisce il peso specifico effettivo del concio composto da muratura e calcestruzzo.

**VOLTE IN MURATURA: COMPORTAMENTO DINAMICO DELLA STRUTTURA ORIGINARIA, DANNEGGIATA E RINFORZATA**

Autore: Francesco Pugi\*, \* Ricerca e Sviluppo di AEDES Software  
 Articolo in corso di pubblicazione su [Ingenio \(20.01.2025\)](#)

- Le **strutture voltate** sono sistemi di antica concezione e realizzazione, frequentemente **danneggiati dagli eventi subiti** nel corso della loro vita, in particolare **per effetto delle azioni sismiche**. Le **tecniche di riparazione e di rinforzo sono finalizzate a ripristinare e se necessario implementare le capacità originarie**.
- Le **proprietà dinamiche dei sistemi voltati**, determinate attraverso l'analisi modale, assumono un ruolo significativo in relazione a **diversi stati della struttura**: la configurazione originaria; lo stato danneggiato per effetto di un evento statico o sismico sfavorevole; lo stato rinforzato a seguito di un intervento di consolidamento.
- **Indagini sperimentali e analitiche** condotte con il software professionale Aedes.SAV mostrano che **il rinforzo con materiale composito è in grado di ristabilire il comportamento dinamico originario di volte danneggiate**. Il ripristino si consegue senza la modifica delle condizioni di vincolo e senza l'incremento dei carichi permanenti, a differenza di tecniche tradizionali quali la realizzazione di una cappa in calcestruzzo.



# INDICE

- [1. Introduzione](#)
- [2. Il comportamento dinamico delle volte in muratura](#)
- [3. Analisi modale di volte in muratura](#)
- [4. Analisi modale con il software Aedes.SAV](#)
- [5. Applicazione al caso studio. Validazione del software](#)
  - [5.1. Volta integra](#)
  - [5.2. Volta fessurata](#)
  - [5.3. Volta rinforzata](#)
- [Conclusioni](#)
  
- [Bibliografia di riferimento](#)

## 1. INTRODUZIONE

Il crescente interesse per la conservazione ed il consolidamento dei **sistemi voltati in muratura**, presenti in gran numero negli edifici storici e monumentali, ha determinato la **necessità di individuare adeguati metodi di analisi e di valutazione delle tecniche di rinforzo**.

Le strutture voltate sono sistemi di antica concezione e realizzazione, frequentemente danneggiati dagli eventi subiti nel corso della loro vita, in particolare per effetto delle azioni sismiche. Le tecniche di riparazione e di rinforzo sono finalizzate a ripristinare e se necessario implementare le capacità originarie.

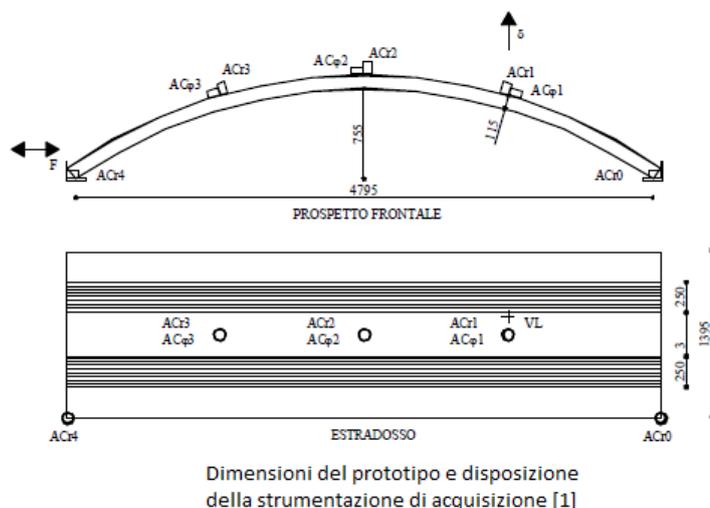
Le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi sono condotte con metodi appropriati, fondati sull'equilibrio in rapporto alla forma geometrica: per le verifiche di sicurezza statiche e sismiche si può adottare l'analisi limite.

Le condizioni elastiche rivestono tuttavia particolare interesse sia per il comportamento in esercizio riguardante in particolare gli spostamenti, sia per le proprietà dinamiche relativamente ai modi propri (frequenze e forme modali). **Le proprietà dinamiche vengono determinate attraverso l'analisi modale**, che può essere condotta in relazione a diversi stati della struttura: la configurazione originaria; lo stato danneggiato per effetto di un evento statico o sismico sfavorevole; lo stato rinforzato a seguito di un intervento di consolidamento.

**Procedure software appropriate, fondate sull'analisi dell'arco modellato in conci, consentono la stima delle proprietà dinamiche** e, attraverso il confronto con i dati sperimentali, mostrano una buona capacità di individuazione dei corretti modi propri di vibrazione nei diversi stati strutturali.

## 2. IL COMPORTAMENTO DINAMICO DELLE VOLTE IN MURATURA

In un lavoro di riferimento per lo studio del comportamento dinamico di volte in muratura sollecitate da azioni dinamiche ([1], in seguito sviluppato ulteriormente in [2]), gli Autori, **nell'ambito di un programma sperimentale**, hanno valutato il **comportamento dinamico di un prototipo** costituito da una volta a profilo circolare in muratura in scala reale. Focalizzando l'attenzione sulle oscillazioni libere, nella prima prova si sono definiti i modi propri di vibrare della volta imponendo uno spostamento a 1/4 della luce (sezione di rene) per poi rilasciarla registrando le conseguenti oscillazioni libere. L'imposizione dello spostamento in questa sezione sollecita il primo modo di vibrare della struttura (fig. 1).



Modalità di imposizione della deformata iniziale sulla volta integra ad un quarto della luce: innalzamento della volta per consentire le vibrazioni libere [1] [2]

Fig. 1. Dimensioni del prototipo ed innalzamento per lo studio delle oscillazioni libere [1] [2]

In una fase successiva, è stata applicata una forza statica in grado di provocare fessurazione, calibrando il carico per tendere alla configurazione corrispondente alla formazione di tre cerniere, evitando la quarta che avrebbe prodotto il collasso del sistema (fig. 2).



Fig. 2. Applicazione di una forza ad 1/4 della luce dell'arco per ottenere la configurazione danneggiata [1]

Tolta la forza statica, alla volta lesionata è stata data una configurazione deformata simile a quella adottata per la volta integra, e quindi rilasciata affinché oscillasse liberamente. E' così possibile **confrontare la frequenza fondamentale corrispondente al primo modo di vibrare tra stato integro originario e stato danneggiato**; lo stato danneggiato mostra una diminuzione della frequenza.

La volta lesionata è stata infine rinforzata con nastri in GFRP (fibre di vetro) applicati in estradosso (fig. 3).

La prova dinamica condotta imponendo alla volta la deformata iniziale per poi lasciarla oscillare liberamente, in modo analogo alle prove precedenti, ha mostrato un **aumento della frequenza propria**.

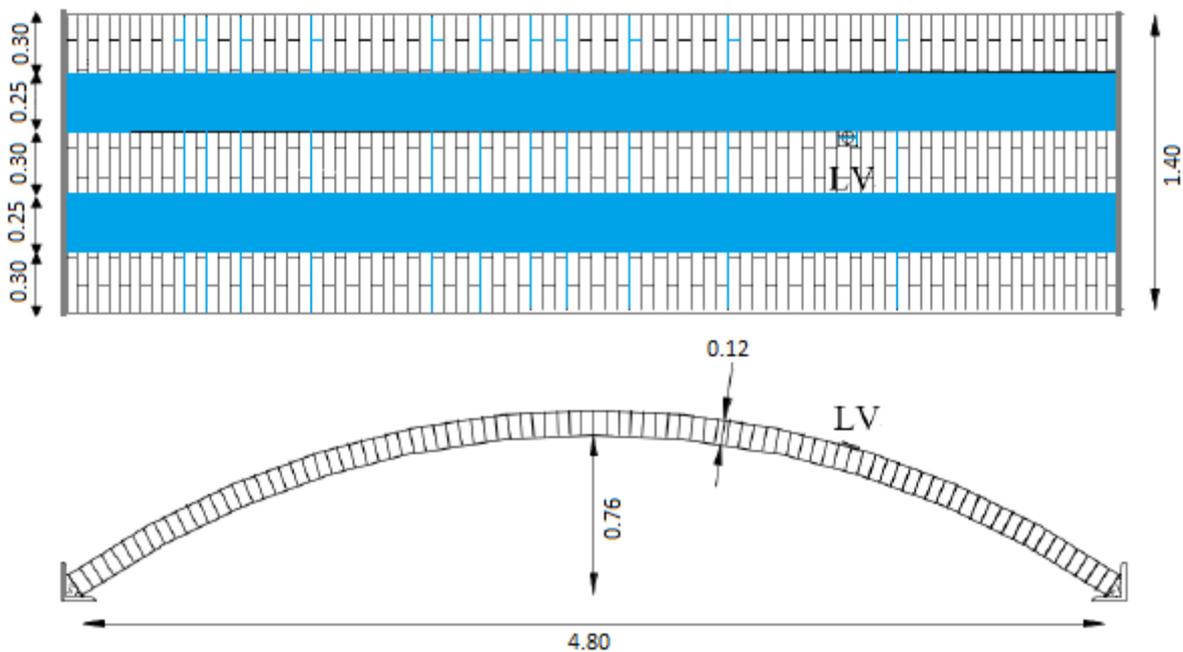


Fig. 3. Rinforzo della volta con nastri in GFRP (rielaborazione da [2])

Come specificato nella Ricerca, l'aumento della frequenza propria indica l'**effetto positivo prodotto dall'applicazione del rinforzo con materiale composito**, il cui contributo si ripercuote in un aumento della rigidità del sistema in corrispondenza delle sezioni fessurate e conseguentemente nel suo complesso. **L'applicazione del rinforzo con materiale composito tende quindi a ripristinare il comportamento dinamico della struttura integra originaria.**

In una fase finale della sperimentazione, la volta è stata portata a collasso applicando un carico concentrato

a metà luce, incrementandolo staticamente. La presenza del rinforzo ha impedito la formazione del meccanismo di collasso cinematico tipico delle strutture voltate, determinando una crisi per resistenza del materiale murario, ossia nella muratura per compressione (schiacciamento).

Lo studio illustrato in [2] amplia le considerazioni espresse in [1], rielaborando i risultati di un'indagine sperimentale condotta sia in laboratorio sia con prove in sito, riguardante il comportamento di volte in muratura di mattoni rinforzate con FRP sottoposte ad un carico dinamico.

Per le prove di laboratorio, le volte in mattoni sono state costruite con mattoni pieni di argilla levigata e malta di deboli caratteristiche meccaniche; le prove sono state finalizzate allo studio del comportamento dinamico negli stati integro, danneggiato e rinforzato. Le prove in sito hanno riguardato una sottile volta in mattoni di una residenza aristocratica della città del XVIII secolo dell'Aquila, Italia, danneggiata dal terremoto del 2009.

L'indagine dimostra che **il rinforzo con materiale composito ristabilisce il comportamento elastico di volte danneggiate**: in altre parole, si ribadisce che l'intervento determina un sostanziale ripristino della frequenza principale originaria. Grazie alla tecnica del materiale composito, **il ripristino delle condizioni antecedenti al danno si consegue senza la modifica delle condizioni di vincolo e senza l'incremento dei carichi permanenti, vantaggi** che affiancano la caratteristica di non invasività, a differenza di tecniche tradizionali quali la realizzazione di una cappa in c.a. estradossale.

### 3. ANALISI MODALE DI VOLTE IN MURATURA

Nel presente lavoro viene mostrata l'**applicazione del software di uso professionale dedicato all'analisi delle strutture murarie voltate Aedes.SAV [3] per lo studio delle proprietà dinamiche delle volte**, valutando attraverso l'analisi modale le caratteristiche originarie di un sistema voltato, quelle legate ad uno stato di danneggiamento ed infine le proprietà implementate attraverso l'applicazione di un rinforzo in composito.

Nel software SAV la progettazione del rinforzo con sistemi compositi di varia tipologia, consiste nell'**accertare il miglioramento della risposta strutturale agli stati limite ultimi, sia in campo statico che sismico**. La resistenza a trazione offerta dal rinforzo tende ad impedire la formazione dei meccanismi di collasso, conseguendo indicatori di rischio statico e sismico maggiori rispetto allo stato originario. In SAV la verifica strutturale della sicurezza sistema voltato nei confronti degli stati limite ultimi (EQU in statica, SLV in sismica) viene condotta con l'analisi limite, seguendo la teoria rigido-fragile di Heyman, ossia attribuendo le capacità strutturali della volta alla resistenza per forma, strettamente legata alla geometria e alle condizioni di equilibrio.

Peraltro, è noto che un'analisi sismica dinamica modale in campo elastico lineare ai fini della verifica di sicurezza non è appropriata per le strutture voltate. La motivazione di ciò risiede in quanto affermato nelle CNR-DT 213/2015, riferito in tale contesto ai ponti in muratura ma immediatamente estendibile in generale ai sistemi voltati in muratura:

*"1.4 AZIONE SISMICA (...) Il comportamento certamente non lineare della struttura, deriva principalmente dalla debole resistenza a trazione del materiale, che al limite è nulla, da fenomeni di schiacciamento, e dal possibile dislocamento del pietrame nel corso dello scuotimento sismico. La non-linearità del sistema strutturale rende vane, o comunque di dubbia efficacia, analisi basate sul principio di sovrapposizione, priva di senso le analisi modali e inficia la stessa rappresentazione della azione sismica attraverso gli spettri di risposta elastici (...)"*

Lo studio del comportamento elastico del sistema voltato è tuttavia molto importante: dal punto di vista della sollecitazione e della deformazione sotto l'azione di un carico statico, le proprietà elastiche vengono

considerate in SAV ai fini della verifica in campo elastico-non lineare allo Stato Limite di Esercizio (SLE), seguendo le indicazioni di Normativa (§8.4.2 CNR-DT 213/2015).

**L'analisi modale** non è direttamente collegata ai metodi di verifica della sicurezza, tuttavia essa assume ugualmente **notevole importanza sotto i seguenti aspetti:**

- dal confronto fra caratterizzazione dinamica attraverso prove sperimentali e modellazione analitica, è possibile trarre **utili informazioni sull'entità dello stato di danneggiamento della volta;**
- la conoscenza delle proprietà dinamiche della volta permette **lo studio dei possibili danneggiamenti indotti da carichi ciclici;**
- lo studio della variazione delle frequenze proprie su una volta integra, fessurata o rinforzata ad esempio con nastri in composito, permette di **convalidare l'efficacia dell'intervento effettuato su una volta danneggiata** attraverso la conferma del ripristino delle proprietà dinamiche originarie.

Nei paragrafi seguenti, dopo un approfondimento sulla metodologia di analisi implementata in SAV, viene presentata un'applicazione dell'analisi modale condotta ripercorrendo lo studio presentato in [1] e in [2]; in tale ambito, attraverso il confronto con i parametri di origine sperimentale, resta inoltre definita la procedura di validazione del software.

#### **4. ANALISI MODALE CON IL SOFTWARE AEDES.SAV**

L'analisi modale in SAV consiste nel **calcolo dei modi propri di vibrare** (periodi e corrispondenti deformate modali), **elaborati su modello elastico riferito alle masse corrispondenti agli stati limite considerati:** SLE per analisi elastica, SLU: EQU per analisi statica, SLU: SLV per analisi sismica, in condizione integre o fessurate.

La modellazione della struttura ad arco è condotta in modo del tutto analogo all'Analisi elastica, secondo un modello ad elementi finiti (FEM) monodimensionali aventi comportamento elastico lineare.

Il vincolamento alle imposte può essere incastro, cerniera o semincastro (grado di incastro intermedio).

Nell'analisi elastica, SAV gestisce la non linearità attraverso la non resistenza a trazione, applicando un procedimento iterativo che corregge le proprietà statiche delle sezioni trasversali degli elementi sottoposti a verifica tensionale, riducendo la sezione geometrica iniziale alla sola parte reagente a compressione, fino a determinare, se possibile, la convergenza in corrispondenza di verifiche di sicurezza soddisfatte. Risulta così determinato un arco reagente, corrispondente alla parte strutturale che contiene il flusso delle tensioni di compressione.

Nell'analisi limite, SAV risolve la struttura in campo statico (SLU: EQU) o sismico (SLU: SLV) con riferimento al modello rigido-fragile, ed in corrispondenza di una data soluzione statica è possibile definire un campo di fessurazioni determinate dall'arco reagente.

L'analisi modale in SAV può essere eseguita, secondo l'opzione scelta in input, in una delle due seguenti modalità:

- elastica, con struttura integra, completamente reagente;
- fessurata, con riferimento all'arco reagente, ossia alle sezioni geometriche ridotte considerando la sola parte reagente a compressione e quindi, a parità di masse, con rigidità ridotte. Per ogni stato limite considerato e per ogni arco ideale e Combinazione di Condizioni di Carico esaminati, l'arco reagente è quello determinato dalla corrispondente configurazione di sollecitazione elaborata dall'analisi.

Nella modellazione FEM la struttura viene considerata come un assemblaggio di pezzi discreti, chiamati elementi, interconnessi in un numero finito di punti o nodi. Nei modelli monodimensionali, gli elementi sono le aste ed i nodi sono le connessioni fra le aste.

Il modello utilizzato per l'analisi modale in SAV, analogo al modello dell'analisi elastica, è un **modello piano costituito da elementi finiti monodimensionali: le aste corrispondono ai conci costituenti l'arcata (volta) e sono collegate tra loro da nodi definiti dai baricentri delle interfacce tra conci** (fig. 4). Questa modellazione è prevista dalla normativa (CNR-DT 213/2015, §8.4: modello bidimensionale) dove si indica che l'arcata può essere modellata con elementi trave ad asse rettilineo (i conci) (§8.4.2).

In analisi modale viene costruita una matrice di rigidezza globale assemblando le matrici di rigidezza dei singoli elementi, mentre le masse agenti vengono concentrate nei nodi e corrispondono ai carichi verticali gravitazionali. I gradi di libertà dinamici corrispondono ai movimenti dei nodi, e nel modello piano 2D (piano XZ contenente il piano medio della volta) consistono nelle traslazioni secondo gli assi di riferimento: X e Z.

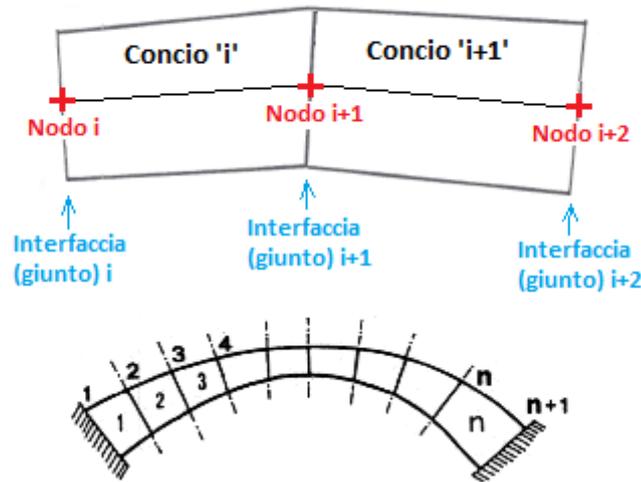


Fig. 4. Modellazione bidimensionale. Numerazioni dei nodi (interfacce = giunti) e delle aste (=conci)

In sintesi, l'analisi modale condotta con il metodo degli elementi finiti consiste nei seguenti passi:

- schematizzazione della struttura mediante nodi ed elementi;
- creazione della matrice di rigidezza di ogni singolo elemento ('asta') utilizzato;
- assemblaggio delle matrici di rigidezza delle aste nella matrice di rigidezza globale:  $\mathbf{K}$ ;
- definizione delle masse concentrate nodali corrispondenti ai carichi verticali distribuiti e concentrati di tipo gravitazionale;
- assemblaggio delle masse nodali nella matrice di massa globale  $\mathbf{M}$ ;
- risoluzione del problema generalizzato agli autovalori e autovettori:  $\mathbf{K} \mathbf{x} = \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{x}$  con determinazione dei modi di vibrare, dove  $\omega$  è la pulsazione (autovalore) e  $\mathbf{x}$  il corrispondente autovettore (deformata modale).

Più in dettaglio, lo studio delle vibrazioni libere di un sistema strutturale viene formulato nel modo seguente.

Considerando un sistema ad un solo grado di libertà, caratterizzato da: massa  $m$ , costante elastica  $k$ , spostamento  $u$ , la forza d'inerzia  $m\ddot{u}$  deve essere in equilibrio con la forza elastica  $ku$ , pertanto:

$m\ddot{u} + ku = 0$ , ovvero:  $\ddot{u} + \omega^2 u = 0$ , dove:  $\omega = \sqrt{k/m}$  è la pulsazione di questo sistema di vibrazioni libere.

La soluzione dell'equazione è data da:  $u = \dot{u}_0/\omega \sin \omega t + u_0 \cos \omega t$ , dove  $u_0$  e  $\dot{u}_0$  sono rispettivamente lo spostamento e la velocità iniziali. Il periodo del moto armonico è:  $T = 2\pi/\omega$ .

Nel caso di un sistema a  $N$  gradi di libertà, per determinare i periodi propri e le forme modali l'equazione di moto diviene:

$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = 0$ , con  $\mathbf{M}$  matrice di massa,  $\mathbf{K}$  matrice di rigidezza,  $\mathbf{u}$  vettore degli spostamenti.

La soluzione è data dal moto armonico semplice:  $\mathbf{u} = \mathbf{x} \sin \omega t$ , dove  $\mathbf{x}$  è il vettore con le ampiezze di vibrazione.

Segue:  $\ddot{\mathbf{u}} = -\omega^2 \mathbf{x} \sin \omega t$ , e l'equazione di moto diviene:

$\mathbf{K} \mathbf{x} - \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{x} = 0$ , ossia:  $\mathbf{K} \mathbf{x} = \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{x}$ :

questa equazione ammette valori non tutti nulli di  $\mathbf{x}$  se e solo se il determinante dei coefficienti si annulla:

$|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0$ . La soluzione di questa equazione fornisce i valori  $\omega_i$  delle frequenze proprie del sistema (autovalori)

( $i=1, \dots, N$ ) e quindi i corrispondenti periodi propri  $= 2\pi/\omega_i$ . Ad ogni periodo è associato un vettore  $\mathbf{x}^{(i)}$  (autovettore) che, a meno di una costante, definisce la forma modale dell' $i$ -esimo modo proprio di vibrare del sistema strutturale. Il metodo risolutivo del problema agli autovalori implementato in SAV è il metodo SubSpace Iteration (iterazione nel sottospazio); per i dettagli teorici sul metodo si rinvia ai testi specializzati sulla dinamica delle strutture. Dal punto di vista informatico è stato fatto riferimento alle librerie Lapack in uso da tempo e contenenti algoritmi testati dalla comunità scientifica, in grado di assicurare precisione e stabilità numerica.

L'analisi modale viene completata con la definizione dei coefficienti di partecipazione modale  $g^{(i)}$  e della massa modale efficace  $M^{(i)}$ . Considerando il modello piano dell'arco (posto nel piano XZ), con masse  $M_j$  ( $j=1, \dots, n$ ), per il modo  $i$ -esimo, indicando con  $(x_j^{(i)}, z_j^{(i)})$  le componenti secondo X e Z di  $\mathbf{x}^{(i)}$ , si definiscono:

$M_i^* = \Sigma(M_j x_j^{(i)2}) + \Sigma(M_j z_j^{(i)2})$ , e le seguenti grandezze:

coefficienti di partecipazione:  $g_x^{(i)} = \Sigma(M_j x_j^{(i)2}) / M_i^*$ ,  $g_z^{(i)} = \Sigma(M_j z_j^{(i)2}) / M_i^*$

masse modali efficaci:  $M_x^{(i)} = [\Sigma(M_j x_j^{(i)})]^2 / M_i^*$ ,  $M_z^{(i)} = [\Sigma(M_j z_j^{(i)})]^2 / M_i^*$

La massa modale efficace del modo  $i$ -esimo in una direzione può essere interpretata come la parte di massa totale che viene movimentata da tale modo in quella direzione. Questa interpretazione è rigorosamente vera solo se il sistema ha gradi di libertà secondo una sola direzione (X o Z) e con masse tutte uguali: in tal caso, infatti, la massa totale è pari alla somma estesa a tutti i modi delle masse modali efficaci.

La massa modale efficace dipende dalla deformata modale, poiché non tutte le masse strutturali vibrano con la stessa efficacia in ciascuna modalità. Soprattutto nel caso di deformate modali superiori, alcune masse possono vibrare di meno o non vibrare affatto. Per ognuna delle due direzioni si definisce **modo fondamentale** (o 'primo modo') il modo che movimentata la maggior parte delle masse in tale direzione. Generalmente, le prime deformate modali, caratterizzate dai periodi più alti, sono quelle che movimentano la maggior parte delle masse.

Fra tutti i modi calcolati, corrispondenti ai gradi di libertà dinamici del sistema, rivestono interesse i modi che, a partire dal primo, assicurano che la somma delle masse modali efficaci sia pari ad almeno l'85% della massa totale. Ciò assume particolare importanza nelle analisi sismiche dinamiche, dove vengono valutate forze sismiche spettrali competenti ai diversi modi di vibrare, che vengono tra loro combinate come indicato in §7.3.3.1 di NTC18 per tenere conto dello sfasamento fra i modi.

In SAV l'analisi modale non viene utilizzata ai fini di un'analisi sismica dinamica lineare: l'analisi sismica in SAV viene infatti eseguita con il modello rigido-fragile, seguendo la teoria di Heyman.

**L'analisi modale in SAV è finalizzata allo studio delle vibrazioni proprie del sistema voltato sotto carichi e fessurazioni corrispondenti allo stato limite di esercizio o agli stati limite ultimi.**

I risultati illustrano tutti i modi di vibrare significativi, affinché siano disponibili tutte le informazioni su periodi, forme modali e masse modali efficaci, garantendo l'individuazione dei modi più significativi, fra cui i modi principali nelle due direzioni di riferimento X e Z.

In SAV è possibile specificare il numero di modi da calcolare e quelli da considerare per mostrare i risultati.

Per il **numero di modi da calcolare** è possibile scegliere tra le seguenti opzioni:

- tutti i modi corrispondenti ai gradi di libertà dinamici del sistema;
- un numero di modi specificato in input (con limite superiore dato dal n° dei gradi di libertà dinamici).

Si osservi che in dipendenza dalla struttura, può essere necessario il calcolo di un numero elevato di modi, per assicurare l'individuazione del modo principale e per movimentare una percentuale sufficiente di massa.

Le opzioni A) C) E) di seguito riportate, relative al 'Numero di modi da considerare', impongono necessariamente il calcolo di tutti i modi di vibrare; scegliendo le opzioni B) D) occorre il controllo a posteriori della massa movimentata.

Per il **numero di modi da considerare** sono disponibili le seguenti opzioni:

- A) tutti i modi calcolati;
- B) un numero di modi specificato in input (con limite superiore dato dal numero dei modi calcolati);
- C) tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% (con questa opzione vengono sempre calcolati tutti i modi);
- D) un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (un limitato numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti quelli calcolati, e nei risultati si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%);
- E) tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (vengono sempre calcolati tutti i modi) (opzione indicata in §7.3.3.1 di NTC18).

I carichi applicati sull'arcata, definiti nel modello di SAV sui conci, vengono attribuiti ai nodi nel seguente modo: considerando l'arco modellato nel piano XZ, la forza verticale  $F_z$  viene riportata al baricentro del concio e scomposta in parti uguali ai due nodi iniziale e finale del concio (fig. 5). Di conseguenza, nel nodo  $i$ -esimo (coincidente col nodo finale  $j$  del concio  $i-1$  precedente e col nodo iniziale  $i$  del concio  $i$  successivo) agisce la somma di due contributi di carico relativi ai due conci.

Per quanto riguarda le convenzioni sui segni, in ambiente SAV la forza verticale Z in input nelle CCE è positiva e di tipo gravitazionale se verso il basso.

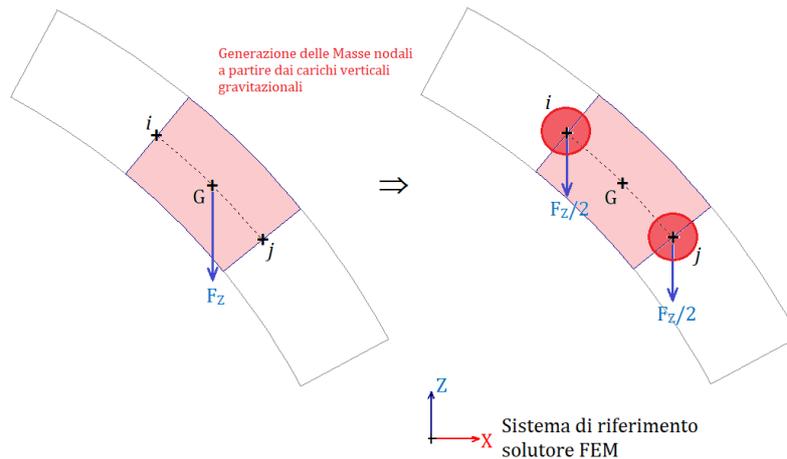


Fig. 5. *Attribuzione dei carichi ai nodi e generazione delle masse nodali*

In SAV una Volta può essere composta da uno o più archi affiancati, in cui la Volta viene suddivisa. Per ogni arco, SAV esegue l'analisi modale per le seguenti configurazioni:

in analisi elastica, per tutte le CCC da analizzare per SLE;

in analisi statica SLU: EQU: per tutte le CCC;

in analisi sismica SLU: SLV: per la direzione X nei due versi +X e -X.

**I modi di vibrare possono quindi differire fra le diverse configurazioni esaminate**, alle quali in generale corrispondono masse diverse e diversi stati di fessurazione, ed in particolare nel caso di più archi ideali possono differire tra i vari archi affiancati, se vi sono carichi presenti solo su una parte della struttura (non su tutti gli archi). La diversità dei modi di vibrare fra archi affiancati costituisce una semplificazione del problema spaziale: tuttavia, le informazioni ottenute possono essere significative per inquadrare in prima approssimazione la modifica della forma modale nella direzione trasversale Y rispetto al piano medio dell'arcata (piano XZ).

**Nell'analisi modale riferita alle masse e alle fessurazioni dell'analisi elastica SLE**, in una data CCC si considerano - secondo i dati in input - una o più CCE (riconosciute in base al moltiplicatore non nullo: il moltiplicatore definito in SAV viene utilizzato per le combinazioni SLU, e se non nullo viene posto pari a 1 per la combinazione SLE). I carichi della CCC sono composti dall'assemblaggio dei carichi delle CCE considerate, ognuna delle quali è affetta dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_0$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione caratteristica impiegata per gli SLE ([2.5.2] in §2.5.3, NTC18 e §3.9 in CNR-DT 213/2015).

Nell'analisi modale riferita alle masse e alle fessurazioni dell'analisi statica condotta per SLU (EQU), si considerano le diverse CCC definite. I carichi delle CCC sono composti dall'assemblaggio dei carichi delle CCE considerate, ognuna delle quali è affetta dal proprio moltiplicatore (inteso come coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ) e dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_0$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione fondamentale impiegata per gli SLU ([2.5.1] in §2.5.3, NTC18).

Nell'analisi modale riferita alle masse e alle fessurazioni dell'analisi sismica condotta per SLU (SLV), si considerano le due combinazioni sismiche +X e -X, ognuna determinata dall'assemblaggio dei carichi delle CCE contrassegnati come agenti sismicamente (carichi gravitazionali) ed affetta dal proprio coefficiente di combinazione  $\psi_2$  definito in input, secondo la formulazione della Combinazione sismica ([2.5.5] in §2.5.3, NTC18).

Alle aste vengono attribuiti i **moduli di elasticità** longitudinale e tangenziale della muratura definiti nei dati della volta. Nelle analisi elastiche in generale viene fatto riferimento ai valori medi dei moduli di elasticità, come specificato in §4.1.1.1 NTC per gli elementi in calcestruzzo: in assenza di indicazioni specifiche per la muratura, il riferimento ai valori medi si può ritenere valido anche per gli elementi strutturali in muratura (i valori medi dei moduli elastici sono peraltro normalmente assunti per i livelli di conoscenza LC1 e LC2). In ogni caso, i moduli di elasticità utilizzati vengono definiti in input.

In SAV sono inoltre previste due possibili riduzioni dei valori di riferimento dei moduli elastici, riguardanti le rigidità fessurate e l'applicazione del fattore di confidenza.

- **Rigidezze fessurate**

Nelle analisi elastiche lineari in condizioni statiche NTC non prevede riduzioni dei moduli di elasticità a causa delle condizioni fessurate, tranne il caso degli elementi in calcestruzzo per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro, per i quali negli stati limite di esercizio si devono assumere rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate, essendo queste ultime assunte pari alla metà di quelle delle sezioni interamente reagenti (§4.1.1.1 NTC): ciò equivale ad una riduzione del 25% dei moduli elastici.

Per tenere conto in SLE delle condizioni fessurate che possono caratterizzare gli archi in muratura, SAV consente opzionalmente tale riduzione; tuttavia, si deve considerare che il procedimento non lineare di SAV può determinare la riduzione delle rigidezze attraverso il calcolo e in linea di principio non è necessario ridurre i moduli elastici per tener conto della fessurazione. La riduzione è comunque consigliabile qualora si decida di eseguire l'analisi modale in modalità elastica, con struttura completamente reagente.

Analogamente, per l'analisi modale riferita all'analisi statica SLU: EQU, viene applicata se richiesta la riduzione del 25%.

Nel caso invece di analisi modale associata all'analisi sismica SLU: SLV, la riduzione è pari al 50% (§7.2.6).

Tuttavia, per le analisi modali riferite alle analisi limite statica e sismica si può osservare che l'analisi in condizione fessurate corrispondenti all'arco reagente determinato dalla soluzione comporta implicitamente la riduzione della rigidezza nella definizione delle sezioni delle aste di modello e pertanto l'opzione di riduzione dei moduli elastici può non essere scelta.

- **Fattore di confidenza  $F_c$**

Secondo quanto indicato in §C8.5.4 NTC: "I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali. (...)". In SAV  $F_c$  può essere applicato, oltre ai parametri di resistenza, anche ai moduli elastici.

## 5. APPLICAZIONE AL CASO STUDIO. VALIDAZIONE DEL SOFTWARE

Il software SAV viene applicato allo studio delle proprietà dinamiche della volta soggetta a sperimentazione e descritta in precedenza [1] [2], avente le seguenti caratteristiche.

### • Geometria

Luce all'imposta (intradosso) 4.795 m.  
freccia dalla linea d'imposta alla chiave in intradosso: 0.755 m.  
spessore: 0.12 m (corrispondente ai mattoni ad una testa)  
profondità della volta: 1.395 m  
raggio di curvatura: 4.18 m

### • Materiali

La volta è stata realizzata utilizzando mattoni nuovi pieni di dimensioni nominali 5.5x12x25 cm e malta di calce di deboli caratteristiche meccaniche. I giunti di malta hanno uno spessore medio di 1 cm. Da [2] sono noti i parametri meccanici, ottenuti mediante la costruzione di muretti sottoposti a prova finalizzata alla determinazione della resistenza a compressione  $f_m$  e del modulo di elasticità  $E$ . Sono risultati i seguenti valori:  $f_m=6.17 \text{ N/mm}^2$ ,  $E=3634 \text{ N/mm}^2$ . Il peso specifico della muratura è pari a  $16.57 \text{ kN/m}^3$ .

### • Vincoli

Le imposte della volta sono costituite da un profilo metallico a L bloccato al solaio del laboratorio; all'interno del profilo è stato fatto un getto di calcestruzzo di sezione triangolare per impostare la volta con un mattone intero (fig. 6). Dal punto di vista delle modalità costruttive, la volta è stata costruita a partire dalle due imposte per terminare in chiave con l'inserimento di un cuneo in laterizio.



(a)



(b)

Fig. 6. (a) Vincolamento alle imposte; (b) applicazione dei nastri di rinforzo in GFRP [1] [2]

### • Rinforzi

Per la fase relativa all'applicazione dei rinforzi a seguito del danneggiamento imposto, sono stati utilizzati nastri unidirezionali in fibra di vetro AR-GFRP (Alkaline Resistant Glass Fiber Reinforced Polymer) e più esattamente due strisce di fibra larghe 250 mm ad una distanza di 550 mm l'una dall'altra, applicate in

estradosso (figg. 3, 6), aventi le seguenti caratteristiche:

- modulo di elasticità:  $E = 65000 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione:  $f_t = 1700 \text{ N/mm}^2$
- spessore del nastro: 0.23 mm

## 5.1. VOLTA INTEGRA

La volta è stata modellata in Aedes.SAV con le seguenti modalità.

### • Geometria

Volta circolare ad arco ribassato, avente le seguenti dimensioni (cm) (fig. 7):

profondità 140; corda 480 e freccia 76, da cui risulta il raggio di curvatura in intradosso 417; spessore costante, pari a 12 cm.

Per la discretizzazione in conci, è stato scelto un numero totale di conci pari a 36 (ognuno di lunghezza circa 15 cm)<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> E' noto che dal punto di vista del modello matematico, la soluzione corretta viene colta senza necessariamente definire conci aventi le dimensioni reali del mattone pieno; inoltre, la presenza dell'interfaccia in chiave meglio interpreta la possibile formazione di una cerniera; a tale aspetto, per una volta circolare simmetrica, corrisponde un numero pari di conci.

### • Materiali

La muratura viene caratterizzata dalla resistenza a compressione  $f_m=6.17 \text{ N/mm}^2$  e dai moduli di elasticità  $E=3634 \text{ N/mm}^2$ ,  $G = E/3 = 1211 \text{ N/mm}^2$  avendo utilizzato il rapporto  $G=E/3$  che caratterizza in Tab. C8.5.I di NTC18 la muratura esistente in mattoni pieni e malta di calce (la malta utilizzata per la costruzione della volta è di calce di deboli caratteristiche meccaniche).

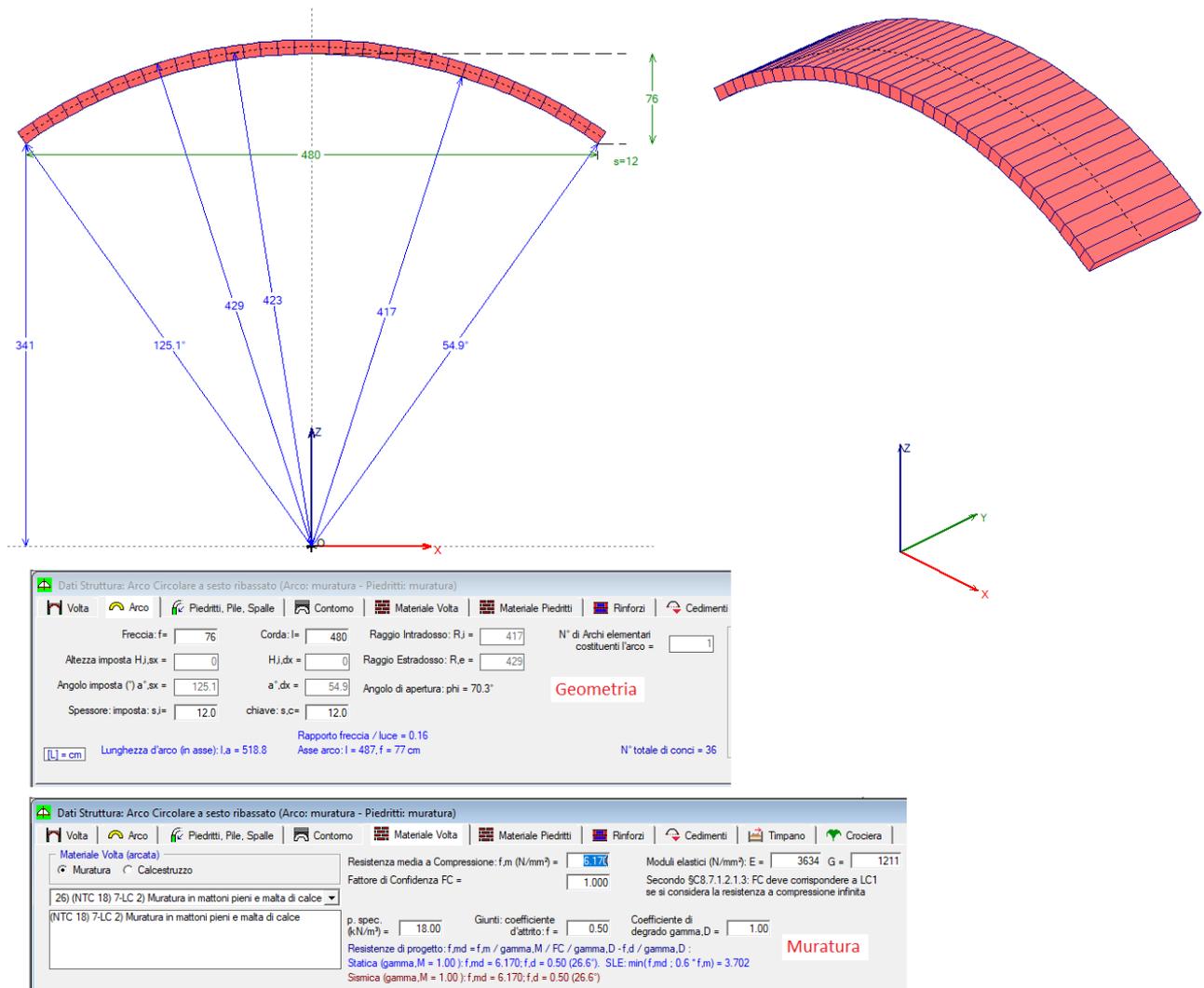


Fig. 7. Modellazione della volta: geometria e materiale murario

## • Vincoli

Il vincolamento alle imposte viene assimilato ad un semincastro con debole grado di incastro, come suggerito dalla modalità di realizzazione del vincolo in laboratorio. Poiché in SAV il vincolo alle imposte può essere considerato cerniera (grado di incastro = 0), incastro (grado di incastro = 1), oppure semincastro (grado di incastro compreso fra 0 e 1), si assume un grado di incastro debole pari a 0.1 (fig. 8)<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> Il semincastro corrisponde nel modello alla presenza di una molla di torsione, la cui costante elastica è nulla nel caso di cerniera e infinita nel caso di incastro. La molla di torsione che schematizza il semincastro viene schematizzata con un grado di incastro compreso tra 0 e 1 (il valore 1 corrisponde alla costante elastica della molla di torsione infinita). Come illustrato nell'analisi, il grado di incastro pari a 0.1 ha condotto a risultati congruenti con quanto rilevato sperimentalmente. Ovviamente, nel caso di applicazione del software a casi reali di volte inserite in organismi murari e correttamente vincolate alle murature di imposta, il vincolo da considerare ai fini delle analisi elastica e modale può anche essere assimilato ad un incastro.

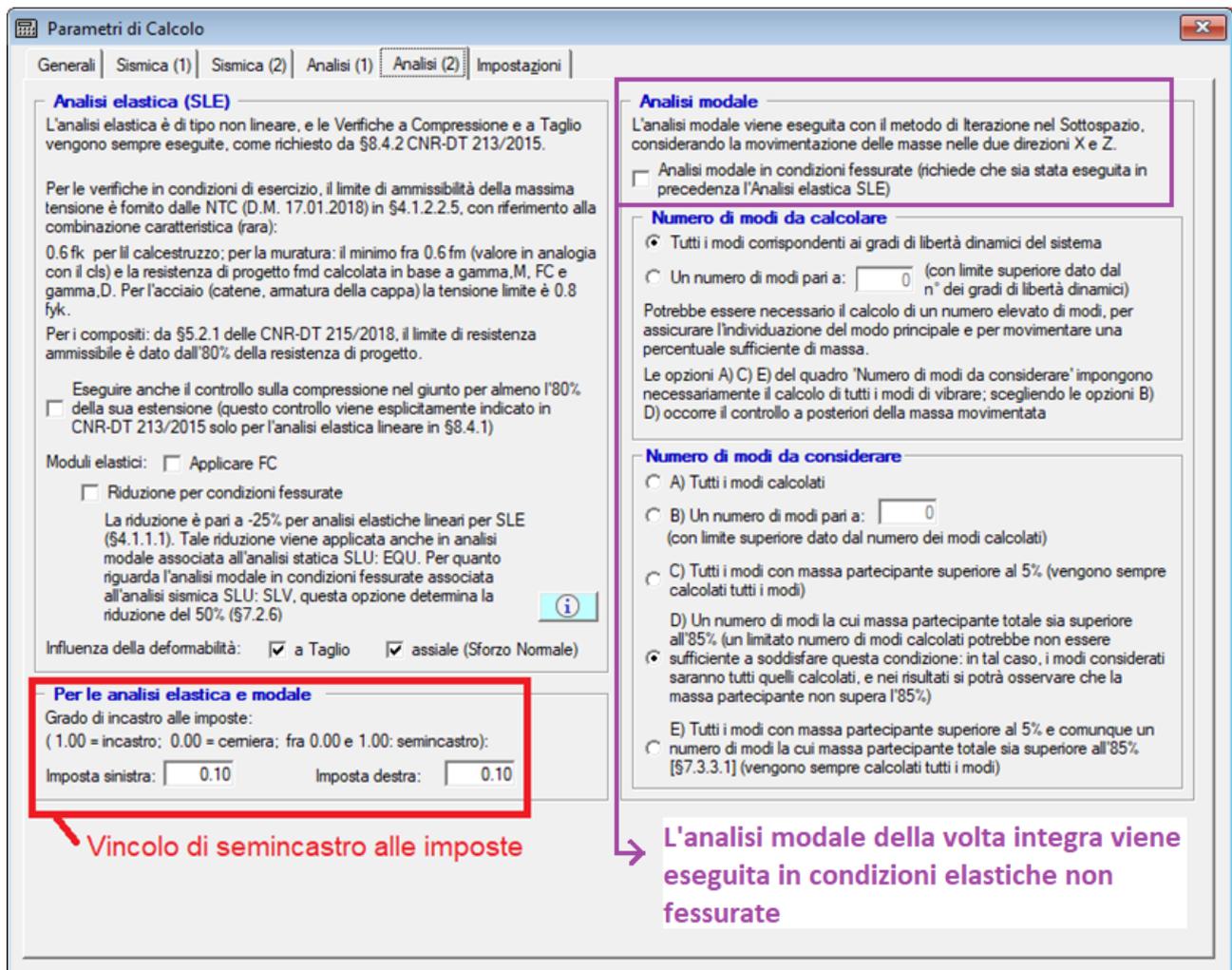


Fig. 8. Parametri di calcolo per analisi elastica e modale

## • Carichi

Per quanto riguarda i carichi, la volta integra è sottoposta all'azione del solo peso proprio. In ragione della successiva modellazione di volta sottoposta a danneggiamento attraverso l'applicazione di un carico statico alle reni, sono state già definite in SAV due Condizioni di Carico Elementari (CCE), la CCE 1 corrispondente al peso proprio e la CCE 2 contenente il carico verticale applicato verso l'alto ad 1/4 della luce.

Ai fini dell'analisi della volta integra, la Combinazione di Condizioni di Carico (CCC) esaminata è composta dalla sola CCE 1 (fig. 9), assegnando un moltiplicatore nullo alla CCE 2.

Il carico applicato verso l'alto imposto alla sezione di rene per provocare la fessurazione (i cui effetti saranno esaminati nel paragrafo successivo nell'ambito dello studio del danneggiamento della volta) non è esplicitamente dichiarato dai report della Ricerca; si è assunto un valore pari a 1.50 kN<sup>3</sup>.

<sup>3</sup> Nei dati riportati in fig. 9, si può osservare che la CCE 1, composta dai carichi corrispondenti al peso proprio della volta, genera le masse movimentate dal comportamento dinamico, mentre alla CCE 2, composta da un carico ausiliario il cui fine è il danneggiamento della volta, non sono associate masse.

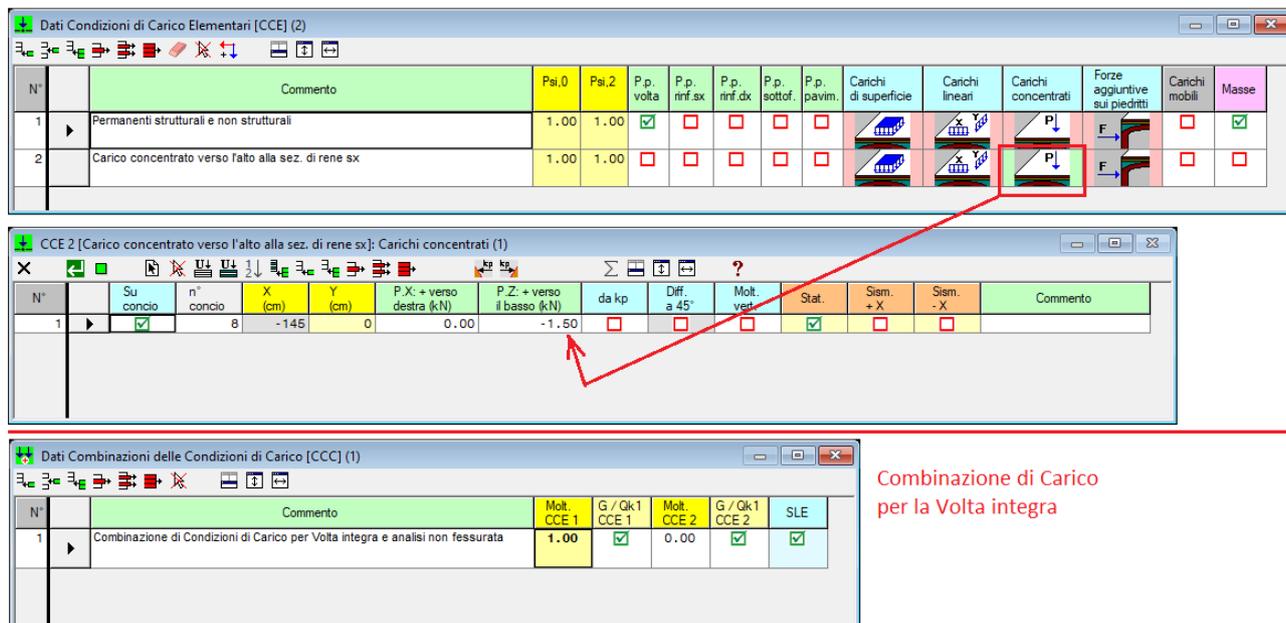


Fig. 9. Condizioni di Carico Elementari e Combinazioni di Condizioni di Carico

**Trattandosi della volta integra, l'analisi modale, preceduta dalle analisi limite e dall'analisi elastica, viene eseguita in condizioni elastiche**, come evidenziato dall'opzione dei Parametri di Calcolo che consente il riferimento a condizioni elastiche o fessurate (vd. fig. 8).

Il risultato dell'analisi riferito al primo modo di vibrare è riportato in fig. 10, dove sono rappresentate le masse movimentate dalla forma modale corrispondente.

È importante rilevare che lo studio delle oscillazioni libere nella sperimentazione è stato condotto imponendo uno spostamento  $\delta$  ad una delle reni, sollecitando il primo modo di vibrare della struttura. Dopo il rilascio della deformazione, la volta ha iniziato ad oscillare rendendo possibile la determinazione delle frequenze ed i modi propri di vibrare della struttura, in particolare del primo modo; gli Autori [1] hanno riservato a future sperimentazioni l'imposizione di uno spostamento iniziale in chiave al fine di imporre il secondo modo di vibrare e valutare la relativa frequenza.

Come mostrato dalla fig. 10, **il primo modo calcolato con l'analisi modale di SAV conferma il massimo spostamento in corrispondenza del quarto della luce**, e fornisce un periodo  $T_1$  pari a 0.083 sec, con frequenza  $f_1=12.048$  Hz. Nella sperimentazione si è rilevata una frequenza pari a 11 Hz [1] (precisata in 11.25 Hz in [2]).

In fig. 11 è rappresentato il secondo modo di vibrare, con frequenza pari a 24.390 Hz e bassi valori per le masse movimentate; la forma del secondo modo conferma l'osservazione della possibilità di attivarlo sperimentalmente imponendo una deformazione in chiave.

Esplorando i modi successivi, si può rilevare con SAV il modo principale Z, con massa movimentata in direzione verticale pari al 74.3%, corrispondente al modo 4 con frequenza 50 Hz, ed il modo principale X, con massa movimentata in direzione orizzontale pari al 50.5%, corrispondente al modo 8 con frequenza elevata pari a 152 Hz.

Dal punto di vista dell'identificazione dinamica del comportamento della volta, il modo fondamentale (primo modo) può costituire il riferimento con cui confrontare le proprietà dinamiche della volta nei vari stati (integra, fessurata e rinforzata).

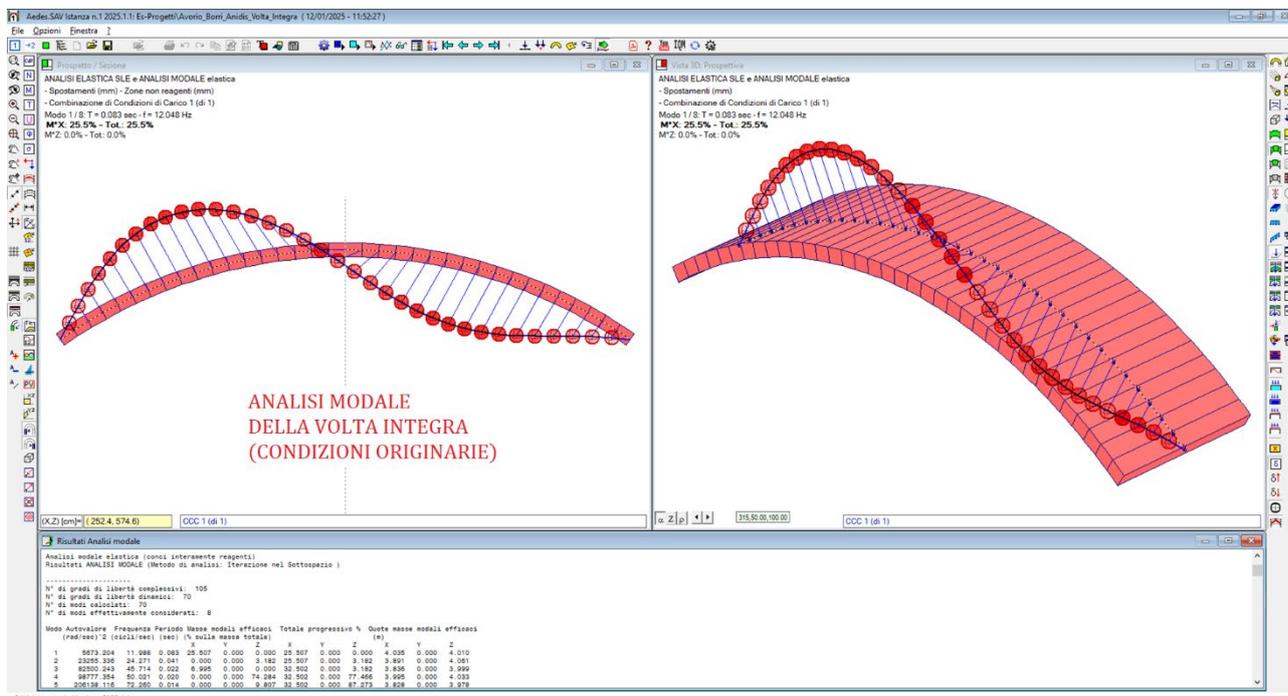


Fig. 10. Analisi modale della volta integra. Risultati relativi al primo modo di vibrare

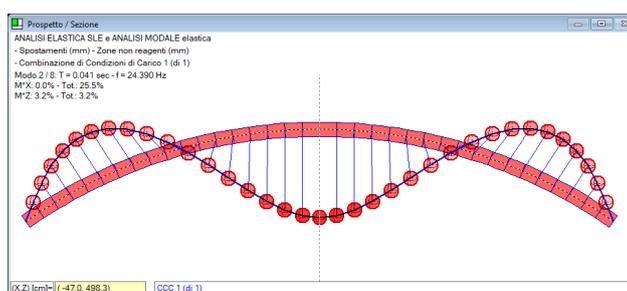


Fig. 11. Analisi modale della volta integra: secondo modo di vibrare

## 5.2. VOLTA FESSURATA

Durante le fasi della sperimentazione, **dopo la misurazione delle oscillazioni libere della volta integra, la volta è stata danneggiata** applicando un'azione statica indotta da due martinetti idraulici disposti a 1/4 della luce dell'arco, in parallelo, il cui carico era ripartito da un'asse di acciaio disposto trasversalmente alla profondità dell'arco. Come riportato in [1], la forza  $P$  è stata applicata in direzione verticale con verso dal basso verso l'alto, finalizzata a generare un quadro fessurativo prossimo al collasso di tipo asimmetrico. Non è noto il valore del carico applicato. In SAV si è modellata questa fase sperimentale inserendo, come già rilevato, un carico verso l'alto pari a 1.50 kN applicato nel concio n°8 (CCE 2) che ha generato in SAV, in analisi elastica non lineare, una fessurazione analoga a quanto descritto nel report della prova sperimentale in particolare riguardo alla zona di applicazione del carico (fig. 12).

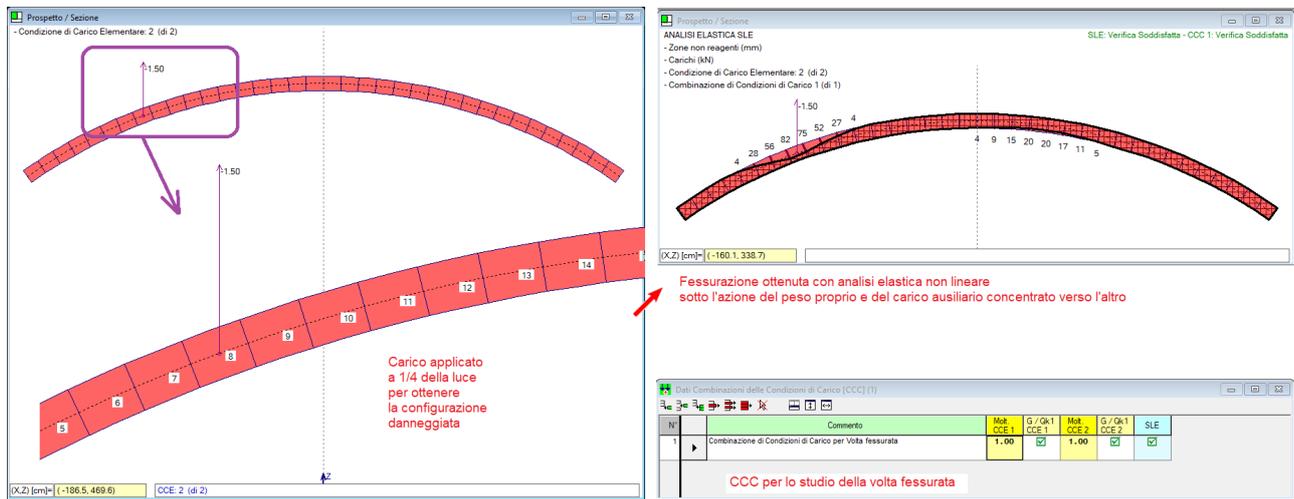


Fig. 12. Modellazione della volta fessurata

Su tale configurazione prodotta dall'analisi elastica non lineare, è stata condotta in SAV l'analisi modale in regime fessurato, riducendo in tal modo la rigidità degli elementi strutturali laddove la fessurazione ha determinato una riduzione della sezione reagente, come illustrato in fig. 12 dove in tratteggio, all'interno dell'arco, è rappresentato l'arco reagente. Nelle zone indicate dalle cerniere C1 e C3 (fig. 2) si formano le attese fessurazioni sul lato opposto alla cerniera. Il risultato dell'analisi della volta fessurata riferito al primo modo di vibrare è riportato in fig. 13, dove sono rappresentate le masse movimentate dalla forma modale corrispondente.

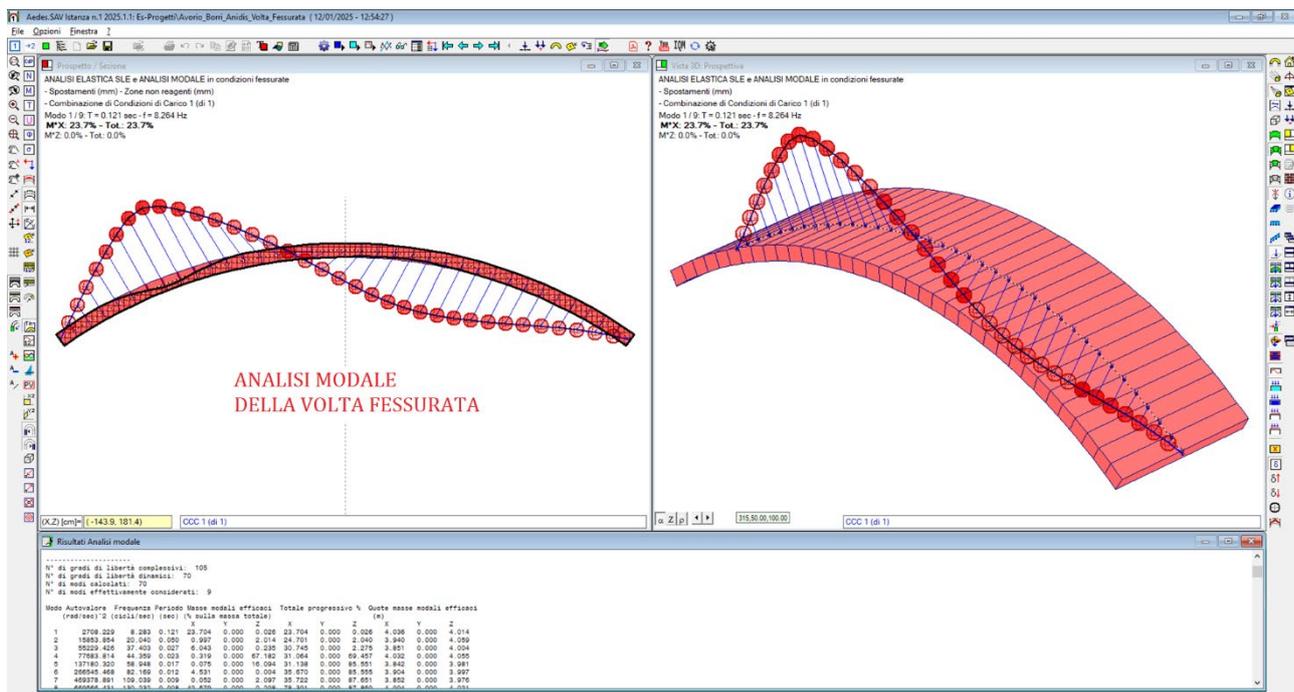


Fig. 13. Analisi modale della volta fessurata. Risultati relativi al primo modo di vibrare

Il primo modo per la volta fessurata calcolato con l'analisi modale di SAV fornisce un periodo  $T_1$  pari a 0.121 sec, con frequenza  $f_1=8.264$  Hz. Anche nella sperimentazione si è rilevata una diminuzione della frequenza, che risulta pari a 10.4 Hz [1] (precisata in 10.5 Hz in [2]). Il modello di SAV coglie quindi un maggior effetto del danneggiamento, probabilmente dovuto alle approssimazioni che è stato necessario apportare al modello, riguardanti ad esempio il grado di incastro ed il valore del carico P di danneggiamento. In ogni caso, la modellazione con il software è in grado di cogliere la riduzione della frequenza propria di

**vibrare nel passaggio dalla volta integra alla volta fessurata:** se il sistema di rinforzo applicato tenderà al recupero della rigidità perduta, come avviene nella sperimentazione di riferimento, resterà comunque confermata l'adeguatezza dell'approccio con SAV per la definizione della bontà dell'intervento di consolidamento ai fini del ripristino per la volta di condizioni analoghe a quelle dell'integrità originaria.

### 5.3. VOLTA RINFORZATA

**La volta lesionata è stata rinforzata con l'impiego di nastri in GFRP** (fig. 3). Nel software SAV è stato definito il rinforzo in estradosso (fig. 14), a cui viene affidato il compito di implementare capacità di resistenza a trazione in corrispondenza delle zone fessurate.

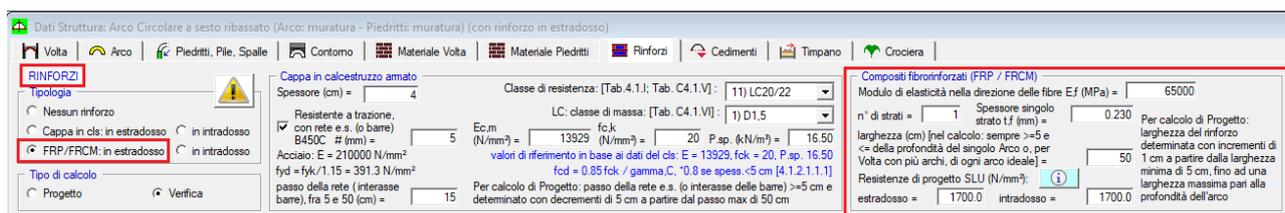


Fig. 14. Parametri in input per la definizione del rinforzo

Come illustrato in precedenza, il modello elastico di SAV è un modello piano costituito da elementi finiti monodimensionali: le aste corrispondono ai conci costituenti l'arcata (volta) e sono collegate tra loro da nodi definiti dai baricentri delle interfacce tra conci.

Quando viene eseguita l'analisi in condizioni fessurate, **in presenza di rinforzo le aste rappresentative dei conci possono trovarsi in una delle due situazioni seguenti** (fig. 15).

- (1) **Nel concio l'arco reagente coincide con l'arco originario**, non sono presenti fessurazioni e la sezione è interamente reagente (compressa). Il rinforzo non fornisce alcun contributo alla rigidità dell'asta. Nella matrice delle rigidità i termini  $E \cdot A$  e  $E \cdot J_y$ , rappresentativi della rigidità assiale e di quella flessionale, sono formati dal modulo di elasticità della muratura e da area e momento d'inerzia della sezione completa del concio.
- (2) **Il concio è interessato da una zona di fessurazione**: la sezione reagente a compressione è ridotta rispetto alla sezione geometrica del concio, nei termini di rigidità  $A$  e  $J_y$  sono corrispondentemente ridotte e si indicano con  $A^*$  e  $J_y^*$ . Le rigidità complessive della sezione contengono anche il contributo del rinforzo:
  - ( $E \cdot A$ ) originaria (dell'asta integra) diviene:  $(E \cdot A^* + E_f \cdot A_f)$ , dove  $E_f$  è il modulo di elasticità del rinforzo e  $A_f$  l'area della sezione trasversale del nastro, data dallo spessore (0.23 mm nel caso in esame) moltiplicato per l'estensione del rinforzo in direzione trasversale (250 + 250 = 500 mm nel caso in esame);
  - ( $E \cdot J_y$ ) originaria diviene:  $(E \cdot J_y^* + E_f \cdot A_f \cdot (h/2)^2)$  dove  $h$  è l'altezza del concio: in questa formulazione si tiene quindi conto del contributo di rigidità flessionale del rinforzo, essendo il nodo strutturale collocato in posizione baricentrica (a metà altezza del concio).

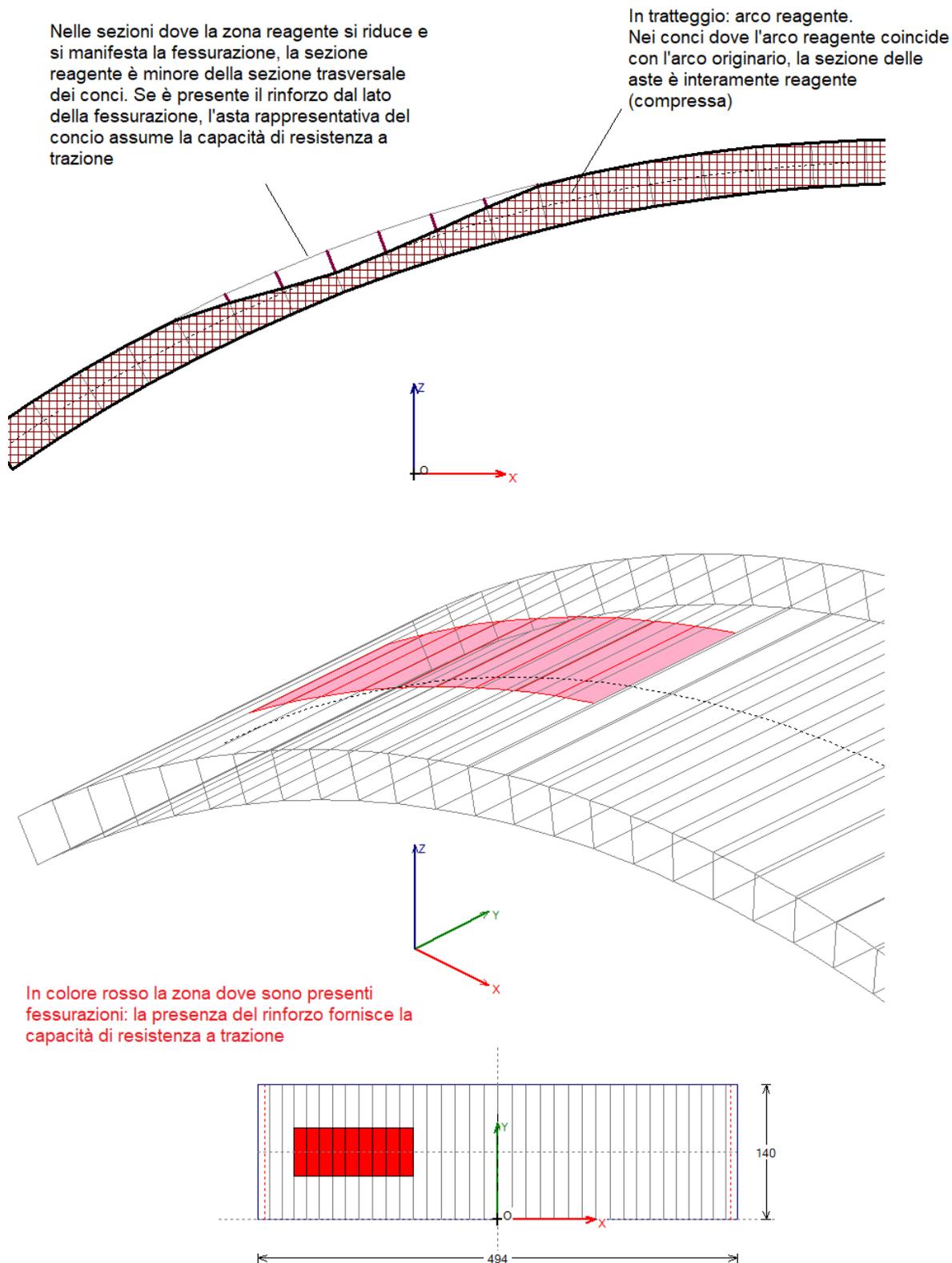


Fig. 15. Zone di fessurazione e rinforzo in estradosso

Mantenendo in input il carico concentrato ausiliario che genera il danneggiamento ed eseguendo l'analisi elastica, che definisce il campo di fessurazione, seguita dall'analisi modale in condizioni fessurate, si ottiene il **risultato dell'analisi della volta fessurata rinforzata riferito al primo modo di vibrare** e riportato in fig. 16, dove sono rappresentate le masse movimentate dalla forma modale corrispondente.

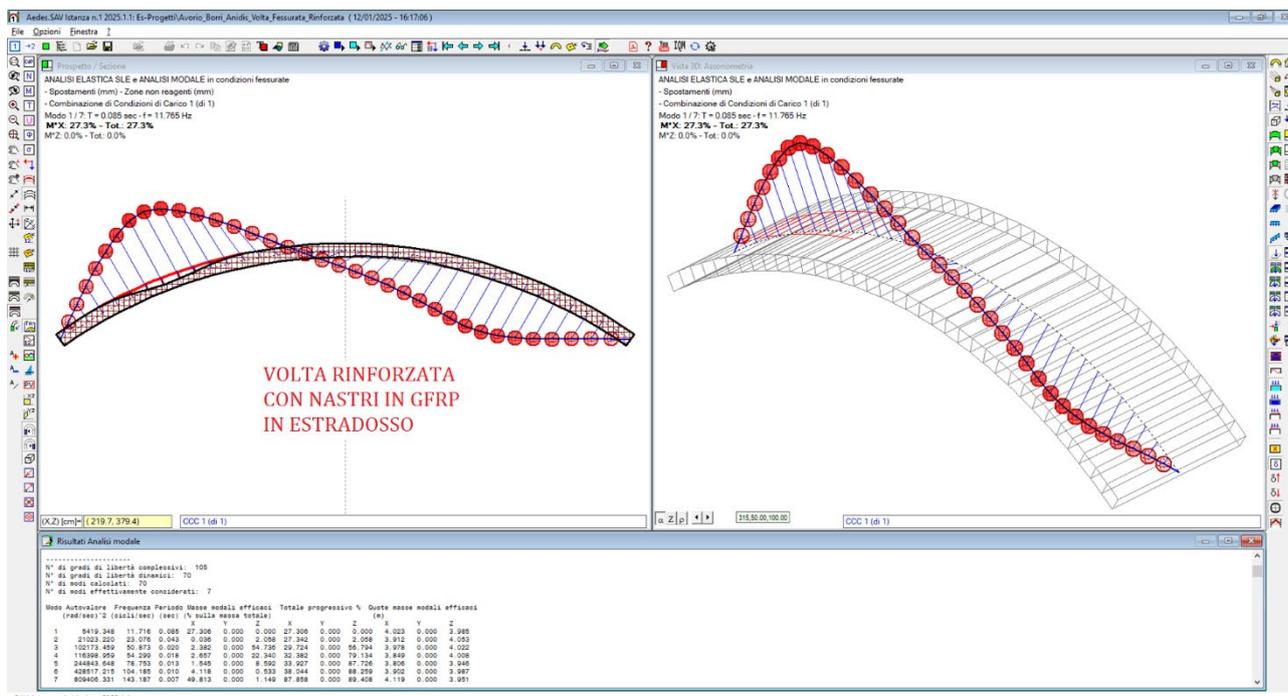


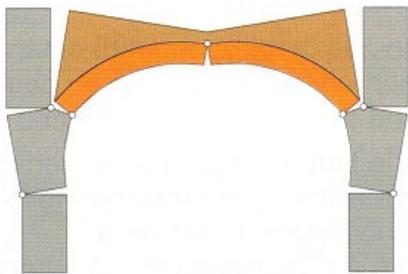
Fig. 16. Analisi modale della volta fessurata rinforzata. Risultati relativi al primo modo di vibrare

Il primo modo per la volta fessurata rinforzata calcolato con l'analisi modale di SAV fornisce un periodo  $T_1$  pari a 0.085 sec, con frequenza  $f_1=11.765$  Hz. Nella sperimentazione si è ottenuto un aumento di frequenza, che risulta pari a 13.12 Hz [1] (precisata in 12.5 Hz in [2]), contro l'originaria 11 Hz della volta integra. Sperimentalmente, la prova dinamica ha mostrato **l'effetto positivo dell'applicazione del rinforzo con materiale composito, il cui contributo si ripercuote in un aumento della rigidità del sistema in corrispondenza delle sezioni fessurate, ripristinando in sostanza la rigidità della volta integra originaria.**

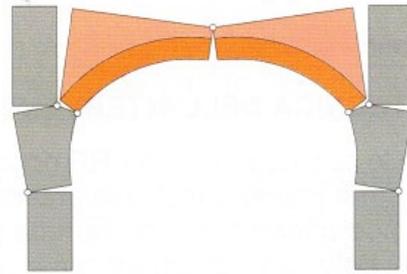
La modellazione con SAV conferma questo risultato: si consegue infatti una frequenza pari a 11.765 Hz contro l'originaria 12.048 Hz.

Il sistema di rinforzo applicato tende pertanto al recupero della rigidità perduta a causa del danneggiamento. **La modellazione e l'analisi con il software SAV dimostrano l'adeguatezza dell'approccio per la definizione della bontà dell'intervento di consolidamento ai fini del ripristino per la volta di condizioni analoghe a quelle dell'integrità originaria.** Questi studi confermano l'efficacia delle applicazioni di rinforzi in materiale composito per il miglioramento sismico dei sistemi voltati in muratura.

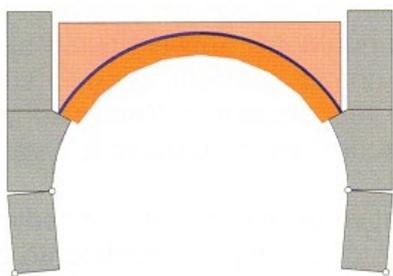
Sul consolidamento di volte e archi con materiali fibrorinforzati vi sono alcune **considerazioni riguardanti le corrette modalità di esecuzione degli interventi.** Rinviamo per approfondimenti alla letteratura specializzata (fig. 17) [4], è opportuno osservare che per applicare nastri in materiale fibrorinforzato in estradosso è necessaria una fase di cantiere dove vengono eliminati i rinfianchi. Sarà pertanto necessario prevedere il ripristino di una struttura stabilizzante, generalmente mediante la realizzazione di frenelli in muratura. La modellazione con il software SAV dei casi reali potrà tenere conto di questi aspetti.



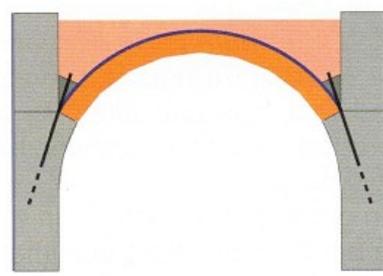
CASO 1 - La volta, in genere, ha rinfianchi riempiti di materiale incoerente. In condizioni statiche essi stabilizzano le reni impedendone l'innalzamento. Problemi possono sorgere in occasione di terremoti: il peso del battuto di detriti, per effetto dell'accelerazione sismica, aumenta la spinta della volta.



CASO 2 - Sostituzione dei rinfianchi con frenelli in laterizio. Il miglioramento risiede essenzialmente nel minor peso. Se i frenelli aderiscono bene alla superficie della volta la cerniera centrale si alza aumentando la stabilità della struttura.



CASO 3 - Se ai frenelli si aggiungono le fibre in composito si può evitare la formazione della cerniera in chiave. In questo caso la volta diviene assimilabile ad un elemento monolitico e il meccanismo si può creare solo per rotazione dei piedritti parzializzati.



CASO 4 - Se si aggiunge un sistema di ancoraggio e un nastro di composito opportunamente dimensionato che ostacoli la formazione della cerniera sul piedritto, i cinematismi più probabili sono eliminati e la volta può assicurare un elevato livello di sicurezza anche in caso di sisma.

Fig. 17. Intervento su una volta con nastri in composito in estradosso e frenelli di laterizio [4]

Si ritiene utile un **confronto tra il consolidamento con GFRP sopra illustrato e la realizzazione di una cappa in calcestruzzo**: un rinforzo troppo irrigidente potrebbe infatti cambiare drasticamente le proprietà dinamiche della volta rispetto a quelle originarie, introducendo modifiche non desiderate nel comportamento strutturale delle pareti di imposta. Si rivela quindi opportuno modellare e analizzare il rinforzo con cappa in calcestruzzo.

Per eseguire il confronto, la struttura voltata viene consolidata in estradosso non con nastri in composito ma con una cappa in calcestruzzo avente spessore 4 cm. Le proprietà del calcestruzzo sono le seguenti: classe di resistenza LC 20/22, modulo di elasticità  $13929 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ , peso proprio  $16.50 \text{ kN/m}^3$ . Nella procedura di calcolo di SAV l'inserimento della cappa determina le seguenti variazioni:

- la dimensione della sezione dell'arco ha un incremento pari allo spessore della cappa (nel caso in esame: da 12 a 16 cm);
- il modulo di elasticità si assume pari alla media pesata di muratura e calcestruzzo in base agli spessori dei due materiali;
- con una media pesata analoga si definisce il peso specifico effettivo del concio composto da muratura e calcestruzzo.

Il **risultato dell'analisi della volta fessurata rinforzata con cappa in calcestruzzo posta in estradosso** riferito al primo modo di vibrare è riportato in fig. 18, dove sono rappresentate le masse movimentate dalla forma modale corrispondente.

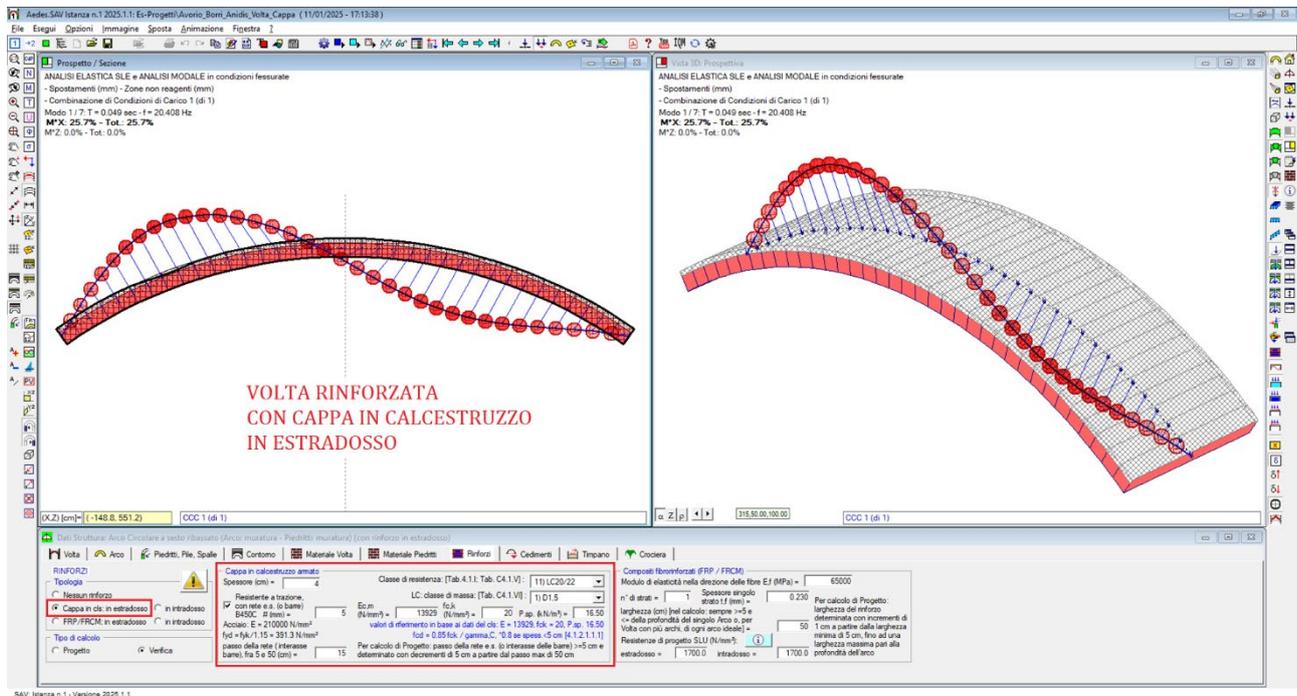


Fig. 18. Analisi modale della volta fessurata rinforzata con cappa in cls in estradosso. Risultati relativi al primo modo di vibrare

Il primo modo per la volta fessurata rinforzata con cappa calcolato con l'analisi modale di SAV fornisce un periodo  $T_1$  pari a 0.049 sec, con frequenza  $f_1=20.408$  Hz: si tratta quindi di una frequenza quasi doppia rispetto a quella conseguita col rinforzo in GFRP.

**La realizzazione della cappa in calcestruzzo determina un irrigidimento della volta che può essere considerato eccessivo rispetto alle proprietà originarie.** In base alla Normativa tecnica vigente (§8.4.1), un intervento locale che riguarda singole parti della struttura non deve cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e deve ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate. E' evidente che un eccessivo irrigidimento di un solaio voltato non rispetta questa indicazione. Le implicazioni sulla struttura portante globale potrebbero inoltre condurre ad altri interventi sull'organismo murario in contrasto, nel caso di bene culturale, con la giusta calibrazione delle esigenze di sicurezza e di conservazione, come illustrato nel documento normativo dedicato al patrimonio culturale [5].

Per la volta oggetto di studio si riporta infine, nella tabella seguente (tab.I), il **riepilogo dei risultati della sperimentazione confrontati con quelli ottenuti attraverso la modellazione e l'analisi con il software SAV.**

Per entrambi i risultati (sperimentali e analitici) si ottiene una riduzione della frequenza per effetto della fessurazione ( $f_2 < f_1$ ) e un sostanziale ripristino della rigidezza originaria a seguito del rinforzo con GFRP ( $f_3 \geq f_1$ ), con valori delle frequenze analitiche sostanzialmente simili a quelle di origine sperimentale. Il rinforzo con cappa, non studiato nel test sperimentale, mostra, mediante il modello analitico, un incremento di rigidezza eccessivo rispetto al valore originario ( $f_4 >> f_1$ ) che rende il tipo di intervento più problematico rispetto al rinforzo con materiali compositi.

Frequenza f (Hz)	Condizioni della volta	Test sperimentale	Analisi modale con Aedes.SAV	
$f_1$	Integra	11.00	12.048	
$f_2$	Fessurata	10.40	8.264	$f_2 < f_1$
$f_3$	Fessurata rinforzata con GFRP	13.12	11.765	$f_3 \geq f_1$
$f_4$	Fessurata rinforzata con cappa in cls		20.408	$f_4 \gg f_1$

Tab. 1. Confronto fra risultati sperimentali e analitici ottenuti con il software Aedes.SAV

## CONCLUSIONI

Nel presente lavoro, è stata illustrata **l'applicazione del software professionale Aedes.SAV, dedicato all'analisi delle strutture murarie voltate, per lo studio delle proprietà dinamiche delle volte**, valutando attraverso l'analisi modale le caratteristiche originarie di un sistema voltato, quelle legate ad uno stato di danneggiamento ed infine le proprietà implementate attraverso l'applicazione di un rinforzo in composito.

**L'indagine è stata condotta con un puntuale riferimento ai contenuti di articoli scientifici sul comportamento dinamico delle volte in muratura**, con particolare riferimento al rinforzo con materiali compositi.

Il confronto fra i risultati sperimentali e quelli analitici ha mostrato **valori delle frequenze e delle loro variazioni sostanzialmente simili, evidenziando che rispetto alla volta integra originaria lo stato di danneggiamento comporta una riduzione della frequenza e che è possibile conseguire un ripristino della rigidità originaria progettando un rinforzo con materiali compositi.**

L'analisi dei risultati costituisce validazione della procedura software utilizzata.

Si è infine constatato come **l'intervento di rinforzo con compositi risulta preferibile alla classica realizzazione di una cappa in calcestruzzo**, il cui effetto di irrigidimento eccessivo contrasta con le esigenze di ripristino delle capacità e potrebbe introdurre nel comportamento dinamico modifiche tali da alterare la concezione originaria della struttura e la sua modalità di risposta alla sollecitazione sismica.

## BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- [1] Avorio A., Borri. A., Corradi M., Barbieri A., Di Tommaso A.: Comportamento dinamico di volte in muratura rinforzate con FRP-materials: primi risultati, X Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Anidis, 2001.
- [2] Corradi M., Borri. A., Castori G., Coventry K.: Experimental Analysis of Dynamic Effects of FRP Reinforced Masonry Vaults, Materials · November 2015, DOI: 10.3390/ma8125445
- [3] Aedes.SAV, Aedes Software, versione 2025 (in corso di pubblicazione)
- [4] Manuale delle Murature Storiche, Direttore Scientifico: Antonio Borri, a cura di Chiara Donà e con la collaborazione di Alessandro De Maria, DEI, Tipografia del Genio Civile, 2011.
- [5] Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9.2.2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008.