



**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**  
**Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale**

**Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile**

**Tesi di Laurea Magistrale**

**Travi prefabbricate reticolari miste:  
Comportamento statico e applicazioni per ponti integrali**

**Steel-concrete composite trusses:  
Static behaviour and application to integral bridges**

***Relatore***

**Prof. Ing. Claudio Modena**

***Correlatore***

**Dott. Ing. Giovanni Tecchio**

***Laureando: Marco Marcanti***

***Matricola: IC-1020026***

Anno Accademico 2013-2014



## Sommario

|  |        |
|--|--------|
| - Introduzione   | pag.7  |
| - 1 Problemi connessi ai giunti e ai dispositivi d'appoggio                  | pag.11 |
| - 2 Stato dell'arte  | pag.15 |
| - 2.1 Introduzione   | pag.15 |
| - 2.2 Ponti Integrali negli Stati Uniti d'America                            | pag.17 |
| - 2.2.1 Esperienze sui ponti integrali del DOT dello Stato di New York       | pag.21 |
| - 2.2.2 Ponti integrali nel New England                                      | pag.25 |
| - 2.2.3 Esperienze sui ponti integrali dello Stato della Virginia            | pag.27 |
| - 2.3 Ponti Integrali in Europa  | pag.29 |
| - 2.4 Ponti Integrali nel Regno Unito  | pag.30 |
| - 2.5 Ponti Integrali in Germania  | pag.37 |
| - 2.6 Ponti Integrali in Svezia  | pag.40 |
| - 2.7 Ponti Integrali in Finlandia   | pag.44 |
| - 2.8 Ponti Integrali in Italia  | pag.46 |
| - 3 Tipologie di ponti integrali   | pag.51 |
| - 3.1 Vantaggi dei ponti in struttura mista                                  | pag.51 |
| - 3.2 Vantaggi e svantaggi del Ponte Integrale                               | pag.52 |
| - 3.3 Classificazione dei ponti integrali                                    | pag.54 |
| - 3.4 Interazione terreno-struttura (comportamento statico)                  | pag.58 |
| - 3.5 Interazione terreno-struttura (comportamento dinamico)                 | pag.62 |
| - 4 Trave Prefabbricata Reticolare Mista (PREM)                              | pag.65 |
| - 4.1 Introduzione   | pag.65 |
| - 4.2 Cenni storici  | pag.66 |
| - 4.3 Normative applicabili alla progettazione                               | pag.68 |
| - 4.4 Comportamento statico e descrizione generale dell'elemento strutturale | pag.69 |
| - 4.4.1 Analisi dei carichi  | pag.71 |
| - 4.4.2 Predimensionamento e verifiche in <i>Fase 1</i>                      | pag.71 |
| - 4.4.3 Verifiche in <i>Fase 2</i>   | pag.72 |

|   |         |
|---|---------|
| - 5 Analisi di dettaglio: Resistenza a Taglio delle travi reticolari miste              | pag.75  |
| - 5.1 Introduzione  | pag.75  |
| - 5.2 Modello analitico originale Travi REP® (Leone, 1972)                              | pag.75  |
| - 5.3 Meccanismo resistente Ritter-Mörsh modificato (Tesser, 2009)                      | pag.76  |
| - 5.3.1 Sperimentazione effettuata su Travi REP® -NOR (Tesser, 2009)                    | pag.78  |
| - 5.4 Meccanismo resistente disaccoppiato (Petrovich, 2008; Sorgon, 2009)               | pag.81  |
| - 5.4.1 Determinazione attraverso modello numerico dei singoli contributi               | pag.82  |
| - 5.4.2 Modello analitico n°1: Traliccio isostatico non interamente metallico           | pag.82  |
| - 5.4.3 Modello analitico n°2: Traliccio metallico e contributo del calcestruzzo        | pag.83  |
| - 5.5 Comportamento a taglio di travi prefabbricate miste: Prove sperimentali           | pag.85  |
| - 5.5.1 Prove a taglio a rottura, Stazione Porta Garibaldi                              | pag.85  |
| - 5.5.2 Prove del consorzio produttori Travi REP®                                       | pag.87  |
| - 5.6 Confronto risultati analitici e sperimentali delle prove esistenti in letteratura | pag.94  |
| - 5.7 Midas FEA (Software FEM)  | pag.99  |
| - 5.7.1 Modellazione Trave REP® -NOR  | pag.111 |
| - 5.7.2 Modellazione Trave REP® -TMQ_101  | pag.117 |
| - 5.7.3 Modellazione Trave TRR PONTE®   | pag.121 |
| - 5.7.4 Conclusioni   | pag.145 |
| <br>  |         |
| - 6 Caso studio   | pag.149 |
| - 6.1 Ponte sul Fiume Meolo   | pag.149 |
| - 6.2 Normative di riferimento  | pag.153 |
| - 6.3 Caratteristiche dei materiali   | pag.153 |
| - 6.4 Analisi dei carichi   | pag.157 |
| - 6.4.1 Azioni permanenti   | pag.157 |
| - 6.4.1.1 Carichi permanenti strutturali ( $g_1$ )                                      | pag.157 |
| - 6.4.1.2 Carichi permanenti non strutturali ( $g_2$ )                                  | pag.157 |
| - 6.4.2 Deformazioni impresse   | pag.158 |
| - 6.4.2.1 Ritiro  | pag.158 |
| - 6.4.2.2 Viscosità   | pag.162 |
| - 6.4.2.3 Variazioni termiche   | pag.165 |
| - 6.4.3 Azioni variabili da Traffico  | pag.172 |
| - 6.4.4 Azioni sismiche   | pag.183 |
| - 6.5 Combinazioni di carico  | pag.189 |
| - 6.5.1 Combinazioni elementari di carico   | pag.189 |

|  |         |
|--|---------|
| - 6.5.2 Combinazioni delle azioni  | pag.189 |
| - 6.5.3 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni               | pag.194 |
| - 6.6 Modello numerico del Ponte Integrale                                 | pag.195 |
| - 6.6.1 Descrizione del Modello  | pag.195 |
| - 6.6.2 Calcolo larghezza collaborante soletta e caratteristiche inerziali |         |
| Trave PREM <i>Fase2</i>  | pag.196 |
| - 6.6.3 Interazione terreno-struttura (analisi statica)                    | pag.201 |
| - 6.6.4 Interazione terreno-struttura (analisi sismica)                    | pag.204 |
| - 6.6.5 Immissione dei carichi nel modello                                 | pag.206 |
| - 6.6.6 Inviluppo combinazioni SLU_statiche                                | pag.206 |
| - 6.6.7 Inviluppo combinazioni SLU_sismiche                                | pag.207 |
| - 6.7 Predimensionamento e analisi di carichi <i>Fase1</i> Trave PREM      | pag.208 |
| - 6.8 Modelli numerici: Travi PREM   | pag.212 |
| - 6.9 Verifiche Trave PREM in <i>Fase1</i> Stati Limite Ultimi             | pag.214 |
| - 6.9.1 Instabilità locali   | pag.214 |
| - 6.9.2 Instabilità globali  | pag.216 |
| - 6.9.3 Verifica e dimensionamento controventi aste di parete              | pag.225 |
| - 6.9.4 Effetto delle eccentricità nodali                                  | pag.228 |
| - 6.10 Verifiche Trave PREM in <i>Fase2</i> Stati Limite Ultimi            | pag.232 |
| - 6.10.1 Verifica a taglio Trave PREM                                      | pag.232 |
| - 6.10.2 Saldature   | pag.233 |
| - 6.10.3 Verifiche flessionali Trave PREM                                  | pag.235 |
| - 6.11 Verifica Stati Limite di Esercizio <i>Fase1</i> e <i>Fase2</i>      | pag.238 |
| - 6.11.1 Controllo delle deformazioni (SLE)                                | pag.238 |
| - 6.11.2 Controllo delle tensioni (SLE)                                    | pag.240 |
| - 6.11.3 Controllo delle fessurazioni (SLE)                                | pag.242 |
| - 6.12 Dimensionamento spondine laterali e zoccolo prefabbricato           | pag.248 |
| - 6.13 Dimensionamento incastro  | pag.250 |
| <br>   |         |
| - 7 Conclusioni e commenti   | pag.257 |
| <br>   |         |
| - Bibliografia   | pag.261 |



## Introduzione

La progettazione e realizzazione dei ponti durante la storia riflette le conoscenze tecniche e tecnologiche dei materiali da costruzione disponibili all'epoca di riferimento. Ne consegue che gli schemi strutturali ed i materiali utilizzati, dovendo assolvere a diverse richieste funzionali, siano mutati nel corso della storia.

Nell'epoca romana le tipologie di ponti ricalcavano strutture ad arco in pietra o mattoni legati con calce aerea o pozzolanica, le uniche tecnologie durevoli conosciute a quei tempi. Queste strutture avevano schemi statici fortemente iperstatici. Erano strutture generalmente massicce con pendenze anche elevate, dal momento che i mezzi a trazione animale non necessitavano di piccole pendenze.

Nell'800 la domanda di trasporto delle ferrovie ha richiesto l'adozione di pendenze massime del 2-3% e raggi minimi elevati, ne conseguì l'esigenza di realizzare opere di luce superiore.

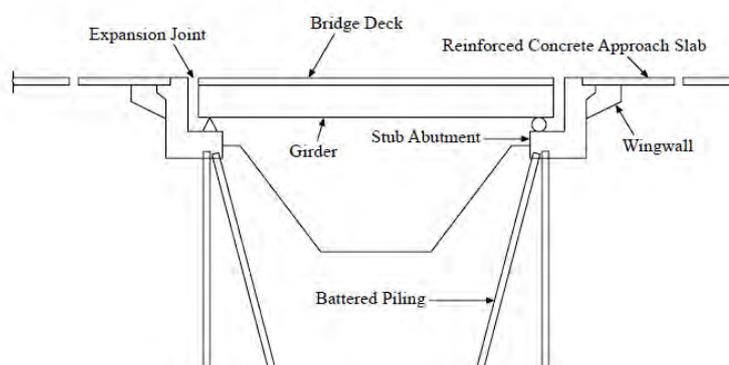
Ciò fu possibile grazie all'invenzione, quasi contemporanea alla ferrovia, della ghisa e dell'acciaio poi. Le tipologie strutturali adottate erano sempre ad arco ma questa volta realizzate con strutture reticolari.

L'invenzione del calcestruzzo normale, e poi armato, ha permesso di raggiungere nuovi traguardi progettuali superando la struttura ad arco massiccia ed andando nell'ottica di una progettazione più razionale, economica e performante del materiale.

In particolare la costruzione di opere sempre più economiche ha spinto la progettazione ad un esteso utilizzo della prefabbricazione.

Questa filosofia costruttiva ha spinto i progettisti a privilegiare strutture isostatiche con travi in semplice appoggio per più motivi:

- Intuitiva previsione dei flussi delle forze in gioco.
- Garanzia di non immettere stati di coazione dovuti a cedimenti differenziali delle pile.
- Garanzia di non immettere stati di coazione dovuti a fenomeni di ritiro o deformazione termica sul calcestruzzo.



Sezione trasversale semplificata di un ponte "tradizionale" con schema statico in semplice appoggio (Greimann et al., 1987).

Una struttura isostatica così modellata necessita però la progettazione di adeguate strutture di appoggio che assicurino il collegamento tra trave/spalla o trave/pila. Anche questi elementi strutturali hanno subito un'evoluzione progettuale sviluppatasi sulla base del monitoraggio dei processi di degrado per cause ambientali e meccaniche delle opere esistenti.

Con la nuova zonizzazione sismica italiana si inserisce inoltre il problema di proteggere i ponti dall'azione sismica.

In particolare molti di questi si configurano come opere strategiche (in situazioni d'emergenza e non) poiché realizzano il collegamento infrastrutturale e di servizi tra aree "naturalmente" divise.

Ai dispositivi d'appoggio classici si abbinano quindi dispositivi che consentono l'isolamento sismico (eventualmente integrati con sistemi di dissipazione atti a limitarne gli spostamenti) e shock-transmitters per modificare la risposta strutturale globale dell'opera.

A tutti questi dispositivi (classici e sismici) consegue però l'esistenza di giunti, elemento che si è certificato pregiudicare fortemente la durabilità dell'opera stessa.

La realizzazione del giunto risulta essere intrinsecamente problematica, in quanto possono esserci errori nella progettazione (errata valutazione dell'escursione del giunto stesso) o realizzazione (non corretta installazione, difetti di complanarità, percolazione di acqua piovana ricca di cloruro di sodio). Inoltre questo risulta essere svantaggioso anche dal punto di vista del comfort dell'utente della struttura in quanto rappresenta una discontinuità sul piano carrabile.

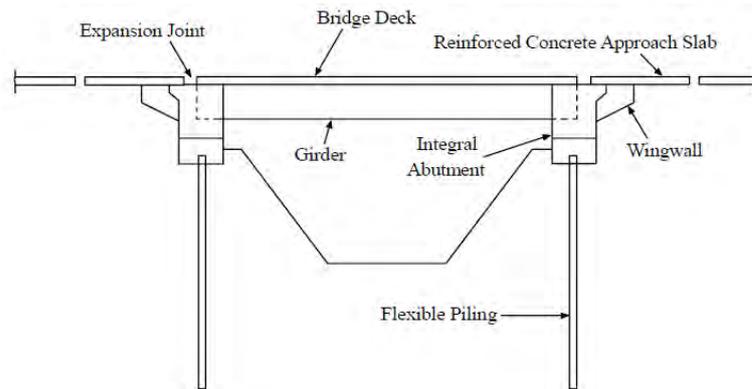
Le difficoltà di progettazione e realizzazione unite alle sollecitazioni d'esercizio severe di questo elemento strutturale ne pregiudicano fortemente la vita utile che spesso non supera i 10 anni. Pregiudicando di conseguenza la vita utile dell'opera stessa in cui è inserito.

Bisogna inoltre avere la consapevolezza della problematica gestione e programmazione degli interventi di manutenzione e/o riparazione da parte degli enti gestori.

Si ha quindi la necessità di trovare una soluzione strutturale economicamente sostenibile nel futuro dagli enti gestori delle opere.

A fronte di questi problemi sta suscitando sempre più interesse la tipologia di ponte "integrale" o "semi-integrale" sia per le nuove realizzazioni che per il ricondizionamento di opere esistenti.

Il ponte "integrale" si differenzia dalla classica prassi progettuale in quanto non sono previsti giunti e appoggi, ma si ottiene la completa solidarizzazione della sovrastruttura con spalle (o pile) attraverso getti di seconda fase.



Sezione trasversale semplificata di un ponte integrale (Greimann et al., 1987).

I vantaggi immediati di questa soluzione sono il miglioramento della risposta strutturale, in quanto si aumenta l'iperstaticità della struttura con un conseguente miglior sfruttamento dei materiali, oltre che l'abbattimento dei costi di manutenzione e di investimento iniziale.

Bisogna però tener conto dei cinatismi connessi a questo modello strutturale. Diventa di primaria importanza la valutazione delle tensioni e deformazioni prodotte dalla sovrastruttura sulle strutture in elevazione e fondazionali.

La giustificazione di una progettazione più complessa e delicata deriva dalla progressiva maggior consapevolezza che i danni prodotti dal considerare campate di media lunghezza in semplici appoggio, e quindi giunti e dispositivi di appoggio, sono maggiori dei benefici del poter trascurare quegli stati tensionali definiti come "secondari" (cedimenti, ritiro, deformazioni termiche) (Burke Jr, 2009).

Tale tipologia di ponte è stata studiata in relazione ad un prodotto prefabbricato completamente italiano: la trave prefabbricata reticolare mista (PREM). Tale elemento consentirebbe un'effettiva trasmissione delle sollecitazioni flettenti tra l'impalcato e le sottostrutture.

Le opere infrastrutturali realizzate con questa tecnologia non sono ancora molte in relazione a numerosi aspetti tecnologici che devono ancora essere completamente indagati. L'utilizzo di tale elemento permetterebbe il conseguimento dei seguenti vantaggi:

- L'utilizzo di elementi strutturali prefabbricati con performance strutturali garantite dai costruttori specializzati nel settore.
- L'utilizzo di elementi strutturali che non abbisognano di opere provvisorie di sostegno, in quanto sono già dotati di auto-portanza.

In seguito verrà però valutata l'applicabilità, e convenienza, delle travi reticolari miste prefabbricate in relazione alle luci, ad i carichi ed alla tipologia di ponte (integrale) prese in considerazione.



## **1. Problemi connessi ai giunti e ai dispositivi d'appoggio**

Nel presente capitolo si vogliono evidenziare in dettaglio gli svantaggi connessi all'adozione dei giunti e dei dispositivi di appoggio (classici o antisismici), prassi progettuale odierna dei ponti.

Si definisce dispositivo di appoggio un organo che collega due elementi strutturali, l'impalcato con la sottostruttura (pila o spalla) (Petrangeli, 1996).

Il comportamento ideale di questo dovrebbe essere tale da:

- Trasmettere forze in una determinata direzione senza che avvengano spostamenti relativi tra gli elementi.
- Consentire gli spostamenti relativi nelle direzioni non vincolate senza che vengano trasmesse forze parassite in queste direzioni.

Nella realtà, a causa delle tolleranze di fabbricazione e dell'elasticità propria dei materiali, non è possibile annullare gli spostamenti nelle direzioni vincolate, mentre lungo le direzioni libere nascono comunque delle forze a causa dell'attrito tra materiali.

Il dimensionamento di tali dispositivi tiene conto dell'importanza che questi rivestono nella cinematica del ponte. Per questo motivo, le sollecitazioni dimensionanti sia per lo stato limite di esercizio sia per lo stato limite ultimo sono molto severe e rientrano nella logica di stabilire una gerarchia delle resistenze.

Ciò non di meno questi dispositivi sono soggetti ad usura ed il livello di degrado deve essere monitorato, come indicato nel piano di manutenzione redatto dal progettista secondo la norma UNI EN 1337 sugli appoggi.

Nella norma si indica che i produttori debbono realizzare dispositivi per i quali sia garantita una vita utile di almeno 10 anni senza manutenzione.

Vita utile, comunque, ben lontana da quella della struttura a cui appartiene (50 anni per opere ordinarie e 100 anni per opere strategiche).

Al fine di allungare la vita utile dei dispositivi si devono effettuare delle ispezioni atte ad accertare il livello di degrado.

La norma distingue due tipi ispezione. La prima viene indicata come "ispezione periodica" (ogni 3 o 5 anni) durante la quale si debbono effettuare le seguenti verifiche:

- Verifica della capacità di spostamento residuo;
- Ricontra di eventuali difetti visibili;
- Verifica delle condizioni degli ancoraggi;
- Stato di protezione anticorrosiva, parapolvere e guarnizioni;
- Condizioni delle superfici di scorrimento o di rotolamento;
- Difetti visibili nelle parti di struttura a contatto.

La seconda tipologia di verifica viene detta “principale”, da effettuarsi ad un anno dalla messa in servizio della struttura e poi con cadenza raccomandata di circa 10 anni. Le verifiche da compiersi sono:

- Verifiche degli scorrimenti e delle rotazioni;
- Verifica usura PTFE;
- Verifica dello stato superficiale degli appoggi in gomma;
- Tutte le verifiche dell’ispezione periodica.

I reali punti deboli dei ponti sono però i giunti di dilatazione termica.

Questi elementi permettono gli spostamenti relativi tra parti strutturali contigue assicurando al contempo la continuità del piano carrabile ed evitando percolamenti di acque inquinate da sali disgelanti sulle strutture portanti.

Essi sono gli elementi che più influenzano la durabilità del ponte in relazione alla loro capacità di non lasciar filtrare acque inquinate che possono accelerare i processi corrosivi delle armature di pulvini e travi principali. Chiaramente la loro efficienza dipende dallo stato di degrado dell’elemento stesso, facilmente raggiunto a causa degli elevati livelli di stress cui è sottoposto.

Una delle prime, ed evitabili, cause di danneggiamento del giunto è l’errata progettazione dello stesso. L’errata stima dell’escursione del dispositivo può causarne l’apertura o il danneggiamento per fenomeni di “martellamento”. Tale fenomeno non è da escludersi soprattutto in relazione ad eventi sismici di una certa intensità la cui domanda di spostamento supera la capacità del giunto prevista in sede di progettazione.

Un’altra problematica simile è il riempimento del giunto con materiale detritico proveniente dal deterioramento del manto stradale, il quale ne impedisce il successivo accorciamento.

Altri svantaggi relativi all’adozione di giunti di dilatazione riguardano la riduzione del comfort da parte dell’utente che percepisce l’elemento soprattutto a livello sonoro.

Inoltre il transito del veicolo sopra all’elemento provoca sollecitazioni dinamiche sia sugli organi di sospensione del mezzo sia sul giunto stesso e sulla pavimentazione a contatto di questo.

Tali sollecitazioni rappresentano la normale usura del dispositivo ma, unitamente alle escursioni termiche, in particolare al gelo, possono causarne il rapido deterioramento della gomma (componente principale di questi elementi) compromettendone la funzionalità.

Per questo motivo il monitoraggio dell’elemento dovrebbe essere eseguito in corrispondenza dell’ispezione principale dei dispositivi di appoggio.

Tutte queste attività di monitoraggio (ed eventuale sostituzione) generalmente non vengono realizzate dagli enti gestori a causa dell’onere economico non gestibile e programmabile.

Quindi, sono proprio gli enti gestori delle infrastrutture a richiedere ai progettisti soluzioni gestibili economicamente dal punto di vista manutentivo.

Questo contenimento di costi spinge allora i progettisti a considerare lo schema strutturale “integrale” per ponti di nuova costruzione o che necessitano di un ricondizionamento.



Giunto coperto dalla pavimentazione e poi fessurato dalla dilatazione termica. Di seguito la percolazione delle acque meteoriche attraverso il giunto e poi sulle strutture portanti. Ponte sull'Adige ad Albaredo (VR). (Corso di progettazione di Ponti, UNIPD, 2011-2012)



Espulsione del copri ferro a causa dell'ossidazione delle armature provocata dalla percolazione delle acque meteoriche.



Danneggiamento del giunto d'espansione a causa dell'eccessivo movimento dello stesso in seguito ad azione sismica. Nuovo ponte Surajbari, India. (Tandon M., 2005)



## 2. Stato dell'arte

### 2.1 Introduzione

Benché la progettazione “consapevole” o “voluta” dei ponti integrali possa essere considerata “moderna”, osservando lo stato dell'arte dei ponti, si può notare come in passato questa fosse l'unica tipologia realizzabile con la tecnologia dell'epoca.

Se si riflette infatti sui ponti ad arco costruiti nell'epoca romana, questi non possono che essere classificati come ponti integrali.

Come è stato già descritto sommariamente nell'introduzione, i ponti romani erano strutture ad arco fortemente iperstatiche e massicce, caratterizzate da murature in pietre e mattoni, che venivano riempite con materiale permeabile in modo da favorire il drenaggio delle acque.

Queste strutture erano volte a sfruttare la resistenza a compressione dei materiali. Per questo motivo erano caratterizzate da raggi di curvatura piuttosto stretti e quindi forti pendenze del piano carrabile.

Un esempio classico di queste costruzioni è il “Ponte di Alcantara” sul fiume Tago. Costruito nel II secolo d.C. con muratura a secco e caratterizzato da sei campate, di cui le due centrali di lunghezza di 30 m ed altezza dal pelo libero dell'acqua di 52 m (Tilly G.P., 1994).

A rigore queste strutture non potrebbero essere classificate come ponti integrali, poiché sono caratterizzate da una struttura “cava” e non “monolitica”, come si intende progettare in senso moderno un ponte integrale.

Tale struttura “cava” era però necessaria al fine di non creare infrastrutture strutture troppo pesanti, le quali sarebbero state difficilmente risolvibili a livello di fondazione.

Un altro esempio di viadotto romano d'eccezionale lunghezza è l'acquedotto di Segovia, lungo 728m. Resta un mistero se i costruttori dell'epoca tenessero in conto eventuali effetti termici ed eventualmente che grado di conoscenza avessero del problema stesso.



Ponte romano di Alcantara (immagine a sinistra) ed a Acquedotto di Segovia (immagine a destra) ( da wikipedia.org).

Altri esempi di ponti ad arco con schema iperstatico eseguiti con diverse tecnologie possono essere l'“Iron Bridge” sul fiume Severn in Gran Bretagna. Realizzato in ghisa nel 1779, fu il primo ponte metallico nella storia delle costruzioni. Privo di dispositivi di appoggio, le estremità delle costole venivano inserite in incavi appositamente creati sulle murature e quindi considerabili in definitiva fisse.

Gli effetti della temperatura divennero noti solo durante la costruzione del “Southwark Bridge” nel 1818. Si constatò, che l'aumento della temperatura durante la stagione estiva causava un innalzamento medio del coronamento di 38 mm (Tilly G.P., 1994).



Iron Bridge (1779) (immagine a sinistra) e Southwark Bridge, Londra (1819) (immagine a destra) (da wikipedia.org).

Bisogna aspettare però il 1846 per l'adozione dei primi appoggi scorrevoli, previsti per la costruzione del “Britannia Bridge”. La trave a sezione scatolare in acciaio era infatti fissa sulla torre centrale e libera di scorrere sulle torri laterali. Fu quest'opera a rappresentare un cambio di direzione nello schema statico da adottarsi nei ponti.



Britannia Bridge, Anglesey (1846) (immagine a sinistra) e viadotto Glenfinnan, Scozia (1897) (immagine a destra) (da wikipedia.org).

Cambiando materiale da costruzione, e passando al calcestruzzo, un famoso ponte ad arco in calcestruzzo non armato è il viadotto Glenfinnan. Costruito nel 1897, la struttura è composta da ventuno campate di 15m di lunghezza ed una quota di 27m. Durante la progettazione si tenne conto di possibili cedimenti differenziali delle pile, per questo motivo vennero installare delle piastre

d'acciaio (spessore 12mm) posizionate al coronamento di ogni arco in grado di scorrere. Non vennero previsti, invece, dispositivi in grado di assorbire espansioni longitudinali della struttura. Nei primi decenni del '900 vi fu sempre una maggior comprensione dei problemi collegati ai possibili cedimenti differenziali delle pile ed alle dilatazioni termiche. La maggior parte dei progettisti dell'epoca preferirono quindi adottare schemi statici di semplice appoggio, che permettessero allungamenti longitudinali del ponte (quindi l'adozione di giunti e appoggi scorrevoli) e soprattutto un calcolo più semplice della struttura.

Anche se erano consapevoli che l'adozione di schemi continui multi campata producevano momenti flettenti in campata minori e quindi un risparmio di materiale (Bressey, 1933).

## **2.2 Ponti Integrali negli Stati Uniti d'America**

La prima importante svolta nella progettazione di ponti nella direzione di sovrastrutture continue, viene fatta risalire al Maggio del 1930, quando venne pubblicato un articolo dal titolo "*Analysis of Continuous Frames by Distributing Fixed Moments*" (Burke Jr, 2009). In quell'articolo, il Professor Hardy Cross presentò un metodo semplice e veloce per il calcolo della distribuzione dei momenti flettenti di telai e travi a nodi fissi.

Da questo momento i progettisti di ponti negli Stati Uniti iniziarono ad abbandonare gli schemi in semplice appoggio adottando in luogo di questi schemi di trave continua.

Il primo ponte integrale costruito negli Stati Uniti è stato il "Teens Bridge" (Burke Jr, 2009).

Realizzato nel 1938 vicino ad Eureka in Gallia County (Ohio), la sua struttura è costituita da cinque campate continue in calcestruzzo armato, sostenute da pile e spalle.

Ohio, South Dakota ed Oregon furono i primi stati tra gli anni '30 e '40 ad utilizzare in maniera estesa la tipologia di ponte integrale; seguì la California negli anni '50 ed infine il Tennessee.

Si unirono poi molti altri stati durante gli anni '60 in seguito allo sviluppo della rete autostradale americana (National Interstate Highway System).

Le linee guida per la progettazione secondo uno schema di ponte integrale sono molto varie e cambiano da stato a stato. Per questo motivo ogni dieci anni circa la "Federal Highway Administration" (FHWA) propone un sondaggio al fine di confrontare i diversi approcci progettuali adottati dai diversi stati evidenziando le contraddizioni.

Di seguito si propone una sintesi dell'ultimo sondaggio realizzato dall'ente statunitense.

## **Sondaggio Federal Highway Administration (2005)**

Maruri e Petro (2005) hanno condotto un sondaggio su 50 stati, con lo scopo di esaminare l'evoluzione della progettazione e costruzione di "Integral Abutment Bridge" (IAB) nell'ultimo decennio (l'ultimo sondaggio risale al 1995).

All'epoca del sondaggio si registrano circa 9000 ponti integrali e 4000 ponti semi integrali, due terzi dei quali costruiti dopo il 1995.

Gli autori hanno evidenziato che la maggior parte degli stati ha posto dei limiti alla lunghezza totale del ponte (non alla singola campata) ed alla sua inclinazione. Si sconsiglia inoltre l'adozione di ponti integrali quando è richiesta una curva.

Il 33% degli stati ha considerato gli effetti della viscosità del calcestruzzo.

I maggiori dettagli riguardano l'interazione terreno-struttura. Gli autori hanno rilevato che la maggior parte degli stati utilizza pali di fondazione in acciaio, ad eccezione di Hawaii e Nevada che utilizzano pali trivellati in calcestruzzo. Il 33% degli stati orienta i pali con l'asse di inerzia forte parallelo all'asse delle travi, mentre il 46% secondo l'asse debole. Il 41% degli stati non tiene conto degli effetti del momento flettente o dell'azione tagliante (relative allo spostamento o rotazione dell'impalcato) nella determinazione della capacità portante dei pali.

Un altro aspetto importante è relativo al terreno dietro alla spalla. L'8% degli stati intervistati utilizza la spinta attiva del terreno dietro alle spalle, il 33% quella passiva e la restante parte una composizione di attiva e passiva o differenti metodi. Il 69% degli stati specifica che il terreno dietro alle spalle deve essere compattato, mentre solo l'8% lo pone non compattato.

Dall'ultimo sondaggio (1995) l'utilizzo della terra armata è molto aumentato. Frequentemente si sposta la superficie della terra armata posteriormente ai pali di fondazione di 0,6-1,5m (2-5 piedi).

La maggior problematica rilevata, comune a molti stati, è il cedimento del terreno sotto la soletta di approccio, con la sua conseguente fessurazione.

Infine, è stato riscontrato che il 60% degli stati non ha cambiato alcun criterio di progettazione in termini di carichi assunti, sottostrutture, spalle, solette d'approccio, terreno di riempimento dietro alle spalle a dispetto delle fessurazioni rilevate.

Le performance riguardanti i ponti integrali riportate in letteratura sono abbastanza affidabili purché la lunghezza totale del ponte e l'inclinazione in pianta siano modeste. Tuttavia, a dispetto del volume degli studi effettuati, alcuni risultati tra i diversi stati sono discordanti (ad esempio il rapporto tra le rigidità spalle e travi). Probabilmente tali risultati trovano giustificazione nei diversi particolari costruttivi adottati dai vari stati. Pertanto in futuro si raccomanda lo sviluppo di linee guida comuni basate su una ricerca programmata svolta da diversi stati.

## Linee guida FHWA (2005)

Mistry (2005) ha notato che l'80% dei ponti presenti negli Stati Uniti hanno una lunghezza totale minore di 180 piedi (54,84 m), ben al di sotto del limite pratico fissato per i ponti integrali.

L'autore presenta anche una lista di 25 indicazioni per la progettazione delle opere, tra queste le principali sono:

- Utilizzo di una singola fila di pali orientati secondo l'asse d'inerzia debole.
- Utilizzare pali di acciaio per la massima duttilità e durabilità.
- L'inghisaggio del palo di fondazione con la sovrastruttura deve essere pari a due diametri del palo.
- Il terreno retrostante le spalle deve possedere un'adeguata granulometria in modo da consentire eventuali espansioni o contrazioni del ponte.
- Utilizzare abbondanti armature per prevenire il ritiro della soletta sopra la spalla.
- Provvedere a forare la parte terminale delle travi di acciaio per la continuità delle armature della spalla.
- Provvedere alla creazione di fori trivellati fino ad una profondità di 10 piedi (3 m) per limitati spostamenti dei pali in caso di traslazione della sovrastruttura.
- Prediligere la simmetria del ponte (inclinazione massima in pianta di 30°) in modo da minimizzare potenziali forze longitudinali sulle pile ed uguale pressione sulle spalle.

| Stato         |    | Lunghezza limite per inclinazioni nulle in pianta   |        |         |        | Inclinazione limite [°] |
|---------------|----|---|--------|---------|--------|-------------------------|
|               |    | Calcestruzzo  |        | Acciaio |        |                         |
|               |    | [ft]  |        | [m]     |        |                         |
|               |    | [ft]  | [m]    | [ft]    | [m]    |                         |
| Iowa          | IA | 575.00  |        | 175.26  |        | 45.00                   |
| Indiana       | IN | 300.00  | 91.44  | 250.00  | 76.20  | 30.00                   |
| Kansas        | KS | 500.00  | 152.40 | 300.00  | 91.44  | no limit                |
| Massachussets | MA | 600.00  | 182.88 | 350.00  | 106.68 | 30.00                   |
| Maine         | ME | 330.00  | 100.58 | 200.00  | 60.96  | 25.00                   |
| Michigan      | MI | 400.00  | 121.92 | 300.00  | 91.44  | 30.00                   |
| Minnesota     | MN | 300.00  |        | 91.44   |        | 30.00                   |
| Missouri      | MO | 600.00  | 182.88 | 425.00  | 129.54 | 45.00                   |
| Nebraska      | NE |   |        |         |        |                         |
| New Jersey    | NJ | 450.00  |        | 137.16  |        | 30.00                   |
| New York      | NY | 330.00  |        | 100.58  |        | 45.00                   |
| Ohio          | OH | 250.00  |        | 76.20   |        | 30.00                   |
| Oregon        | OR | NR  |        | NR      |        | NR                      |
| South Dakota  | SD | 700.00  | 213.36 | 350.00  | 106.68 | 35.00                   |
| Tennessee     | TN | 800.00  | 243.84 | 400.00  | 121.92 | no limit                |
| Vermont       | VT | 590.00  | 179.83 | 330.00  | 100.58 | 20.00                   |
| Wisconsin     | WI | 300.00  | 91.44  | 150.00  | 45.72  | 15.00                   |
| Wyoming       | WV | In funzione di una traslazione max di 2 once (5 cm) |        |         |        | 30.00                   |

Lunghezze ed inclinazioni in pianta limite per IAB nei vari DOTs degli Stati Americani (Olson et al., 2009).

| Stato         | Comments   |
|---------------|--|
| Iowa          | IA Predrill to 8 feet for bridges over 130 feet long, and fill the hole with bentonite.                  |
| Indiana       | IN Predrill to 8 feet if foundation soil is hard.  |
| Kansas        | KS Not reported.   |
| Massachussets | MA Predrill to feet and fill with loose granular material.   |
| Maine         | ME Predrill to 10 feet.  |
| Michigan      | MI Predrill to 10 feet.  |
| Minnesota     | MN Predrill only in very compact soil to facilitate pile driving rather than to influence IAB behaviour. |
| Missouri      | MO Predrill only in new fill to prevent downdrag on the piles.   |
| Nebraska      | NE Predrill to the engineer's recommendation.  |
| New Jersey    | NJ Predrill to 8 feet for bridges over 100 feet long.  |
| New York      | NY Predrill to 8 feet and fill with loose granular material.   |
| Ohio          | OH Not recommended.  |
| Oregon        | OR Not recommended.  |
| South Dakota  | SD Predrill to 10 feet.  |
| Tennessee     | TN Not reported.   |
| Vermont       | VT Predrill only in very compact soil.   |
| Wisconsin     | WI Not reported.   |
| Wyoming       | WV Predrill to 15 feet, or predrill to bedrock if rock is between 10 and 15 feet below ground surface.   |

Indicazioni circa la trivellazioni precedenti alla posa dei pali di fondazione (Olson et al., 2009).

## 2.2.1 Esperienze sui ponti integrali del DOT dello stato di New York

Il Dipartimento dei Trasporti di New York (NYSDOT) utilizza i ponti integrali dal 1970. Da quel momento il progetto della struttura e dei dettagli costruttivi si è evoluta col fine di massimizzare le performance strutturali degli stessi.

Nello stato di New York sono stati costruiti approssimativamente 450 ponti integrali e semi-integrali dal 1998, anno di introduzione del ponte semi-integrale (Yannoti et al., 2005).

Originariamente il progetto di ponti integrali prevedeva l'adozione di una fila di pali di fondazione con sezione ad  $H$  in acciaio orientati secondo l'asse debole di inerzia.

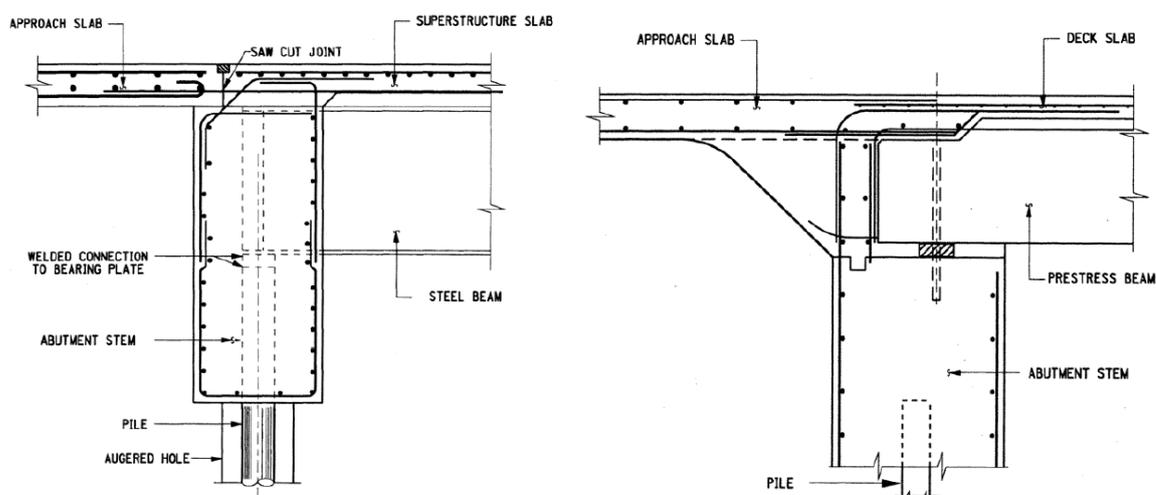
Le travi del ponte, anch'esse in acciaio, venivano collegate ai pali di fondazione con saldature. Il nodo veniva poi affogato in un getto di calcestruzzo creando un collegamento rigido con la soletta dell'impalcato.

Le linee guida di progetto prevedevano che i pali di fondazione fossero progettati solo per carichi verticali trascurando momenti flettenti ed azioni taglianti. I muri d'ala venivano progettati tenendo conto della spinta passiva del terreno.

Nello Stato di New York era inoltre prassi progettare la sovrastruttura accostando travi a cassone in calcestruzzo precompresso, tale tradizione progettuale venne estesa anche ai ponti integrali.

Le ipotesi progettuali erano le medesime dei ponti con travi in acciaio. Le principali differenze riguardavano le fasi costruttive chiaramente influenzate dalla tecnologia utilizzata.

Travi e spalla non venivano più collegati rigidamente per mezzo di saldature. La trave veniva semplicemente appoggiata sulla spalla, ed il nodo veniva creato con un getto di completamento successivo che andava a creare anche la soletta dell'impalcato e di approccio.



Tipiche sezioni dei primi ponti integrali realizzati nello Stato di New York. (Yannoti et al, 2005)  
Impalcato realizzato con travi in acciaio (immagine a sx) o con travi in c.a.p. (immagine a dx).

Nel 1996, lo Stato di New York ha eseguito un monitoraggio sull'intera popolazione di ponti esistenti per valutare l'efficienza delle soluzioni adottate in passato ed approntare delle modifiche per la realizzazione di nuove strutture.

In generale, l'analisi statica condotta sulle opere in oggetto ha mostrato risultati eccellenti o, comunque, soddisfacenti. In ogni caso evidenzia prestazioni superiori rispetto ai ponti con giunti aventi la stessa età.

Per i ponti costituiti da travi accostate in calcestruzzo precompresso sono state approntate delle modifiche alla parete posteriore delle spalle, alla soletta di approccio ed alla soletta dell'impalcato.

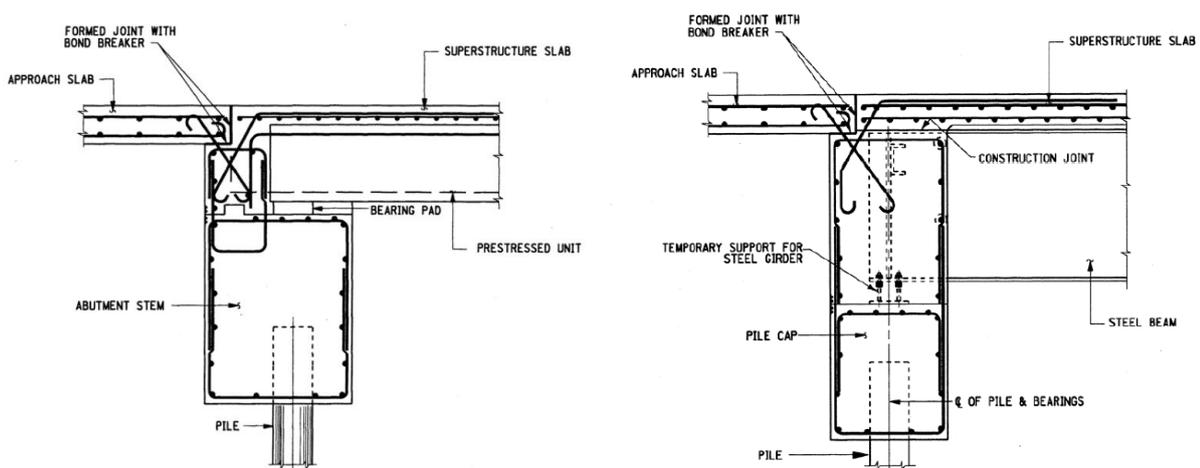
La connessione con la sovrastruttura è stata migliorata estendendo i trefoli di acciaio e le armature lente della soletta dell'impalcato fino alla parete posteriore delle spalle.

Il muro posteriore della spalla viene inclinato di  $45^\circ$  in modo che la soletta di approccio venga gettata insieme alla soletta dell'impalcato andando a ricreare la continuità.

Questo dettaglio costruttivo si è dimostrato essere però non soddisfacente. Infatti la soletta di approccio, non essendo in grado di accompagnare le deformazioni conseguenti i cedimenti del terreno di riempimento, si fessurava longitudinalmente e trasversalmente in corrispondenza della spalla.

Si è risolto il problema realizzando getti separati per la soletta di approccio e di impalcato, ponendo in mezzo un giunto ed eliminando le armature longitudinali di continuità.

Le armature sono disposte quindi a  $45^\circ$  in modo da consentire la rotazione della soletta di appoggio nel caso in cui vi siano cedimenti del terreno di riempimento.



Sezioni attuali dei ponti integrali realizzate nello Stato di New York. (Yannotti et al., 2005)  
Sovrastruttura formata da travi accostate in c.a.p. (immagine a sx) e sovrastruttura realizzata con travi in acciaio (immagine a dx).



Immagine che raffigura la trave in calcestruzzo precompresso in appoggio temporaneo sulla spalla (White, 2005).

Tale particolare costruttivo è stato poi adattato anche ai ponti con sovrastruttura realizzata con travi in acciaio, dal momento che si riscontravano fessurazioni del tutto simili alle precedenti.

Un altro problema che affliggeva i ponti con travi in acciaio era la bassa tolleranza (1 pollice  $\approx$  2,5 cm) di posa dei pali infissi, dal momento che questi andavano poi saldati con le travi.

Si è quindi risolto il problema andando ad affogare travi e teste dei pali direttamente nel corpo di calcestruzzo delle spalle, col risultato di prestazioni meccaniche simili ed una notevole semplificazione nella posa in opera degli elementi.

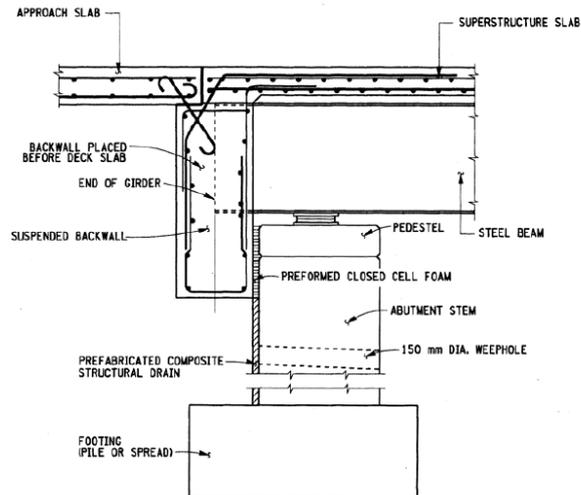


Immagine che raffigura il supporto temporaneo delle travi in acciaio (White, 2005).

Lo stato di New York ricorre alla tipologia di ponte semi-integrale quando non è possibile assicurare una certa profondità dei pali di fondazione, la quale è necessaria per garantire una resistenza minima agli spostamenti orizzontali della sovrastruttura.

I ponti semi-integrali, adottando i consueti dispositivi di appoggio, consentono alla sovrastruttura di deformarsi per effetto del ciclo termico stagionale. Sono quindi sufficienti, per queste opere, fondazioni superficiali o pali poco profondi.

Le travi sono affogate nel muro posteriore che è staccato dalla spalla del ponte, per questo motivo non sono necessari giunti di espansione nella soletta.



Sezione attuale di ponte semi-integrale. (Yannotti et al., 2005).

La soletta di approccio viene poi realizzata secondo il particolare costruttivo consueto per i ponti integrali.

Attualmente i ponti integrali rappresentano la prima scelta nello Stato di New York nel momento della costruzione di nuove infrastrutture entro certi limiti geometrici. Al momento (2005) sono presenti 447 ponti integrali, di cui 290 con sovrastruttura in calcestruzzo e 147 in acciaio.

Il più lungo ponte in servizio, costituito da quattro campate, misura 350 piedi (106,7 m).

Nel 2005 i limiti assunti dal NYSDOT per la progettazione di ponti integrali sono:

1. La lunghezza totale del ponte deve essere inferiore a 650 piedi (198,1 m). Non ci sono limitazioni sulla lunghezza della singola campata.
2. Inclinazione in pianta del ponte massima di 45°.
3. La dimensione tra la base delle spalle del ponte e il lembo inferiore delle travi è limitato a 5 piedi (1,5 m).
4. Non sono concesse travi curve.
5. Massima inclinazione trasversale del ponte 5°.

Vengono utilizzati sia pali in acciaio sia pali in calcestruzzo gettati in opera. Per questi però è presente una limitazione sulla lunghezza totale dei ponti di 160 piedi (48,8 m).

I pali devono avere una profondità minima di 20 piedi (6 m) e deve esserci un foro profondo 10 piedi (3 m) nel caso in cui la lunghezza del ponte sia maggiore di 100 piedi (30 m).

I pali in acciaio sono orientati con l'asse forte parallelo alle travi.

I muri di contenimento, quando le dimensioni di questi sono superiori a 13 piedi (4 m), sono staccati dalle spalle al fine di minimizzare il momento flettente prodotto dalla spinta passiva del terreno.

I pali sono dimensionati per carichi verticali e non viene esplicitata la valutazione dei momenti flettenti.

## 2.2.2 Ponti integrali nel New England

Negli ultimi vent'anni, i dipartimenti di trasporto di ognuno dei sei stati del New England (Maine, New Hampshire, Massachusetts, Vermont, Connecticut e Rhode Island) sono ricorsi alla tipologia di ponte integrale costruendo oltre 130 nuove unità (Conboy e Stoothoff, 2005). In particolare, negli ultimi dieci anni, i ponti integrali costruiti superano in numero le realizzazioni di ponti "tradizionali" divenendo la prima scelta nel caso di sostituzione di un'infrastruttura esistente. L'utilizzo di questa tipologia di struttura presenta comunque dei vincoli progettuali quali le caratteristiche del terreno di fondazione, le luci massime del ponte o l'inclinazione in pianta dell'impalcato.

Il Maine è lo stato che da più tempo utilizza i ponti integrali, dal 1983 ha costruito circa 60 ponti integrali (metà in calcestruzzo e metà in acciaio) ed oggi circa il 75 % delle nuove progettazioni si basa sul concetto di ponte senza giunti. Nel 1993 il *Maine Department of Transportation* inserisce le linee guida per la progettazione di ponti integrali nel proprio *Bridge Design Manual*.

Il secondo stato che utilizza maggiormente i ponti integrali è il Massachusetts, con 31 ponti costruiti dal 1991. Il *Massachusetts Highway Department* ha inserito i ponti integrali all'interno del proprio *Bridge Manual* nel 1999.

Gli altri quattro stati del New England possiedono una minore esperienza ed infatti le linee guida per la progettazione sono ancora in fase di redazione (Vermont), oppure vengono adottate quelle di stati confinanti più esperti come Maine o Massachusetts (New Hampshire, Rhode Island e Connecticut).

Attualmente i limiti geometrici per i ponti integrali nel New England possono essere riassunti nella seguente tabella:

|                      | Span Length |          |          |          | Skew      |
|----------------------|-------------|----------|----------|----------|-----------|
|                      | Steel       |          | Concrete |          |           |
|                      | [ft]        | [m]      | [ft]     | [m]      | Angle [°] |
| <b>Connecticut</b>   | -           | -        | -        | -        | 20        |
| <b>Maine</b>         | 200         | 61       | 330      | 101      | 30        |
| <b>Massachusetts</b> | 330         | 101      | 590      | 180      | 30        |
| <b>New Hampshire</b> | 300         | 91       | 600      | 183      | -         |
| <b>Rhode Island</b>  | No limit    | No Limit | No Limit | No Limit | No Limit  |
| <b>Vermont</b>       | 330         | 101      | 590      | 180      | 20        |

Tabella con i limiti geometrici per i ponti negli stati del New England (Conboy e Stoothoff, 2005).

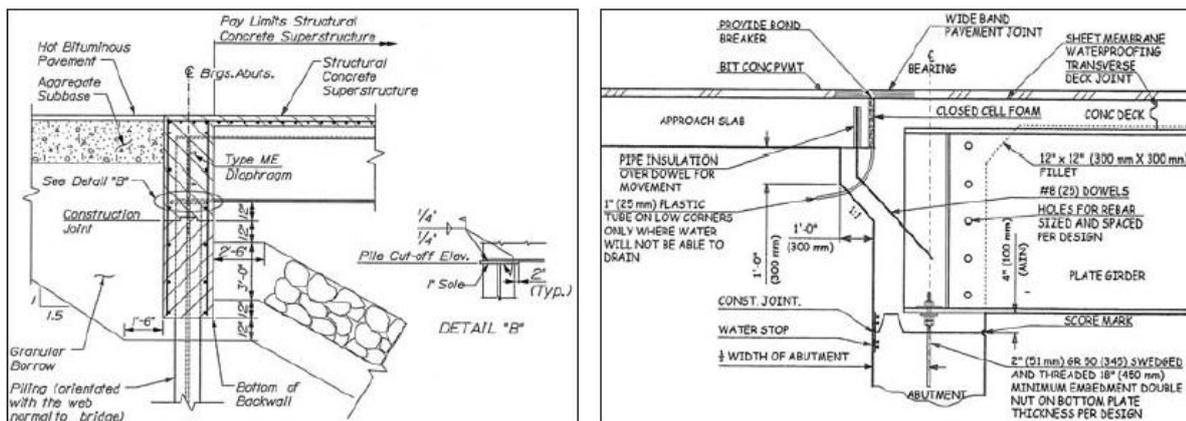
Sia lo stato del Massachusetts sia quello del Vermont progettano le spalle del ponte come una trave continua che ingloba le sezioni terminali delle travi che reggono l'impalcato. Le armature longitudinali delle spalle passano solitamente attraverso dei fori praticati sulle anime delle travi dell'impalcato, e vengono calcolate tenendo presente della spinta passiva del terreno. L'università del Massachusetts ha implementato un coefficiente che tiene conto, con maggior fedeltà, della spinta passiva del terreno a causa dei movimenti termici.

I criteri di progetto per le spalle ed i muri d'ala del ponte per i diversi stati del New England vengono descritti nella seguente tabella:

|                      | Abutment Height |      | Wingwall Orientation | Wingwall Length |     | Earth Pressure    |
|----------------------|-----------------|------|----------------------|-----------------|-----|-------------------|
|                      | [ft]            | [m]  |                      | [ft]            | [m] |                   |
| <b>Connecticut</b>   | 8               | 2    | U-back               | -               | -   | Full passive      |
| <b>Maine</b>         | 12              | 4    | Parallel             | 10              | 3   | Full passive      |
| <b>Massachussets</b> | 13              | 4    | U-Back               | 10              | 3   | Modified Pressure |
| <b>New Hampshire</b> | -               | -    | U-Back               | -               | -   | -                 |
| <b>Rhode Island</b>  | None            | None | -                    | -               | -   | -                 |
| <b>Vermont</b>       | 13              | 4    | U-back               | 10              | 3   | Full passive      |

Tabella con i limiti geometrici per spalle e muri d'ala per gli stati del New England (Conboy e Stoothoff, 2005).

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi delle spalle dei ponti, questi sono caratteristici per ogni stato e sono riportati nelle linee guida dei *Bridge Manual* di ciascuno.



Particolari costruttivi per ponti integrali in acciaio rispettivamente degli stati del Maine e Vermont (Conboy e Stoothoff, 2005).

La connessione tra pali di fondazione e spalle viene garantita da un getto di inghisaggio che copre gli ultimi 60-90 cm delle teste dei pali (ad eccezione del Maine che continua a saldare le travi alle teste dei pali).

Sia il Massachussets che il Vermont sono soliti pre-forare il terreno attorno ai pali di fondazione per una profondità di circa 2.5 m, successivamente tali fori vengono riempiti con materiale di adeguata granulometria. Tale particolare costruttivo consente una maggior flessibilità del palo di fondazione sottoposto agli spostamenti termici dell'impalcato.

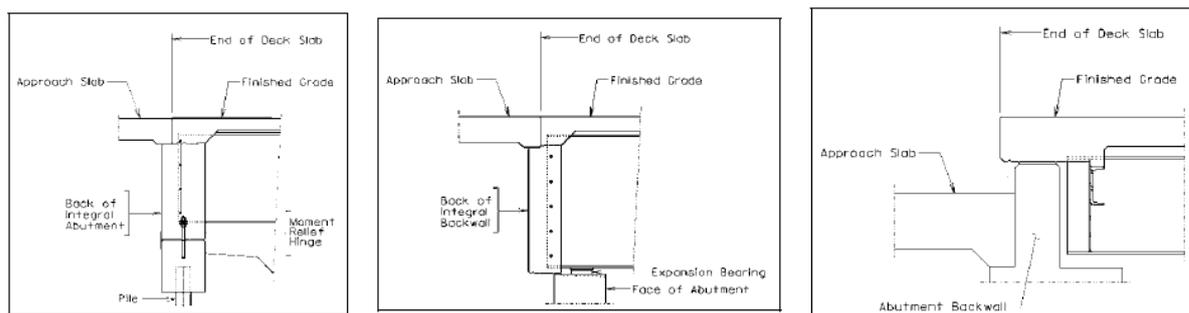
Nel caso di ponti con impalcato sorretto da travi in calcestruzzo prefabbricato lo stato del Maine prevede di appoggiarle su strisce di neoprene. Negli altri stati invece le travi sono temporaneamente appoggiate su ancoraggi in acciaio che vengono inglobati nel getto di calcestruzzo di completamento.

## 2.2.3 Esperienze sui ponti integrali nello stato della Virginia

I ponti senza giunto rappresentano la risposta al problema del degrado chimico causato dai sali disgelanti che altrimenti filtrerebbero attraverso i giunti di dilatazione termica (Weakley, 2005). Lo stato della Virginia dal 1985 è attivo nella costruzione e nella sperimentazione di queste strutture; l'esperienza accumulata gli ha consentito di formare delle proprie linee guida sulla progettazione di queste opere.

Il *Virginia Department of Transportation* (VDOT) attualmente promuove tre modelli di ponti senza giunti: completamente integrale, semi-integrale e soletta continua.

I ponti integrali sono caratterizzati dall'aver le travi affogate in un diaframma in calcestruzzo collegato rigidamente con le strutture di fondazione. Il modello semi-integrale si differenzia dal precedente per il fatto che il diaframma che ingloba le travi è scollegato dalle strutture fondazionali e le travi poggiano su queste ultime per mezzo di dispositivi di appoggio. Infine, i ponti con soletta continua rappresentano quelle infrastrutture la cui soletta dell'impalcato viene estesa oltre la spalla fino alla soletta di approccio.



Rappresentazione rispettivamente di ponte integrale, semi-integrale ed a soletta continua (Weakley, 2005).

I limiti geometrici attuali per la lunghezza e l'inclinazione in pianta dei ponti senza giunti in Virginia sono riportati di seguito:

|                                   | <b>Full Integral</b>       | <b>Semi-Integral</b> | <b>Deck Extensions</b> |
|-----------------------------------|----------------------------|----------------------|------------------------|
| <b>Steel Bridge</b>               | 300 ft (90 m) for 0° skew  | 450 ft (135 m)       | 450 ft (135 m)         |
|                                   | 150 ft (45 m) for 30° skew | 30° max skew         | 30° max skew           |
| <b>Concrete Bridge</b>            | 500 ft (150 m) for 0° skew | 750 ft (225 m)       | 750 ft (225 m)         |
|                                   | 250 ft (75 m) for 30° skew | 45° max skew         | 45° max skew           |
| <b>Total Movement at Abutment</b> | 1 1/2 in                   | 2 1/4 in             | 2 1/4 in               |

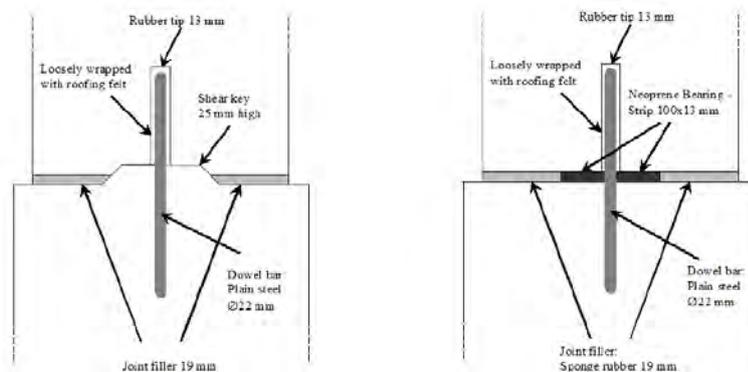
Limiti geometrici e di inclinazione in pianta in vigore al VDOT per i ponti senza giunti (Weakley, 2005).

Il VDOT ha sviluppato anche un algoritmo che indica la tipologia di ponte più adatta alla situazione in esame. Chiaramente la prima scelta è rappresentata dal ponte integrale. La prassi progettuale per queste infrastrutture vuole che alle fondazioni siano presenti pali in acciaio con sezione ad  $H$  disposti secondo l'asse di inerzia debole.

Al fine di ridurre le sollecitazioni sui pali di fondazione i progettisti in Virginia hanno ideato una cerniera tra spalla e pali di fondazione in modo da trasferire unicamente le azioni taglianti e non i momenti flettenti.

Il dettaglio costruttivo originale prevedeva l'adozione di una chiave di taglio.

Gli studi di ricerca hanno nel tempo migliorato tale particolare costruttivo prevedendo l'adozione di strisce di neoprene al fine di migliorare la capacità rotazionale della cerniera.



Evoluzione del particolare costruttivo della cerniera alla testa dei pali di fondazione (Weakly, 2005).

Qualora non vi siano le condizioni per la realizzazione di un ponte integrale si adotta la tipologia di ponte semi-integrale: soluzione meno economica ma più adattabile alle diverse condizioni ambientali, infatti è la più utilizzata nel ricondizionamento di ponti esistenti.

Generalmente si ricorre a questo modello strutturale quando non è possibile raggiungere la profondità minima di 25 ft (7,5 m) dei pali di fondazione.

Nel caso in cui anche per i ponti semi-integrali i limiti geometrici di lunghezza ed inclinazione massima fossero superati si ricorre all'estensione della soletta. Tale soluzione rappresenta una via di mezzo tra la tradizionale progettazione dei ponti e la nuova filosofia dell'eliminazione dei giunti, che in questo caso viene applicata solo alle parti superficiali.

Come in altri stati americani il danneggiamento riscontrato più frequentemente è rappresentato dalla fessurazione della soletta di approccio in corrispondenza della fine delle barre di armatura. La fessurazione è dovuta alla rotazione della soletta in seguito al cedimento del terreno sottostante e l'incapacità del nodo di ruotare a causa della disposizione orizzontale delle barre. Il particolare costruttivo è stato quindi modificato, inserendo delle barre di armatura inclinate, in grado così di accogliere la rotazione della soletta.

## 2.3 Ponti integrali in Europa

Mentre negli Stati Uniti la tipologia del ponte integrale è molto presente sul territorio, arrivando a contare oltre 9000 infrastrutture di questo tipo, nel vecchio continente solo di recente viene presa in considerazione.

Non esistono, ad eccezione di Regno Unito, Svezia e Norvegia, normative tecniche che descrivono tali opere, ed infatti i pochi esempi costruiti sono frutto dell'esperienza individuale di singoli progettisti che hanno perseguito lo scopo di minimizzare i costi di costruzione e di mantenimento delle opere stesse.

Queste opere comunque hanno mostrato risultati più che soddisfacenti, tanto da suscitare un progressivo interesse da parte degli enti gestori delle infrastrutture.

Con gli obiettivi di confrontare i criteri di progettazione, costruttivi e gli aspetti manutentivi di queste opere, è stato organizzato nel Maggio 2006 a Stoccolma un Workshop Internazionale sui ponti integrali a cui sono stati invitati otto rappresentative degli stati Europei (Collin et al., *International Workshop on the Bridge with Integral Abutments*, 2006).

Il Workshop ha evidenziato un reale interesse per questa tipologia di ponte nel futuro, oltre che ottimi risultati per i casi studio presi a campione. Per questi motivi nel Gennaio 2007 è stato inviato un sondaggio al fine di illustrare i criteri di progettazione adottati nei vari stati europei (White, 2007). Regno Unito, Finlandia, Francia, Irlanda, Lussemburgo, Germania, e Svezia hanno partecipato al sondaggio.

Le risposte della Francia non vengono riportate, poiché le strutture che vengono progettate sono assimilabili a telai a nodi fissi ma non sono classificabili come ponti integrali, ed del Lussemburgo, in quanto ha presentato pochi casi studio.

Di seguito vengono riassunte in tabelle le risposte principali del sondaggio europeo del 2007.

| <b>Criteria INTEGRAL ABUTMENT</b>  | <b>England</b> | <b>Finland</b>          | <b>Ireland</b> | <b>Germany</b> | <b>Sweden</b>           |
|--|----------------|-------------------------|----------------|----------------|-------------------------|
| <i>Use Fully Integral abutment Bridge?</i>   | Yes            | Yes                     | Yes            | Yes            | Yes                     |
| <i>Maximum Skew Angle?</i>   | 30°+           | 30°                     | 30°+           | None           | None                    |
| <i>Steel Pile Foundation Used?</i>   | Yes            | Yes                     | Yes            | Rarely         | Yes                     |
| <i>Steel Pipe Pile Filled with Reinforced Concrete?</i>                            | Rarely         | No                      | Yes            | Rarely         | Yes                     |
| <i>Reinforced Concrete pile Foundation Used?</i>                                   | Yes            | Rarely                  | Yes            | Yes            | No                      |
| <i>Prestressed Piles Used?</i>   | Rarely         | No                      | Rarely         | None           | Yes                     |
| <i>Spread Footing Used?</i>  | Yes            | No                      | Yes            | Yes            | Yes                     |
| <i>Use Active Soil Pressure, Full passive Soil Pressure, or Other Requirement?</i> | Other Reqmt.   | Depends on span Length. | Other Reqmt.   | Passive        | Depends on span length. |
| <i>Approach Slabs Recommended?</i>   | No             | Yes                     | No             | Yes            | Varies                  |
| <i>Wingwalls Permitted to be Cast rigidly with Abutment Stem?</i>                  | Yes            | Yes                     | Yes            | Yes            | Yes                     |
| <b>Criteria SEMI-INTEGRAL ABUTMENT</b>   | <b>England</b> | <b>Finland</b>          | <b>Ireland</b> | <b>Germany</b> | <b>Sweden</b>           |
| <i>Use Semi-integral Abutment Bridges?</i>   | Yes            | Yes                     | Yes            | No             | Yes                     |
| <i>Maximum Skew Angle?</i>   | 30°+           | 30°                     | 30°+           | -              | None                    |
| <i>Steel Pile Foundation Used?</i>   | Yes            | Yes                     | Yes            | -              | Yes                     |
| <i>Steel Pipe Pile Filled with Reinforced Concrete?</i>                            | Rarely         | No                      | Yes            | -              | Yes                     |
| <i>Reinforced Concrete pile Foundation Used?</i>                                   | Yes            | Rarely                  | Yes            | -              | -                       |
| <i>Prestressed Piles Used?</i>   | Rarely         | No                      | Rarely         | -              | Yes                     |
| <i>Spread Footing Used?</i>  | Yes            | Yes                     | Yes            | -              | Yes                     |
| <i>Use Active Soil Pressure, Full passive Soil Pressure, or Other Requirement?</i> | Other Reqmt.   | Depends on span Length. | Other Reqmt.   | -              | Depends on span length. |
| <i>Approach Slabs Recommended?</i>   | No             | Yes                     | No             | -              | Varies                  |
| <i>Wingwalls Permitted to be Cast rigidly with Abutment Stem?</i>                  | Yes            | Yes                     | Yes            | -              | Yes                     |

Risultati del sondaggio Europeo (White, 2007).

## 2.4 Ponti integrali nel Regno Unito

La progettazione e costruzione dei ponti delle principali autostrade nel Regno Unito rientrano nelle competenze di quattro organizzazioni vigilanti: l'*Highways Agency* (Inghilterra), la *Scottish Executive*, la *Welsh Assembly Government* e il *Department of Roads Northern Ireland*.

Questi quattro enti insieme pubblicano le "Norme Tecniche" per il Regno Unito attraverso il *Design Manual for Roads and Bridges* (DMRB), il quale contiene sia le prescrizioni normative (Standards) che le norme di buona tecnica (Advice Notes).

Fino al 1995 il DMRB prevedeva unicamente i ponti "tradizionali" con giunti di espansione per le deformazioni termiche.

Da questa data però, alla luce dei problemi di durabilità connessi ai dispositivi d'appoggio, venne aggiunto un nuovo documento DMRB – BD57 *Design for durability*.

Questo documento riguarda prevalentemente il progetto durevole degli elementi strutturali in calcestruzzo introducendo per la prima volta il concetto di ponte integrale per strutture lunghe complessivamente non più di 60 m e con un'inclinazione in pianta non superiore a 30°.

Le prescrizioni circa la progettazione di ponti integrali venne completata nel 1996 con l'emanazione del BA 42 *The Design of Integral Bridge*.

Tale norma definiva carichi e movimenti termici da utilizzare nella progettazione di questa tipologia di ponte, nonché alcune indicazioni sui dettagli costruttivi da adottare.

Seguirono, quindi, nel 1997 una guida per il progetto di ponti integrali e due pubblicazioni che riportano esempi applicativi, edite tutte e tre dallo *Steel Construction Institute* (SCI).

Fu immediatamente chiara l'importanza del muro di sostegno posteriore alle spalle nella statica ma soprattutto nello sviluppo di un'opera competitiva economicamente.

Per questo motivo, ed in seguito alla progettazione iniziale di dettagli costruttivi non soddisfacenti, lo SCI ha realizzato una pubblicazione circa i muri di sostegno da adottare nella progettazione di IAB.

Nel Regno Unito esiste quindi una normativa abbastanza approfondita e chiara circa l'argomento dei ponti integrali. Inoltre è la normativa stessa che spinge il progettista ad adottare questa tipologia di ponte, per la maggior durabilità conseguibile, nel momento in cui vengano rispettati alcuni limiti geometrici.

#### **BD 57/01 §2.1**

*Continuous structures have proved to be more durable than structures with simply supported decks, primarily because deck joints have allowed salty water to leak through to piers and abutments. In principle all bridges shall therefore be designed as continuous over intermediate supports unless special circumstances exist....*

#### **BA 42/96 §1.1**

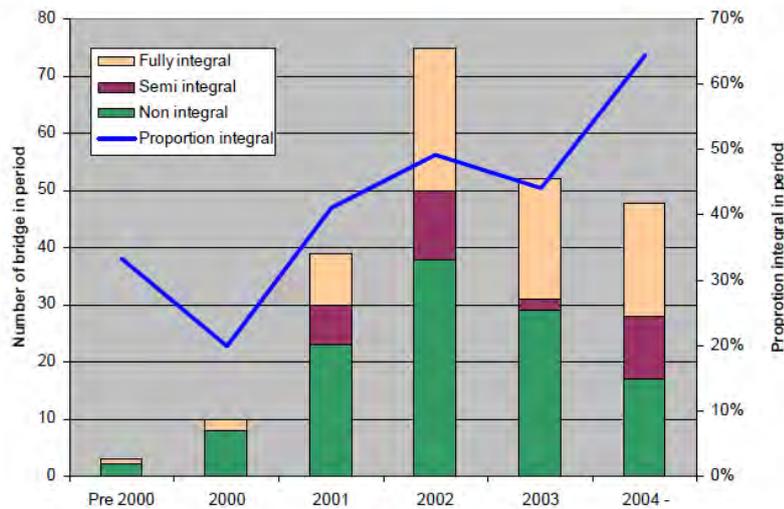
*Expansion joints in bridge decks are prone to leak and allow the ingress of de-icing salts into the bridge deck and substructure, thereby resulting in severe durability problems. To overcome these problems, bridge decks up to 60 metres in length and with skews not exceeding 30° are generally required to be continuous over intermediate support and integral with their abutments.*

#### **BD 57/01 §2.3**

*In principle bridges with lengths not exceeding 60m and skews not exceeding 30° shall in addition be designed as integral bridges, with abutments connected directly to the bridge deck without movement joints for expansion or contraction of the deck. Where the designer considers the either this form of construction, known as integral construction, or a continuous structure is not appropriate, for instance where large differential settlements are anticipated or where an*

*exceptionally high end restrain could result in unacceptable stress or deformation in the deck, articulated construction may be used with the agreement of the Overseeing Organization.*

Grazie a queste prescrizioni normative il numero di ponti integrali nel Regno Unito è in continua espansione come ci dimostra l'analisi condotta tra gli anni 2000 e 2005 dall'unico produttore di carpenterie metalliche autorizzato per la costruzione di ponti autostradali (David C. Iles, 2006).



**Rapporto di costruzione di diverse tipologie di ponte negli anni 2000-2005 (Iles, 2006).**

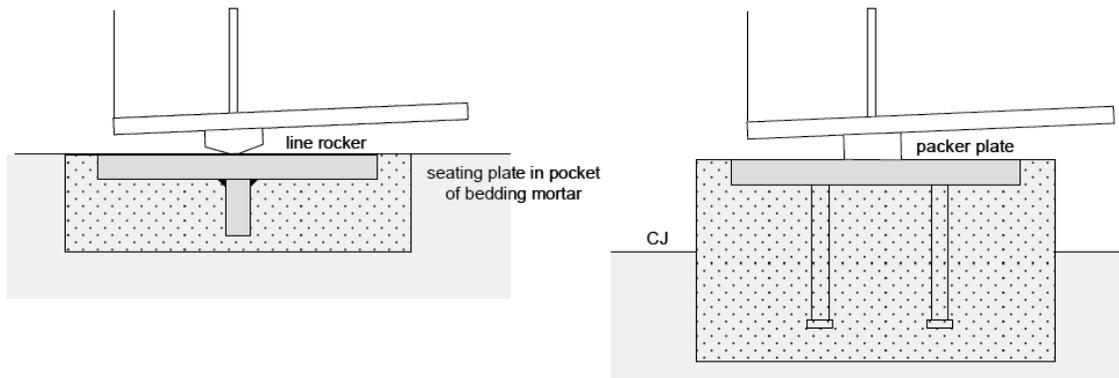
La normativa anglosassone descrive varie tipologie di ponti integrali che possono essere riassunte in due semplici famiglie: ponti integrali su fondazioni profonde e ponti integrali su fondazioni superficiali.

Il primo gruppo sarà calcolabile come un telaio in cui le spalle si incastrano direttamente ai pali di fondazione e questi ultimi possono fungere anche da muro di sostegno.

I pali di fondazione possono essere in acciaio con sezione ad *H*, oppure, ed è anche la soluzione generalmente più adottata, in calcestruzzo armato gettato in opera.

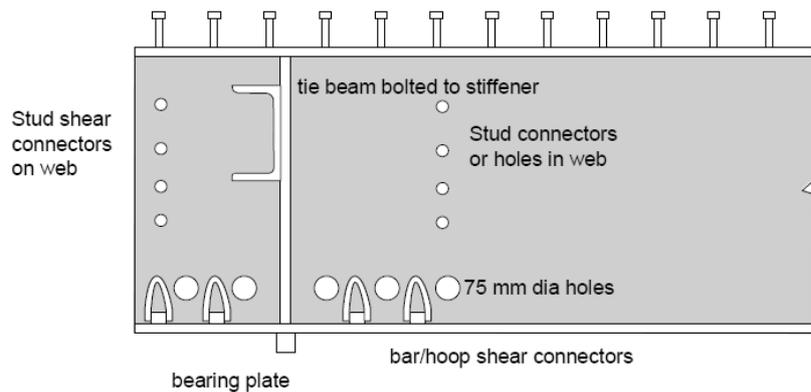
Affinché la struttura abbia un comportamento a telaio i ferri d'armatura dei pali in calcestruzzo armato devono essere adeguatamente estesi all'interno del getto di calcestruzzo della spalla inferiore, così come anche le teste dei pali in acciaio.

Tale getto della "spalla inferiore" viene considerato di prima fase, in quanto vengono lasciate delle tasche, in modo da consentire agli operatori in cantiere una certa tolleranza di posa per le travi principali. Le travi sono quindi posizionate con appoggi provvisori nelle suddette tasche eventualmente livellate secondo necessità.



Appoggi temporanei per le travi principali (Illes, 2006).

Il funzionamento a telaio della struttura e, quindi, il passaggio del momento flettente dalle travi principali alle spalle viene garantito per mezzo di connettori a taglio posti sulle flange superiori, sull'anima o in alcuni casi facendo passare delle armature nelle anime delle travi in fori appositamente.



Connessioni a taglio che garantiscono il trasferimento di momento dalle travi alle spalle del ponte (Illes, 2006).

Successivamente, viene posizionata l'armatura della parete posteriore della spalla, dettaglio costruttivo molto complesso in quando vi è una notevole congestione di armature in quella zona. Poiché il getto della parte superiore della spalla avviene dopo il getto della soletta dell'impalcato, questa procedura costruttiva assicura che le uniche sollecitazioni flettenti trasmesse siano dovute ai carichi accidentali ed alle deformazioni termiche.

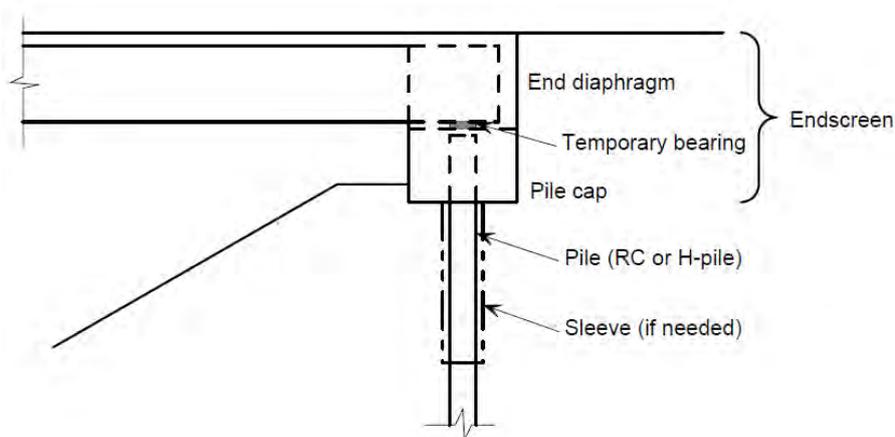


Tipiche armature da porsi nelle pareti posteriori delle spalle David (Illes, 2006).

Grande attenzione viene data all'interazione terreno-struttura, dal momento che il terreno posteriore alla spalla, e quello che circonda il palo, influenzano il comportamento statico della struttura nel momento che questa debba espandersi o contrarsi per effetto delle deformazioni termiche.

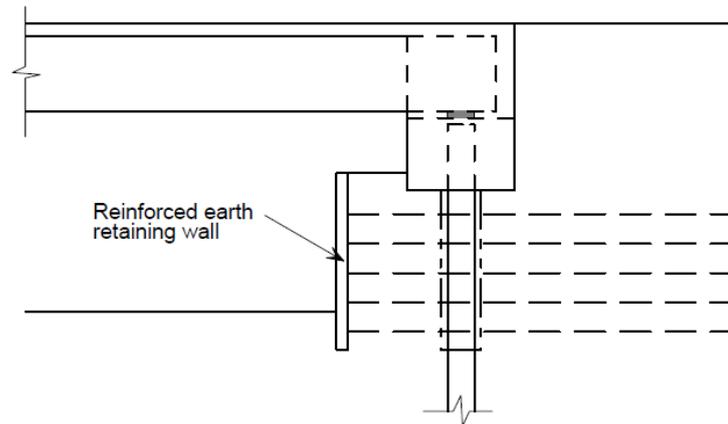
I progetti generalmente prevedono due situazioni.

Nella prima, il terreno ingloba i pali di fondazioni ed è presente anche davanti alla fondazione con un dato angolo di pendenza.



Sezione di un ponte integrale con terreno dotato di una certa pendenza (Illes, 2006).

La seconda prevede, invece, l'utilizzo della terra armata in modo da avere una parete verticale e garantire una migliore stabilità del volume di riinterro sia da un punto di vista dei cedimenti sia da una possibile erosione da parte delle acque piovane.



Sezione di un ponte integrale con muro di sostegno in terra armata (Illes, 2006).

È sempre più diffusa la pratica progettuale di trascurare la reazione offerta dal terreno nella statica della struttura, tale ipotesi viene considerata valida nel caso in cui il contributo del terreno sia effettivamente trascurabile, o quando vengano previsti particolari costruttivi che separino il palo dal terreno.

A questo fine vengono anche utilizzati anelli prefabbricati in calcestruzzo (per pali di grande diametro) oppure tubi in polietilene o PVC (per pali di piccolo diametro). Le strutture che coprono i pali di fondazione devono essere dimensionate in modo da consentire gli spostamenti al palo a causa delle deformazioni termiche (allo stesso tempo i pali dovranno essere dimensionati in modo da evitare problemi d'instabilità), e quindi dovranno essere staccate ed indipendenti dalle spalle. Tale dettaglio costruttivo dovrà prevedere inoltre la possibilità da parte degli operatori di ispezionare lo stato delle fondazioni.

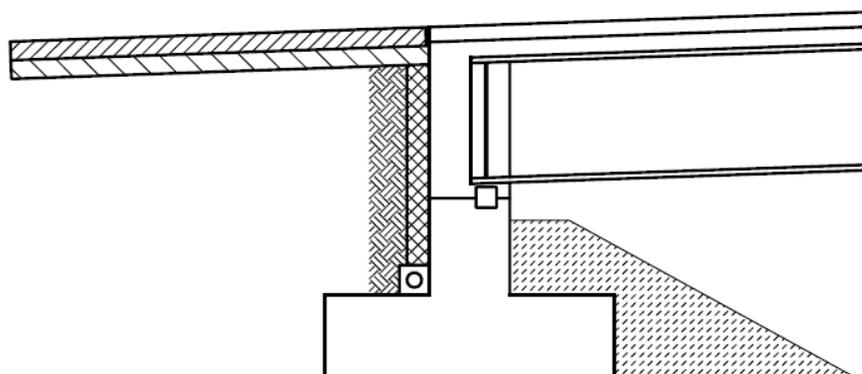


Pali di fondazione in calcestruzzo armato incamiciati con anelli prefabbricati in calcestruzzo (Illes, 2006).

La seconda famiglia di ponti integrali è quella supportata da fondazioni superficiali. Dal punto di vista dei dettagli costruttivi non vi è differenza con i ponti su fondazioni profonde.

La maggior differenza è dovuta al fatto che il ponte è libero di traslare, per effetto delle deformazioni termiche, e di ruotare, per effetto dei carichi accidentali, sul piano di fondazione.

La capacità portante limite dovrà quindi essere valutata in relazione a queste sollecitazioni cicliche variabili ed al possibile degrado della resistenza meccanica del terreno sottostante la fondazione.



Ponte integrale poggianti su fondazioni superficiali (Illes, 2006).

Come negli Stati Uniti, anche nel Regno Unito è presente la tipologia di ponte semi-integrale. In questa configurazione il muro posteriore è solidale con le travi del ponte e la soletta dell'impalcato, questa struttura però poggia semplicemente attraverso opportuni dispositivi (che consentono spostamenti orizzontali) sulle opere di fondazione.

Poiché tali dispositivi possono guastarsi, devono essere previsti sia adeguati irrigidimenti per poter sollevare le travi sia punti d'appoggio sulle opere di fondazione per far sviluppare le forze di contrasto.

In questo modo fondazioni superficiali o profonde devono essere dimensionate unicamente per carichi verticali, dal momento che non avviene trasmissione di azioni taglianti o flettenti. Particolare attenzione merita, comunque, il progetto della zona posteriore alla spalla del ponte. Essa infatti deve permettere le deformazioni della sovrastruttura, offrire un appoggio stabile alla soletta d'approccio e garantire il deflusso per filtrazione delle acque piovane.

Per ciò che concerne le solette di approccio anche il Regno Unito pone dei dubbi sulle performance di tali elementi. A questo proposito si consiglia l'adozione di un giunto di bitume (*asphaltic plug joint*) prima della soletta dell'impalcato. Il giunto ha così una possibilità di movimento di circa 40 mm, che di fatto fissa la lunghezza massima del ponte in base alla deformazione termica dei materiali utilizzati per la sovrastruttura.

## 2.5 Ponti integrali in Germania

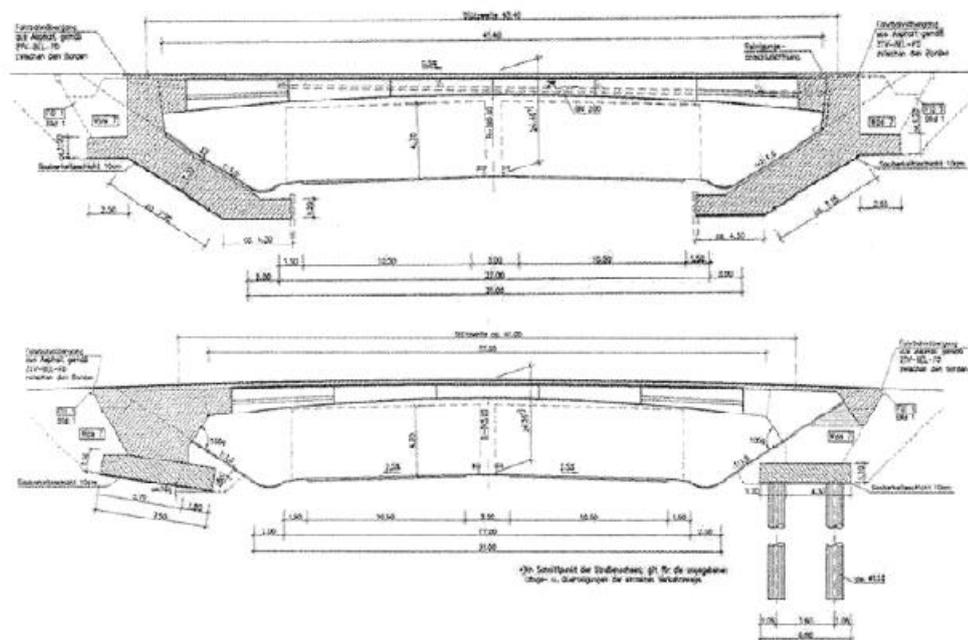
Contrariamente ad altri paesi europei (Regno Unito e Svezia) in Germania non esiste un'esplicita regolamentazione per i ponti integrali.

Per questo motivo vengono analizzati e dimensionati come se fossero normali ponti, in accordo con le normative DIN specialistiche che trattano queste opere infrastrutturali.

Rispetto alla popolazione totale di ponti in Baviera solo il 2,1% di tutte le infrastrutture autostradali è composta da ponti integrali. È interessante notare, però, che il 78% di questa frazione è composta da strutture costruite negli ultimi dieci anni, segno che l'interesse per questa tipologia di ponte sta sempre più crescendo (Schiefer et al., 2006) (citato in *Economic and durable design of composite bridges with integral abutments*, 2010).

La maggior parte dei ponti integrali realizzati ha comunque luce medio-piccola ed il maggior utilizzo di queste opere avviene per il sorpasso di strade di media larghezza.

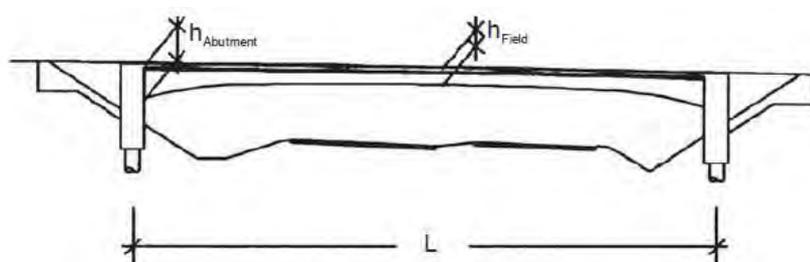
Nel 1999 il *General Federal Ministry of Transport, Building and Urban Affairs* (BMVBS) pubblica una lista di dieci prototipi di ponti monocampata consigliati. Otto su dieci sono ponti integrali con una luce massima di 45 m.



Due prototipi di ponte integrale (Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 1999).

La snellezza delle travi dei “portali-ponte” adottate in Germania possono essere riassunte nella seguente tabella (Braun et al., 2006):

| <b>Road bridges</b>    |                     |                  |                          |
|------------------------|---------------------|------------------|--------------------------|
| <i>Type of bridge</i>  | <i>L/h Abutment</i> | <i>L/h Field</i> | <i>L/h without taper</i> |
| Concrete               | 12-18               | 20-25            | 18-21                    |
| Prestressed Concrete   | 15-19               | 24-30            | 20-25                    |
| Composite              | 15-19               | 25-35            | 21-25                    |
| <b>Railway Bridges</b> |                     |                  |                          |
| <i>Type of bridge</i>  | <i>L/h Abutment</i> | <i>L/h Field</i> | <i>L/h without taper</i> |
| Concrete               | 10-15               | 20-25            | 16-18                    |
| Prestressed Concrete   | not common          |                  |                          |
| Composite              | 15-18               | 25-30            | 18-21                    |



Snellezze  $L/h$  adottate in Germania per i telai (Braun et al., 2006).

Nel caso di ponti ordinari le azioni orizzontali dovute al frenamento o ad accelerazione dei veicoli (soprattutto nei ponti ferroviari) costringevano i progettisti all’adozione di spalle e fondazioni molto costose. Nel caso, invece, dei ponti integrali tali spinte possono essere assorbite direttamente dal terreno di riempimento nel momento in cui la spalla si flette contro il terreno di riempimento (Braun et al., 2006).

Generalmente i cedimenti per i telai “mono-campata” non sono un problema dal momento che la struttura riesce a ruotare rigidamente attorno alla fondazione fissa, che funge da polo di rotazione, senza causare eccessive sollecitazioni nel telaio. Questa ipotesi risulta valida sono nel caso di grande rigidità della struttura e senza grandi differenze tra le rigidità dei diversi elementi strutturali.

Nel caso invece di telai “multi-campata” il problema delle sollecitazioni indotte da cedimenti differenziali può indurre a scegliere schemi statici tradizionali.

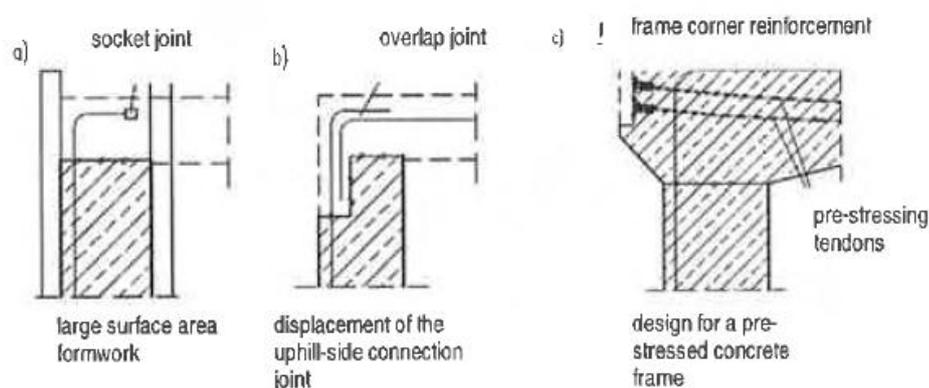
Qualora si utilizzino travi precomprese, l’inserimento delle stesse in telai rigidi può provocare importanti perdite di precompressione nelle travi stesse.

Grande importanza viene data all’interazione terreno-struttura, non solo nell’ottica della spinta del terreno a seguito delle deformazioni termiche della sovrastruttura, ma anche per le condizioni di vincolo alla struttura che durante le fasi costruttive possono cambiare.

Fondamentale è il terreno nella risposta sismica della struttura la quale in teoria dovrebbe rimanere in campo elastico poiché la domanda di spostamento viene negata dal terreno posteriore alle spalle. Rimangono però alcuni dubbi circa fenomeni di martellamento tra le due superfici.

Gli angoli del telaio sono usualmente realizzati in calcestruzzo armato, conferendo al “nodo” un’alta capacità di scorrimento e rotazione.

Grande attenzione va prestata alla progettazione delle riprese di getto. Queste zone infatti devono esaudire sia la funzione meccanica di permettere il passaggio dell’azione flettente, ma anche la durabilità del particolare e la sua cantierizzazione.



Esempi di riprese di getto (Braun et al., 2005).

Chiaramente in zone sismiche sono da prediligere sovrastrutture leggere, preferendo quindi strutture miste alle strutture in calcestruzzo armato.

Per la valutazione degli spostamenti orizzontali tra soletta di appoggio e soletta di impalcato bisogna tenere conto degli effetti dovuti al ritiro del calcestruzzo, delle deformazioni termiche e della precompressione. Tale stima è fondamentale per la progettazione del giunto che conetterà i due elementi. La sezione della soletta di appoggio viene poi calcolata generalmente come una trave in semplice appoggio.

In generale sono stati ottenuti risultati soddisfacenti ponendo la soletta di appoggio in profondità appoggiandola su una mensola tozza creata sulla parete posteriore della spalla.

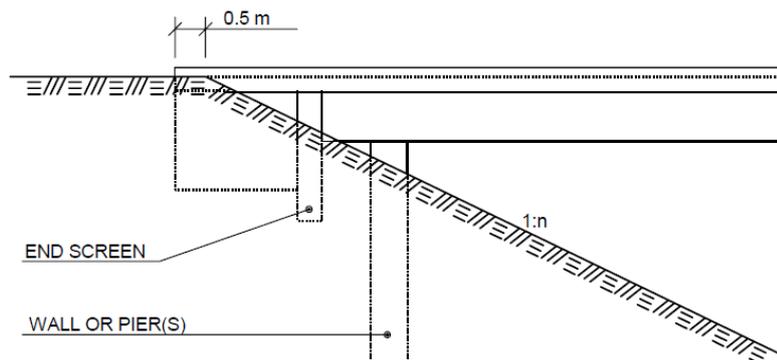
La funzione della soletta di appoggio è quella di consentire una maggior distribuzione delle deformazioni che possono intercorrere a causa dei cedimenti differenziali tra terreno di riempimento dietro alla spalla e la spalla stessa.

L’analisi delle sollecitazioni nel telaio viene effettuata con la teoria elastica lineare tenendo conto della possibile fessurazione del calcestruzzo nelle zone con momento flettente negativo e quindi con una rigidità ridotta.

Analisi non lineari vengono riservate per configurazioni geometriche particolarmente complesse.

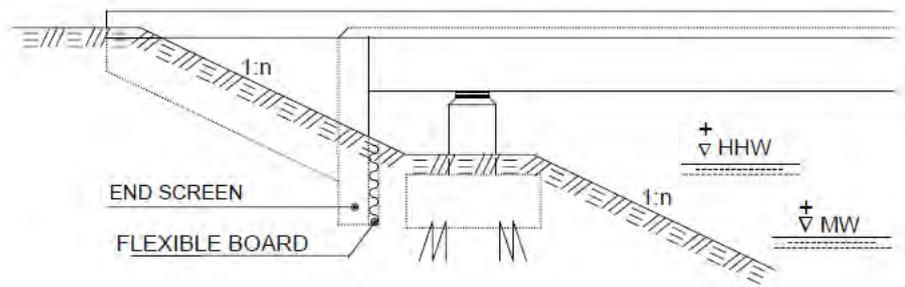
## 2.6 Ponti integrali in Svezia

In Svezia i ponti senza giunti di dilatazione vengono denominati come “ponti con muro finale” (in inglese *End screen bridge*) (Kerokoski, 2006). Il muro finale, o meglio la spalla del ponte, si connette rigidamente alla soletta dell’impalcato senza che questo scarichi forze sul terreno di riempimento. La parte finale dell’impalcato ed il muro finale vanno a costituire idealmente una mensola, e le forze verticali vengono scaricate nel terreno per mezzo di opere di fondazione che precedono la spalla .



Esempio di ponte integrale svedese con “muro finale” (Vägverket, 1996).

Nel caso in cui si preveda il progetto di un ponte semi-integrale, i dispositivi di appoggio posizionati alle teste delle opere di fondazione devono essere posti ad una quota superiore della massima piena prevista.



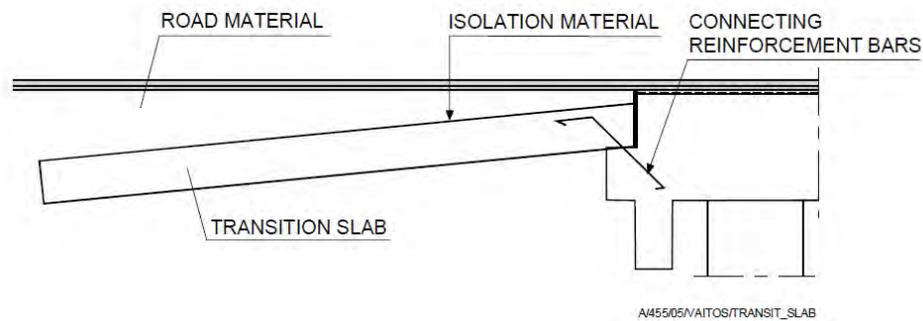
Esempio di ponte semi-integrale svedese con fondazioni su pali (Vägverket, 1996).

In accordo con le normative svedesi, la massima lunghezza del ponte è compresa tra i 60-90 m se eseguiti in calcestruzzo e di 40-60 m se in struttura mista acciaio-calcestruzzo.

La lunghezza effettiva viene stabilita in relazione alla latitudine della struttura e sulla base delle massime fessurazioni accettabili nella pavimentazione soprastante il terrapieno di appoggio (Rosell, 2003) (citato in Kerokoski, 2006).

Il terrapieno di appoggio si assume essere drenato, in modo che l’eventuale congelamento non cambi significativamente le proprietà meccaniche del terreno.

Le solette di approccio al ponte in Svezia vengono adottate unicamente se le indagini geotecniche in prevedano come molto probabile il cedimento del terreno.



Esempio di soletta di approccio prevista nelle norme tecniche svedesi 584:3G-g.

La pressione del terreno contro la spalla, che si muove orizzontalmente a causa delle deformazioni termiche, viene calcolata con le seguenti espressioni (Vägverket, 2002) (citato in Kerokoski, 2006):

$$\begin{aligned}
 P &= P_0 + c_1(P_p - P_0) & \text{se } \delta = 0 \\
 P &= P_0 + c_1 \delta \frac{200}{H} (P_p - P_0) & \text{se } 0 < \delta < \frac{H}{200} \\
 P &= P_0 + c_1(P_p - P_0) & \text{se } \delta > \frac{H}{200}
 \end{aligned}$$

Dove i vari parametri sono

- $c_1 = 1$  coeff. di sicurezza a sfavore della pressione del terreno (es. forze dovute alle variazioni termiche);
- $c_1 = 0,5$  coeff. di sicurezza a favore di sicurezza (es. forze da frenamento del veicolo);
- $P_0$  = coefficiente di spinta a riposo del terreno;
- $P_p$  = coefficiente di spinta passiva del terreno;
- $H$  = altezza della spalla;
- $\delta$  = spostamento orizzontale davanti al terrapieno;

Dal punto di vista della ricerca, la Svezia si è focalizzata sulla capacità portante dei pali di fondazione, e sul probabile degrado di questa in funzione dello snervamento indotto dagli spostamenti delle spalle del ponte.

Gli spostamenti delle spalle del ponte sono provocati infatti, non solo dalla variazione di lunghezza del ponte a causa della temperatura esterna, ma anche dai carichi veicolari agenti sull'impalcato.

Il ruolo del terreno è un altro fattore di difficile valutazione nel comportamento del palo di fondazione, in particolare il confinamento che conferisce alle strutture di fondazione.

Dato il carattere non omogeneo del terreno, difficilmente si riesce a dare una rappresentazione reale della rigidità offerta dallo stesso.

Gli unici modelli analitici a disposizione mostrano una rigidità costante o variabile linearmente con la profondità.

Per tutti questi motivi il ponte integrale non rappresenta la soluzione più comune in Svezia, in quanto la difficoltà nell'analisi e progettazione scoraggia molti progettisti.

Nonostante questo, i vantaggi economici e pratici nella costruzione e soprattutto nella manutenzione successiva del ponte integrale hanno creato un grande interesse intorno agli stessi, tanto da avviare diverse campagne di studio.

Nel *Lulea University of Technology* al fine di studiare la possibilità di utilizzare pali in acciaio con sezione a croce, sono stati effettuati degli studi sperimentali sul degrado della capacità portante di un palo in acciaio che subisce spostamenti controllati in testa.

All'interno del progetto è stato costruito inoltre un ponte mono-campata di luce 37,15 m nella provincia di Västerbotten.



Ponte integrale sul fiume Fjällån (Svezia,2000) (Pètursson e Collin, 2006).

Per minimizzare le tensioni sui pali dovute alla flessione dell'impalcato, il progetto è stato eseguito con i seguenti presupposti:

- Sono stati posti 8 pali sotto ogni spalla, in acciaio con sezione a croce, ruotati di 45° rispetto all'asse del ponte;
- I muri d'ala e la parte inferiore dei muri posteriori sono stati gettati in opera;
- Le travi in acciaio sono state posizionate sui muri posteriori su appoggi in acciaio. A favore di sicurezza le travi sono state dimensionate in semplice appoggio, trascurando il confinamento del terreno di riempimento;

- La cassaforma dei muri d'ala è stata rimossa dando ai pali una rotazione opposta a quella dovuta ai carichi dovuti al traffico veicolare, in altre parole i pali sono stati pre-caricati;
- La parte superiore dei muri posteriori è stata gettata insieme alla soletta del ponte;

Un altro studio interessante (Nilsson e Torén, 2001) (citati in Pétursson e Collin, 2006) è stato condotto al fine di confrontare i costi relativi a cinque tipologie di fondazioni diverse per quattro ponti reali svedesi.

Le tipologie di fondazione prese in considerazione sono:

- A- Fondazioni sopra il livello dell'acqua.
- B- Fondazioni sotto il livello dell'acqua, calcestruzzo gettato in acqua.
- C- Fila singola di pali con strato di calcestruzzo non armato atto a confinare l'acqua.
- D- Fondazioni elevate.
- E- Spalle integrali.

I quattro ponti sono stati progettati in calcestruzzo, con luci di 15.9, 21.4, 18.1 e 16.0 m, con una larghezza di 7 m per i primi tre ponti e 9 m per l'ultimo.

L'analisi comparativa ha evidenziato un evidente risparmio di denaro nel caso dell'adozione di fondazioni integrali.

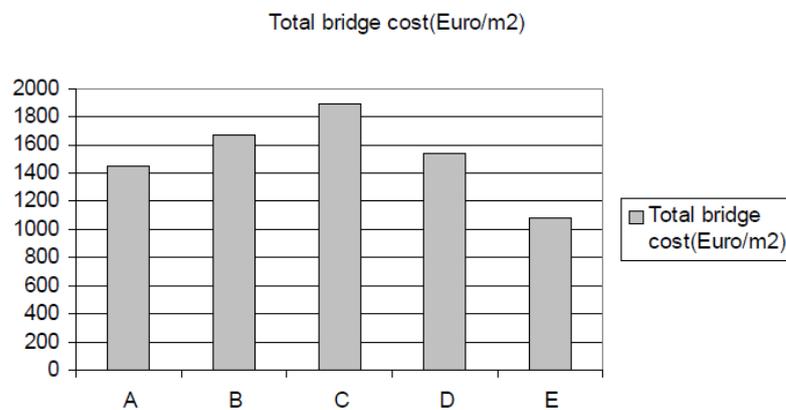


Grafico comparativo per diverse tipologie di fondazione (Nilsson e Torén, 2001).

## 2.7 Ponti integrali in Finlandia

Anche la Finlandia ha mosso un grande interesse per i ponti integrali.

Un censimento eseguito nel 2004 in accordo con la *Finnish Road Administration* ha certificato che su una popolazione totale di ponti stradali pari a 10016, il 7.2% (796) era costituito da ponti integrali (Kerokoski, 2006).

La prassi costruttiva in Finlandia vuole tali opere in calcestruzzo armato.

| Year of construction | Reinforced concrete | Steel | Wood | Pre- or Post-stressed concrete | Weather-resistant steel | Total | % of all bridges |
|----------------------|---------------------|-------|------|--------------------------------|-------------------------|-------|------------------|
| bef. 1984            | 264                 | 4     | 0    | 10                             | 1                       | 279   | 3.6              |
| 1985-1989            | 112                 | 3     | 0    | 15                             | 0                       | 130   | 15.3             |
| 1990-1994            | 164                 | 7     | 0    | 29                             | 1                       | 201   | 16.1             |
| 1995-1999            | 97                  | 6     | 2    | 6                              | 0                       | 111   | 14.4             |
| 2000-2004            | 67                  | 1     | 2    | 5                              | 0                       | 75    | 17.6             |
| Total                | 704                 | 21    | 4    | 65                             | 2                       | 796   | 7.2              |

Ponti integrali in possesso della *Finnish National Road Administration* nel 2004 (Kerokoski, 2006).

Le linee guida per la progettazione di ponti integrali in Finlandia impongono uno spostamento massimo delle spalle di 35 mm nel caso di strade normalmente trafficate e di 45 mm per strade poco trafficate.

La lunghezza massima dei ponti è di 70 m (90 m per strutture totalmente simmetriche).

Per poter considerare la spinta passiva del terreno dietro alla spalla è necessario uno spostamento minimo della spalla che dipende dal tipo di terreno.

| Soil       | Horizontal displacement |
|------------|-------------------------|
| Dense sand | $0.002 \cdot H$         |
| Loose sand | $0.006 \cdot H$         |
| Stiff clay | $0.02 \cdot H$          |
| Soft clay  | $0.04 \cdot H$          |

Spostamento orizzontale richiesto per la spinta passiva del terreno. H=altezza della spalla (Finnra 2002).

Gli ottimi risultati evidenziati dalle strutture costruite hanno spinto la *Finnish Road Administration* a commissionare uno studio di ricerca alla *Tampere University of Technology*.

In particolare nel 2003 è stato strumentato l'“Haavistonjoki Bridge” con il fine di misurare la pressione del terreno durante i ciclici spostamenti delle spalle monitorando il comportamento di spalle, pile e pali in acciaio.

La banca dati è stata creata installando durante la costruzione del ponte un totale di 191 gauges monitorando contemporaneamente la temperatura del terreno sotto la soletta di appoggio al ponte.

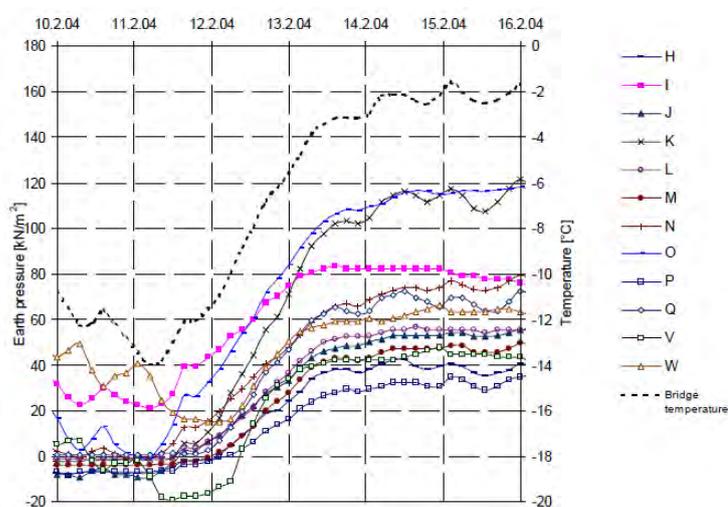
Le altre grandezze strumentate sono: gli spostamenti orizzontali delle spalle, le deformazioni delle pile, gli spostamenti della sovrastruttura, le rotazioni delle spalle, le deformazioni nei pali di fondazione e nelle pile, la pressione del terreno dietro alle spalle, la profondità del ghiaccio, la temperatura dell'aria.

Il ponte monitorato è una struttura continua integrale lunga in totale 56 m e composta da 3 campate. La larghezza dell'impalcato è di 11m, mentre lo spessore massimo di 86 cm.



Haavistonjoki Bridge (Finlandia, 2003) (Kerokoski, 2006).

Dal monitoraggio del ponte si è potuto evincere che la pressione del terreno dietro alle spalle era nulla nei periodi invernali, con un distacco delle due superfici misurato manualmente pari a 0,5 mm. Le pressioni maggiori si sono registrate nei mesi estivi centrali. Inoltre i sensori posti nella parte centrale del muro posteriore hanno rilevato pressioni maggiori rispetto a quelli perimetrali. Gli spostamenti relativi all'espansione termica della sovrastruttura non possono essere considerati come semplici traslazioni, ma è presente anche una componente di rotazione. Infine lo spostamento al piede della spalla è stato stimato essere compreso tra il 60-75% dello spostamento in testa.



Variatione della temperatura media e della pressione della terra sulle spalle del ponte tra il 10.02.2004 ed il 16.02.2004 (Kerokoski et al. 2005a).

## 2.8 Ponti integrali in Italia

Come già anticipato in Italia la prassi costruttiva per ponti di luce medio-piccola prevede l'adozione di schemi statici in semplici appoggio.

La struttura potrà così essere dimensionata per i carichi "principali" (permanententi, accidentali, vento, sisma, ecc...) trascurando le azioni "secondarie" (ritiro del calcestruzzo, deformazioni termiche, cedimenti delle fondazioni, ecc...). Il beneficio in termini di progettazione si sconta però nella durabilità delle opere stesse.

Tale impostazione nella progettazione viene anche ripresa nelle normative tecniche, che non considerano, per il momento, la tipologia di ponte integrale.

L'unico paragrafo che può essere letto nell'ottica di uno studio di ponte integrale è l'8.7.2 presente nell'allegato num°3 dell'OPCM 3274, che viene riportato di seguito:

### **8.7.2 Collegamento mediante appoggi fissi**

*Questo tipo di collegamento viene adottato in maniera generalizzata per la direzione trasversale, ed in genere ad una delle due spalle per la direzione longitudinale.*

*In entrambi i casi, le spalle ed il ponte formano un sistema accoppiato, ed è quindi necessario utilizzare un modello strutturale che consenta di analizzare gli effetti di interazione tra il terreno, la spalla e la parte di ponte accoppiata.*

*L'interazione terreno-spalla può in molti casi essere trascurata (a favore di stabilità) quando l'azione sismica agisce in direzione trasversale al ponte, ossia nel piano della spalla. In questi casi l'azione sismica può essere assunta pari all'azione all'accelerazione di progetto  $a_g$ .*

*Nel senso longitudinale il modello dovrà comprendere, in generale, la deformabilità del terreno retrostante e quella del terreno di fondazione.*

*L'analisi dovrà essere eseguita adottando un coefficiente di struttura  $q = 1$ .*

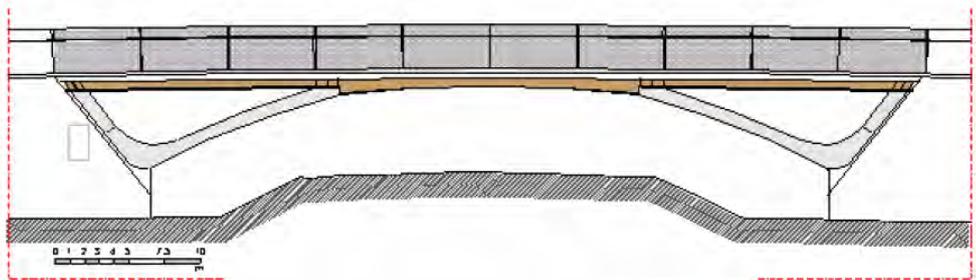
Per questi motivi sono pochi gli esempi di ponti integrali in Italia che possono essere citati.

Tra questi si può ricordare però il viadotto sull'autostrada del Brennero in corrispondenza del nuovo casello di Trento sud (Zordan et al., 2005).

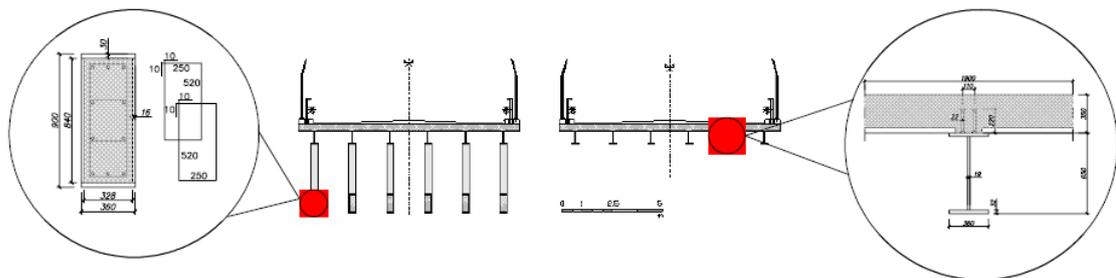
Lo schema statico della struttura è rappresentato da un arco-telaio. L'impalcato è costituito da una struttura mista acciaio-calcestruzzo. Gli archi sottostanti sono formati da profilati in acciaio chiusi riempiti di calcestruzzo (all'interno è prevista anche dell'armatura di rinforzo).

|                                    |                              |
|------------------------------------|------------------------------|
| <b>Lunghezza totale</b>            | 60 m                         |
| <b>Schema statico</b>              | arco telaio                  |
| <b>Num. campate</b>                | 3                            |
| <b>Num. travi per campata</b>      | 6                            |
| <b>Lunghezza campate di riva</b>   | 19,22 m                      |
| <b>Lunghezza campata centrale</b>  | 19 m                         |
| <b>Larghezza impalcato</b>         | 11,1 m                       |
| <b>altezza travi (sez. trasv.)</b> | variabile (650 mm - 1130 mm) |

Caratteristiche generali dell'opera (Zordan et al., 2005).



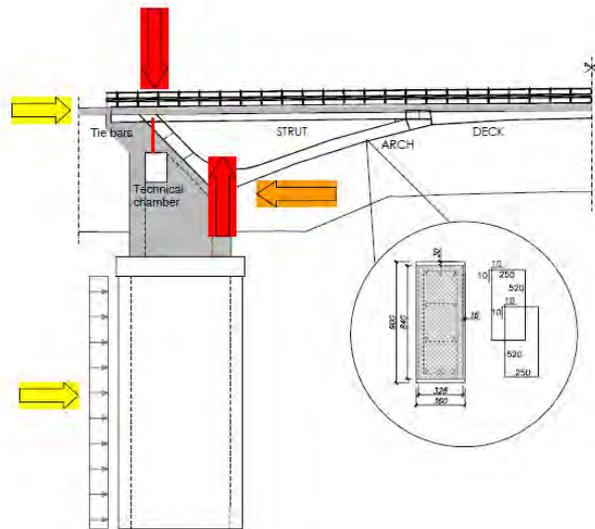
Prospetto laterale del viadotto (Zordan et al., 2005).



Sezioni trasversali e particolari costruttivi dell'impalcato (Zordan et al., 2005).

Il comportamento a telaio viene ottenuto solidarizzando gli archi all'impalcato, così le sollecitazioni vengono scaricate contemporaneamente sulle spalle sia in maniera diretta dall'impalcato sia attraverso i puntoni degli archi.

L'ipotesi fondamentale per il funzionamento dello schema statico è che le spalle offrano un vincolo rigido. In caso di cedimenti è stato previsto un sistema di ritesatura dell'impalcato praticabile dal corridoio di ispezione.



Schema statico del ponte (Zordan et al., 2005).

Data la vasta popolazione di ponti sul suolo italiano con travi in semplice appoggio risultano altrettanto interessanti interventi di conversione a schemi statici a trave continua, riconducibili alla tipologia di ponte integrale o semi-integrale.

Un esempio di questo tipo di intervento può essere il viadotto ad Isola della Scala (VR) (Zordan et al., 2005). La continuità dell'impalcato è stata concepita quando la costruzione dell'opera era ancora da completarsi.

All'epoca erano state realizzate le pile, i pulvini, le spalle ed alcune porzioni di impalcato.

L'intervento di adeguamento ad uno schema statico continuo prevedeva la realizzazione di nuovi traversi in corrispondenza delle pile. Il collegamento a taglio tra questi e le travi prefabbricate veniva permesso con l'inserimento di pioli e successivo getto di completamento. Il collegamento dei nuovi traversi ai pulvini veniva permesso con l'inserimento di profilati metallici in grado di trasferire alle pile le sollecitazioni normali causate dalle deformazioni termiche della sovrastruttura.

Infine doveva essere aumentata l'armatura negativa della soletta in corrispondenza degli appoggi.

La variante in corso d'opera ha fatto aumentare del 20% il costo finale dell'infrastruttura, tale spesa è stata accettata dal committente nell'ottica del risparmio di costi di gestione futuri della struttura.



Viadotto ad Isola della Scala, Verona (Zordan et al., 2005).

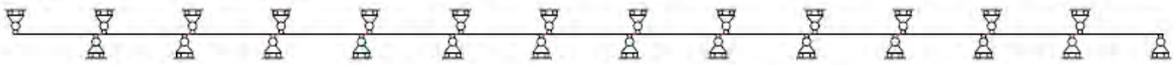
Stato di fatto



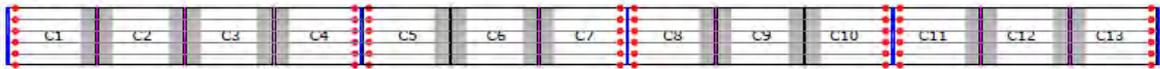
Progetto appaltato



Progetto - schema statico impalcato



Proposta di variante



Proposta di variante - schema statico impalcato



- Manufatto realizzato (S.d.F.)
- Manufatto da realizzare
- Tave longitudinale
- Catena cinematica
- Giunto trasversale
- Traverso
- Appoggio

Variation of static scheme of project (Zordan et al., 2005).



Fase 1: Preparazione inghisaggi traverso all'estradosso pulvino e infissione connettori all'interno delle travi



Fase 2: Getto baggio con appoggi inglobati e zona infissione connettori cls-cls evidenziata



Fase 3: Getto traverso



Fase 4: Getto della soletta

Fasi realizzative dell'opera (Zordan et al., 2005).



### **3. Tipologie di ponti integrali**

Nel presente capitolo si intendono analizzare nel dettaglio le varie tipologie di ponte integrale, considerando vantaggi e svantaggi che conseguono all'adozione di questo modello strutturale.

In prima battuta, però, si vuole giustificare come sia da preferire un ponte in struttura mista piuttosto che in calcestruzzo armato. Tutti questi vantaggi e svantaggi vengono espressi molto bene nell'*Economic and durable design of composite bridges with integral abutments* (2010), del quale si propone di seguito un estratto sintetico.

#### **3.1 Vantaggi dei ponti in struttura mista**

Negli ultimi anni la competitività economica dei ponti in struttura mista ha fatto sì che diventassero la soluzione più adottata.

La scelta di un materiale piuttosto che un altro, prescindendo da considerazioni di tipo strutturale, viene presa sulla base di criteri economici che devono tener conto dell'accessibilità al sito di costruzione, dei costi locali dei materiali e delle maestranze, dell'esperienza dell'impresa con una determinata tecnologia.

Tutti i parametri sopra citati descrivono i costi di costruzione dell'opera.

Recenti studi hanno dimostrato l'importanza di considerare inoltre i costi connessi ai tempi di costruzione dell'infrastruttura, nello specifico, il risparmio di denaro relativo al temporaneo disagio prodotto dalle lavorazioni sul traffico (ovvero agli utenti delle infrastrutture interessate dal cantiere) ed all'ente gestore dell'infrastruttura.

In quest'ottica i ponti in struttura mista divengono realmente competitivi in quanto le travi in acciaio sono strutture autoportanti che possono sostenere oltre che il peso del telaio anche quello del getto di calcestruzzo.

Il disturbo alla circolazione ed il tempo delle lavorazioni vengono notevolmente ridotti rendendo questa tecnologia competitiva, i vantaggi che ne conseguono sono:

- Bassi costi di costruzione e successiva manutenzione;
- Brevi tempi di costruzione ;
- Costruzione senza interferenze sotto il ponte dovute ad impalcature o puntelli;
- Minimizzazione del disturbo del traffico per manutenzioni future;

A questi benefici si devono aggiungere i vantaggi relativi alla progettazione di un ponte integrale.

## 3.2 Vantaggi e svantaggi del Ponte Integrale

La sempre maggior diffusione dei ponti integrali è la risposta progettuale alla frequente e costosa manutenzione delle infrastrutture dotate di giunti di dilatazione. La progettazione di una struttura di tipo integrale permette di conseguire anche altri vantaggi, descritti di seguito.

### Costi di costruzione

- 1- La progettazione di un telaio, a parità di luce e carichi, comporta sollecitazioni minori rispetto ad una struttura isostatica: si ottengono, quindi, sovrastrutture più snelle ed in definitiva si sfruttano meglio i materiali.  
Riducendo l'altezza della sovrastruttura si diminuiscono anche i lavori di movimentazione terra (risparmio generale del costo di costruzione).
- 2- Nella progettazione di una struttura a telaio con luce medio-piccola diventa superflua la realizzazione di pile intermedie, semplificando la costruzione dell'opera e non interrompendo la circolazione sotto l'infrastruttura: risparmio nelle opere fondazionali, risparmio di tempo nella costruzione, non vi è interruzione del traffico.
- 3- Il costo relativo all'acquisto, accettazione ed installazione dei dispositivi di appoggio viene eliminato.

### Costi di manutenzione

I minori costi di manutenzione e monitoraggio sono dovuti all'assenza dei dispositivi di appoggio e dei giunti di dilatazione, con i benefici già trattati precedentemente.

### Costi di adeguamento

Interventi di modifica sulle strutture sono più semplici ed economici rispetto ai ponti isostatici "tradizionali".

### Esercizio della struttura

Non essendoci discontinuità sul piano carrabile, il transito dei veicoli non produce più sovrasollecitazioni dinamiche agli organi di ammortizzazione dei veicoli o le strutture del ponte. Inoltre si riducono i rumori aumentando in generale il comfort dell'utente dell'infrastruttura.

### **Resistenza sismica**

La più comune causa di danneggiamento di un ponte a seguito di un evento sismico è la perdita dell'appoggio delle travi. Questo problema viene risolto dal momento che la spalla costituisce un diaframma che vincola rigidamente le travi.

Gli svantaggi connessi al ponte integrale sono invece.

### **Progettazione complessa**

L'adozione di uno schema statico iperstatico costringe il progettista a considerare anche gli stati di coazione che potrebbero insorgere durante la vita utile dell'opera, quali ad esempio variazioni termiche, cedimenti delle fondazioni, ecc..

### **Elevate sollecitazioni sui pali di fondazione**

In seguito agli spostamenti indotti dalle deformazioni termiche della sovrastruttura, i pali di fondazione possono soffrire elevate sollecitazioni fino alla formazione di cerniere plastiche. Se hanno luogo rotazioni plastiche il carattere ciclico dei movimenti termici può essere un fattore di criticità per l'elemento strutturale.

### **Limitazioni geometriche**

Poiché gli spostamenti termici sono direttamente proporzionali alle dimensioni della sovrastruttura esiste una lunghezza massima del ponte che non può essere oltrepassata. Inoltre esiste un limite sulla massima inclinazione in pianta del ponte.

### **Incertezza sul comportamento**

Alcuni aspetti come l'interazione tra terreno-spalle e terreno-palo di fondazione devono ancora essere completamente investigati. In relazione proprio a questa incertezza esistono più interpretazioni circa la modellazione di questi aspetti.

### **Mancanza di normative**

In Italia, come in molti altri paesi europei, mancano normative che coprano questa tipologia strutturale. Si dovrà perciò ricorrere a criteri generali di progettazione, o sfruttare le norme presenti in altri paesi.

### 3.3 Classificazione dei Ponti Integrali

Per la classificazione delle diverse tipologie di ponte integrale si fa riferimento alle *Standards* del Regno Unito, in particolare all'inserzione BA 42/96 emendamento num°1, volume 1 (*Highway Structures: Approval Procedures and General Design*), sezione 3 (*General Design*), parte 12.

All'interno di queste normative, che rappresentano uno dei pochi riferimenti prescrittivi in Europa in materia di ponti integrali, vengono indicate quattro possibili modelli di ponti integrali.

#### **Ponte integrale con struttura a telaio (*Frame Abutment*)**

La struttura del ponte può essere assimilata a quella di un telaio.

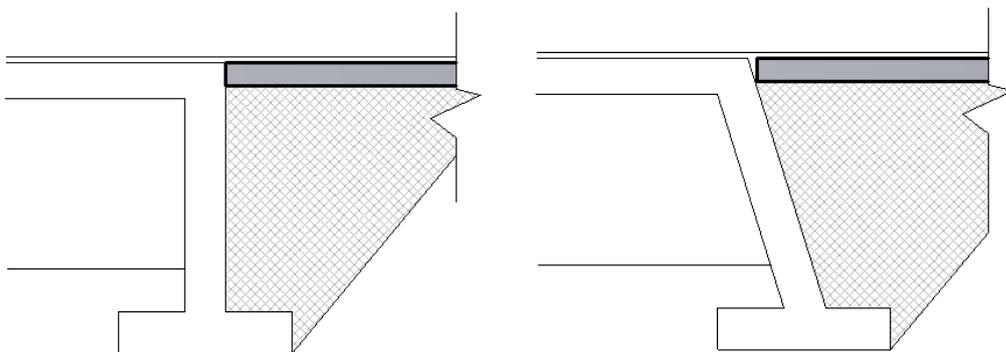
Le spalle del ponte sono dimensionate sia per trasferire i carichi verticali sia per la spinta orizzontale del terreno di riempimento e dei carichi sulla soletta di approccio.

Le spalle sono collegate rigidamente all'impalcato allo scopo di trasferire momenti flettenti e sollecitazioni normali e taglianti al piano di fondazione.

In caso di cedimenti si deve verificare che il ponte possa ruotare rigidamente attorno ad un polo posto sul piano di fondazione, entra così in gioco il rapporto tra le rigidezze che compongono i diversi elementi. Tale rapporto di rigidezza è fondamentale anche nelle contrazioni e dilatazioni termiche della sovrastruttura.

Una delle maggiori problematiche diventa la progettazione delle armature nella connessione tra l'impalcato (o meglio le travi) e le spalle, in relazione allo spazio disponibile ed alle sollecitazioni che si devono assorbire. A questo scopo la forma del telaio può essere modificata per minimizzare tali sollecitazioni.

La soluzione si presta per strutture a telaio mono-campata e con luce modesta.

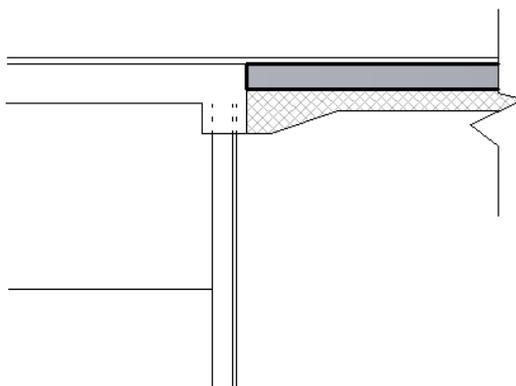


Modelli di ponte integrale con struttura a telaio (DMRB, Volume 1, Section 3, Part 12 - BA 42/96).

### **Ponte integrale con fondazioni profonde (*Embedded Abutment*)**

La spalla del ponte è costituita, rispetto al precedente modello, da due elementi distinti: un diaframma terminale (o trasverso) che collega le travi alle strutture di fondazione e le strutture di fondazione stesse.

In questo caso la possibilità della rotazione della struttura viene scongiurata (a meno della formazione di una cerniera) dalla profondità di infissione della struttura nel terreno.



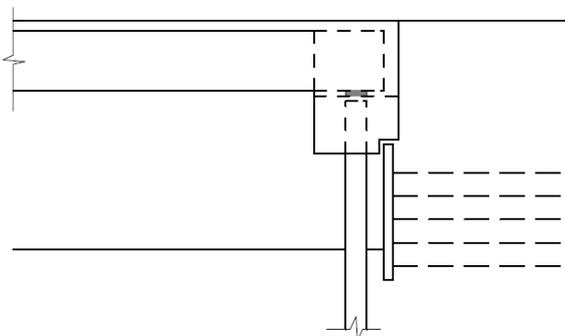
**Modello di ponte integrale con fondazioni profonde con funzione anche di parete di sostegno (DMRB, Volume 1, Section 3, Part 12 - BA 42/96).**

La struttura di fondazione dimensionata per i carichi verticali può sostenere o meno il terrapieno di appoggio al ponte.

La soluzione più comune prevede la creazione di un diaframma rigido che costituisce un vero e proprio muro di sostegno. In alternativa si possono utilizzare pali di fondazione isolati purché si progettino una struttura indipendente per sostenere il terreno del terrapieno.

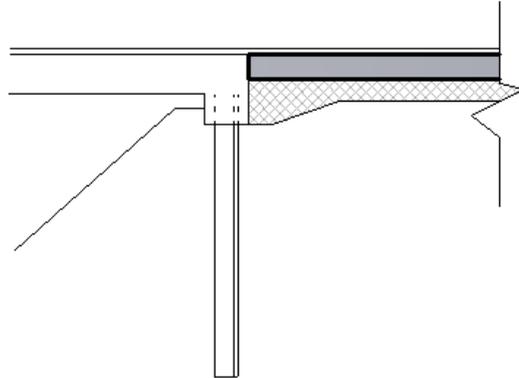
Recenti studi stanno però valutando il comportamento dei pali di fondazione soggetti unicamente a spostamenti orizzontali dovuti alle deformazioni termiche, isolandoli dal terreno circostante.

Tale configurazione può essere ottenuta ricoprendo il palo di fondazione con una struttura circolare che contrasti il terreno oppure predisponendo della terra armata dietro al palo stesso.



**Esempi di nuova progettazione dei pali di fondazione con struttura di ricoprimento posteriore o terra armata posteriore (Iles, 2005).**

Sono anche possibili soluzioni più semplici che non necessitano di muri di sostegno nel caso in cui il terreno abbia una pendenza compatibile con l'angolo di attrito interno ed il deflusso delle acque meteoriche non abbiano azioni erosive.



Modello di ponte integrale con fondazioni profonde (DMRB, Volume 1, Section 3, Part 12 - BA 42/96).

### **Ponte semi-integrale con impalcato con mensole finali munite di velette (*End Screen Abutment*)**

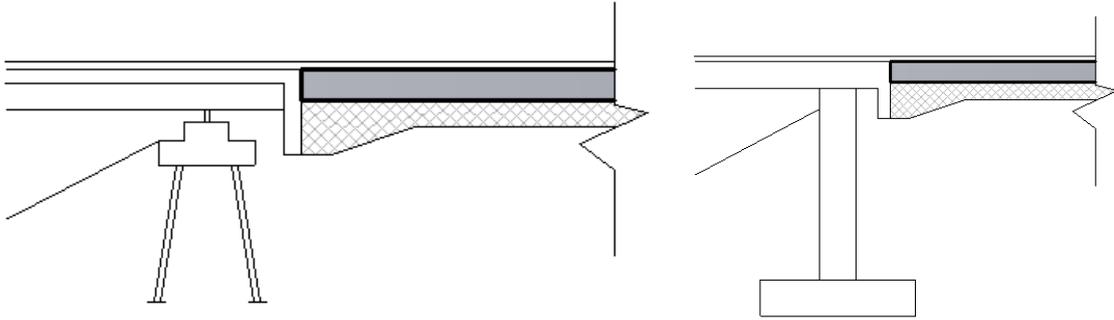
Lo schema strutturale di questa infrastruttura può essere modellato come una trave in semplice appoggio con due sbalzi finali. Dato lo schema in semplice appoggio questa tipologia è frequente nel caso dei ponti semi-integrali.

I tradizionali compiti della spalla, ovvero il sostegno del terrapieno e lo scarico dei carichi verticali, vengono disaccoppiati e assegnati a due elementi strutturali differenti.

Le mensole terminali del ponte sono rappresentate da diaframmi verticali che si estendono oltre lo spessore dell'impalcato e devono fungere da muro di sostegno, trasferendo le azioni orizzontali (accelerazione o frenamento dei mezzi) al terreno. La distanza di queste estremità dagli appoggi deve essere al massimo di 2m al fine di minimizzare gli spostamenti verticali dovuti alla flessione dell'impalcato in campata.

I carichi verticali vengono, invece, scaricati attraverso i dispositivi di appoggio alle strutture di fondazione.

Tali dispositivi devono essere ispezionabili e sostituibili. Nelle fasi di manutenzione si deve tener conto di eventuali cedimenti del terreno adiacente.



Modello di ponte semi-integrale con mensole finali per il sostegno del terrapieno (DMRB, Volume 1, Section 3, Part 12 - BA 42/96).

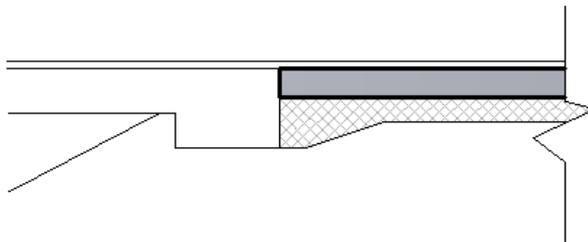
### **Ponte integrale con diaframmi finali che fungono da fondazioni superficiali (*Bank Pad Abutment*)**

Questo ultimo modello di ponte integrale prevede l'adozione di un diaframma finale (traverso) che, oltre a collegare rigidamente le travi, funge anche da fondazione superficiale.

Si tratta della soluzione più economica e semplice da adottare, ma servono dei requisiti ambientali e geometrici per poterla applicare.

In primo luogo, deve esserci un'altezza minima imposta per legge tra l'oggetto che deve essere superato e l'intradosso della trave del ponte.

In secondo luogo, il terreno di fondazione deve essere stabile e non manifestare cedimenti. Solitamente, prima del getto della spalla, si pone del terreno granulare a basso angolo di attrito per favorire gli spostamenti termici della sovrastruttura.

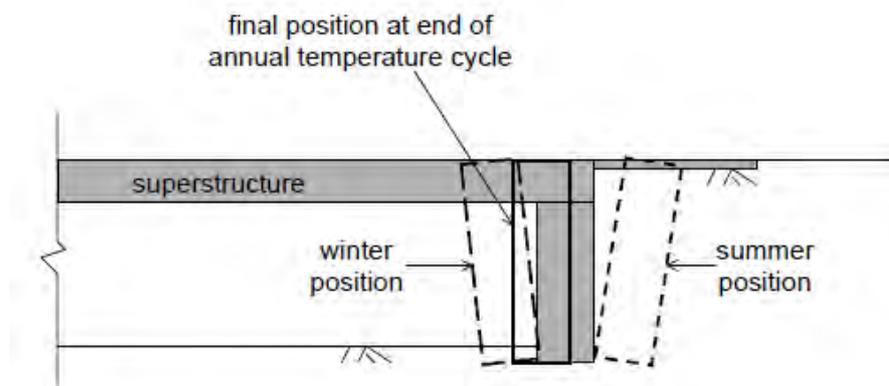


Modello di ponte integrale con fondazioni superficiali (DMRB, Volume 1, Section 3, Part 12 - BA 42/96).

### 3.4 Interazione terreno-struttura (comportamento statico)

Il carattere peculiare dei ponti integrali è rappresentato dalla realizzazione della continuità strutturale tra impalcato e spalla. Da questa prospettiva si può quindi intuire come la tradizionale cinematica del ponte viene spostata dai dispositivi di appoggio tra trave e spalla all'interazione spalla-terreno di riempimento.

Si hanno infatti due condizioni limite del ponte integrale: la condizione di massima espansione raggiunta in estate e la condizione di massima contrazione raggiunta in inverno.



Spostamenti ciclici annuali di un ponte integrale (Horvath, 2000).

Tali spostamenti implicano due importanti conseguenze nella progettazione di un ponte integrale durevole: la corretta valutazione della spinta del terreno e dei cedimenti del terreno posteriore alla spalla.

Il fenomeno della valutazione della spinta posteriore venne preso in considerazione alla fine degli anni '60 negli Stati Uniti, rilevando come la spinta del terreno potesse tendere ai valori teorici prossimi al coefficiente di spinta passiva del terreno, soprattutto nella parte superiore della spalla.

Ne consegue una differenza di oltre un ordine di grandezza rispetto alla valutazione della spinta del terreno nella progettazione tradizionale dei ponti (Horvath, 2000).

In tal senso bisogna anche considerare il carattere non lineare del terreno relativamente agli effetti di compattazione dello stesso che possono indurre ad un aumento del coefficiente di spinta nel tempo, contrariamente a quanto si potrebbe pensare dato il ritiro del calcestruzzo dell'impalcato.

Tali spinte potrebbero portare al collasso delle spalle del ponte a lungo termine (100 anni) (Horvath, 2000). La valutazione di questi effetti rimane ancora dubbia non avendo dei riscontri reali offerti da un monitoraggio di opere esistenti ad un così lungo termine.

Per il calcolo del coefficiente di spinta si fa riferimento alle Norme Tecniche del Regno Unito (*Highways Agency Design Manual for Roads and Bridges, BA42*).

Tali norme indicano tre formulazioni diverse a seconda delle differenti forme strutturali presentate precedentemente.

### **Ponte integrale con diaframmi finali che fungono da fondazioni superficiali (*Bank Pad Abutment*)**

L'altezza tipica dei diaframmi finali arriva fino a 3 metri. Una corretta progettazione dovrebbe tener conto della modalità con cui l'elemento si muove: traslazione, rotazione o composizione tra i due (Darley et al., 1996).

La stima di  $K^*$  viene compiuta in funzione dell'altezza del diaframma terminale ( $H$ ) e della dilatazione termica prevista ( $d$ ).

$$K^* = K_0 + \left( \frac{d}{0,025H} \right)^{0.4} K_p$$

Dove:

- $d$  è lo spostamento dell'impalcato nel periodo estivo;  $d = \alpha * \Delta T * L/2$
- $H$  è l'altezza della spalla.
- $K_p$  è il coefficiente di spinta passiva del terreno;  $K_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$

### **Ponte integrale a telaio con fondazioni superficiali (*Frame Abutment*)**

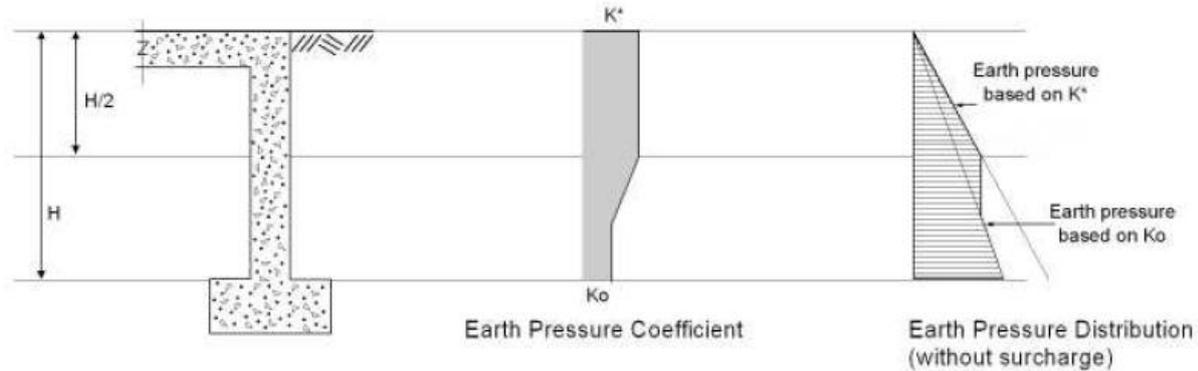
Per i ponti a telaio si distinguono due formulazioni che dipendono dalla possibilità della fondazione di ruotare o meno sul piano di posa. In altre parole si distingue il telaio su fondazioni superficiali da quello su fondazioni profonde.

Nel caso in cui il muro di sostegno possa ruotare sul piano di posa il calcolo del coefficiente di spinta avviene con la seguente relazione (England, 2000):

$$K^* = K_0 + \left( \frac{d}{0,03H} \right)^{0.6} K_p$$

Tale coefficiente di spinta  $K^*$  sarà applicato dalla cima del muro fino a metà altezza. Da questa quota fino all'uguaglianza delle pressioni calcolata con il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  si mantiene costante il valore della spinta del terreno. Raggiunta la quota di uguaglianza delle pressioni, la pressione continuerà ad aumentare secondo il coefficiente di spinta a riposo del terreno.

Come ulteriore condizione si dovrà assumere comunque  $K^*$  non inferiore a  $K_0$ .



Distribuzione delle pressioni nel terreno per un ponte integrale a telaio su fondazioni superficiali (DMRB, The design of integral bridge, BA 42/96).

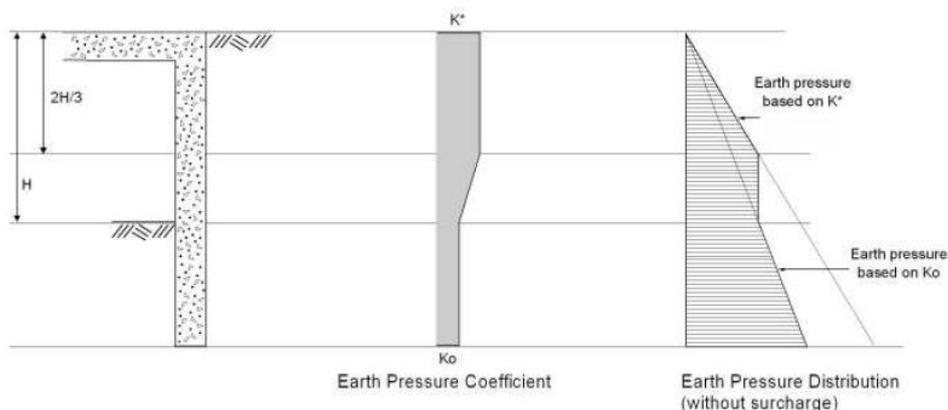
### Ponte integrale con fondazioni profonde (*Embedded Abutment*)

Nel caso di ponte integrale su fondazioni profonde la relazione per la stima del coefficiente di spinta si basa sui risultati sperimentali ottenuti da Springman (1996).

$$K^* = \left( \frac{d}{0,05H} \right)^{0.4} K_p$$

Inoltre varranno le seguenti ipotesi sulla distribuzione delle pressioni:

- Valore costante di  $K^*$  per due terzi dell'altezza del muro di sostegno.
- Giunti a tale quota si mantiene costante la pressione laterale del terreno fino a che viene eguagliata la spinta del terreno considerando il coefficiente di spinta a riposo del terreno.
- Da questa seconda quota di riferimento si prosegue con la stima delle pressioni laterali del terreno considerando il coefficiente di spinta a riposo del terreno.



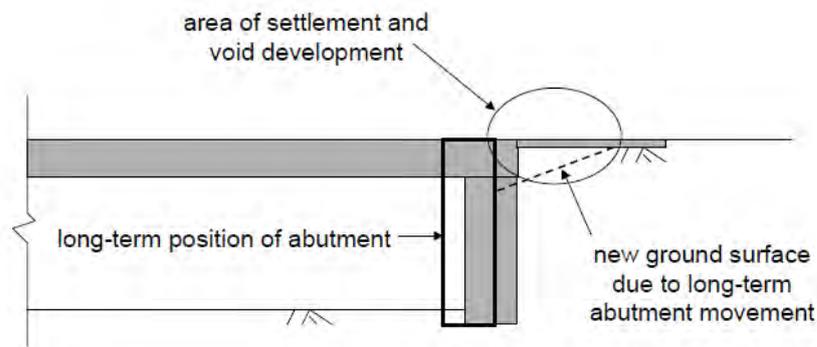
Distribuzione delle pressioni nel terreno per un ponte integrale su pali (DMRB, The design of integral bridge, BA 42/96).

Il punto successivo della norma inglese BA 42/96 §3.6 esplicita che il sovraccarico relativo ai carichi mobili sul terrapieno va computato con il coefficiente di spinta a riposo.

Le precedenti relazioni caratterizzano l'interazione terreno-struttura durante il periodo estivo dell'anno. Un comportamento duale si ha nel periodo invernale dell'anno durante il quale si ha la contrazione dell'impalcato.

A seguito dell'accorciamento invernale dell'impalcato la spinta del terreno diminuisce fino anche ad annullarsi. In alcuni casi può esserci addirittura il distacco delle due superfici con la formazione di un *gap* (Broms and Ingleson, 1971).

In questa zona si potranno avere, quindi, dei cedimenti del terreno che potranno indurre alla fessurazione della soletta di approccio la cui progettazione in origine non ne prevedeva la presenza.



Cedimenti del terreno indotti dalle dilatazioni cicliche dell'impalcato dietro alla spalla (Horvath, 2000).

Tale problema viene risolto con la corretta progettazione della soletta di approccio. In tal senso alla soletta di approccio deve essere permessa la rotazione rispetto alla spalla in modo da limitare le fessurazioni superiori. Inoltre, prevedere sufficiente armatura inferiore nel caso in cui il terreno non offrisse più sostegno verticale a causa dei cedimenti.

In alternativa sono realizzabili applicazioni geotecniche atte a consolidare il terreno dietro alla spalla.

### 3.5 Interazione terreno-struttura (comportamento dinamico)

L'interazione terreno-struttura ha particolare importanza anche nella risposta dinamica della struttura dal momento che la domanda di spostamento, durante l'evento sismico, del ponte in direzione longitudinale viene negata dal terreno dietro alla spalla.

La modellazione quindi dell'interazione terreno-struttura diventa fondamentale per una rappresentazione verosimile del comportamento sismico dell'infrastruttura. Tale modellazione è però estremamente complessa in relazione al comportamento non lineare del terreno.

Attualmente, la maggior parte delle indicazioni progettuali (ATC 1996, AASHTO 2004) richiede la modellazione di tale interazione mediante un numero finito di molle lineari con una certa rigidità traslazionale.

Per tener in conto il contributo di rigidità offerto dal terreno di riempimento in condizioni di spinta passiva dietro alla spalla la formulazione più utilizzata viene reperita dalle indicazioni di progetto proposte dal dipartimento di trasporti della California (Caltrans, *Seismic Design Criteria*, 2006).

Tale formulazione si basa sulla curva bilineare carico-spostamento ottenuta da sperimentazioni con muri di sostegno su scala reale realizzate alla UC Davis (Maroney, 1995).

Tale studio propone di considerare una rigidità del terreno dietro alla spalla con la relazione:

$$K_{abut} = \left( \frac{11.5 \text{ kN/mm}}{m} \right) * w * \left( \frac{h}{1.7} \right)$$

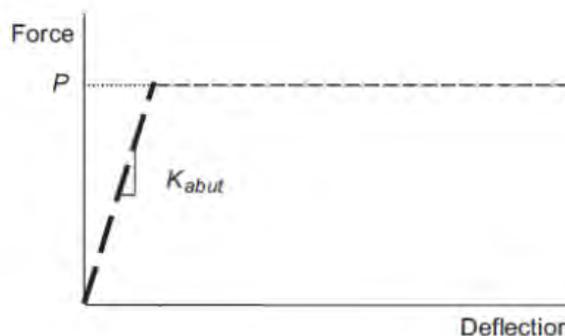
Dove  $w$  è la profondità della spalla ed  $h$  è l'altezza della spalla corretta in funzione dell'altezza della spalla utilizzata per le prove sperimentali (1,7m). Tale rigidità si potrà inserire nel modello numerico per mezzo di molle traslazionali applicate sulle spalle in corrispondenza delle travi longitudinali.

Si dividerà quindi il valore totale della rigidità,  $K_{abut}$ , per il numero di travi formati l'impalcato.

Poiché tali molle reagiscono solo in compressione, nell'analisi modale si simula il comportamento *compression-only* assegnando mezza rigidità ad una spalla e la restante metà all'altra (Itani et al., 2011).

La resistenza ultima della spalla viene stimata sulla base della massima pressione passiva (239kPa) registrata come forza statica ultima nei test condotti alla UC Davis (Maroney, 1995).

$$P_{bw} = A_e 239 \text{ kPA} \left( \frac{h_{bw} \text{ or } h_{dia}}{1.7} \right)$$



Curva forza-spostamento per le spalle da ponte. (Caltrans, *Seismic Design Criteria*, 2006).

Moltiplicando il valore della rigidezza per lo spostamento calcolato nell'analisi spettrale si controllerà quindi d'essere ancora all'interno del campo resistente definito dalle prove sperimentali.

Il limite di tale formulazione è che tali relazioni di natura sperimentale sono basate su una ben definita tipologia di terreno tipica della California: *Yolo Loam* (terreno di tipo argilloso).

In alternativa si può calcolare la rigidezza delle molle in oggetto considerando la spinta passiva del terreno (con andamento lineare in funzione della profondità della quota), dividendola quindi per lo spostamento necessario per attivare tale condizione di spinta passiva.

Il valore di tale spostamento può essere reperito dalla tabella C.2 Annex C EN 1997-1:2004. Tra parentesi sono riportati i valori degli spostamento necessario per attivare il 50% della spinta passiva.

| Kind of wall movement  |  | $v_p/h$<br>loose soil<br>% | $v_p/h$<br>dense soil<br>% |
|--|--|----------------------------|----------------------------|
| a)   |  | 7 (1,5) to<br>25 (4,0)     | 5 (1,1) to<br>10 (2,0)     |
| b)   |  | 5 (0,9) to<br>10 (1,5)     | 3 (0,5) to<br>6 (1,0)      |
| c)   |  | 6 (1,0) to<br>15 (1,5)     | 5 (0,5) to<br>6 (1,3)      |
| where:<br>$v_p$ is the wall motion to mobilise passive earth pressure<br>$h$ is the height of the wall |  |                            |                            |

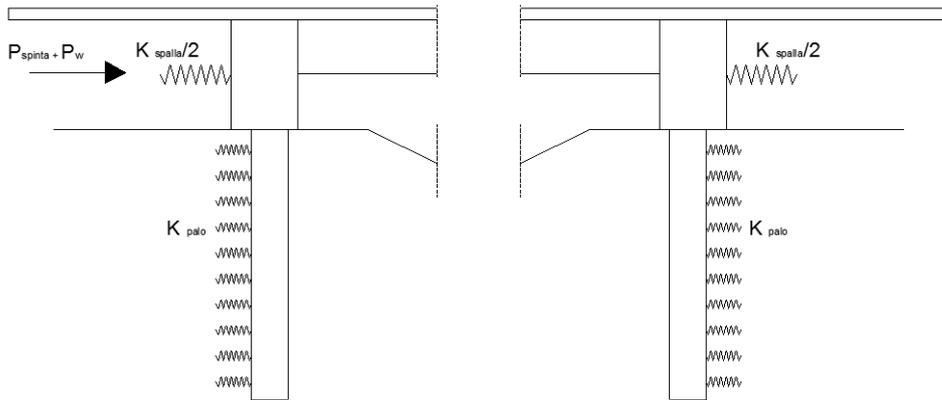
Tab. C.2 Rapporto spostamento orizzontale/altezza necessario per attivare la spinta passiva (Annex C, EC7).

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$P = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 B$$

$$K_{spalla} = \frac{P}{v_p}$$

Tale valore andrà poi diviso a metà ed assegnato ad entrambe le spalle per simulare un comportamento *compression-only*.



Schematizzazione del modello numerico adottabile per l'analisi modale della struttura.

## **4. Trave Prefabbricata Reticolare Mista (PREM)**

### **4.1 Introduzione**

Nell'ottica di voler progettare una tipologia di ponte il più economica possibile in termini di costruzione, esercizio e mantenimento si è pensato di utilizzare materiali edili prefabbricati in modo tale da conseguire tutta una serie di vantaggi che di seguito verranno elencati.

La scelta è ricaduta sull'utilizzo di travi REP® (*Rapidità, Economicità e Praticità*) o PREM (Prefabbricata Reticolare Mista).

Prima di dare alcuni cenni storici sulla nascita ed il comportamento statico di queste strutture reticolari miste è utile distinguerle dalle ordinarie strutture in c.a. per mezzo della metafora espressa dal Prof. E. Giangreco. La struttura ordinaria in c.a. viene paragonata ad un moderno menages familiare *“dove i due coniugi collaborano in misura adeguata alle proprie possibilità di accollarsi gli oneri esterni, il loro sforzo aumenta all'aumentare del sovraccarico di lavoro e l'impegno comune va avanti fino all'esaurimento delle proprie risorse contemporaneamente o in tempi successivi fino a che l'uno raggiunge le condizioni di collasso già raggiunte dall'altro”*.

La struttura mista, invece, viene paragonata ad un rapporto familiare *“anacronistico”*, in cui per poter far fronte alle necessità dell'elemento resistente che hanno costituito, utilizzano l'uno le risorse dell'altro in momenti diversi. Inizialmente il calcestruzzo vive di rendita, la struttura metallica sopporta da sola gli oneri esterni, finché questo giunge a maturazione e ha la capacità di accollarsi parte degli oneri esterni e parte dell'aumento del sovraccarico di lavoro.

Proprio questa caratteristica di auto-portanza iniziale rende questa tecnologia interessante per la costruzione di ponti, nei quali il progetto del varo della struttura assume uguale importanza della progettazione della stessa struttura.

Un altro fattore interessante, che ha portato a preferire questa soluzione rispetto alle ordinarie strutture miste utilizzate per le infrastrutture stradali, è stato la possibilità di creare l'incastro (inghisaggio) delle travi e della soletta con le sottostrutture del ponte, ottenendo la tipologia di ponte integrale auspicata.

## 4.2 Cenni storici

Le prime strutture miste furono adottate agli inizi del 1900. Realizzate incorporando nel calcestruzzo profilati metallici che garantivano la collaborazione tra i due materiali mediante estese superfici di aderenza.

Negli anni trenta il sistema costruttivo si è evoluto limitando il calcestruzzo ad una soletta collegata con ancoraggi alle travi metalliche. Il suo utilizzo è aumentato grazie anche alla ricezione di tale tipologia costruttiva prima dalla AASHO nel 1944 e successivamente nelle norme tedesche DIN.

L'interesse per questa tecnologia è progressivamente aumentato grazie a nuovi studi teorici e sperimentali che hanno consentito di ottimizzare i materiali, sviluppare nuove tecniche costruttive e semplificare gli aspetti costruttivi che incidevano sui costi di produzione. Questi fattori resero il sistema costruttivo finalmente concorrenziale rispetto ai metodi di costruzione tradizionali nel campo delle strutture da ponte.

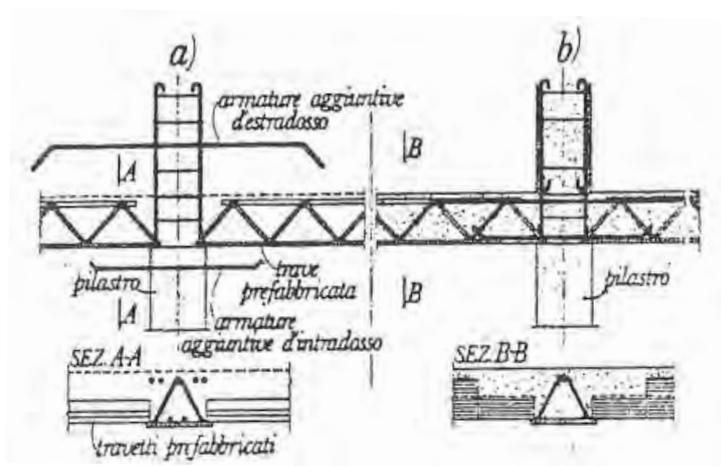
A questo punto, nel 1962 l'Ing. Leone pensò di trasferire la tecnologia della struttura mista dalle infrastrutture all'edilizia residenziale, ottimizzandola in relazione alle prestazioni richieste.

Si rese conto che la sezione normale della trave di acciaio utilizzata nei ponti era sovrabbondante rispetto alla capacità resistente richiesta.

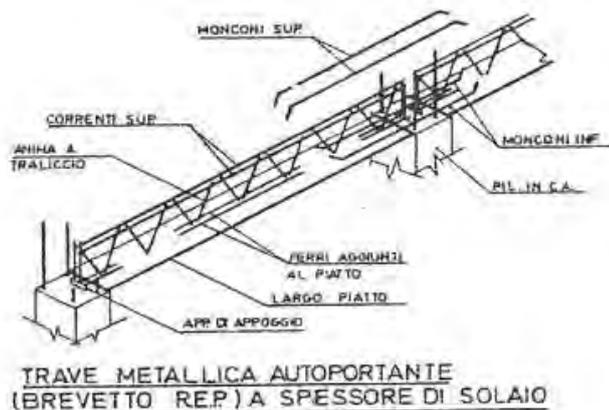
Mantenendo quindi il piatto inferiore, andò a ridurre l'anima della trave ad una struttura reticolare monopiano con elementi piatti e sostituì la piattabanda superiore con un solo ferro di sezione tonda.

I vantaggi furono quelli di poter produrre direttamente in officina le travi, che poi venivano messe in opera facendo poggiare i solai direttamente sul fondello in acciaio, riducendo i costi di costruzione in termini di tempo e materiale per la sistemazione dei casseri e puntelli in cantiere. Il sistema permetteva di coprire il piatto di acciaio inferiore con uno strato di laterizio.

Il brevetto finale della trave arrivò nel 1967.



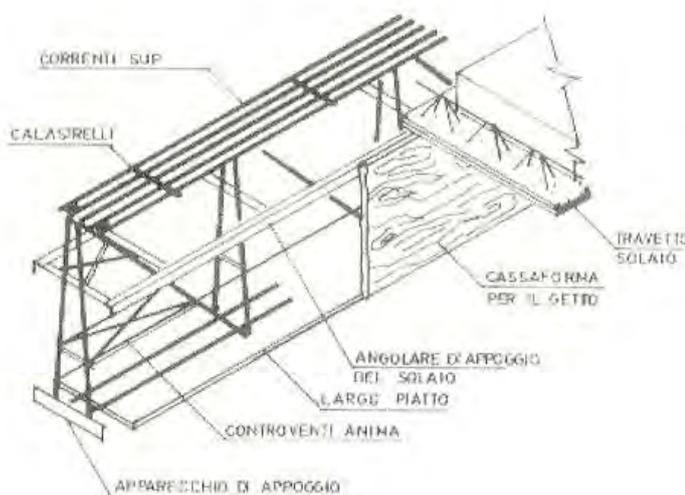
Primi schemi di trave REP® (Prontuario travi REP®, Tecnostrutture).



Trave autoportante Brevetto REP® (“Teoria e pratica delle strutture” vol.II; P. Pozzati-ed. UTET).

La commercializzazione della trave fu ad opera dell’azienda Strutture Edili Prefabbricate (SEP) che diede il proprio nome a queste travi distribuendole per alcuni anni in tutta Italia. Dopo il fallimento della SEP, il marchio che più si diffuse fu l’odierna *Trave REP®*.

Le applicazioni di questa tecnologia furono ampliate dall’Ing. Leone che brevettò anche la trave fuori spessore, con due o più piani d’anima a V rovescia e con tre o più correnti superiori. Poterono, quindi, essere realizzate travi da ponte e travi di grande luce.



Trave REP® sottosporgente dal solaio (Prontuario travi REP®, Tecnostrutture).

Verso la fine degli anni’70 la produzione si ampliò ulteriormente. Alla tipologia di trave con piatto inferiore di acciaio si affiancò la trave con zoccolo in calcestruzzo pregettato definita *Trave lastra*, introdotta dall’Ing. Izzo. Nello stesso periodo venne introdotta la *Trave Solaio* (lastra predalles) come soluzione per gli impalcati da ponte con forte peso proprio di getto e luci importanti.

### 4.3 Normative applicabili alla progettazione

Il dimensionamento delle travi reticolari miste deve essere valutato in due fasi differenti, approfondito nel successivo paragrafo.

Durante la prima fase, dalla messa in opera sino al consolidamento del getto di calcestruzzo, l'autoportanza dell'elemento è completamente affidata alla reticolare di acciaio, per cui si applicano norme e codici di calcolo relativi alle strutture metalliche:

- DM 14.01.2008 §4.2 "Costruzioni in acciaio";
- EC 3 "Progettazione delle strutture in acciaio";
- CNR m. 182 – 1997 "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo. L'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

In seconda fase, avvenuta la maturazione del calcestruzzo, la trave reticolare viene considerata come un elemento monolitico misto in cui acciaio e calcestruzzo collaborano assieme alla soletta considerata collaborante. E' necessario però distinguere la categoria strutturale cui appartiene la trave in oggetto.

Le procedure ministeriali individuano tre categorie:

- a) Strutture composte acciaio-calcestruzzo;
- b) Strutture in calcestruzzo armato normale o precompresso;
- c) Strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle due categorie sopra elencate.

#### **Categoria A**

Ricadono in questa categoria le travi realizzate unicamente con acciaio per carpenteria metallica, sia esso utilizzato per profili tondi, quadri o profili angolari. Tali elementi prefabbricati seguono le prescrizioni delle strutture composte in acciaio-calcestruzzo. L'eventuale fondello prefabbricato può essere in acciaio o calcestruzzo armato.

- DM 14.01.2008 §4.3 e §7.6 "Costruzioni composte acciaio – calcestruzzo".
- EC 4 "Progettazione delle strutture composte acciaio – calcestruzzo";
- CNR 10016 n.196 "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- EC 8 "progettazione delle strutture per la resistenza sismica".

## **Categoria B**

Ricadono in questa categoria le travi i cui elementi (correnti longitudinali ed aste di parete) sono realizzati con tondi in acciaio da c.a.

Le travi risultanti seguiranno, quindi, le prescrizioni relative alle strutture in calcestruzzo armato. Le Procedure Ministeriali prevedono comunque la possibilità di utilizzare acciaio da carpenteria per sostenere le sollecitazioni di *Fase1*, ma in questo caso non è ammesso tener conto del suo contributo nella fase finale di funzionamento. L'eventuale fondello prefabbricato può essere in acciaio o calcestruzzo armato.

- DM 14.01.2008 §4.1 e §7.4 "Costruzioni di calcestruzzo".
- EC 2 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo";

## **Categoria C**

Strutture non riconducibili ai principi, alle definizioni, ai modelli di calcolo e ai materiali delle due categorie sopra indicate.

- DM 14.01.2008 §4.6 "Costruzioni di altri materiali".

## **4.4 Comportamento statico e descrizione generale dell'elemento strutturale**

Come anticipato precedentemente, il comportamento statico delle travi reticolari miste è collegato ai diversi momenti in cui svolge la completa funzione strutturale.

In una fase iniziale, fino al consolidamento del calcestruzzo, la trave si comporta come una struttura reticolare metallica e lo schema statico di riferimento è quello di una trave in semplice appoggio. Lo sforzo è quindi assorbito da anima e correnti ed il calcestruzzo non ha alcuna resistenza, il quale essendo ancora fluido costituisce solo un carico.

Si verificano in questa fase l'instabilità di tipo locale delle aste compresse (aste di parete e corrente compresso) e l'instabilità globale della trave (svergolamento laterale del corrente superiore compresso). In questa fase sulla trave gravano il peso proprio del traliccio, il peso del getto di calcestruzzo e il peso del solaio.

Nella seconda fase, a getto solidificato, la trave è solidarizzata con le strutture portanti contigue (travi e pilastri) e lo schema statico da isostatico passa ad iperstatico. I carichi agenti sono aggiuntivi rispetto a quelli considerati nella fase precedente, ovvero la quota parte dei pesi propri dei solai che prima gravavano sui puntelli, i permanenti portati, gli eventuali carichi concentrati e sovraccarichi

variabili. Le verifiche di resistenza dovranno tenere conto della collaborazione tra i due materiali secondo le norme previste dalla categoria di appartenenza della trave.

I principali elementi che costituiscono una generica trave reticolare mista sono (Izzo et al, 2008):

- *Corrente inferiore.* Può essere costituito da un piatto di acciaio oppure da profili (tondi o quadri) di acciaio inglobati in un getto di calcestruzzo o ricoperti da un basamento in laterizio.
- *Anima:* E' costituita da un traliccio semplice o multiplo composto da elementi a V con passo variabile, compreso generalmente tra i 20 cm e 60 cm. Il primo passo viene assunto pari alla metà di quello standard; gli altri passi sono tutti uguali per l'intera lunghezza della trave. L'elemento d'anima realizzato con profili tondi o quadri può essere realizzato con una singola barra singola opportunamente sagomata, o composto da singoli elementi.
- *Corrente superiore.* È composto da un numero variabile di ferri tondi o quadri, generalmente di ugual diametro, saldati ai vertici superiori delle anime.
- *Apparecchio di appoggi.* Viene realizzato da due o più ferri tondi affiancati e saldati al piatto in corrispondenza delle due testate, sporgenti da esso e saldati di testa ad una piastra trasversale. Tale dettaglio costruttivo funge da dispositivo anti-ribaltamento durante la fase di montaggio dei solai. Nella seconda fase, invece, ha la funzione di dispositivo di ancoraggio atto a resistere alle azioni di scorrimento tra calcestruzzo e trave metallica.

Oltre a questi elementi costitutivi generali possono essere presenti anche:

- *Distanziatori del corrente superiore.* Vengono utilizzati quando il numero degli interferri tra i ferri del corrente superiore supera quello delle aste di parete. Sono composti da corti conci di ferro tondo posti tra i ferri del corrente superiore.
- *Calastrelli del corrente superiore.* Sono composti da corti conci di ferro tondo posti ortogonalmente e sotto ai ferri del corrente superiore. Limitano l'instabilità dei ferri compressi nel loro piano.
- *Controventi delle anime.* Sono costituiti da ferri tondi saldati alle anime che realizzano un traliccio reticolare orizzontale che controventa le stesse. In corrispondenza degli appoggi estremi, per ciascun traliccio orizzontale, vengono inserite due coppie di ferri formanti una croce di S. Andrea per ciascuna testata.
- *Angolari d'appoggio per solai prefabbricati.* Usati nel caso di travi fuori spessore (di solaio), collegati fra le due facce della trave da ferri saldati di diametro variabile.
- *Armature integrative.* Permettono la continuità strutturale con la trasmissione di momento flettente tra una trave e la successiva.

#### 4.4.1 Analisi dei carichi

In relazione alle diverse *Fasi* (di vita) della trave PREM l'analisi dei carichi e delle sollecitazioni dovrà seguire l'ordine cronologico della posa in opera della stessa. Si distinguono quindi i carichi agenti in (la seguente descrizione fa già riferimento al caso studio affrontato al Capitolo 7):

##### 1- Carichi relativi alla *Fase 1*.

- Peso proprio del traliccio PREM. Comprensivo anche il fondello ed i pannelli (utilizzati come supporto e cassetteria della trave) prefabbricati;
- Peso del getto di calcestruzzo (che integra la trave PREM e la soletta) ( $25\text{kN/m}^3$ );
- Area d'influenza della trave comprensiva una porzione della lastra predalles ed il suo getto integrativo;

##### 2- Carichi permanenti relativi alla *Fase 2*.

- Peso dei cordoli perimetrali in c.a.;
- Peso della pavimentazione stradale;
- Peso delle barriere di sicurezza (o barriere integrate fonoassorbenti e sicurezza);

##### 3- Carichi accidentali relativi alla *Fase 2*.

- Carichi variabili da traffico;
- Azione da vento;
- Stati di coazione secondari (ritiro, def. Termiche, ecc...).

#### 4.4.2 Predimensionamento e verifiche in *Fase 1*

In *Fase 1* la trave funziona come una struttura reticolare metallica che, grazie alla propria autoportanza, riesce a sorreggere i carichi iniziali. La reticolare presenta generalmente uno schema isostatico di trave in semplice appoggio, quindi le sollecitazioni dimensionanti saranno:

Momento massimo (in mezzeria)

$$M_{soll} = \frac{1}{8} q l_0^2$$

Taglio massimo (in appoggio)

$$V_{soll} = \frac{1}{2} q l_0$$

Tali sollecitazioni dovranno essere assorbite interamente dal solo traliccio metallico.

Oltre alle verifiche resistenziali dovranno essere esaudite le verifiche di stabilità delle aste che risultano compresse:

- Carico di punta della prima asta di parete compressa.
- Sbandamento laterale del corrente superiore compresso.
- Instabilità flesso-torsionale della trave.

Infine, dovrà essere verificato il traverso di estremità rappresentante il dispositivo di appoggio, che in *Fase1* dovrà garantire la stabilità della trave. Chiaramente anche la superficie su cui poggerà tale dispositivo dovrà essere verificata alle sollecitazioni che questo trasmetterà.

#### **4.4.3 Verifiche in *Fase2***

Dopo la presa del calcestruzzo le travi PREM devono essere verificate in funzione della tipologia (A, B o C) in conformità con la normativa nazionale vigente in materia di costruzioni in c.a. o di travi composte in acciaio-calcestruzzo, ove applicabili, oppure con modelli di calcolo supportati da adeguata sperimentazione.

##### **Verifiche stato limite ultimo – flessione**

Nella determinazione del momento resistente ultimo di una sezione trasversale di una trave PREM, si può far riferimento ad un'analisi globale plastica in quanto il confinamento offerto dal getto integrativo di calcestruzzo, che ora ha fatto presa, impedisce l'instabilità delle aste.

Le ipotesi che si possono introdurre per il calcolo del momento resistente sono:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra armatura e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;

Le tensioni e le deformazioni ultime del calcestruzzo compresso e le tensioni nell'armatura da c.a. e nell'acciaio da carpenteria si ricavano dai diagrammi tensioni-deformazioni di progetto riportati nella normativa tecnica vigente.

## Verifiche stato limite ultimo – taglio

In *Fase 2* il confinamento offerto dal calcestruzzo impedisce l'instabilità delle aste di parete compresse.

Le verifiche da effettuare saranno quindi in termini resistenziali. Le verifiche da adottare saranno diverse in base alla classificazione della categoria della trave PREM.

Nel caso in esame la trave PREM sarà di categoria "A", quindi, si farà riferimento alla resistenza a taglio di travi miste acciaio-calcestruzzo.

NTC 08, §4.3.4.2.2 Resistenza a taglio:

*La resistenza a taglio verticale della trave metallica,  $V_{c,Rd}$ , può essere determinata in via semplificativa come indicato in §4.2.4.1.2. Per la soletta in cemento armato dovranno comunque eseguirsi le opportune verifiche.*

Tale indicazione trascura completamente il contributo del calcestruzzo sia nel meccanismo resistente generale allo stato limite ultimo che a livello di meccanismi resistenti secondari del calcestruzzo.

Allo stesso modo, l'Eurocodice tratta l'argomento esplicitando che il contributo del calcestruzzo deve essere trascurato a meno di specifiche valutazioni.

EN 1994-1-1, 6.2.2.2: Plastic resistance to vertical shear:

- (1) The resistance to vertical shear  $V_{pl,Rd}$  should be taken as the resistance of the structural steel section  $V_{pl,\alpha,Rd}$  unless the value for a contribution from the reinforced concrete part of the beam has been established.*
- (2) The design plastic shear resistance  $V_{pl,\alpha,Rd}$  of the structural steel section should be determined in accordance with EN 1993-1-1, 6.2.6.*

Nel caso in esame si tratta di una struttura reticolare in cui sarà prevalente lo sforzo normale, se si eccettua il momento flettente che si instaura per la presenza comunque di carichi gravitazionali distribuiti sulla lunghezza dell'asta ed eventuali imperfezioni che causano eccentricità dello sforzo normale.

Questa procedura porta chiaramente ad un sovradimensionamento delle aste di parete. Partendo da questo punto si è voluto compiere uno studio di dettaglio sullo stato dell'arte del meccanismo resistente a taglio nelle travi reticolari miste che verrà proposto successivamente.



## 5. Analisi di dettaglio: Resistenza a Taglio delle travi reticolari miste

### 5.1 Introduzione

Come già anticipato uno dei punti critici della progettazione e verifica delle travi PREM riguarda il comportamento a taglio in condizioni ultime di rottura.

Tale problema riguarda in particolare le travi in categoria "A" che la normativa classifica come travi miste la cui resistenza al taglio viene interamente assegnata alla sezione in acciaio. Questa procedura porta chiaramente ad un sovradimensionamento anti-economico dell'armatura a taglio.

Tale metodo progettuale che affida tutto al taglio alla parte di acciaio potrebbe inoltre spostare la crisi dell'elemento sul puntone compresso di calcestruzzo, specialmente quando questo non è associato ad un elemento metallico, caso del puntone verticale di anima (Minelli e Riva, 2009). La verifica sulla biella compressa di calcestruzzo inoltre non è prevista per le travi miste e questo risulta essere un ulteriore elemento di pericolo.

Si passano ora brevemente in rassegna i modelli analitici presenti in letteratura e proposti da vari autori per la stima del carico critico a taglio per una trave PREM.

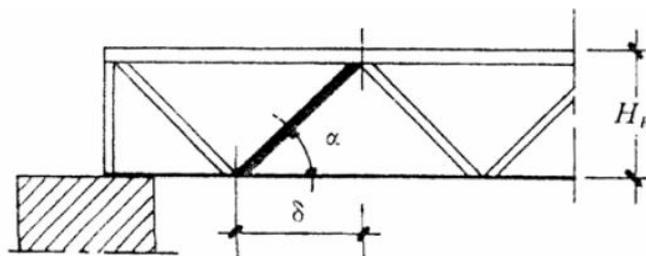
Alcuni di questi studi sono stati supportati anche da un'analisi sperimentale al fine di capire il reale comportamento delle travi PREM e di saggiare la bontà dei modelli proposti. Le conclusioni a cui arrivano i diversi autori non sono però univoche segno che il problema è di notevole complessità e non completamente risolto.

### 5.2 Modello analitico originale Travi REP (Leone, 1972)

Nelle sue "Procedure di calcolo per Travi Reticolari Miste" l'ing. Leone nel 1972 calcola l'area dell'anima del traliccio come somma di due contributi: il carico assiale delle azioni in *Fase1*, e lo sforzo di scorrimento delle azioni in *Fase2*.

L'area dell'anima del traliccio sarà quindi dato dalla somma dei seguenti due contributi:

$$A_{anima} = A_{Fase\ 1} \left( = \frac{(q_{Fase\ 1} * l)}{2} \frac{1}{\sin\alpha} \frac{1}{f_{yd}} \right) + A_{Fase\ 2} \left( = \frac{(q_{Fase\ 2} * l)}{2} \frac{\delta}{H_b} \cos\alpha \frac{1}{f_{yd}} \right)$$



Trave PREM in semplice appoggio, dimensionamento anima del traliccio (Procedimenti di calcolo per Travi REP, ing. Leone, 1972).

### 5.3 Meccanismo resistente Ritter-Mörsh modificato (Tesser, 2009)

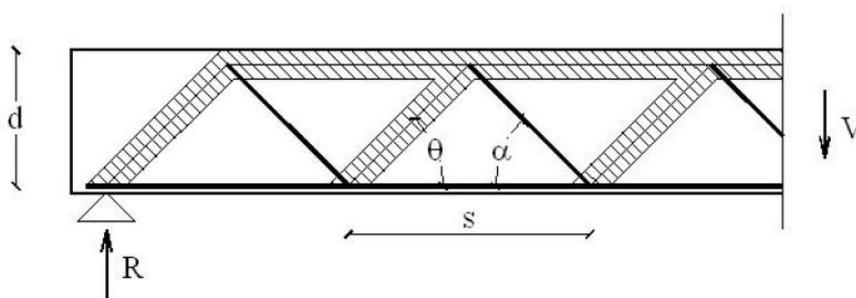
Presso l'Università degli Studi di Padova durante gli anni 2005-2009 è stata condotta un'estesa attività di ricerca sperimentale in collaborazione con l'azienda Tecnostrutture® sul comportamento strutturale delle travi REP®.

In tale sede è stato proposto un modello analitico per la valutazione del taglio resistente delle travi reticolari miste (Tesser, 2009).

In tale lavoro è stato innanzitutto eseguita un'analisi delle differenze tipologiche della trave reticolare mista rispetto ad una trave mista standard ed una trave in c.a. standard.

Preliminarmente si è quindi considerato che la rigidezza a taglio di una trave reticolare mista è decisamente inferiore rispetto ad una normale trave in acciaio avente un'anima piena. Inoltre, al crescere del carico, la rigidezza della trave mista diminuisce a causa dell'insorgere della fessurazione del calcestruzzo. Si può quindi supporre che il primo meccanismo resistente a taglio comprenda anche il calcestruzzo seguendo la classica teoria elastica del De Saint Venant. Raggiunta la massima resistenza a trazione del calcestruzzo questo si fessura ridistribuendo le tensioni sulle aste di parete in acciaio.

Tali aste aventi una precisa geometria, determinata dal soddisfacimento delle verifiche in *Fase 1*, suggeriscono la possibile formazione di un meccanismo resistente al taglio secondo un modello "Ritter-Mörsh".



Meccanismo resistente a taglio di una trave reticolare mista (Tesser, 2009).

Si andrà quindi a determinare un nuovo schema di reticolare costituito questa volta da un corrente compresso inferiore, costituito dal fondello in acciaio oppure da correnti in acciaio, un corrente superiore costituito dal calcestruzzo compresso e dalle armature superiori ed infine da elementi diagonali alternativamente compressi e tesi. Mentre per gli elementi tesi si considererà unicamente l'armatura di acciaio per i correnti compressi si potrà considerare anche la biella compressa di calcestruzzo che racchiude la barra. In quest'ottica la trave reticolare mista ha un comportamento più simile all'ordinaria trave in c.a. che alla trave mista standard.

La resistenza ultima di una trave ordinaria in c.a. nell'Eurocodice 2 (1993) e nel DM'96 poteva essere calcolata con una relazione del tipo:

$$V_{Rd,3} = V_{cd} + V_{wd}$$

Dove  $V_{cd}$  è il contributo offerto dal calcestruzzo e  $V_{wd}$  è il contributo dell'acciaio. Nel caso del DM'96 il contributo del calcestruzzo è limitato al raggiungimento della tensione tangenziale limite corrispondente alla prima della fessurazione. Il valore massimo della tensione tangenziale in fase elastica può essere calcolato con la formula di Jourawsky:

$$V_{cd,1} = \tau_{cd} J \frac{b_w}{S} \cong 0,6 f_{ctd} b_w d$$

Nel quale  $J$  è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo,  $S$  è il momento statico della parte compressa della sezione rispetto all'asse principale. I parametri  $f_{ctd}$  e  $\tau_{cd}$  sono rispettivamente la tensione di trazione e di taglio di progetto del calcestruzzo,  $b_w$  è lo spessore minimo della sezione.

Il contributo dell'acciaio era invece fornito dalla schematizzazione a traliccio:

$$V_{wd} = A_{sw} f_{yd} 0,9 d (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \cos\beta / s$$

Dove  $s$  è il passo tra due diagonali successivi,  $\vartheta$  è l'inclinazione del puntone compresso;  $\cos\alpha$  e  $\cos\beta$  sono i coseni direttori rispetto alla coppia di assi paralleli rispettivamente all'asse longitudinale della trave e l'asse della forza di taglio verticale. Si può notare come i due contributi dei singoli materiali, acciaio e calcestruzzo, non siano in realtà simultanei ma sequenziali.

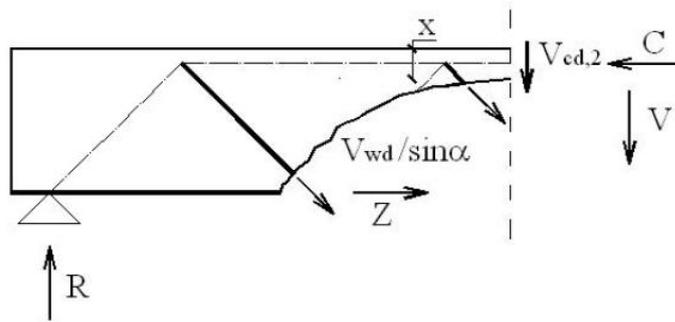
Alla fessurazione del calcestruzzo si potranno però assumere come validi unicamente i meccanismi resistenti secondari del calcestruzzo. La formulazione proposta dall'EC2 (1993) per il contributo del calcestruzzo, da sommare all'acciaio, fa riferimento appunto a questi contributi (effetto pettine, ingranamento, spinotto, precompressione).

L'autore considera come validi unicamente i meccanismi arco-tirante e corrente superiore compresso, escludendo il meccanismo a spinotto, in quanto il tirante formato dal fondello (nel caso delle travi REP® NOR) è esterno alla sezione e collegato alla stessa solamente dai trallicci d'anima che fungono da connettori.

Considera come contributo del calcestruzzo la resistenza a taglio del corrente compresso di calcestruzzo, ovvero la risultante delle  $\tau$  sul calcestruzzo ancora integro, proponendo come relazione:

$$V_{cd} \leq V_{cd,2} = 0,1 f_{cd} b_w x$$

Dove  $x$  rappresenta la profondità dell'asse neutro.



Meccanismo resistente prossimo al collasso per la valutazione del contributo del calcestruzzo (Tesser, 2009).

Per completare la verifica a taglio bisogna verificare il puntone compresso di calcestruzzo. A favore di sicurezza si trascura il contributo dell'acciaio compresso:

$$V_{Rd,2} = 0,85 f_{cd} b_w \frac{0,9d(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)}$$

La resistenza a taglio di progetto sarà quindi il minimo di  $V_{Rd,2}$  e  $V_{Rd,3}$ .

Infine in tale studio si pone l'attenzione sulla valutazione dell'inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo.

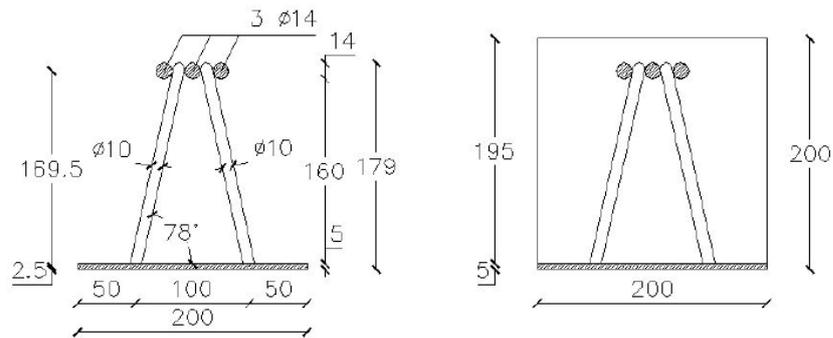
Tale inclinazione, indicata con l'angolo  $\vartheta$ , non può essere predetta con assoluta certezza. In via cautelativa si può assumere vicino agli appoggi tale inclinazione pari a  $45^\circ$  (Leonhardt, 1962).

Tale modellazione è stata poi validata da numerose prove sperimentali su travi reticolati miste di vario tipo (REP®-NOR; PREREP®; ECOTRAVE® RAFTILE®) si riporta di seguito una sintesi sulla sperimentazione del comportamento a taglio effettuata su travi REP®-NOR con fondello in acciaio.

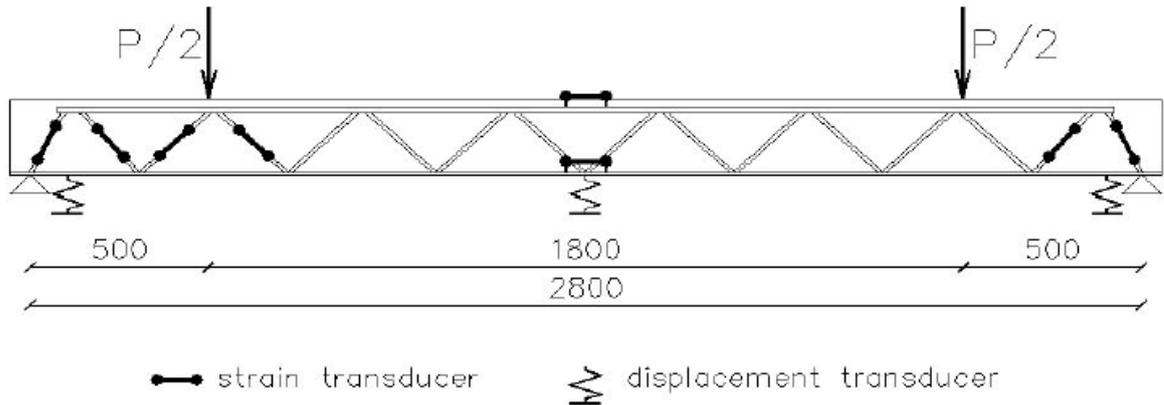
### 5.3.1 Sperimentazione effettuata su Travi REP® -NOR (Tesser, 2009)

La trave REP®-NOR è caratterizzata dall'aver un fondello in acciaio che costituisce il corrente teso della reticolare in *Fase1* e l'armatura inferiore tesa della trave mista in *Fase2*.

La sperimentazione effettuata era volta a comprendere il comportamento della trave mista sia in *Fase1* con traliccio di acciaio nudo, sia in *Fase2* dopo che il calcestruzzo ha fatto presa. In tal modo si è indagato sia i vari fenomeni di instabilità dei profili di acciaio in *Fase1* che l'aderenza ai carichi teorici di rottura per flessione e taglio della trave in *Fase2*.



Sezione della trave REP®-NOR in Fase1 e Fase 2 (Tesser, 2009).



Sezione longitudinale della trave REP®-NOR con rappresentazione dello schema statico per la prova a taglio (Tesser, 2009).

I valori di resistenza dei materiali sono stati ottenuti con apposite prove realizzate sempre presso il Laboratorio di Costruzioni dell'Università di Padova. Tali test hanno evidenziato una tensione di snervamento media dell'acciaio (tipo S355) di 411 MPa ed una tensione di rottura di 539 MPa.

Il calcestruzzo (C20/25) mostrava una resistenza cubica a compressione media di 27,1 MPa. Tali valori sono stati poi utilizzati per il calcolo delle resistenze teoriche delle travi.

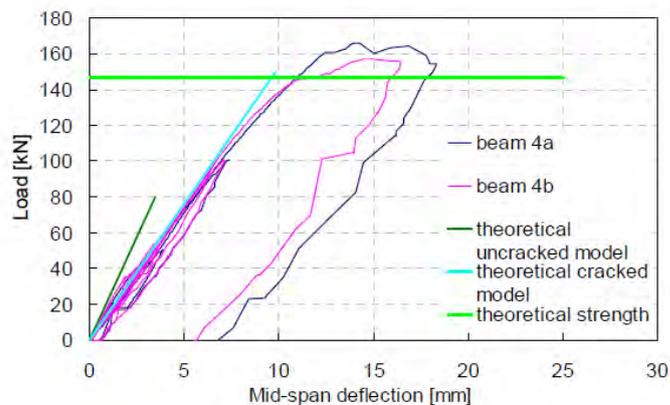
| Beam      | $M_R$ [kNm] | $a$ [m] | $V_{c1}$ [kN] | $V_{c2}$ [kN] | $V_w$ [kN] | $V_R$ [kN] | $P$ [kN] |
|-----------|-------------|---------|---------------|---------------|------------|------------|----------|
| Trusses 1 | 18.6        | 1.30    |               |               |            | 22.1       | 28.6     |
| Trusses 2 | 18.6        | 0.50    |               |               |            | 19.7       | 39.4     |
| Beams 3   | 69.5        | 1.30    | 49.1          | 26.0          | 47.3       | 73.3       | 106.9    |
| Beams 4   | 69.5        | 0.50    | 49.1          | 26.0          | 47.3       | 73.3       | 146.6    |

Valori di resistenza teorici delle travi (Tesser, 2009).

I due test sperimentali effettuati hanno mostrato che la rottura a taglio della trave avviene per snervamento della prima diagonale tesa in corrispondenza di un carico pari a 165.9 kN nel primo caso, e 156.8 kN nel secondo caso. In entrambi i casi si è assistito al distacco del piatto inferiore (assenza dell'effetto spinotto nei meccanismi secondari di resistenza al taglio) ed alla diminuzione di inclinazione della fessurazione in prossimità del corrente compresso di calcestruzzo.



Immagini della trave num4 dopo il collasso a taglio (Tesser, 2009).



Curva carico-spostamento in campata delle prove sperimentali per la trave num4 (Tesser, 2009).

Oltre alla modellazione analitica proposta precedentemente, in relazione alle Norme Tecniche ed Eurocodici vigenti, è stato considerato per la stima del carico ultimo anche il modello resistente a taglio-trazione del traliccio ad inclinazione variabile (R. Scotta, 2011).

Tale modello consente, diminuendo l'inclinazione della biella compressa di calcestruzzo, di tener in conto gli effetti resistenti secondari del calcestruzzo.

Le sperimentazioni eseguite sulle travi reticolari miste dell'azienda Tecnostrutture® hanno permesso di considerare come affidabile il metodo del traliccio ad inclinazione variabile mostrando una buona aderenza con i risultati sperimentali. Adottando un'inclinazione del puntone compresso per la stima dei carichi critici teorici pari a  $22^\circ$  (la normativa permette di utilizzare un'inclinazione  $20^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ) il valore dei carichi sperimentali risulta superiore comunque del 20% e pertanto il modello analitico risulta essere sempre conservativo.

Si consiglia comunque l'utilizzo di un angolo pari a  $30^\circ$  per l'inclinazione delle bielle di calcestruzzo.

Infine, si esclude la possibilità di una crisi fragile della trave causata dalla rottura delle bielle di calcestruzzo poiché esse inglobano un'anima di metallo con sezione pari all'elemento teso (R. Scotta, 2011).

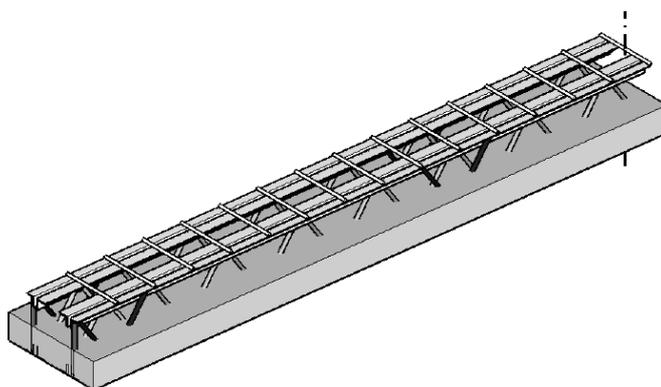
## 5.4 Meccanismo resistente disaccoppiato (Petrovich, 2008; Sorgon, 2009)

Un diverso approccio è stato seguito all'Università degli Studi di Trieste. In questo caso, data la particolare geometria della trave tralicciata mista studiata si è deciso di disaccoppiare i diversi elementi che costituiscono la trave andando a valutare il singolo contributo resistente a taglio per ciascuno di questi.

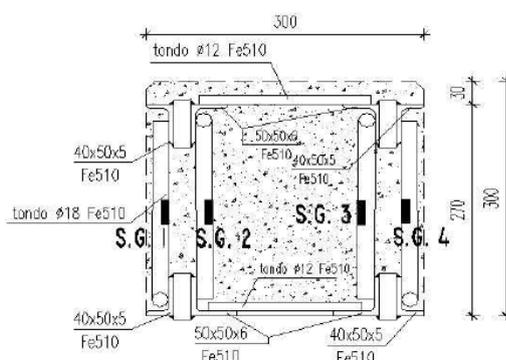
Il primo contributo resistente è quello degli angolari di acciaio costituenti i correnti della reticolare. Questi, oltre a recepire il momento flettente sotto forma di carico assiale, possedendo una non trascurabile rigidezza e resistenza al taglio ( $V_{ang}$ ), contribuiranno alla resistenza globale della trave.

Il secondo contributo, e più importante, è relativo alle aste di parete ( $V_{diag}$ ) che la norma indica come unico contributo computabile per la resistenza globale dell'elemento.

Il terzo ed ultimo contributo è relativo al calcestruzzo confinato entro la struttura reticolare ( $V_{cis}$ ), che assorbe parte del taglio attraverso i meccanismi di effetto pettine, effetto spinotto, effetto ingranamento degli inerti ed effetto arco. La resistenza a taglio viene calcolata prima per via numerica e successivamente con due modelli analitici semplificati confrontando infine i risultati.



Vista assometrica della trave in Fase 1 (Petrovich, 2008).



Sezione della trave presa in esame in Fase 2 (Petrovich, 2008).

### 5.4.1 Determinazione attraverso modello numerico dei singoli contributi

La valutazione dei contributi resistenti al taglio delle aste di parete ( $V_{diag}$ ) e degli angolari ( $V_{ang}$ ) è stata effettuata per via numerica considerando la trave in *Fase1* e valutando la resistenza totale della reticolare.

Il contributo delle aste di parete note le tensioni agenti si può facilmente calcolare con:

$$V_{diag} = \sigma_s A_d n_b \text{sen}\alpha$$

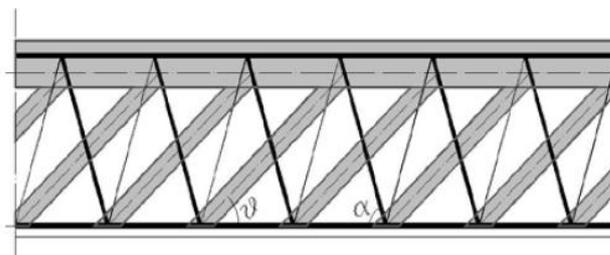
Dove  $\sigma_s$  è la tensione agente nella singola asta,  $A_d$  è l'area della sezione trasversale dell'asta,  $n_b$  è il numero di braccia delle aste diagonali ed infine  $\text{sen}\alpha$  è l'angolo di inclinazione delle aste di parete.

Il contributo relativo agli angolari viene quindi determinato per differenza fra il taglio totale e quello assorbito dalle aste di parete. Lo studio effettuato ha evidenziato che, indipendentemente dal livello di carico, il taglio viene assorbito quasi per intero dai diagonali (80-90%).

La determinazione del contributo del calcestruzzo viene quindi determinato per sottrazione dal modello numerico che considera la trave in *Fase2*.

### 5.4.2 Modello analitico n°1: Traliccio isostatico non interamente metallico

Il primo modello è a traliccio isostatico multiplo costituito da elementi tesi (diagonali di metallo) e compressi (bielle di calcestruzzo) (Sorgon, 2009). Le bielle di calcestruzzo si innestano non alla base della precedente asta tesa ma a quella che viene ancora prima. Tale modello può rientrare nella categoria del traliccio ad inclinazione variabile con angolo  $\vartheta$  determinato dalla geometria della reticolare.



Modello a traliccio con struttura di anima isostatica non interamente metallica (Sorgon, 2009).

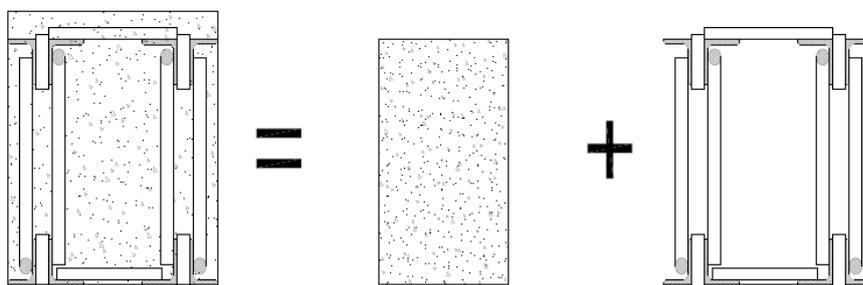
La resistenza di calcolo a “taglio-compressione” e “taglio-trazione” vengono calcolate con:

$$V_{Rcd} = 0,9 b d \sigma_{cd} \sin^2 \theta (cot\alpha + cot\theta)$$

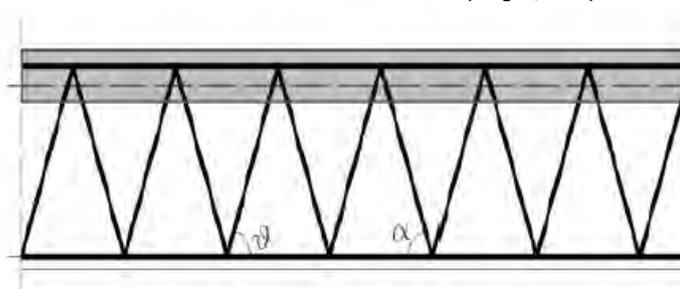
$$V_{Rsd} = A_{sw} f_{yd} \frac{0,9d}{s} \sin \alpha (cot\alpha + cot\theta)$$

### 5.4.3 Modello analitico n°2: Traliccio metallico e contributo del calcestruzzo

Nella seconda modellazione si considera di disaccoppiare il contributo resistente del traliccio metallico da quello del calcestruzzo. Si valuta quindi il contributo del taglio assorbito dalla sola reticolare di acciaio, considerando sia le aste tese che compresse (poiché sono stabilizzate dal calcestruzzo). La resistenza al taglio degli angolari viene considerata solamente da Petrovich (2008). Il contributo del calcestruzzo viene invece calcolato considerando la sezione confinata dalla reticolare e valutandone la resistenza al taglio come se fosse una trave non armata a taglio avente come armatura longitudinale i correnti inferiori della reticolare di acciaio.



Schema di calcolo alla base del modello 2 (Sorgon, 2009).



Modello a traliccio con struttura ad anima isostatica interamente metallica (Sorgon, 2009).

Per la valutazione del contributo del calcestruzzo vengono confrontati i valori risultanti dalla formulazione aderente all'EC2 (1993) e quella presente sul testo "Cemento armato – Calcolo agli stati limite" (Toniolo, 1998). Si vede immediatamente come tale relazione è uguale a quella presentata precedentemente e relativa alla resistenza a trazione del calcestruzzo non fessurato utilizzata anche nel DM'96.

$$V_{Rcls\_EC2(1993)} = 0,25 k f_{ctd} (1,2 + 40\rho_1)b_w d; \quad V_{Rcls\_Toniolo(1998)} = 0.6 f_{ctd} b_w d$$

Avendo assunto :

- $k = 1,6 - d$  con  $d$  espressa in metri e comunque  $d \leq 0,6$ ;
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,022$  rapporto di armatura longitudinale.

Nel caso specifico in esame la formulazione con calcestruzzo non fessurato risulta più cautelativa della relazione dell'EC2 (1993) e quindi si preferisce adottare un contributo del calcestruzzo aderente al DM'96 (o del Toniolo) (Petrovich, 2008).

Il valore del taglio ultimo resistente sarà quindi dato da:

$$V_{Rd} = V_{Rdiag} + V_{Rcls}$$

$$V_{Rdiag} = A_{sw} f_{yd} \sin \alpha$$

Si nota comunque come per le geometrie delle travi reticolari utilizzate normalmente, con importanti percentuali di armatura tesa ed altezze in spessore di solaio le due formulazioni relative al contributo del calcestruzzo danno risultati molto simili.

Lo studio ha evidenziato come le previsioni dei modelli analitici in entrambi i casi (modello analitico n°1 e n°2) siano molto a favore di sicurezza rispetto al risultato dei modelli numerici (Sorgon, 2009).

Tale discrepanza viene attribuita al contributo "analitico" del calcestruzzo molto inferiore rispetto a quello "numerico".

Per questo motivo, in relazione alla particolare geometria della trave dove i correnti longitudinali sono formati da angolari, viene supposto un effetto spinotto maggiore di quello riscontrabile nelle travi ordinarie in calcestruzzo ordinario.

Si suppone quindi di aumentare il contributo del calcestruzzo del 70% (Petrovich, 2008).

$$V_{Rcls} = f_{ctd} b_w d$$

Tale incremento viene assegnato sfruttando l'analogia dei risultati numerici ottenuti con alcune prove sperimentali su travi composte di acciaio annegate in una matrice di calcestruzzo fibrorinforzato (Madhusudan Khuntia et al., 1999).

Tali considerazioni non hanno un però un diretto confronto sperimentale poiché i test sperimentali effettuati dagli autori sulla trave erano volti maggiormente allo studio del comportamento a flessione in Fase2 e non sono state realizzate specifiche prove a taglio.

Nei successivi paragrafi verrà utilizzato per la stima dei carichi critici a taglio delle travi analizzate il modello analitico n°2 appena presentato. Si considererà la formulazione con il contributo del calcestruzzo valutato secondo DM'96 (o Toniolo) senza però l'incremento di resistenza del 70% che si imputa caratteristico per sezioni con armature longitudinali formate da angolari metallici.

## **5.5 Comportamento a taglio di travi prefabbricate miste: Prove sperimentali**

Nonostante le proposte di modelli previsionali del carico di rottura che partono da ipotesi di funzionamento tipici delle travi ordinarie in c.a. esistono prove sperimentali che mostrano un diverso meccanismo di rottura e tipico per le travi reticolari miste. Tale comportamento si imputa al diverso ruolo dell'aderenza, non più presente nel caso dell'utilizzo di acciaio da carpenteria metallica, ed alle elevate percentuali di armatura longitudinale presenti.

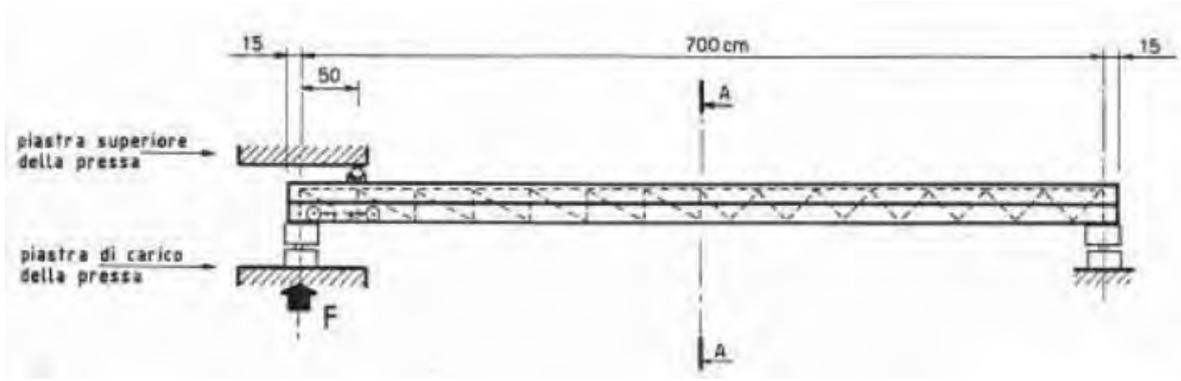
In letteratura non esistono molti risultati sperimentali pubblicati sull'argomento. La maggior parte delle prove è piuttosto datata e realizzata dagli stessi produttori delle travi. Diventa quindi difficile fare un confronto diretto tra diversi test. Il materiale riportato di seguito è una sintesi del lavoro di ricerca realizzato sullo studio del comportamento a taglio di travi reticolari miste (Minelli e Riva, 2009) nell'ambito della ricerca nazionale finanziata da Assoprem. Per una trattazione più estesa delle prove a taglio realizzate in passato si rimanda al "Rapporto di ricerca Assoprem 2007-2009".

### **5.5.1 Prove a taglio a rottura, stazione porta Garibaldi**

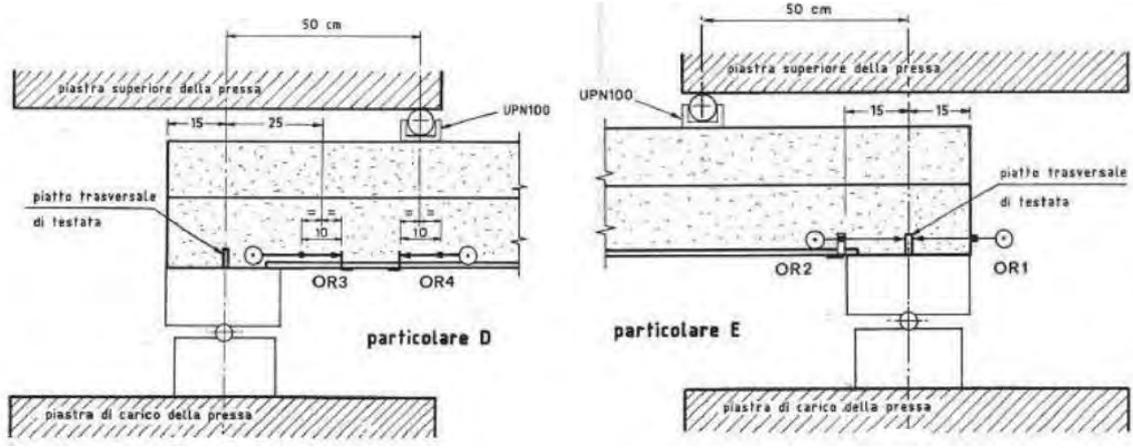
Le prove di rottura a taglio sono state eseguite sollecitando solo un'estremità della trave per mezzo di una pressa da 2000t che provvede contemporaneamente a realizzare il carico tagliante, incrementando la forza all'appoggio ed a contrastare la reazione ad una distanza di 0,5m dall'appoggio.

L'acquisizione dei dati è avvenuta per mezzo dei seguenti strumenti:

- Una cella di pressione nel circuito idraulico per misurare l'intensità della forza applicata;
- Due trasduttori di spostamento di tipo induttivo per valutare gli scorrimenti relativi tra piatto di acciaio ed il lembo inferiore nel calcestruzzo (particolare D);
- Due trasduttori di spostamento di tipo induttivo per gli spostamenti del piatto trasversale di testata rispetto al piano di acciaio all'intradosso e all'estremità della trave (particolare E).

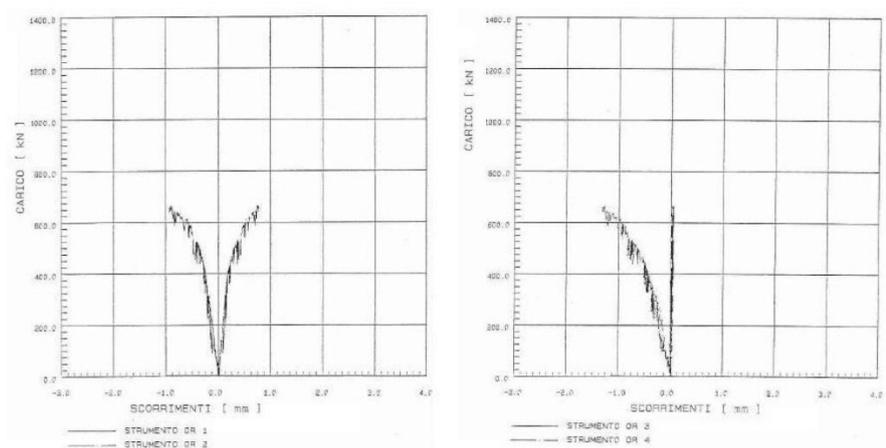


Schema statico della prova di carico a rottura (Minelli e Riva, 2009).

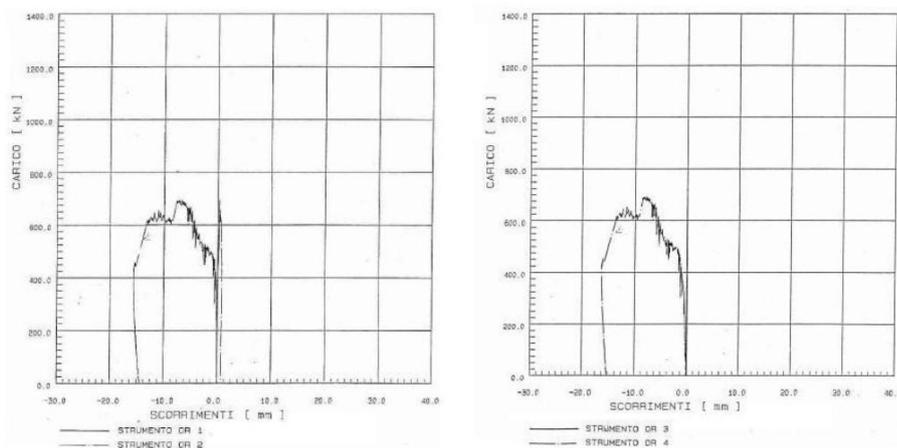


Particolari relativi al posizionamento dei trasduttori di spostamento (Minelli e Riva, 2009).

La rottura dal lato puntoni verticali è avvenuta un po' prematuramente poiché il primo passo di anima non era differenziato rispetto agli altri. Da questa prova del 1987, è divenuto obbligo realizzativo differenziare il primo passo delle aste di parete.



Risultati trasduttori di spostamento per la trave con puntoni inclinati (Minelli e Riva, 2009).



Risultati trasduttori di spostamento per la trave con puntoni verticali (Minelli e Riva, 2009).

### 5.5.2 Prove del consorzio produttori travi REP®

Negli anni 1987 e 1990 sono state realizzate una serie di prove sperimentali da parte del consorzio produttori travi REP® al fine di verificare la corrispondenza del comportamento reale delle travi con quello previsto teoricamente.

Le travi REP®-TMQ sono caratterizzate dall'aver come armatura inferiore un fondello in acciaio, al quale possono essere saldate delle armature integrative per la resistenza flessionale della trave.

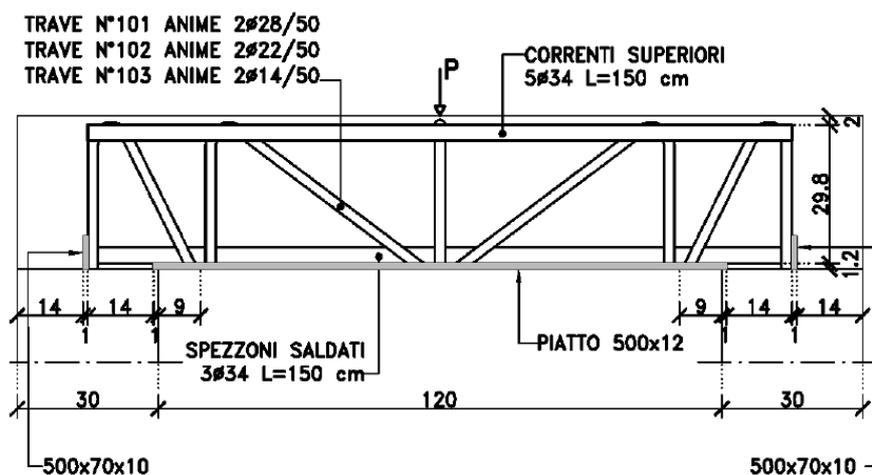
L'obiettivo principale delle prove prevedeva il confronto del carico ultimo teorico della trave con il valore registrato sperimentalmente.

Altri aspetti secondari, che necessitavano di una conferma sperimentale, erano: il funzionamento del traliccio a puntoni verticali dopo la variazione delle norme di produzione che ha dimezzato il primo passo; il funzionamento degli spezzoni saldati come ancoraggio al taglio ed il funzionamento del piattino saldato come ancorante degli spezzoni saldati.

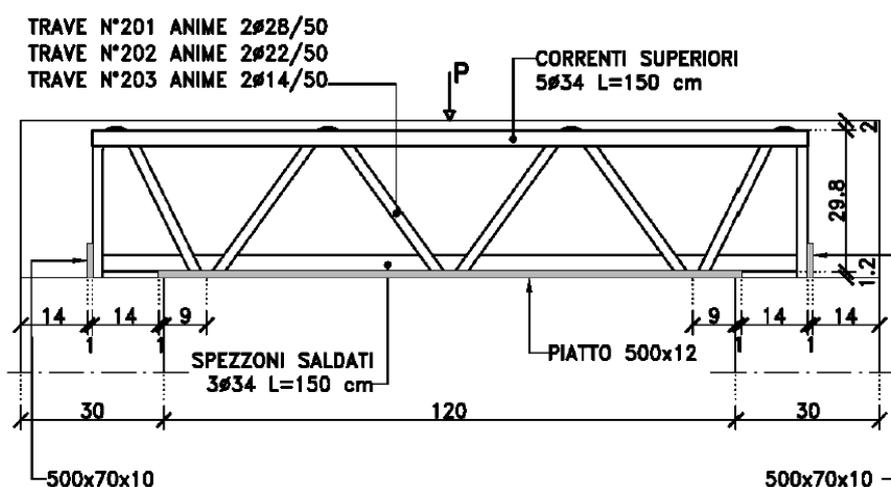
Le travi testate nel 1987 presentavano, nel caso delle prove a taglio, sia la tipologia di puntoni verticali che puntoni obliqui. Le successive prove del 1990 presentavano le stesse geometrie proposte tre anni prima con alcune modifiche atte a cogliere la soluzione realizzativa più performante.

In quest'ultima serie di prove è stata misurata anche la resistenza di una trave in c.a. ordinaria avente la stessa resistenza teorica delle travi proposte. Queste prove sono state realizzate dall'azienda CSP insieme ad altri produttori di travi REP® (RDB, MAER, TOSCANA REP ed EDILREP).

Le sei travi a taglio avevano tutte sezione 50x33 cm ed una lunghezza di 180 cm. Divise in due gruppi secondo la tipologia di puntone, inclinato (101; 102; 103) o verticale (201; 202; 203), si differenziavano per il diametro delle aste di parete 28/22/14 mm.



Geometrie prove a taglio per le travi a puntone verticali (Minelli e Riva, 2009).



Geometrie prove a taglio per le travi a puntone obliqui (Minelli e Riva, 2009).

Data la configurazione di carico di trave su due appoggi con carico centrale, in campata si ha la compresenza di taglio e momento massimo. Tale prova di carico genera quindi uno stato fessurativo misto, presentando sia fessure verticali (fessure da flessione) che inclinate tra i 30° e 60° (fessure da taglio).

Tutte le travi mostrano una rottura fragile per cedimento del calcestruzzo sotto l'impronta di carico.

| Tipologia e trave |           | $P_{u,teo}$ (kg) | $P_u$ (kg) | $P_{cr}$ (kg) | $P_u / P_{cr}$ | $P_u / P_{u,teo}$ |
|-------------------|-----------|------------------|------------|---------------|----------------|-------------------|
| Puntone verticale | Trave 101 | 110000           | 125000     | 25000         | 5              | 1, 14             |
|                   | Trave 102 | 73000            | 104000     | 25000         | 4, 16          | 1, 42             |
|                   | Trave 103 | 42000            | 90000      | 20000         | 4, 5           | 2, 14             |
| Puntone inclinati | Trave 201 | 51877            | 105000     | 20000         | 5, 25          | 2, 02             |
|                   | Trave 202 | 38733            | 95000      | 25000         | 3, 8           | 2, 45             |
|                   | Trave 203 | 26050            | 90000      | 10000         | 9              | 3, 45             |

Tabella riassuntiva dei valori di resistenza delle travi a taglio (Minelli e Riva, 2009).



Trave 101: rottura a 1250kN per crushing del calcestruzzo (Minelli e Riva, 2009).

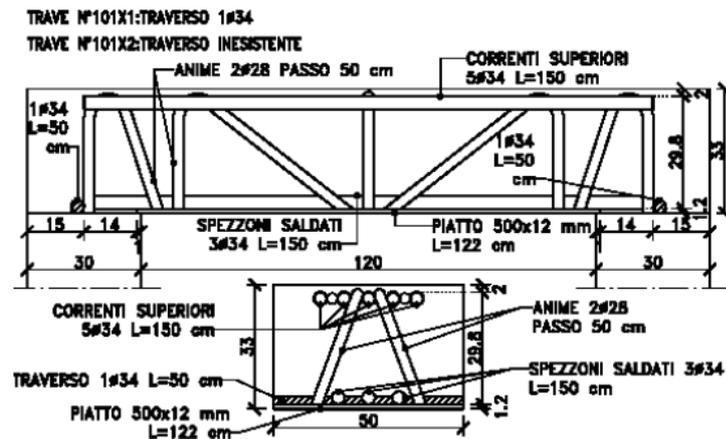
I risultati hanno evidenziato che le travi con puntoni verticali sono più performanti rispetto a quelle con puntoni orizzontali. Il rapporto tra carico di rottura e di prima fessurazione è compreso tra un valore di 4÷5 (fatta eccezione per la trave 203,  $P_u/P_{cr} = 9$ ), mentre per le travi ordinarie in c.a. è circa il doppio ( $P_u/P_{cr} = 10$ ) (Minelli e Riva, 2009).

Si nota, inoltre, come in tutti i casi il calcolo del carico critico teorico basato sul dimensionamento delle strutture in cemento armato è inferiore al carico di rottura registrato nelle prove sperimentali. Questo soprattutto nel caso di basse percentuali di armatura. La spiegazione di questo fenomeno trova giustificazione nella sottostima della resistenza a taglio del calcestruzzo.

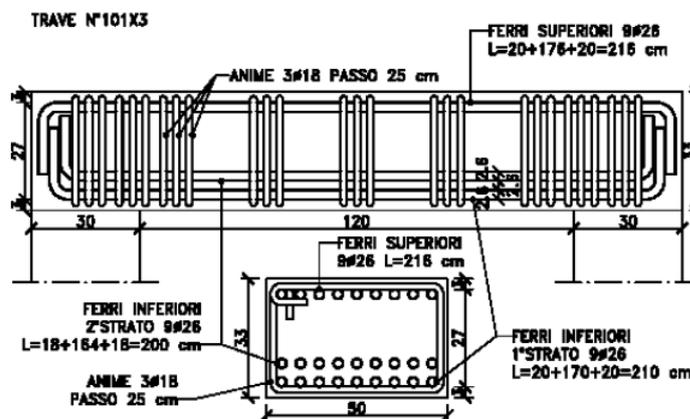
### **Prove su due travi TMQ e una trave in c.a. ordinario**

Le prove successive del 1990 hanno preso a campione la trave 101 con puntoni verticali e diametro  $\phi=28$  mm. Si è valutato il comportamento globale della trave facendo variare il traverso finale della trave precedentemente costituito da un piatto 500x70x10 mm. In un caso si è completamente eliminato tale elemento (trave 101x1) ed in un caso si è sostituito con un tondo  $\phi=34$  mm per un lunghezza di 50 cm (trave 101x2).

La terza trave (trave 101x3) è invece una trave in c.a. ordinario avente la stessa resistenza teorica al taglio delle travi REP® 101. In questo modo si è voluto realizzare un confronto diretto con le travi tralicciate miste.



Sezione longitudinale e trasversale delle travi 101x1 e 101x2 (Minelli e Riva, 2009).



Sezione longitudinale e trasversale della trave 101x3 (Minelli e Riva, 2009).

| Trave           | $P_{u, teo}$ (kg) | $P_u$ (kg) | $P_{cr}$ (kg) | $P_u / P_{cr}$ | $P_u / P_{uteo}$ |
|-----------------|-------------------|------------|---------------|----------------|------------------|
| 101 (1987)      | 110000            | 125000     | 25000         | 5              | 1.14             |
| 101X1           | 108500            | 91500      | 32500         | 2.81           | 0.84             |
| 101X2           | 108500            | 84000      | 30000         | 2.80           | 0.77             |
| 101X3<br>(c.a.) | 92000             | 97000      | 15000         | 6.13           | 1.05             |

Tabella riassuntiva dei valori di resistenza delle travi a taglio (Minelli e Riva, 2009).

Le prove effettuate sulle travi reticolari miste effettuate nel 1990 hanno evidenziato il vantaggioso ruolo del piatto trasversale. Nel caso della trave ordinaria in c.a. la resistenza teorica riesce a prevedere in maniera molto efficace il carico ultimo reale della trave. Da tale sperimentazione se ne conclude che la formulazione classica per il c.a. offre buoni risultati di resistenza al taglio con percentuali di armatura elevate.

## Modellazione numerica delle Travi

Presso l'Università degli studi di Bergamo e Brescia si è eseguita la modellazione numerica delle travi del gruppo di prove risalenti al 1987 (Minelli e Riva, 2009). Tali analisi numeriche sono state svolte con il software DIANA 9.1 della TNO *Building and Construction Research* (Delft, Olanda).

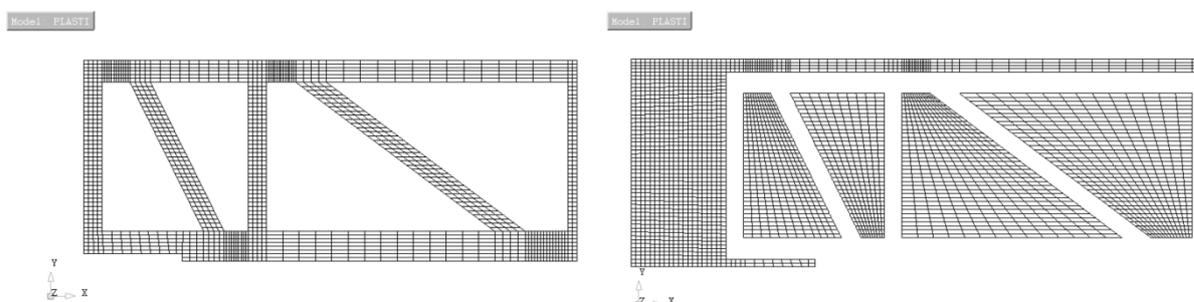
Le ipotesi preliminari su cui sono stati creati i modelli sono state le seguenti:

- Sebbene le strutture in questione richiederebbero un'analisi tridimensionale risulta più semplice dal punto di vista dell'onere di calcolo utilizzare un modello piano utilizzando elementi *plane stress* di spessore equivalente agli elementi costituenti la trave.
- Sfruttando la simmetria longitudinale e trasversale della trave l'autore modella solamente  $\frac{1}{4}$  della trave. I carichi di rottura calcolati andranno quindi moltiplicati per 4.

## Descrizione del modello numerico

Gli elementi utilizzati per modellare la *mesh* sono del tipo *plane stress* ad 8 nodi e quindi con funzioni di spostamento quadratiche (DIANA identifica questo specifico elemento con la sigla CQ16M).

Tali elementi sono stati utilizzati per modellare sia le parti di calcestruzzo che di acciaio. L'autore ha preferito utilizzare elementi bidimensionali per rappresentare le armature piuttosto che elementi monodimensionali (*beam* o *truss*) in relazione agli importanti diametri adottati nelle prove sperimentali.



*Mesh dell'acciaio e mesh del calcestruzzo (Minelli e Riva, 2009).*

Inoltre il traliccio come è stato dimostrato dalle prove sperimentali è sottoposto ad importanti sforzi flessionali, quindi in definitiva la modellazione a *truss* non avrebbe permesso di cogliere il reale comportamento della struttura.

In corrispondenza della *mesh* delle armature viene creata anche una seconda *mesh* di calcestruzzo il cui spessore tiene conto del volume di calcestruzzo non occupato dalle armature. Le due *mesh* di calcestruzzo sono messe in comunicazione tra loro facendo coincidere i nodi degli elementi finiti.

L'aderenza tra acciaio liscio e calcestruzzo viene modellata con appositi elementi interfaccia che mediano gli scorrimenti tra gli elementi della *mesh* di calcestruzzo e di acciaio. In tal modo è come se

si avessero due *mesh* sovrapposte, agenti su piani diversi, messe in comunicazione tra loro dagli elementi interfaccia.

Al fine di evitare concentrazioni di tensione in corrispondenza della zona di carico e di appoggio si sono modellate delle porzioni di calcestruzzo lineare elastico che consentono la diffusione delle tensioni evitando fenomeni locali di rottura.

I vincoli della *mesh* sono rappresentati dall'ipotesi di simmetria della trave, bloccando quindi tutte le traslazioni in *X* dei punti di mezzeria della trave e dall'appoggio verticale laterale.

Poiché l'appoggio ha una dimensione finita non trascurabile e per evitare sviluppo di trazione il vincolo è stato realizzato con molle elastiche non resistenti a trazione in direzione *Y*.

## **Materiali**

Per cogliere il comportamento non lineare del calcestruzzo e dell'acciaio sono state utilizzati appositi legami costitutivi implementati nel software.

Il comportamento non lineare di tipo fragile del calcestruzzo è stato realizzato utilizzando un modello di danno a fessurazione diffusa del tipo *Total Strain Rotating Crack Model*. Il comportamento elasto-plastico incoerente dell'acciaio è stato modellato con il criterio di rottura di Von Mises. Per una trattazione più esaustiva riguardante la modellazione numerica effettuata si rimanda al "Rapporto di ricerca Assoprem 2007-2009".

## **Conclusioni**

I risultati numerici mostrano buona aderenza con quelli sperimentali. La resistenza sviluppata dalle travi a puntoni verticali, anche dal punto di vista numerico, è maggiore rispetto a quelle con puntoni obliqui.

In campo lineare è dominante la rigidità del calcestruzzo e l'effetto del traliccio, differenziandosi a seconda della tipologia e dimensioni, si sviluppa solo in campo non lineare.

Tutte le travi si rompono con la formazione di un meccanismo resistente del tipo arco-tirante, con crisi fragile dal lato del calcestruzzo. Da tale studio numerico si conclude che i meccanismi che si instaurano nelle travi reticolari miste non possono essere assimilabili a quelli delle ordinarie travi in c.a. per le seguenti peculiarità costruttive che contraddistinguono le travi PREM:

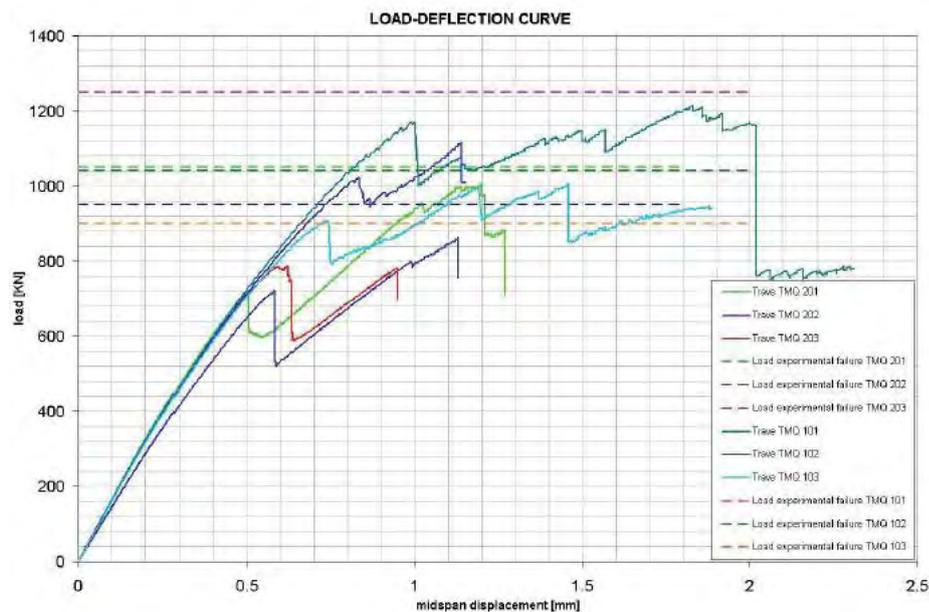
- *Traliccio metallico saldato in acciaio liscio*: il traliccio metallico non solo deve resistere a taglio, ma deve anche saper sopportare gli scorrimenti tra fondello e calcestruzzo. La rigidità delle connessioni fa sì che in questi punti si abbiano importati livelli di sollecitazione e che il traliccio si deformi flessionalmente.

- *Fondello in acciaio*: il fondello conferisce una resistenza extra al taglio in virtù del confinamento al calcestruzzo che riesce ad offrire (effetto bietta).
- *Armatura longitudinale*: l'autoportanza in prima fase costringe ad adottare importanti livelli di armatura longitudinale creando un potenziale rischio per la rottura a taglio. L'utilizzo di acciaio da carpenteria liscio, senza l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo, predilige lo sviluppo di un meccanismo resistente ad arco.

L'autore conclude quindi che i modelli disponibili in letteratura relativi alle travi in c.a. ordinarie sono inadatti per il calcolo del carico critico a taglio delle travi PREM.

Sarebbe quindi auspicabile un'attività di ricerca finalizzata alla realizzazione di un modello numerico effettivamente rappresentativo del meccanismo di rottura a taglio delle travi reticolari miste.

Tale ricerca necessita però di una serie di prove sperimentali grazie alle quali tarare i modelli numerici che permetteranno infine di sviluppare una formula analitica previsionale.



Diagrammi carico-spostamento delle travi numeriche e confronto con il carico sperimentale di rottura (Minelli e Riva, 2009).

## 5.6 Confronto risultati analitici e sperimentali delle prove esistenti in letteratura

Nel seguente paragrafo si confrontano i carichi critici sperimentali ottenuti sperimentalmente dai vari autori con le modellazioni analitiche disponibili in letteratura proposte dagli stessi.

Sezione mista (Petrovich, 2008):

$$V_{sdu} = \min(V_{cd} + V_{wd}; V_{Rd2})$$

$$V_{cd} = 0,60 f_{ctd} b_w d; \quad V_{wd} = A_{sw} f_{yd} \sin \alpha$$

$$V_{Rd2} = 0,5 f_{cd} b_w 0,9 d (1 + \cot \alpha)$$

EC2 che considera il contributo del corrente compresso (Tesser, 2009)(si considera  $\theta=45^\circ$ ):

$$V_{sdu} = \min(V_{cd} + V_{wd}; V_{Rd2})$$

$$V_{wd} = A_{sw} f_{yd} \frac{0,9d}{s} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \cos \beta; \quad V_{cd,2} = 0,1 f_{cd} b_w x$$

$$V_{Rd,2} = 0,85 f_{cd} b_w \frac{0,9d (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

NTC'08 – Verifica armatura sezione in c.a. ordinaria (si considera come inclinazione delle bielle compresse  $30^\circ$ , nel caso delle travi TRR PONTE® si adotta  $22^\circ$ ):

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

$$V_{Rsd} = A_{sw} f_{yd} \frac{0,9d}{s} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

NTC'08 – Verifica a taglio trave mista:

$$V_{Rsd} = A_{sw} f_{yk} \sin \alpha$$

ACI 318-05 Verifica a taglio sezione ordinaria in c.a.:

$$V_n = V_c + V_s$$

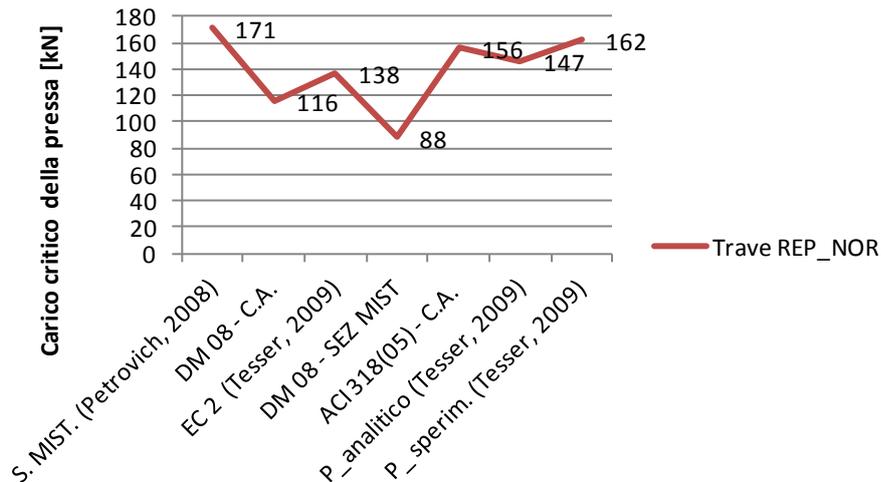
$$V_c = 0.166 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s}$$

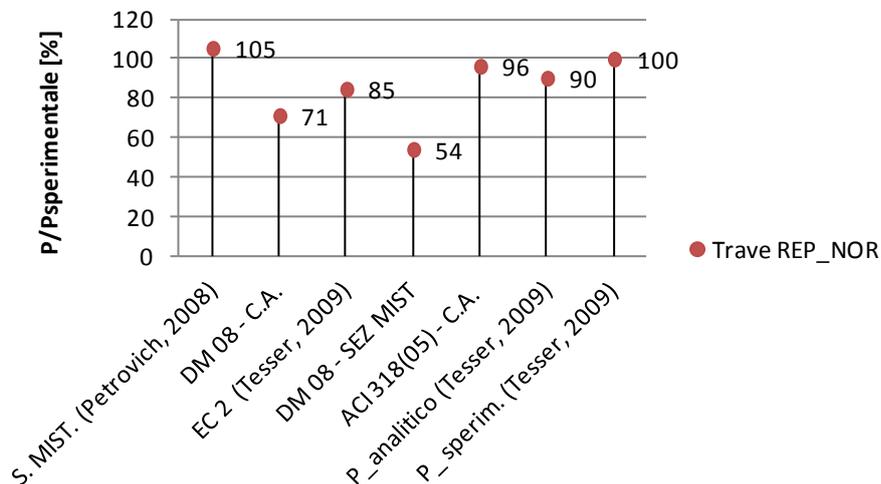
## Trave REP-NOR® (Tecnostrutture®)

Al fine di confrontare carichi critici omogenei alla prova sperimentale nelle formule analitiche vengono inseriti i valori medi di resistenza dei materiali ( $R_{cm} = 27,1$  MPa;  $f_{ym} = 411$  MPa). Si riportano di seguito due tabelle che mostrano i carichi critici analitici previsti secondo le formulazioni riportate precedentemente.

### Confronto carichi critici



### Confronto carichi critici



I grafici mostrano come possibili candidati per la modellazione del comportamento al taglio il modello EC2 (Tesser, 2009) che include il contributo resistente del calcestruzzo del corrente compresso, o in alternativa le relazioni del DM 08 – C.A. con angolo della biella compressa posto a 30° (Scotta, 2011).

Si nota inoltre come la particolare geometria del traliccio con anime inclinate a 45° segua molto bene la rappresentazione del traliccio di Morsh classico con puntoni inclinati di 45° circa.

Misurando l'inclinazione tra dispositivo di appoggio e carico si può misurare un'inclinazione di circa 20° e questo potrebbe giustificare la buona corrispondenza con le relazione NTC'08 C.A.

Particolare interesse suscita la stima secondo la norma americana ACI 318 (05) che prevede il 96% del carico critico di rottura.

La valutazione secondo sezione mista invece sottostima del 50% la resistenza della trave. Andando ad inserire il contributo del calcestruzzo (Petrovich, 2008) si ha una leggera sovrastima del carico ottenuto per via sperimentale.

### Trave REP-TMQ® (Consorzio produttori travi REP®)

Non essendo disponibili i valori medi di resistenza per la stima di carico critico il più possibile omogeneo con quello sperimentale, si adottano i medesimi valori di resistenza ( $f_{cm} = 25$  MPa;  $f_{ctm} = 2,5$  MPa;  $f_{ym} = 400$  MPa) inseriti nel modello numerico precedentemente descritto (Riva e Minelli, 2009).

Le geometrie delle travi della serie 100 presuppongono il coinvolgimento nello schema resistente dell'armatura inclinata  $\alpha = 30,96^\circ$ . Nel caso delle travi della serie 200, l'asta tesa ha inclinazione  $\alpha = 50,2^\circ$ .

|                  |                           | V <sub>cd</sub> [kN] | V <sub>wd</sub> [kN] | P <sub>tot</sub> [kN] |                  |                           | V <sub>cd</sub> [kN] | V <sub>wd</sub> [kN] | P <sub>tot</sub> [kN] |
|------------------|---------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|------------------|---------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| <b>Trave 101</b> | S. M. (Petrovich, 2008)   | 233                  | 253                  | 972                   | <b>Trave 201</b> | S. M. (Petrovich, 2008)   | 233                  | 378                  | 1221                  |
|                  | NTC'08 - SEZ C.A.         |                      | 480                  | 961                   |                  | NTC'08 - SEZ C.A.         |                      | 541                  | 1082                  |
|                  | EC2 (Tesser, 2009)        | 206                  | 377                  | 1166                  |                  | EC2 (Tesser, 2009)        | 206                  | 386                  | 1185                  |
|                  | NTC'08 - SEZ MISTA        |                      | 253                  | 507                   |                  | NTC'08 - SEZ MISTA        |                      | 378                  | 756                   |
|                  | ACI 318 (05) - C.A.       | 129                  | 419                  | 1095                  |                  | ACI 318 (05) - C.A.       | 129                  | 430                  | 1118                  |
|                  | P <sub>teorico</sub>      |                      |                      | 1100                  |                  | P <sub>teorico</sub>      |                      |                      | 518                   |
|                  | P <sub>sperimentale</sub> |                      |                      | 1250                  |                  | P <sub>sperimentale</sub> |                      |                      | 1050                  |
| <b>Trave 102</b> | S. M. (Petrovich, 2008)   | 233                  | 156                  | 778                   | <b>Trave 202</b> | S. M. (Petrovich, 2008)   | 233                  | 234                  | 933                   |
|                  | NTC'08 - SEZ C.A.         |                      | 297                  | 593                   |                  | NTC'08 - SEZ C.A.         |                      | 334                  | 668                   |
|                  | EC2 (Tesser, 2009)        | 206                  | 233                  | 878                   |                  | EC2 (Tesser, 2009)        | 206                  | 238                  | 889                   |
|                  | NTC'08 - SEZ MISTA        |                      | 156                  | 313                   |                  | NTC'08 - SEZ MISTA        |                      | 234                  | 468                   |
|                  | ACI 318 (05) - C.A.       | 129                  | 259                  | 774                   |                  | ACI 318 (05) - C.A.       | 129                  | 265                  | 788                   |
|                  | P <sub>teorico</sub>      |                      |                      | 730                   |                  | P <sub>teorico</sub>      |                      |                      | 387                   |
|                  | P <sub>sperimentale</sub> |                      |                      | 1040                  |                  | P <sub>sperimentale</sub> |                      |                      | 950                   |
| <b>Trave 103</b> | S. M. (Petrovich, 2008)   | 233                  | 63                   | 592                   | <b>Trave 203</b> | S. M. (Petrovich, 2008)   | 233                  | 95                   | 655                   |
|                  | NTC'08 - SEZ C.A.         |                      | 120                  | 240                   |                  | NTC'08 - SEZ C.A.         |                      | 135                  | 270                   |
|                  | EC2 (Tesser, 2009)        | 206                  | 94                   | 601                   |                  | EC2 (Tesser, 2009)        | 206                  | 96                   | 605                   |
|                  | NTC'08 - SEZ MISTA        |                      | 63                   | 127                   |                  | NTC'08 - SEZ MISTA        |                      | 95                   | 190                   |
|                  | ACI 318 (05) - C.A.       | 129                  | 105                  | 467                   |                  | ACI 318 (05) - C.A.       | 129                  | 107                  | 472                   |
|                  | P <sub>teorico</sub>      |                      |                      | 420                   |                  | P <sub>teorico</sub>      |                      |                      | 260                   |
|                  | P <sub>sperimentale</sub> |                      |                      | 900                   |                  | P <sub>sperimentale</sub> |                      |                      | 900                   |

Le formule analitiche in relazione all'inclinazione ( $\alpha$ ) delle aste di parete mostrano carichi di rottura previsti per le travi della serie 200 maggiori delle corrispondenti travi della serie 100. Tale risultato non trova conferma poi nei risultati sperimentali.

Le formulazioni danno sempre una stima inferiore rispetto al carico critico di rottura sperimentale, ad eccezione della trave 201 dove quasi tutti i modelli superano tale valore.

Buona rappresentatività della soluzione viene data dalla formulazione EC2 modificata (Tesser, 2009). Ciò è dovuto alla posizione dell'asse neutro della trave, conseguente alla distribuzione di armatura tesa e compressa, che amplifica il contributo del calcestruzzo rispetto all'acciaio.

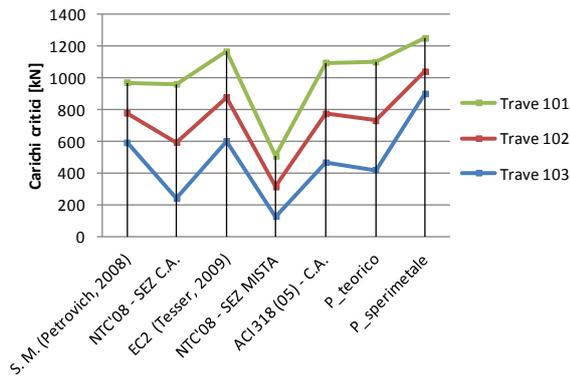
Anche la formulazione secondo l'ACI 318 mostra risultati compatibili con il carico sperimentale. Si nota comunque come la migliore rappresentazione della soluzione si abbia per le travi con armatura a taglio maggiore.

Tali formulazioni, relative alle sezioni ordinarie in c.a., non appaiono comunque significative per il caso in esame. Tale giudizio scaturisce dalla considerazione che le relazioni analitiche mettono in correlazione con un rapporto lineare tra la resistenza ultima e l'area dell'armatura a taglio, mentre invece le prove sperimentali non sembrano esserne influenzate (Minelli e Riva, 2009).

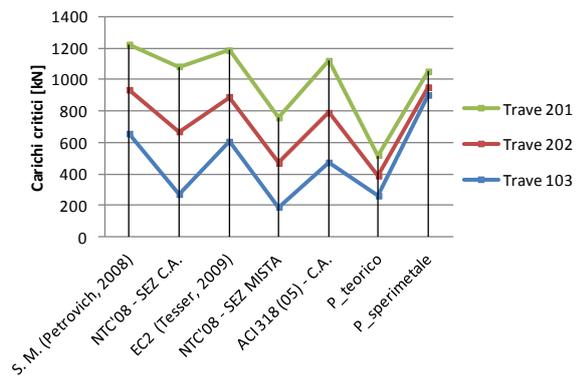
Nonostante le travi 101 e 201 riescano a sviluppare una resistenza maggiore delle travi con diametro minore questo sembra dovuto solo in minima parte all'armatura a taglio, quanto piuttosto al calcestruzzo.

Passando dalla trave 103 alla 102 aumentando 2,47 volte l'armatura si aumenta la resistenza di 1,16 volte; passando invece dalla trave 103 alla 101 aumentando di 4 volte l'armatura la resistenza aumenta di 1,4 volte.

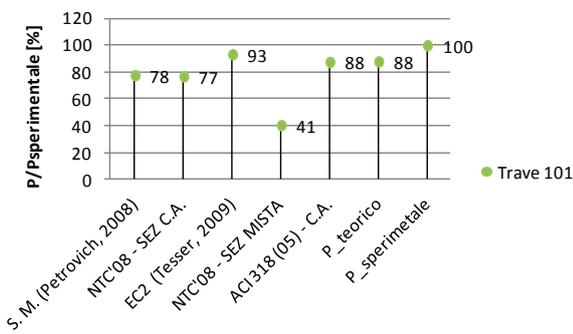
### Carichi critici Trave TMQ-serie100



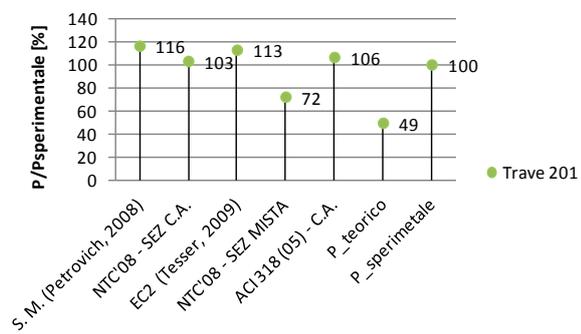
### Carichi critici Trave TMQ-serie200



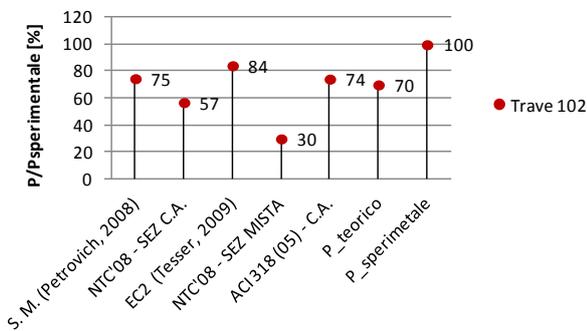
### Carichi critici adimensionalizzati



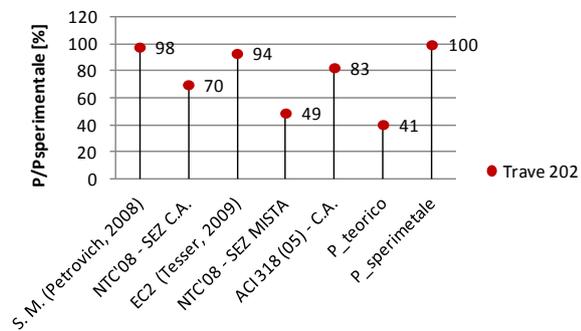
### Carichi critici adimensionalizzati



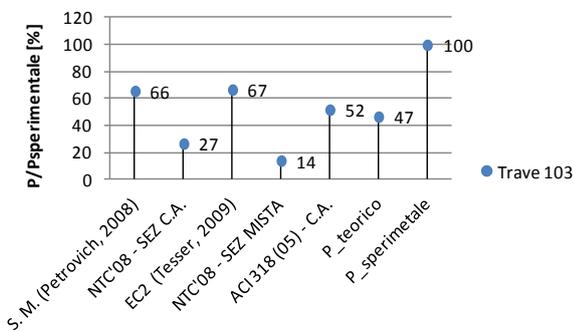
### Carichi critici adimensionalizzati



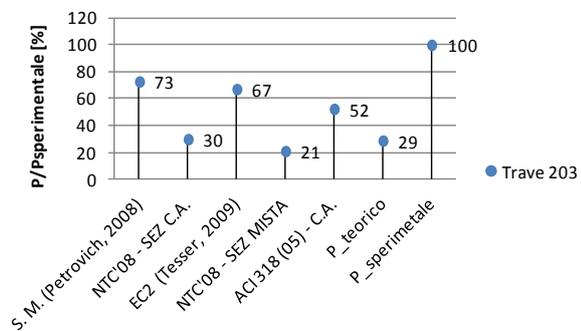
### Carichi critici adimensionalizzati



### Carichi critici adimensionalizzati



### Carichi critici adimensionalizzati



## 5.7 Midas FEA® (Software FEM)

In questo paragrafo si descriverà brevemente il software di calcolo sfruttato per la modellazione del comportamento non lineare delle travi PREM portate a rottura per sollecitazioni taglianti.

Midas FEA® è un software agli elementi finiti specialistico utilizzato per analisi non lineari e di dettaglio per strutture civili.

Questo codice nasce dalla collaborazione di Midas IT e TNO DIANA.

I pregi di questo software risiedono, oltre che in una vasta libreria di elementi finiti come elementi *beam* (rettilinei e curvi), *brick*, *plate*, *plane stress*, *plane strain*, *shell* ed *elementi interface* (interfaccia), anche in una vasta libreria di materiali e leggi costitutive per gli stessi.

Nel caso in esame, il software viene sfruttato per modellare il comportamento non lineare di elementi in calcestruzzo armato.

In queste analisi la parte più delicata è rappresentata dalla modellazione del comportamento dei materiali fragili in campo plastico. Il materiale calcestruzzo esibisce un comportamento a rottura di tipo fragile sia compressione che soprattutto a trazione.

Per il problema da esaminare entrambi i “comportamenti ultimi” saranno fondamentali.

Si dovranno, infatti, monitorare sia la resistenza a trazione del calcestruzzo nella parte inferiore della trave che la resistenza a compressione dei puntoni compressi realizzanti il traliccio resistente a taglio.

Diventa quindi fondamentale una corretta modellazione del processo fessurativo e di schiacciamento del calcestruzzo all'aumentare delle deformazioni. Di seguito si propone una descrizione sintetica, tratta dal manuale del software (Midas FEA®: *Analysis and Algorithm*), dei modelli costitutivi e leggi tensione-deformazione assunte.

### **Modellazione del calcestruzzo (*Total strain crack model*)**

Dal punto di vista fisico la fessurazione comporta il distacco/rottura di materiale e lo sviluppo di nuove porzioni libere di superficie. I flussi tensionali risultano quindi interrotti dalla fessura nascente e ne conseguirà una redistribuzione tensionale nella data sezione.

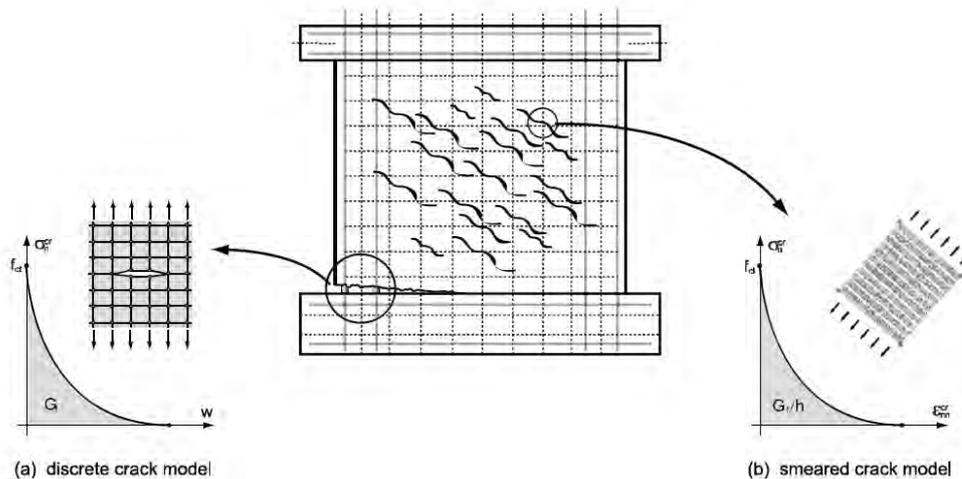
Tale cambiamento non riguarda solamente la sezione fessurata, ma anche le sezioni limitrofe. Vi sarà infatti un tratto dell'elemento di lunghezza finita che cambierà la sua rigidità e quindi muteranno ridistribuendosi anche le sollecitazioni su tutto l'elemento strutturale.

Elementi fondamentali della modellazione numerica risultano quindi la corretta previsione dell'insorgere della fessura ed una verosimile evoluzione della stessa al crescere delle deformazioni.

Esistono due grandi famiglie per la modellazione della fessurazione del calcestruzzo: i modelli continui ed i modelli discontinui.

I modelli discontinui (*Discrete Crack Model*) rappresentano fisicamente la fessura separando gli elementi finiti ed andando a creare nuovi nodi nella mesh.

Nei modelli continui (*Smearred Crack Model*), invece, si assume che le crepe siano sparse e distribuite sugli elementi finiti circostanti.



**Modelli possibili di fessurazione del calcestruzzo (Manuale Utente Midas FEA®, Analysis and Algorithm).**

I modelli a fessurazione discreta hanno il vantaggio d'essere specificatamente in grado di riprodurre il comportamento fisico della fessurazione del calcestruzzo e dell'eventuale scorrimento delle barre d'armatura.

Tuttavia, presentano lo svantaggio che l'accuratezza dell'analisi dipende dalle proprietà dei materiali e dalla modellazione della *mesh*. Per riprodurre il fenomeno della fessurazione bisogna infatti modellare la *mesh* suddividendo gli elementi in cui si suppone avvenire la fessurazione interponendo tra questi degli elementi interfaccia specifici riproducenti la fessurazione discreta.

I modelli a fessurazione diffusa presuppongono che le crepe generatisi localmente siano invece spalmate su una più vasta superficie. Tale modellazione risulta semplice da un punto di vista realizzativo sebbene sia considerata valida unicamente per strutture con una considerevole quantità di armatura.

Il modello di danno *Total Strain Crack Model* fa parte della famiglia di modelli di danneggiamento a fessura diffusa o continui (*Smearred Crack Models*).

I modelli con analisi numerica basata sulla deformazione totale presentano alcuni vantaggi rispetto ai modelli con decomposizione delle deformazioni (def. elastiche, def. plastiche, def. da ritiro, ecc...).

Innanzitutto l'algoritmo è molto più semplice e presenta minori problemi di convergenza.

In secondo luogo, si ha il vantaggio di non dover decomporre la deformazione. In questo modo sono sufficienti due leggi costitutive per definire il comportamento del calcestruzzo, una per la trazione ed

una per la compressione del materiale (eventualmente ci sarebbe anche una terza legge per il comportamento a taglio).

Questi modelli, come già detto, non riproducono un effettivo distacco degli elementi della *mesh*, ma rappresentano il danneggiamento “smootandolo” sugli elementi finiti interessati dalla concentrazione di deformazione attraverso un progressivo degrado delle proprietà meccaniche del calcestruzzo in quegli specifici elementi.

Il modello di danno implementato su Midas FEA® ha bisogno quindi di tre leggi costitutive per il calcestruzzo che definiscano il comportamento a rottura del materiale a compressione, a trazione ed a taglio.

Tali modelli risultano quindi molto utili sia nelle analisi agli Stati Limite di Esercizio (SLE), che agli Stati limite Ultimi (SLU). Ovvero in tutte quelle verifiche in cui la fessurazione o lo schiacciamento del materiale diventa il limite da esaudire.

Il modello viene poi completato da un gran numero di opzioni selezionabili in modo da approntare un’analisi numerica il più fedele possibile alla situazione reale.

### Crack model

Come già anticipato nei modelli di danno diffuso il danneggiamento del materiale viene rappresentato sull’area dell’elemento finito relativa ad un punto di integrazione di Gauss. Tale modellazione presuppone quindi che il materiale fessurato sia comunque continuo da un punto di vista numerico. Sarà pertanto possibile definire tensioni e deformazioni sull’elemento.

Da questo ne consegue che anche in fase fessurata le leggi costitutive possono essere definite in termini di leggi tensione-deformazione.

Si distinguono quindi due fasi. Una prima fase elastica non fessurata in cui il materiale si considera isotropo.

Considerando per semplicità uno stato piano di tensione, la legge costitutiva per materiale elastico isotropo lineare è:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

La seconda fase è, invece, rappresentata dalla fase plastica che viene raggiunta una volta che il materiale supera la resistenza a trazione massima. Il materiale passa da isotropo ad ortotropo, con gli assi orientati secondo le direzioni principali di tensione.

Nel sistema di coordinate locali riferite alla fessura, identificando come  $n$  l'asse ortogonale alla fessura e  $s$  l'asse parallelo alla stessa, la legge costitutiva diviene:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{ss} \\ \tau_{ns} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mu E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{ss} \\ \gamma_{ns} \end{bmatrix}$$

Dove  $\mu$  (fattore di riduzione normale) tiene conto del comportamento di softening del materiale una volta raggiunta la resistenza a trazione massima del materiale.

Mentre invece  $\beta$  ( $0 \leq \beta \leq 1$ ), fattore di ritenzione di taglio considera l'effetto di ingranamento tra le due superfici rappresentanti la frattura (De Borst R., 2002).

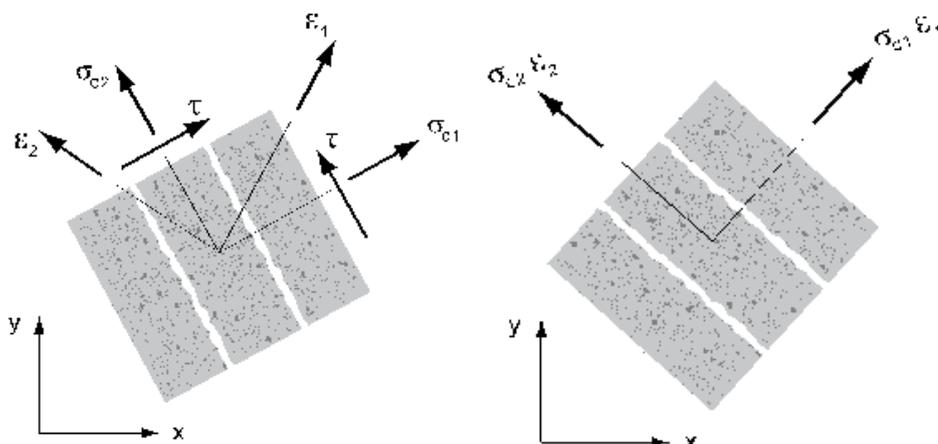
Per passare al sistema di coordinate globali si dovrà pre-moltiplicare le tensioni nel sistema locale per la matrice di rotazione funzione dell'angolo  $\phi$  compreso tra l'asse  $x$  globale e l'asse  $n$  locale,  $T(\phi)$ .

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = T(\phi) \begin{bmatrix} \mu E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{ss} \\ \gamma_{ns} \end{bmatrix}$$

Nei modelli di fessura ad inclinazione fissa, *Fixed Crack Model*, si assume che l'inclinazione della prima fessura insorta nel materiale venga mantenuta costante per tutta la storia di carico.

La presenza però delle tensioni di taglio relative al fattore di ritenzione di taglio composte alle tensioni normali decrescenti, può anche far cambiare l'orientazione alla direzione principale di trazione. Il software consente di tener conto di questo fenomeno attivando una seconda fessura inclinata di un angolo  $\alpha=90^\circ$ .

Il modello di fessura rotante, *Rotating Crack Model*, prevede invece il continuo aggiornamento delle direzioni delle fessure che seguono le direzioni principali di trazione. Come risultato si avranno tensioni tangenziali sempre nulle.



Modello *Fixed Crack Model* e *Rotating Crack Model* (Manuale utente online Midas FEA®).

In generale il *Fixed Crack Model* riflette in modo più realistico il fenomeno della fessurazione, in quanto una volta che si è aperta una fessura nel calcestruzzo questa si propagherà in quella direzione.

Il rischio è però quello di sovrastimare la resistenza dell'elemento strutturale nel caso in cui le direzioni principali di trazione non si mantengano coincidenti a quella della prima fessurazione.

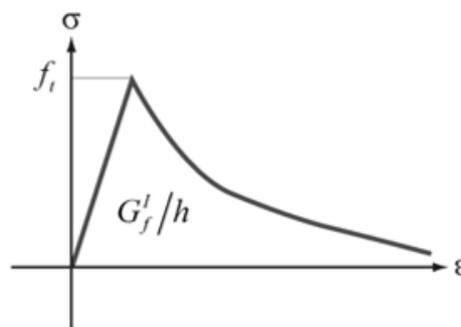
L'algoritmo del *Rotating Crack Model* è più semplice (ha una convergenza superiore), poiché slega le fessurazioni in atto con quelle precedenti. Inoltre è meno oneroso dal punto di vista computazionale dato che non necessita della creazione della matrice di rotazione per il passaggio dal "sistema di riferimento di fessurazione" a quello globale.

Solitamente viene utilizzato per modellare il comportamento fessurativo di strutture in calcestruzzo armato in un'analisi a lungo tempo.

### Legge tensione-deformazione di Hordijk (comportamento a trazione)

Il legame che descrive lo sviluppo delle fessurazioni è rappresentato dal legame a trazione-deformazione del calcestruzzo.

Il software Midas FEA® implementa diverse leggi costitutive a trazione per i materiali. Nel caso del calcestruzzo il modello più adatto è quello di Hordijk (1991).



Andamento curva  $\sigma(\epsilon)$  secondo il modello di softening proposta da Hordijk.

La funzione che rappresenta la curva di Hordijk viene riportata di seguito:

$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}(\epsilon_{nn}^{cr})}{f_t} = \begin{cases} \left(1 + \left(c_1 \frac{\epsilon_{nn}^{cr}}{\epsilon_{nn,ult}^{cr}}\right)^3\right) \exp\left(-c_2 \frac{\epsilon_{nn}^{cr}}{\epsilon_{nn,ult}^{cr}}\right) \dots \\ -\frac{\epsilon_{nn}^{cr}}{\epsilon_{nn,ult}^{cr}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) & \text{se } 0 < \epsilon_{nn}^{cr} < \epsilon_{nn,ult}^{cr} \\ 0 & \text{se } \epsilon_{nn,ult}^{cr} < \epsilon_{nn}^{cr} < 0 \end{cases}$$

Dove i parametri valgono  $c_1=3$  e  $c_2=6,93$ .

Il legame propone un tratto iniziale lineare elastico con un valore di picco in corrispondenza della resistenza a trazione del calcestruzzo, seguito poi da un ramo di softening.

La corretta modellazione del processo fessurativo dipende dalla corretta calibrazione del ramo di softening.

Tale ramo è influenzato da due parametri: l'energia di frattura  $G_f$  (grandezza intrinseca del calcestruzzo) e la lunghezza equivalente o caratteristica di frattura  $h$ .

Dal punto di vista dimensionale  $G_f$  è un lavoro per unità di superficie ( $J/m^2$ ) che si calcola attraverso la relazione:

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma(w) * dw$$

Dove  $w$  è la distanza tra le due superfici della fessura ed  $w_c$  rappresenta la distanza massima corrispondente alla quale si ha il completo distacco delle superfici e quindi la formazione della fessura.

La dissipazione di energia dovuta al processo fessurativo è pari a:

$$\Delta\psi = G_f * A_0$$

La descrizione del comportamento a frattura del calcestruzzo dipende fortemente dal parametro  $G_f$ , energia di frattura. Tale grandezza dovrebbe essere determinata sperimentalmente per mezzo di prove a flessione a tre punti su provini dotati di un intaglio (RILEM 50-FMC Committe, 1985). L'energia di frattura, valutata sperimentalmente, si calcola come l'integrale della curva tensione-deformazione divisa per l'area netta misurata in corrispondenza dell'intaglio in cui si intende localizzare il fronte di frattura del campione.

Tale grandezza dipende da numerosi parametri quali il contenuto di cemento, il rapporto acqua/cemento, da tipo e dimensione massima degli aggregati utilizzati e dall'età del calcestruzzo.

Per stimare tale parametro sono disponibili in letteratura tre diverse formulazioni.

La prima formulazione viene suggerita dal CEB-FIB MC90. Tale formulazione tiene conto della resistenza a compressione del calcestruzzo e della dimensione massima degli inerti.

$$G_f = G_{f0} * \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7}$$

Dove  $f_{cm0}$  è un valore costante pari a 10MPa, mentre il valore di  $G_{f0}$ , funzione della dimensione massima dell'aggregato adottato, viene estrapolato dalla tabella proposta nel *Model Code* CEB-FIP 1990.

|                |    |    |    |
|----------------|----|----|----|
| $d_{max}$ [mm] | 8  | 16 | 32 |
| $G_{f0}$ [N/m] | 25 | 30 | 38 |

La nuova versione del *Model Code* 2010 propone, invece, una differente formulazione che prevede la stima dell'energia di frattura tramite la sola resistenza a compressione media:

$$G_f = 73 f_{cm}^{0,18} \quad [N/m]$$

Infine, la terza formulazione si può reperire dalle "Linee guida per il calcestruzzo strutturale", delle quali si riporta integralmente il seguente testo:

*"... l'energia di frattura, definita come l'energia dissipata durante la propagazione unitaria (cioè di unità di superficie) di una fessura dovuta a trazione, ovvero (a meno del segno) come il lavoro necessario per far propagare di una quantità unitaria una fessura, è una caratteristica intrinseca del materiale calcestruzzo la cui valutazione è utile per la modellazione del comportamento in trazione (fase fessurata).*

*In mancanza di prove specifiche di trazione indiretta o diretta, l'energia di frattura può essere valutata con la seguente relazione:*

$$G_f = 0.2 \alpha_F f_{cm}^{0.7} \quad (J/m^2 \text{ ovvero } N/m)$$

Dove

$$\alpha_F = 10 + 1.25 d_a$$

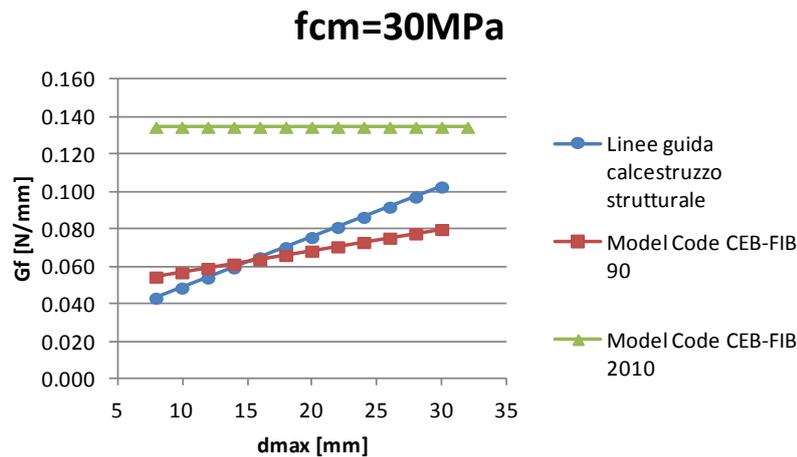
Con  $d_a$  dimensione massima dell'aggregato adoperato (8÷32 mm).

In letteratura i casi di modellazione disponibili mostrano valori che generalmente sono compresi tra 0,06÷0,2 N/mm. E' stato dimostrato come un errore circa la valutazione dell'energia di frattura sia molto meno rilevante rispetto all'errata stima della resistenza a trazione del materiale (Hordijk, 1991).

La migliore taratura di questo parametro non può prescindere comunque da prove sperimentali specifiche, le relazioni proposte precedentemente rappresentano infatti una stima approssimativa dell'energia di frattura. Basti pensare al fatto che in queste stime approssimate vengono presi in

considerazioni al massimo due parametri, mentre in realtà il comportamento a trazione è influenzato da molti altri fattori.

Dai grafici riportati di seguito si può vedere come le formulazioni del *Model Code 90* e delle “Linee guida calcestruzzo strutturale” mostrino valori coincidenti per aggregati di diametro compreso tra 16-18 mm. La formulazione secondo il *Model Code 2010* mostra valori dell’energia di frattura sempre maggiori.



Andamento di  $G_f$  in funzione del diametro dell’aggregato secondo le tre formulazioni.

Resta infine da definire la lunghezza critica di fessurazione (*crack bandwidth*), sulla cui definizione non c’è ancora pieno accordo tra i vari autori.

Tale grandezza viene infatti fatta dipendere da numerosi fattori quali: la grandezza dell’elemento, il tipo di elemento, la geometria, l’orientazione della fessura, la presenza di armatura e l’orientazione della stessa rispetto alla fessura (Hube M. e Mosalam K., 2009).

In generale, quindi, si assume come lunghezza critica per elementi *plate* la radice quadrata della superficie dell’elemento, mentre per elementi *brick* la radice cubica.

$$l_{cr} = \sqrt{A_{EF}} \quad ; \quad l_{cr} = \sqrt[3]{V_{EF}}$$

Infine bisogna considerare l’esistenza di una lunghezza limite caratteristica di fessura.

Poiché l’energia dissipata rimane costante, la forma dell’area in questione cambia a seconda della lunghezza critica di fessura.

Affinché la funzione di Hordijk manifesti il ramo softening nel software Midas FEA® è necessario che l’energia sottesa dal ramo elastico della curva non sia maggiore dell’intera area sottesa dalla curva  $\sigma(\epsilon)$  che deve essere pari a  $G_f/l_{cr}$ . In caso contrario dal punto di vista teorico si manifesterebbero fenomeni di *snap-back* nella curva tensione-deformazione.

L'area sottesa in campo elastico è pari:

$$\frac{f_t * \varepsilon_t}{2} = \frac{f_t * f_t}{2E_0}$$

Da cui si deve soddisfare la seguente relazione:

$$\frac{f_t^2}{2E_0} < \frac{G_f}{l_c^{(e)}} \quad \rightarrow \quad l_c^{(e)} < \frac{2E_0 G_f}{f_t^2} = \Delta$$

Nel caso in cui si assuma la lunghezza critica pari a  $\Delta$ , l'elemento finito esibirà un comportamento elasto-fragile perfetto. Nel caso in cui il valore della lunghezza critica di fessura sia maggiore di  $\Delta$ , dal punto di vista teorico la curva dovrebbe riprodurre un fenomeno di *snap-back* che il software risolve diminuendo in automatico la resistenza a trazione del materiale.

Si dovrà infine tener conto della dimensione media delle superfici (o volumi) degli elementi finiti in modo da considerare una dimensione che ben rappresenti tutta la *mesh*.

### **Legge compressione-deformazione di Thorenfeldt (comportamento a compressione)**

Il calcestruzzo è un materiale non omogeneo composto da pasta di cemento ed aggregati.

I due materiali costituenti sono fragili ma il calcestruzzo, risultante dalla loro composizione, risulta duttile.

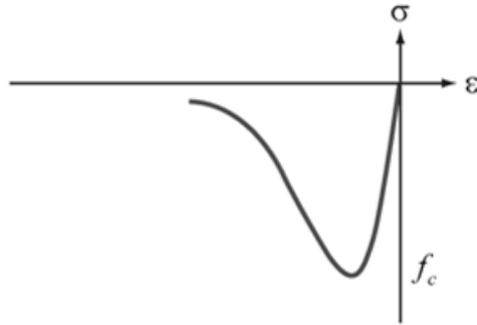
La spiegazione di questo fenomeno è da ricondurre alla differente rigidità dei due componenti, che provoca l'insorgere di micro fessurazioni nella zona di interfaccia tra aggregato e pasta cementizia.

Tali fessurazioni giustificano un legame tensione-deformazione non lineare già per stati di sollecitazioni pari al 30% della tensione di picco.

Ad influenzare tale curva sono il tipo di calcestruzzo utilizzato, la modalità della prova di carico e la presenza di armatura di confinamento.

Il legame costitutivo per il calcestruzzo implementato in Midas FEA® è quello di Thorenfeldt et al. (1986).

Il quale per essere definito abbisogna solamente della tensione di picco.



Legami tensione-deformazione di Thorenfeldt et al (1986) implementato in Midas FEA®.

L'equazione che descrive tale curva è:

$$f = -f_p \frac{\alpha_i}{\alpha_p} \left( \frac{n}{n - n + \left(\frac{\alpha_i}{\alpha_p}\right)^{nk}} \right)$$

Dove

$$n = 0,80 + \frac{f_{cc}}{17}$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{se } 0 > \alpha > \alpha_p \\ 0,67 + \frac{f_{cc}}{62} & \text{se } \alpha < \alpha_p \end{cases}$$

### Modellazione delle armature

Fino ad ora si è discusso della modellazione del comportamento sotto carichi di compressione e trazione del calcestruzzo. Si capisce immediatamente che le performance strutturali del calcestruzzo sono fortemente limitate dalla scarsa resistenza a trazione e da un comportamento comunque fragile sia a trazione che a compressione.

Tali limiti vengono migliorati tramite l'inserimento di armature longitudinali e staffe di acciaio in grado di conferire all'elemento strutturale una maggior resistenza a trazione e duttilità.

La resistenza a trazione dell'elemento viene migliorata in quanto una volta raggiunta la tensione limite del calcestruzzo il carico si ridistribuisce sulle armature di acciaio.

La maggior duttilità, invece, viene conferita oltre che dal comportamento elasto-plastico dell'acciaio anche grazie all'azione di confinamento delle staffe sul calcestruzzo.

Diviene, quindi, fondamentale modellare in maniera adeguata il comportamento elasto-plastico dell'acciaio in modo da rappresentare numericamente le performance strutturali auspiccate.

## Criterio di resistenza dell'acciaio

A patto che l'elemento di acciaio non subisca fenomeni di instabilità, il comportamento del materiale sia a compressione che a trazione è uguale, il criterio di resistenza dovrà quindi essere simmetrico.

La grandezza caratteristica del criterio di resistenza viene stabilita dal limite di snervamento del materiale ( $f_y$ ), rappresentante l'esaurimento delle risorse elastiche e l'inizio delle deformazioni plastiche irreversibili per l'elemento.

I criteri più utilizzati in letteratura per rappresentare l'acciaio sono il Criterio di Tresca (Criterio della massima tensione tangenziale) oppure il Criterio di Von Mises (Criterio della massima energia di distorsione).

L'utilizzo del criterio di Von Mises ha il vantaggio di possedere un dominio di resistenza regolare senza spigoli che potrebbero far insorgere problemi di convergenza numerica.

Il criterio considera come crisi del materiale l'energia di deformazione del tensore deviatorico. Di seguito viene proposta la descrizione del criterio di resistenza proposta dal Prof. Carpinteri nel testo "Scienza delle Costruzioni 1".

Partendo dall'energia di deformazione per unità di volume in funzione del primo e secondo invariante della tensione si ha che:

$$\Psi = \Phi = \frac{1}{2E} \{ J_I^2 + 2J_{II}(1 + \nu) \}$$

Poiché il primo invariante del tensore deviatorico è sempre nullo per definizione, la relazione dell'energia di deformazione si semplifica:

$$\Phi_d = \frac{1 + \nu}{2E} J_{II d}$$

$J_{II d}$  rappresenta il secondo invariante deviatorico, e vale:

$$J_{II d} = -[(\sigma_1 - \bar{\sigma})(\sigma_2 - \bar{\sigma}) + (\sigma_1 - \bar{\sigma})(\sigma_3 - \bar{\sigma}) + (\sigma_2 - \bar{\sigma})(\sigma_3 - \bar{\sigma})]$$

Definita la tensione media con la relazione:

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

Sostituendo questa, nell'espressione del tensore deviatorico si ha:

$$J_{IIa} = \frac{1}{3}(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)$$

Sostituendo quindi quest'ultima nell'espressione dell'energia di deformazione si ha:

$$\Phi_d = \frac{1 + \nu}{3E} [(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)]$$

Nel caso monodimensionale l'energia di distorsione varrebbe:

$$\Phi_d = \frac{1 + \nu}{3E} \sigma_P^2$$

Dall'uguaglianza delle due precedenti relazioni il criterio di resistenza intermini di tensioni diventa:

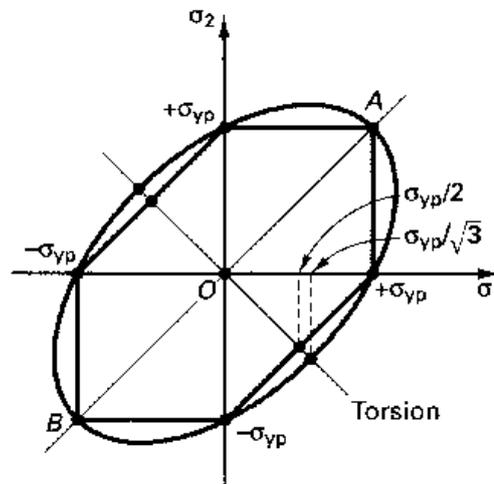
$$(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3) < \sigma_P^2$$

Riscrivendo la relazione in termini di tensioni nel sistema di riferimento x,y,z si avrebbe:

$$(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_x\sigma_z + \sigma_y\sigma_z) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) < \sigma_P^2$$

Dall'immagine che segue si può vedere come il criterio di Von Mises sia meno cautelativo rispetto a quello di Tresca, in quanto il dominio elastico rappresentato dall'ellisse è più ampio rispetto a quello esagonale.

L'adozione di questo criterio si giustifica però dal supporto delle esperienze sperimentali che mostrano una maggior aderenza comunque al criterio di Von Mises e dal vantaggio dal punto di vista computazionale di un dominio senza spigoli.



Confronto domini di resistenza secondo i criteri di Von Mises e Tresca.

### 5.7.1 Modellazione Trave REP® -NOR

Non possedendo una sperimentazione specifica per la calibrazione dei modelli numerici sviluppati ci si è riferiti ai lavori presenti in letteratura che trattano la resistenza al taglio delle travi tralicciate miste.

Per i valori di resistenza dei materiali si fa riferimento alle resistenze medie determinate sperimentalmente dall'autore, si riporta di seguito una tabella riassuntiva.

| Calcestruzzo     |       |       |
|------------------|-------|-------|
| R <sub>cm</sub>  | [MPa] | 27    |
| f <sub>cm</sub>  | [MPa] | 22.41 |
| f <sub>ck</sub>  | [MPa] | 14.41 |
| f <sub>ctm</sub> | [MPa] | 1.78  |
| E <sub>cls</sub> | [MPa] | 28026 |
|                  |       | 0.2   |

| Acciaio         |       |        |
|-----------------|-------|--------|
| f <sub>ym</sub> | [MPa] | 411    |
| E               | [MPa] | 206000 |
|                 |       | 0.3    |

Inizialmente si è effettuato un modello molto semplice considerando come struttura resistente unicamente il traliccio metallico isostatico.

Tale modello evidenzia la rottura della trave per snervamento della seconda barra compressa. Lo snervamento della barra compressa anticipa quello della prima asta tesa per una piccola differenza di angoli. Si riporta tra parentesi il risultato relativo allo snervamento della prima asta tesa che si può supporre reale nel caso in cui considerassimo un traliccio non interamente metallico, ma formato da bielle compresse composte da acciaio e calcestruzzo.

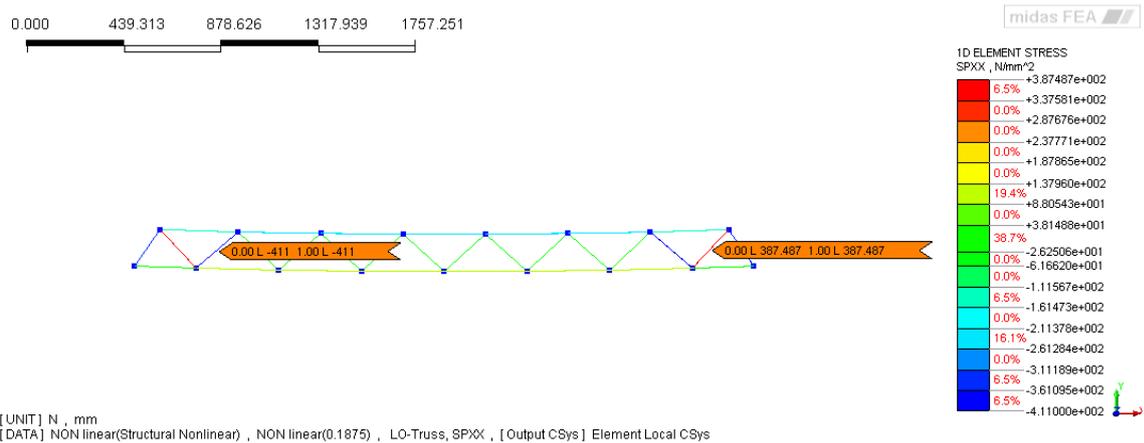
Tale risultato si può calcolare risolvendo manualmente la reticolare isostatica oppure semplicemente con la relazione:

$$V_{Rsd} = A_{sw} f_{yd} \sin\alpha = 157 * 411 * \sin 42,27^\circ (\sin 45.51^\circ) = 43,40 (46) \text{ kN}$$

Tale carico deve essere moltiplicato per due, in quanto lo spostamento viene impresso mediante due punti di carico. Si ottiene pertanto un carico di rottura di 86,8 (92) kN. Tale contributo resistente imputabile al solo traliccio metallico è circa la metà di quello sviluppato a rottura dalle travi (carico medio a rottura P=161.35kN).

La restante resistenza sviluppata dalla trave sarà quindi offerta dai meccanismi resistenti al taglio del calcestruzzo.

Si sono effettuate delle modellazioni più sofisticate che comprendessero anche il calcestruzzo, in modo da riuscire a riprodurre il carico ultimo a rottura delle travi.



Tensioni sugli elementi truss.

## Modello con Reinforcement

L'ipotesi di base prevede la rappresentazione della trave attraverso un modello bidimensionale con elementi di tipo *plane stress* ad 8 nodi (element size=20mm) per quanto riguarda il calcestruzzo. Con questo tipo di modellazione si trascurano le tensioni agenti nel piano perpendicolare al piano di lavoro.

Per modellare le parti in acciaio si sono sfruttati gli elementi "armatura" (*Reinforcement*) che il software ha al suo interno implementati.

Tramite questa rappresentazione la rigidità della armature viene aggiunta alla rigidità di base degli elementi rappresentanti la matrice di calcestruzzo. Agli elementi armatura è possibile poi assegnare una legge elasto-plastica che segue il criterio di rottura di Von Mises.

L'utente deve semplicemente rappresentare geometricamente e con adeguate caratteristiche meccaniche le armature, senza preoccuparsi della coincidenza dei nodi tra elementi rappresentanti l'armatura ed il calcestruzzo, poiché il software procederà in automatico a calcolare le intersezioni tra i diversi elementi.

Questa modellazione presenta due enormi vantaggi. Il primo è la facile realizzazione della *mesh* che avviene in modo quasi automatico. Il secondo è rappresentato dalla regolarità dei singoli elementi costituenti la *mesh* a beneficio dell'onere di calcolo successivo.

L'ipotesi di base che permette l'utilizzo di questi elementi è rappresentata dalla perfetta aderenza tra calcestruzzo e armatura. Nel momento in cui gli scorrimenti tra questi assumono valori non trascurabili è necessario cambiare tipologia di modellazione utilizzando elementi *truss* con interposti elementi interfaccia tra acciaio e calcestruzzo.

Come già anticipato i modelli costitutivi dei materiali sono quelli descritti precedentemente, si riporta di seguito una tabella con i valori utilizzati:

| Calcestruzzo                |                            |       |
|-----------------------------|----------------------------|-------|
| E                           | [MPa]                      | 28025 |
|                             |                            | 0.2   |
| <b>Model Type</b>           | Total Strain Crack model   |       |
| Crack Model                 | <i>Rotating</i>            |       |
| Stiffness                   | <i>Secant</i>              |       |
| Lateral Crack Effect        | <i>Vecchio and Collins</i> |       |
| Confinement Effect          | <i>None</i>                |       |
| <b>Tension Function</b>     | <i>Hordijk</i>             |       |
| Ft                          | [MPa]                      | 1.78  |
| Gf                          | [N/mm]                     | 0.065 |
| h                           | [mm]                       | 20    |
| <b>Compression Function</b> | <i>Thorenfeldt</i>         |       |
| Fc                          | [MPa]                      | 22.41 |
| <b>Shear Function</b>       | <i>None</i>                |       |

| Acciaio Traliccio |           |        |
|-------------------|-----------|--------|
| E                 | [MPa]     | 206000 |
|                   |           | 0.3    |
| <b>Model Type</b> | Von Mises |        |
| f <sub>y</sub>    | [MPa]     | 411    |

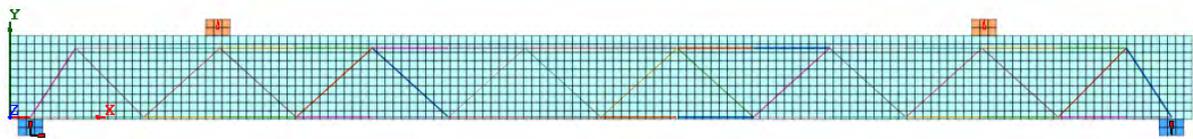
| Acciaio Piastre di carico |         |        |
|---------------------------|---------|--------|
| E                         | [MPa]   | 206000 |
|                           |         | 0.3    |
| <b>Model Type</b>         | Elastic |        |

Le piastre di carico e appoggio sono state modellate sempre con elementi *plane stress* ad 8 nodi considerate composte da acciaio con legge elastica lineare in virtù della concentrazione di tensioni che si ha in corrispondenza di queste.

I vincoli del sistema sono stati assegnati ai nodi centrali dei dispositivi di appoggio bloccando in un caso le traslazioni *DX* e *DY* mentre nell'altro appoggio unicamente *DY*.

La simulazione della rottura della trave è stata eseguita in controllo di spostamento al fine di evitare problemi di convergenza. Sono stati imposti quindi due spostamenti verticali nei punti centrali delle piastre di carico corrispondenti a -25 mm.

Lo schema di iterazione scelto per l'analisi non lineare è quello di Newton-Raphson con criterio di convergenza di tipo energetico con tolleranza posta uguale a  $10^{-4}$ .



Rappresentazione della *mesh* per la trave REP®-NOR.

In relazione ai risultati ottenuti che evidenziavano una curva carico-spostamento con una risposta decisamente più rigida rispetto ad i risultati sperimentali sono state approntate alcune modifiche ai parametri dei materiali.

Poiché l'inclinazione delle fessure è di circa  $45^\circ$  rispetto all'orientamento degli elementi piani rappresentanti la matrice di calcestruzzo si modificata la lunghezza caratteristica di fessura aumentandola a 30 mm ( $20 \cdot \sqrt{2}$ ). Tale modifica andrà a diminuire la resistenza a taglio globale della trave.

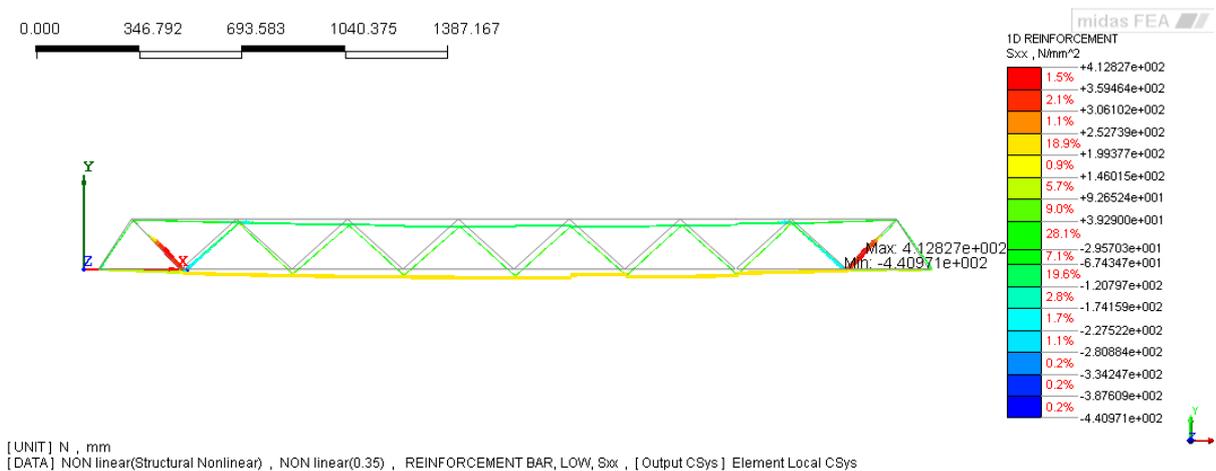
In secondo luogo, imponendo come ipotesi lo scorrimento delle armature, si è simulato tale effetto abbassando il valore del modulo di Young dell'acciaio a 150 GPa (Stievanin, 2012).

Tale modifica ha determinato una maggior deformabilità della trave.

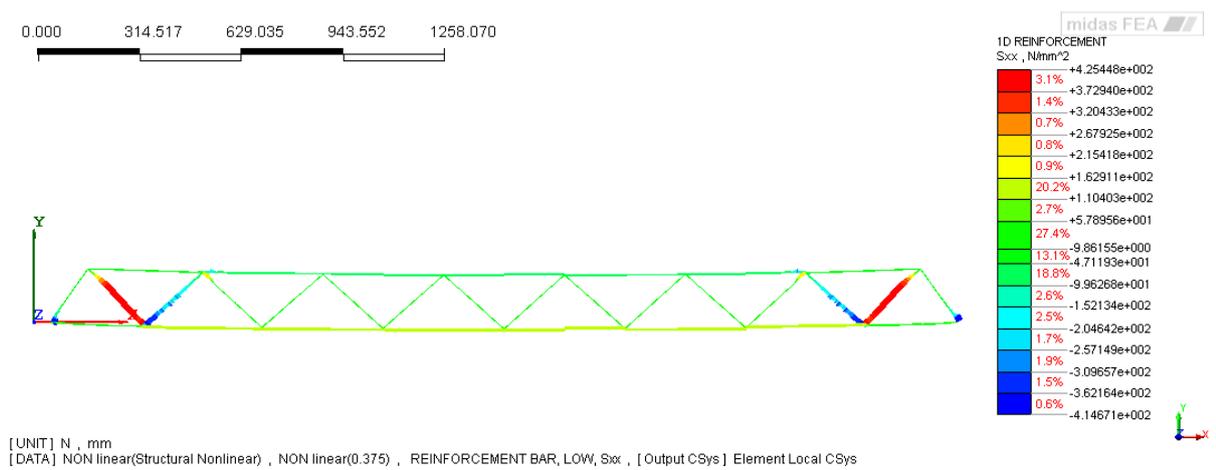
In questo modo si è ottenuta una curva pressoché coincidente a quella sperimentale ottenendo un valore di rottura pari a 163.51 kN.

Raggiunto quel carico si ha lo snervamento della prima asta di parete tesa e pertanto si può considerare la trave rotta. Il modello numerico mostra comunque una rottura improvvisa, invece la prova sperimentale mostra una limitata duttilità della trave. Sia il modello numerico che la prova sperimentale mostrano lo scollamento del fondello in acciaio in prossimità degli appoggi.

Di seguito si possono vedere le tensioni sul traliccio metallico dove si raggiunge lo snervamento sulla prima sta di parete tesa.

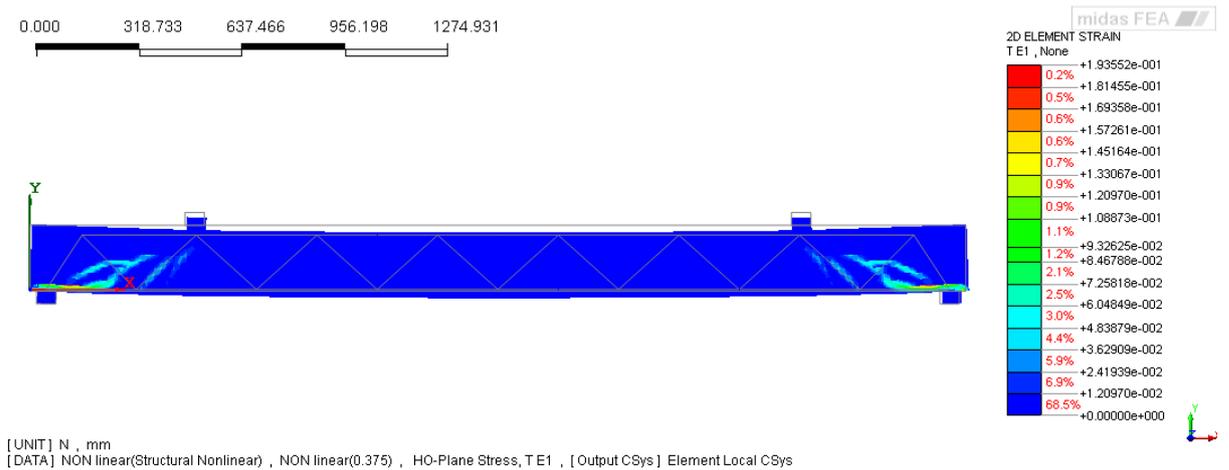


Tensioni sugli elementi *Reinforcement* subito prima della rottura.

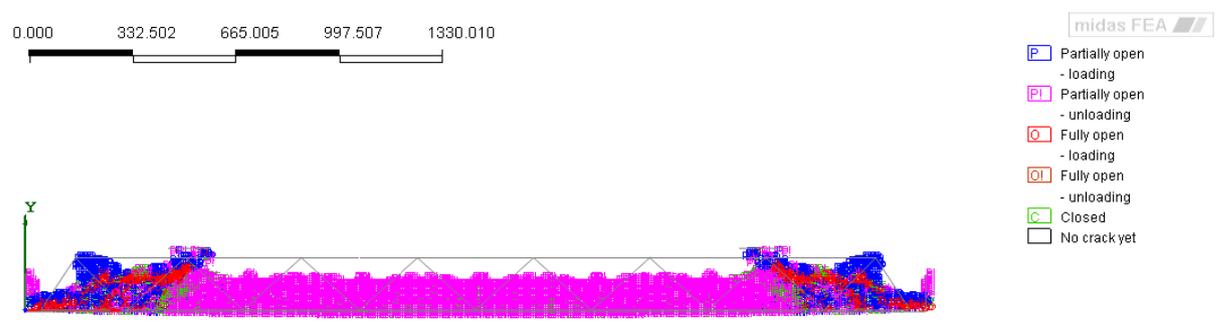


Tensioni sugli elementi *Reinforcement* subito dopo la rottura.

Nonostante la legenda del contour delle tensioni mostri dei valori di tensione superiori al valore dello snervamento assegnato nella legge costitutiva, tali valori sono dei picchi localizzati che si trovano agli estremi degli elementi *reinforcement*.

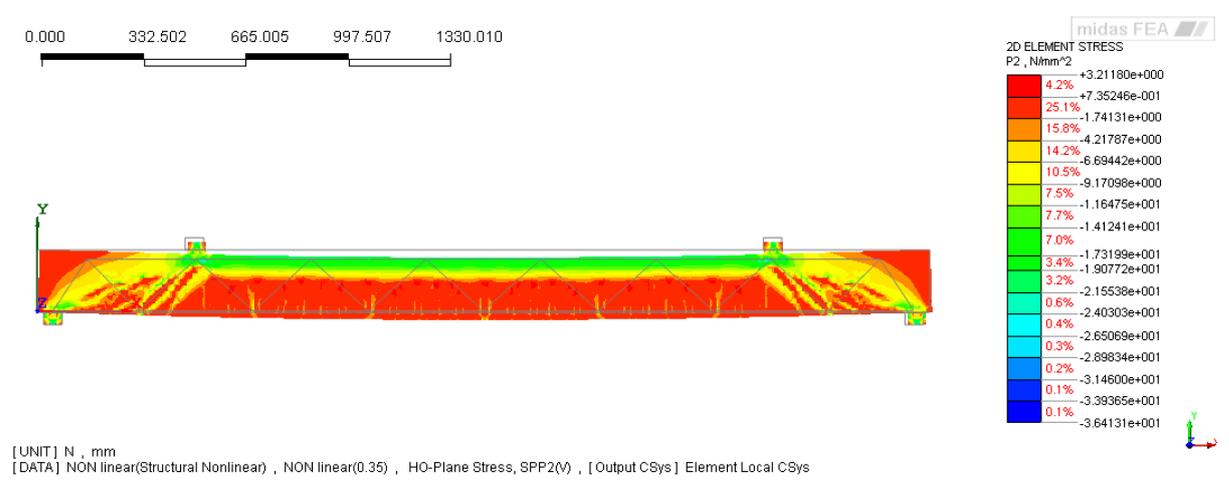


**Deformazioni lungo la direzione principale di trazione.**



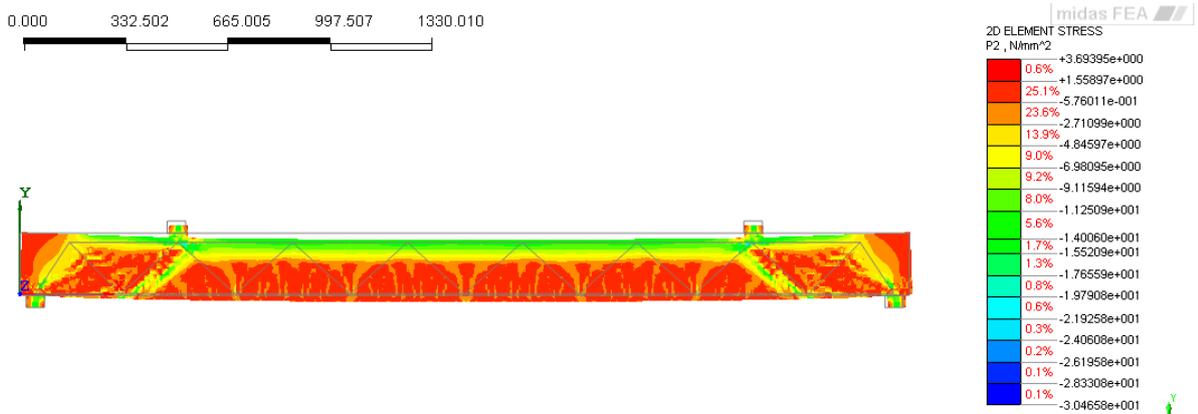
**Crack Status della trave subito dopo la rottura della trave.**

Il contorur delle tensioni principali di compressione mostra la formazione di un meccanismo ad arco con la formazione di una biella compressa di calcestruzzo che parte dalla piastra di carico arrivando fino alla piastra di appoggio della trave. L'inclinazione di quest'ultima rispetto all'asse della trave è di circa 20°.



**Tensioni nella direzione principale di compressione step precedente alla rottura.**

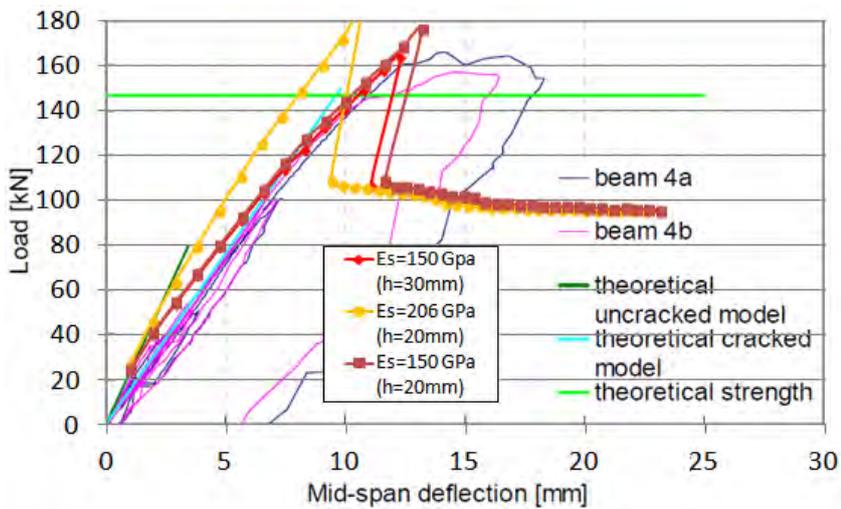
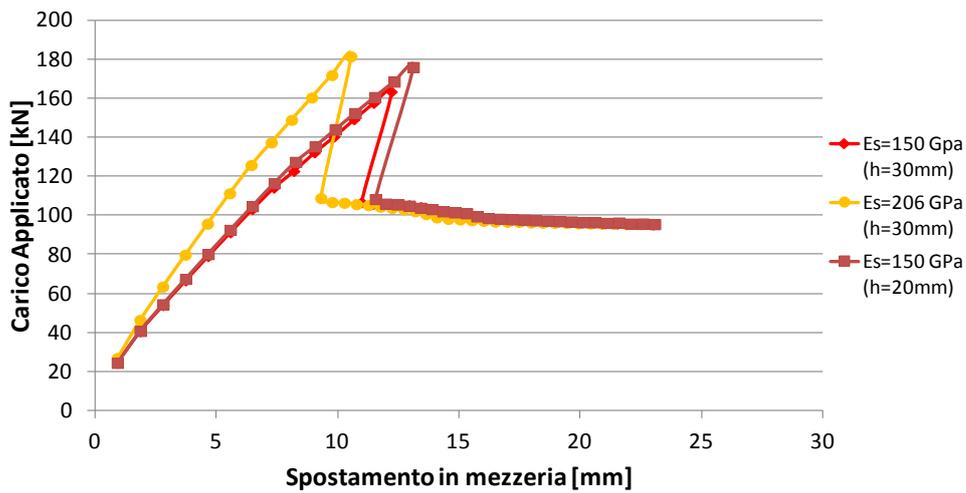
Subito dopo la rottura si può vedere un meccanismo resistente alla Morsh, dove le bielle compresse ricalcano il percorso delle aste di parete compresse della reticolare (Tesser, 2009).



[UNIT] N , mm  
[DATA] NON linear(Structural Nonlinear) , NON linear(0.375) , HO-Plane Stress, SPP2(V) , [ Output CSys ] Element Local CSys

Tensioni nella direzione principale di compressione step successivo alla rottura.

### Trave REP-NOR; Curve Carico-Spostamento



Sovrapposizione delle curve carico-spostamento sperimentali (Tesser, 2009) con quelle ottenute con analisi numerica.

## 5.7.2 Modellazione Trave REP®-TMQ\_101

Dopo aver analizzato la trave REP-NOR® si è passati all'analisi della trave REP®-TMQ\_101.

In questo caso nell'analisi sperimentale non è presente una curva di carico-spostamento ma solamente il carico ultimo della trave.

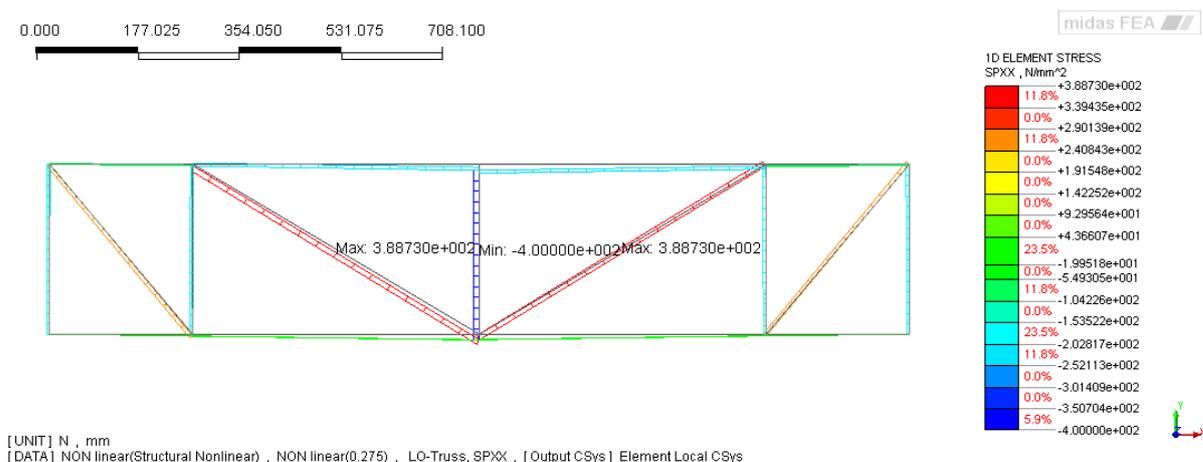
Sono presenti però come già anticipato le modellazioni numeriche effettuate all'Università di Bergamo e Brescia (Minelli e Riva, 2009). Si assumeranno quindi gli stessi parametri di resistenza dei materiali, semplificando però notevolmente il tipo di modellazione. Di seguito si propone la tabella con i parametri di resistenza dei materiali assunti.

| Calcestruzzo                |                          |       |
|-----------------------------|--------------------------|-------|
| E                           | [MPa]                    | 28025 |
|                             |                          | 0.2   |
| <b>Model Type</b>           | Total Strain Crack model |       |
| Crack Model                 | Rotating                 |       |
| Stiffness                   | Secant                   |       |
| Lateral Crack Effect        | Vecchio and Collins      |       |
| Confinement Effect          | None                     |       |
| <b>Tension Function</b>     | Hordijk                  |       |
| Ft                          | [MPa]                    | 1.78  |
| Gf                          | [N/mm]                   | 0.065 |
| h                           | [mm]                     | 20    |
| <b>Compression Function</b> | Thorenfeldt              |       |
| Fc                          | [MPa]                    | 22.41 |
| <b>Shear Function</b>       | None                     |       |

| Acciaio Traliccio |           |        |
|-------------------|-----------|--------|
| E                 | [MPa]     | 206000 |
|                   |           | 0.3    |
| <b>Model Type</b> | Von Mises |        |
| fy                | [MPa]     | 411    |

| Acciaio Piastre di carico |         |        |
|---------------------------|---------|--------|
| E                         | [MPa]   | 206000 |
|                           |         | 0.3    |
| <b>Model Type</b>         | Elastic |        |

Come per il caso precedente si effettuato un modello molto semplice considerando come struttura resistente unicamente il traliccio metallico isostatico.



Tensioni sugli elementi truss della reticolare.

Tale modello evidenzia la rottura della trave per snervamento della asta di parete centrale. Ipotizzando, come nel caso precedente, che le aste compresse siano aidate dalle bielle compresse di calcestruzzo, la rottura avviene per snervamento della seconda asta tesa. Tale risultato si può calcolare risolvendo manualmente la reticolare isostatica oppure semplicemente con la relazione:

$$V_{Rsd} = A_{sw} f_{yd} \sin\alpha = 1230 * 400 * \sin 30,96^\circ = 253 \text{ kN}$$

Moltiplicando per due il taglio resistente appena calcolato si ottiene un carico di rottura di 506 kN. Tale contributo resistente imputabile al solo traliccio metallico è circa il 40% di quello sviluppato a rottura dalle travi (carico medio a rottura P=1250 kN).

La restante resistenza sviluppata dalla trave sarà quindi determinata dai meccanismi resistenti al taglio del calcestruzzo, come già anticipato precedentemente.

### Modello con Reinforcement

Similarmente alla trave REP®-NOR anche in questo caso è stato realizzato un modello piano semplificato.

In analogia al modello sviluppato all'Università di Brescia è stata sfruttata la simmetria della trave. Vincolando opportunamente la trave è possibile quindi ridurre la dimensione della *mesh*.

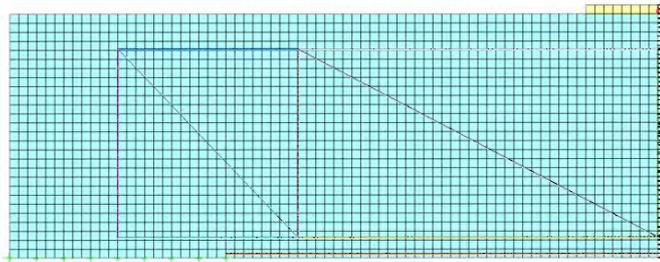
In mezzeria quindi si sono vincolati tutti nodi della trave in direzione DX. Il vincolo della trave in direzione verticale, poiché l'appoggio ha dimensioni finite non trascurabili, è stato modellato con elementi *point-spring* in grado di resistere unicamente a compressione in direzione Y. La rigidità verticale è stata calcolata sempre in analogia al lavoro di ricerca precedentemente citato.

$$K_{molla} = E * \frac{A_{appoggio}}{num_{molle} * spess_{appoggio}} = 206000 * \frac{150000}{9 * 200} = 17.16 * 10^6 \text{ N/mm}$$

Le armature e il fondello inferiore sono state modellate con elementi *reinforcement* aventi le stesse sezioni resistenti del caso testato sperimentalmente.

La trave è stata portata a rottura con un incremento di spostamento (-2.5mm) nel nodo all'estremità superiore sinistra della piastra di carico.

Lo schema di iterazione scelto per l'analisi non lineare è quello di Newton-Raphson con criterio di convergenza di tipo energetico con tolleranza posta uguale a  $10^{-4}$ .



Rappresentazione della *mesh* per la trave REP®-TMQ 101.

La curva carico-spostamento ottenuta con questa modellazione semplificata non riesce a replicare esattamente i risultati ottenuti dalla modellazione citata precedentemente che è molto più complessa ed avanzata.

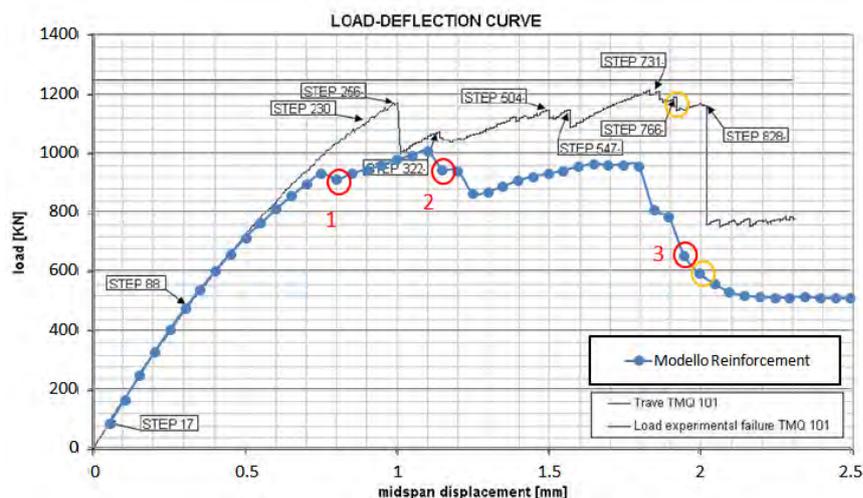
In particolare si intravedono tre picchi di resistenza, come nella modellazione più sofisticata, ma questi risultano inferiori di circa il 20% in termini di resistenza.

La modellazione con elementi *reinforcement* appare quindi inadeguata in questo caso e qualitativa solo dell'andamento generale della curva carico-spostamento.

In entrambe le modellazioni lo snervamento delle aste tese si raggiunge solo alla fine della storia di carico, segno che la crisi avviene lato calcestruzzo.

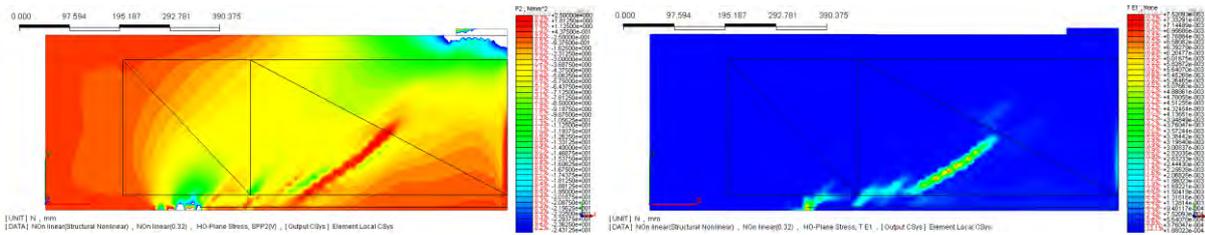
Dal punto di vista fessurativo si riesce a cogliere solamente una fessura diagonale da taglio che parte dalla zona di carico a quella di appoggio ed una crisi per compressione del calcestruzzo sotto alla zona di carico. Di seguito si riportano i contour delle tensioni lungo la direzione principale di compressione, le deformazioni lungo la direzione principale di trazione, le tensioni sul traliccio di acciaio e lo stato di danneggiamento del calcestruzzo per tre punti di carico significativi (cerchio rosso).

Il cerchio giallo corrisponde invece allo step in cui si raggiunge lo snervamento della diagonale tesa.

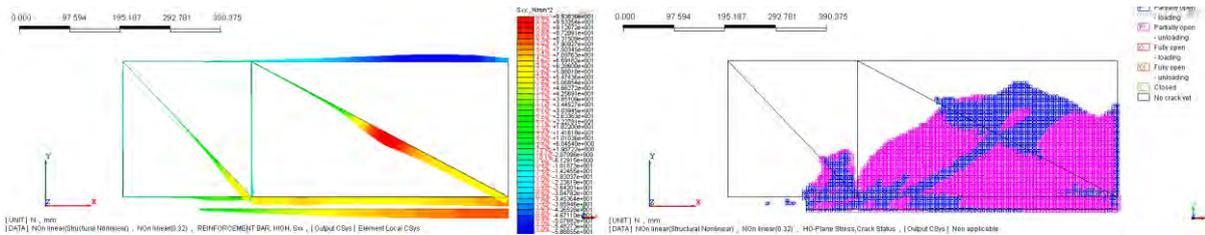


Sovrapposizione delle curve carico-spostamento relative all'analisi numerica con modello sofisticato (Minelli e Riva, 2009) e modello semplificato con elementi *reinforcement*.

**Step di carico num:16; spost=-0.8mm; carico=910kN**

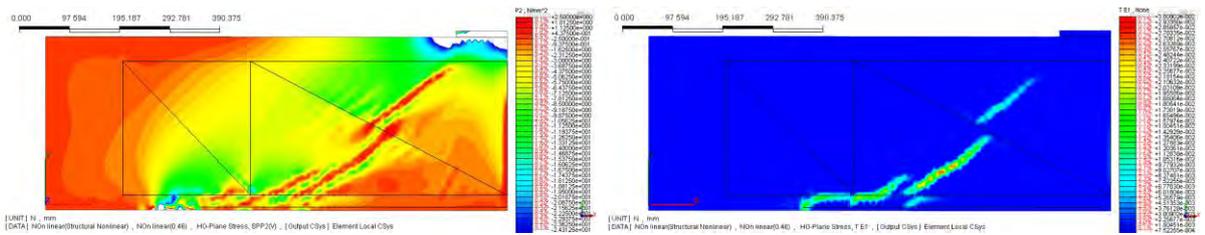


**Tensioni lungo la direzione princ. di compressione (immagine a sx) e deformazioni lungo la direzione princ. di trazione (immagine dx).**

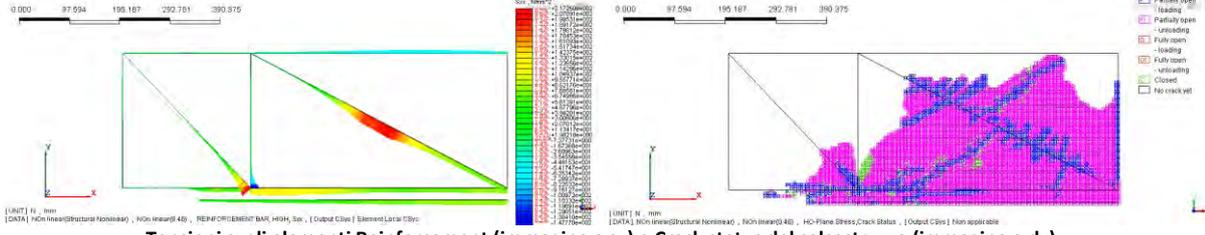


**Tensioni sugli elementi Reinforcement (immagine a sx) e Crack status del calcestruzzo (immagine dx).**

**Step di carico num:23; spost=1,15; carico=944kN**

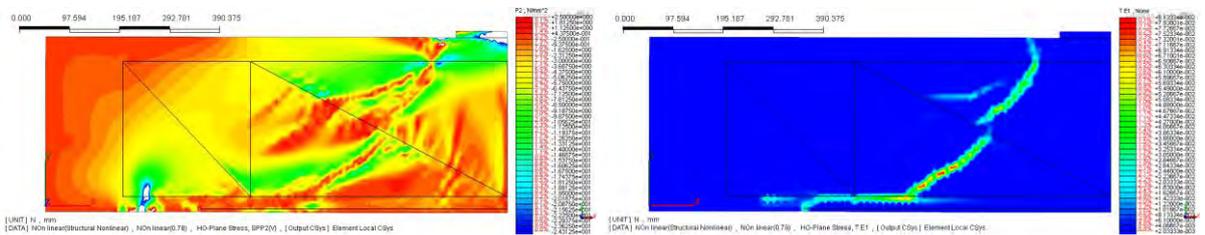


**Tensioni lungo la direzione princ. di compressione (immagine a sx) e deformazioni lungo la direzione princ. di trazione (immagine dx).**

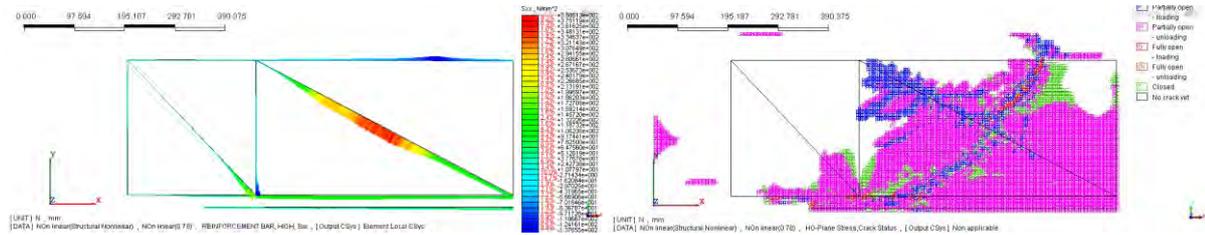


**Tensioni sugli elementi Reinforcement (immagine a sx) e Crack status del calcestruzzo (immagine dx).**

**Step di carico num:39; spost=1,95; carico=654kN**



**Tensioni lungo la direzione princ. di compressione (immagine a sx) e deformazioni lungo la direzione princ. di trazione (immagine dx).**



**Tensioni sugli elementi Reinforcement (immagine a sx) e Crack status del calcestruzzo (immagine dx).**

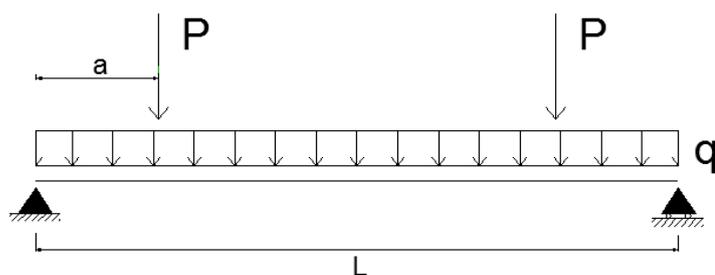
### 5.7.3 Modellazione Trave TRR PONTE®

Nell'ambito sempre dello studio del comportamento a taglio delle travi reticolari miste sono stati realizzati inoltre dei modelli numerici rappresentanti le travi Ponte TRR PONTE® di Reato Strutture. Tali elementi strutturali saranno prossimamente testati sperimentalmente presso il Laboratorio di Materiali da Costruzione dell'Università di Padova.

I test sperimentali verranno condotti su travi reticolari miste in *Fase2*, ossia con getto di completamento consolidato.

L'obiettivo di tali prove sperimentali è finalizzato proprio alla compressione dell'effettivo meccanismo resistente a taglio delle travi reticolari miste.

In particolare si vuole studiare quali meccanismi resistenti a taglio secondari del calcestruzzo (effetto arco-tirante, corrente compresso, spinotto, ecc...) siano presenti e computabili nella resistenza a taglio complessiva della trave.



Schema prova di carico trave TRR PONTE®.

#### Geometrie delle travi

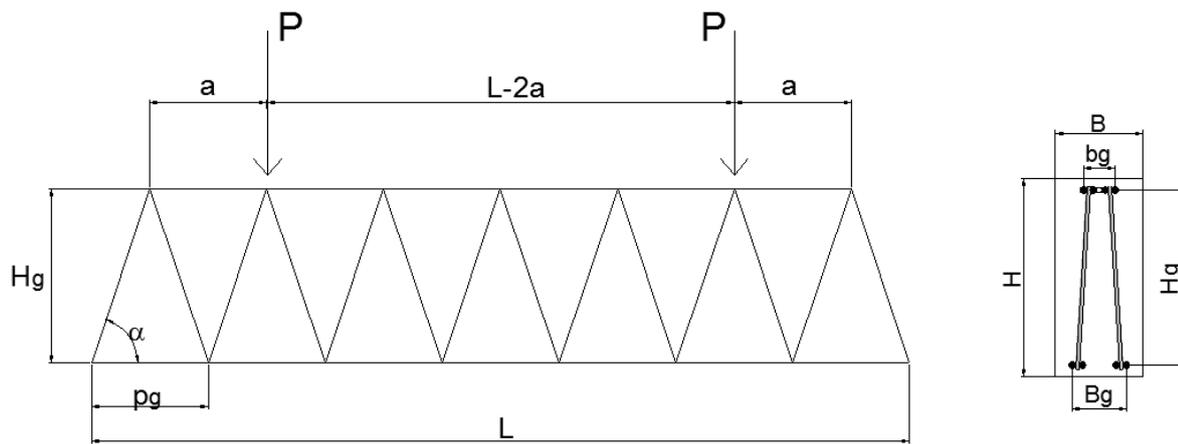
La geometria delle travi da testare sperimentalmente è stata studiata in funzione delle geometrie delle apparecchiature di laboratorio. La luce massima delle travi prevista è quindi di 2,8 m.

Tutte le travi presenteranno una larghezza di 30 cm ed un larghezza della greca interna di 20 cm.

In tutti i casi si suppone di porre il carico in corrispondenza del secondo campo delle aste di parete favorendo in questo modo la rottura per taglio per snervamento della prima asta di parete tesa.

Sempre per questo scopo l'armatura flessionale viene ampiamente sovradimensionata ( $\phi=22\text{mm}$  o  $\phi=28\text{mm}$ ). In tre casi su quattro l'armatura flessionale viene posta uguale sia nella parte tesa che compressa della trave.

Le geometrie del traliccio reticolare sono state determinate mantenendo costante il passo della greca a 40 cm nelle travi 1 e 2, mentre invece si è mantenuta costante l'altezza della greca nelle travi 3 e 4. Le rimanenti caratteristiche geometriche vengono determinate considerando l'inclinazione delle aste di parete pari a  $\alpha=71^\circ$  per le travi 1 e 3 ed  $\alpha=50^\circ$  per le travi 2 e 4.



Schematizzazione trave TRR PONTE®.

$$\tan \alpha = 2 \frac{h_g}{p_g}$$

Il diametro delle aste di parete è stato assunto uguale per tutte e quattro le travi e posto pari a  $\phi=12\text{mm}$  sempre per favorire lo snervamento delle armature e provocare una rottura per taglio-trazione della trave.

Le variabili dei test saranno quindi l'altezza della trave, l'inclinazione delle armature ed il passo delle stesse.

### Proprietà dei materiali

I materiali indicati dall'azienda per le prove sono calcestruzzo di classe C25/30 ed acciaio da carpenteria metallica del tipo S355 per il traliccio acciaio.

Non avendo a disposizione prove sperimentali atte a certificare i valori medi di resistenza dei materiali, nei modelli numerici si considerano le resistenze caratteristiche.

Si riportano di seguito le tabelle con i modelli costitutivi ed i valori dei parametri inseriti.

L'energia di frattura viene calcolata con la relazione proposta dal CEB-FIB MC 90 supponendo un diametro massimo dell'aggregato di 14 mm.

| Calcestruzzo C25/30         |                            |       |
|-----------------------------|----------------------------|-------|
| E                           | [MPa]                      | 31450 |
|                             |                            | 0.2   |
| <b>Model Type</b>           | Total Strain Crack model   |       |
| Crack Model                 | <i>Rotating</i>            |       |
| Stiffness                   | <i>Secant</i>              |       |
| Lateral Crack Effect        | <i>Vecchio and Collins</i> |       |
| Confinement Effect          | <i>None</i>                |       |
| <b>Tension Function</b>     | <i>Hordijk</i>             |       |
| Ft                          | [MPa]                      | 1.79  |
| Gf                          | [N/mm]                     | 0.065 |
| h                           | [mm]                       | 40    |
| <b>Compression Function</b> | <i>Thorenfeldt</i>         |       |
| Fc                          | [MPa]                      | 25    |
| <b>Shear Function</b>       | None                       |       |

| Acciaio S355- Traliccio |           |        |
|-------------------------|-----------|--------|
| E                       | [MPa]     | 206000 |
|                         |           | 0.3    |
| <b>Model Type</b>       | Von Mises |        |
| fy                      | [MPa]     | 355    |

| Acciaio Piastre di carico |         |        |
|---------------------------|---------|--------|
| E                         | [MPa]   | 206000 |
|                           |         | 0.3    |
| <b>Model Type</b>         | Elastic |        |

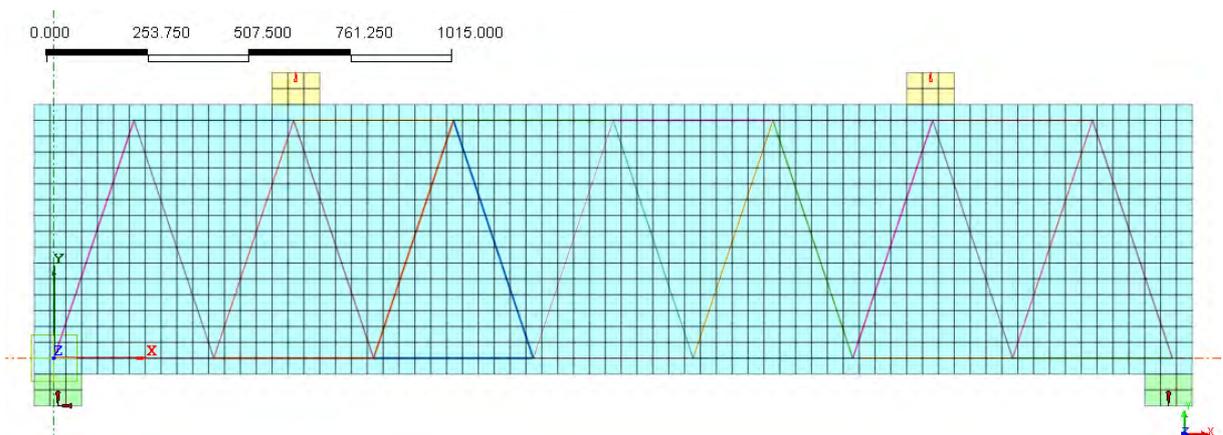
### Descrizione dei modelli

Come fatto in precedenza si sono realizzati dei modelli semplificati rappresentando le armature del traliccio con elementi *reinforcement*. Tali elementi come già detto portano come ipotesi la perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

La matrice di calcestruzzo viene discretizzata con elementi *plane stress* ad 8 nodi di lato 40 mm.

Le piastre di carico ed i dispositivi di appoggio vengono rappresentati sempre con elementi *plane stress* ad 8 nodi assegnando un comportamento elastico all'acciaio.

I vincoli del modello vengono assegnati nei punti centrali inferiori dei dispositivi di appoggio. Al dispositivo sinistro si blocca DX e DY mentre al dispositivo destro solamente DY.



Rappresentazione delle *mesh* dell Trave TRR PONTE® numero1.

La trave così modellata viene portata a rottura per taglio incrementando lo spostamento imposto sulle piastre di carico superiori. L'entità dello spostamento imposto dipende dalla geometria della trave considerata (i valori sono ricavabili dalle curve carico-spostamento proposte successivamente). Lo schema di iterazione scelto per l'analisi non lineare è quello di Newton-Raphson con criterio di convergenza di tipo energetico (Belletti et al., 2011), basato sul rapporto tra la norma delle forze interne e lo spostamento prodotto dall'interazione corrente, e la norma delle forze interne e lo spostamento prodotto all'inizio dello step di carico. La tolleranza è stata posta uguale a  $10^{-4}$ .

Per ogni prova sperimentale modellata si riportano le geometrie caratteristiche e le curve carico-spostamento ottenute con l'analisi numerica.

In tali curve si evidenziano 4 stadi considerati come rappresentativi della prova di carico.

Tali stadi sono rispettivamente:

- 1- Sviluppo fessurazione verticale di tipo flessionale (cerchio grigio).
- 2- Snervamento della prima asta di parete tesa (cerchio rosso).
- 3- Resistenza ultima a taglio della trave (cerchio arancio).
- 4- Resistenza post-rottura trave (cerchio verde)

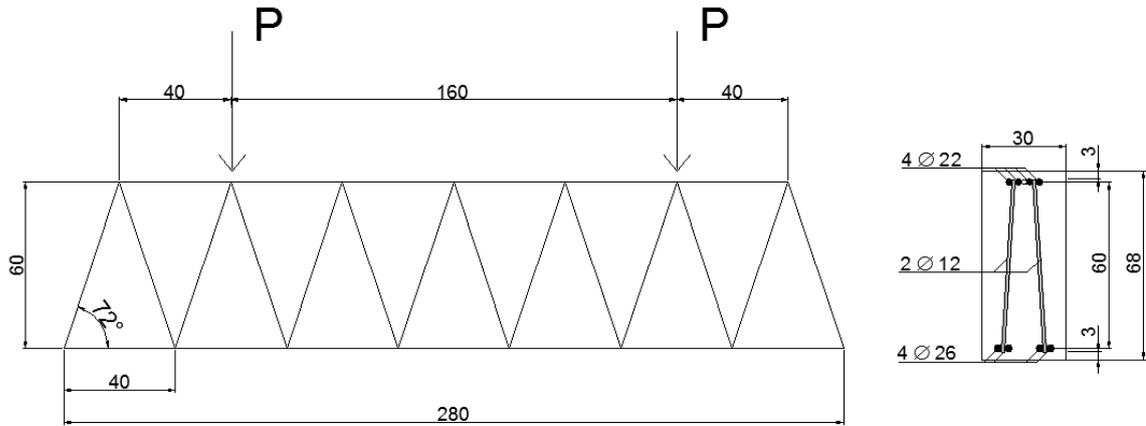
Per questi punti successivamente si riportano i contour riferiti a :

- 1- Tensioni degli elementi *reinforcement* rappresentanti il traliccio di acciaio (visualizzazione snervamento acciaio);
- 2- Tensioni lungo la direzione principale di compressione (visualizzazione dell'effetto arco);
- 3- Deformazioni lungo la direzione principale di trazione (localizzazione delle fessurazioni nel calcestruzzo);
- 4- Stato di plasticità degli elementi rappresentanti la matrice di calcestruzzo (localizzazione degrado e stato di carico o scarico degli elementi *plane stress*).

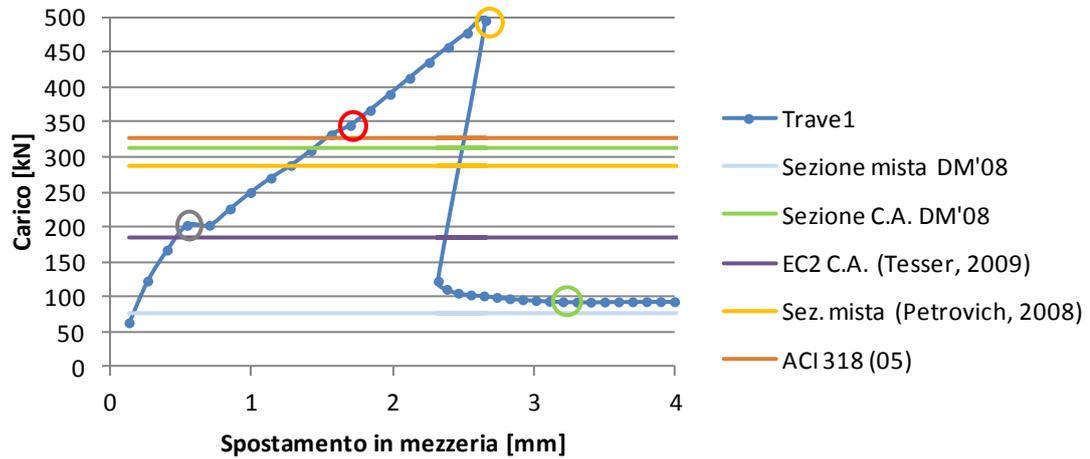
Si confrontano, infine, i carichi critici ottenuti dai modelli analitici precedentemente presentati con i carichi ottenuti dai modelli numerici. In particolare il carico corrispondente allo snervamento della prima asta tesa, il carico limite ultimo prima della rottura e la resistenza "residua" dopo la rottura della trave. (Nota: poiché la resistenza "residua" degrada all'aumentare della deformazione si assume un valore medio della curva come parametro di confronto per i carichi, i contour fanno riferimento invece allo stato immediatamente successivo alla rottura).

**Trave1:**

| L [m] | B [cm] | H [cm] | P <sub>g</sub> [cm] | B <sub>g</sub> [cm] | H <sub>g</sub> [cm] | α [°] | φ <sub>arm long</sub> [mm] | φ <sub>anime</sub> [mm] |
|-------|--------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|-------|----------------------------|-------------------------|
| 2.8   | 30     | 68     | 40                  | 20                  | 60                  | 71    | 26/22                      | 12                      |



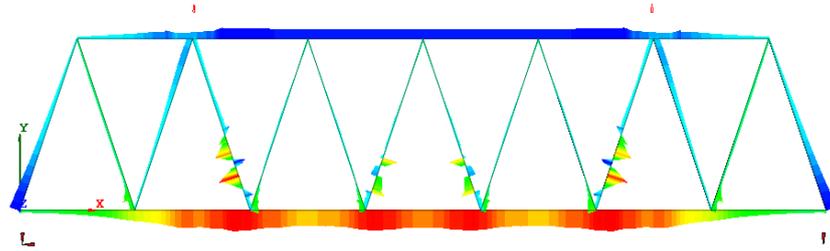
**Curva carico-spostamento**



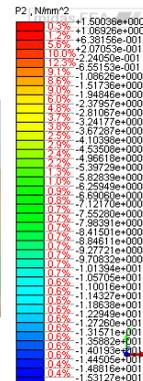
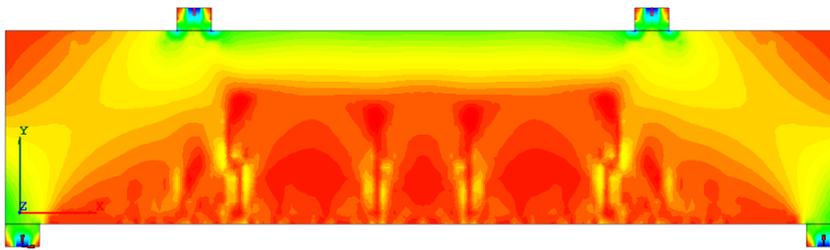
|  |                                 |                     |     | Modello numerico         |                      |                           |
|--|---------------------------------|---------------------|-----|--------------------------|----------------------|---------------------------|
| Trave1: Rapporti tra i carichi previsti dai modelli analitici ed i carichi ottenuti con l'analisi numerica |                                 |                     |     | P <sub>snervamento</sub> | P <sub>rottura</sub> | P <sub>post-rottura</sub> |
|  |                                 |                     |     | [kN]                     | [kN]                 | [kN]                      |
|  |                                 |                     | 345 | 495                      | 93                   |                           |
| Verifiche analitiche   | Sezione mista DM'08             | P <sub>A</sub> [kN] | 76  | 0.22                     | 0.15                 | <u>0.82</u>               |
|  | Sezione C.A. DM'08              | P <sub>B</sub> [kN] | 313 | <u>0.91</u>              | 0.63                 | 3.37                      |
|  | Sezione C.A. (Tesser, 2009)     | P <sub>C</sub> [kN] | 185 | 0.54                     | 0.37                 | 1.99                      |
|  | Sezione mista (Petrovich, 2008) | P <sub>D</sub> [kN] | 286 | 0.83                     | 0.58                 | 3.08                      |
|  | Sezione C.A. ACI 318-05         | P <sub>D</sub> [kN] | 326 | <u>0.94</u>              | 0.66                 | 3.51                      |

Step num4; spost=0.54mm;F=202kN

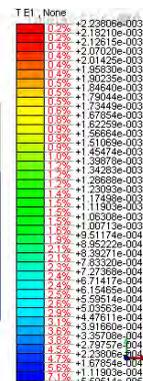
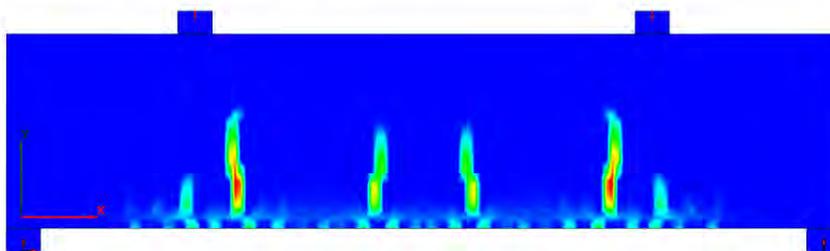
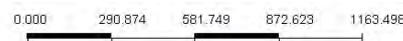
Fessurazione di tipo flessionale



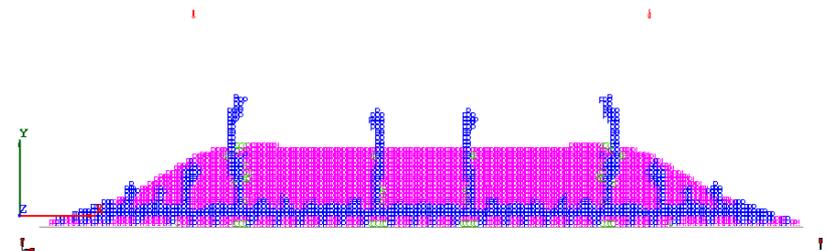
[UNIT] N , mm  
[DATA] NON linear (Structural Nonlinear) , NON linear(0.125) , REINFORCEMENT BAR\_HIGH, Sxx , [ Output CSys ] Element Local CSys  
**Tensioni sugli elementi Reinforcement.**



[UNIT] N , mm  
[DATA] NON linear (Structural Nonlinear) , NON linear(0.125) , HO-Plane Stress, SPP2(M) , [ Output CSys ] Element Local CSys  
**Tensioni nella direzione principale di compressione.**

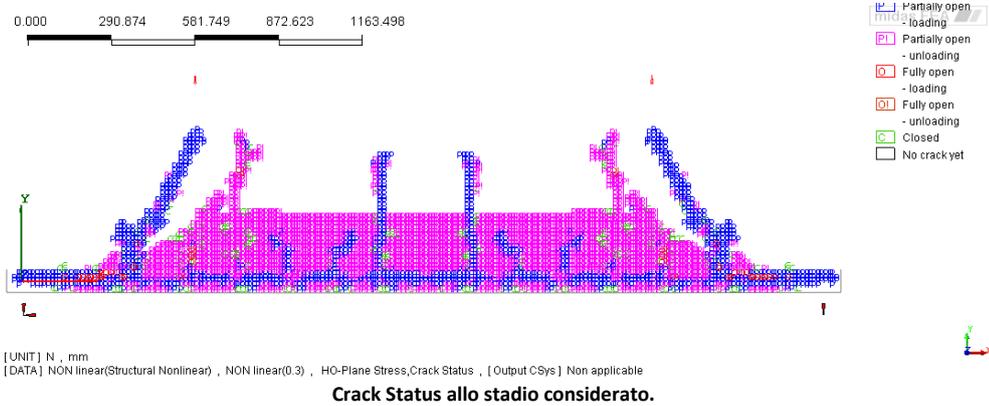
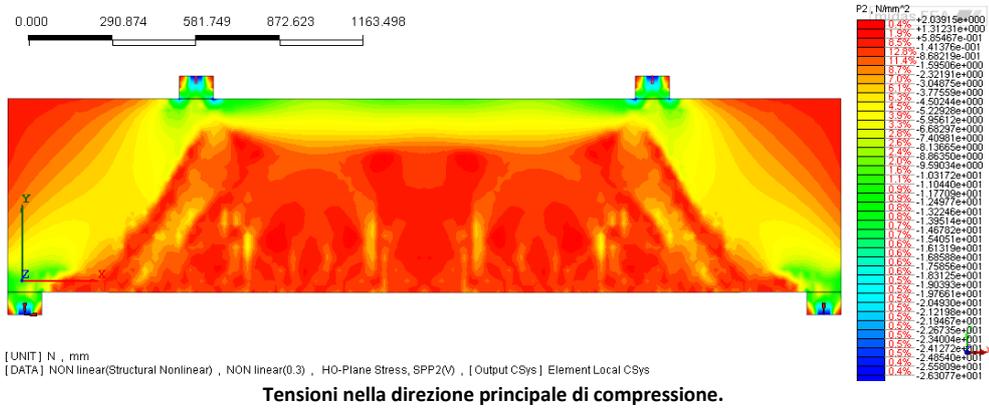
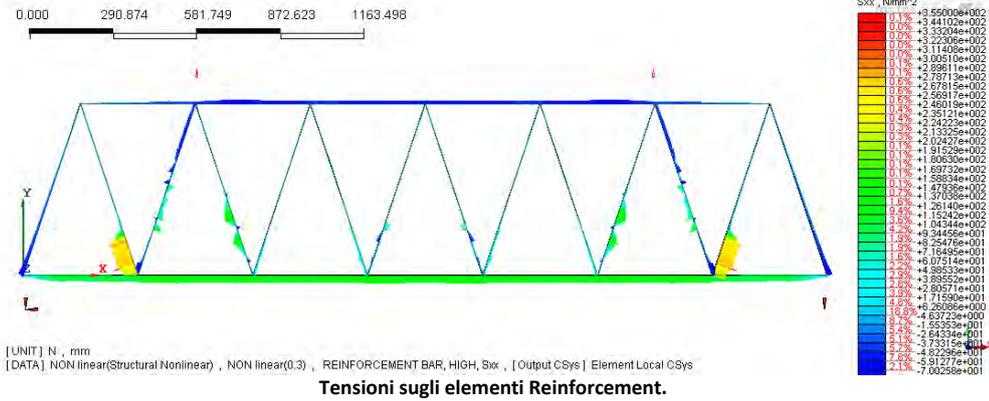


[UNIT] N , mm  
[DATA] NON linear (Structural Nonlinear) , NON linear(0.125) , HO-Plane Stress, TE1 , [ Output CSys ] Element Local CSys  
**Deformazioni nella direzione principale di trazione.**



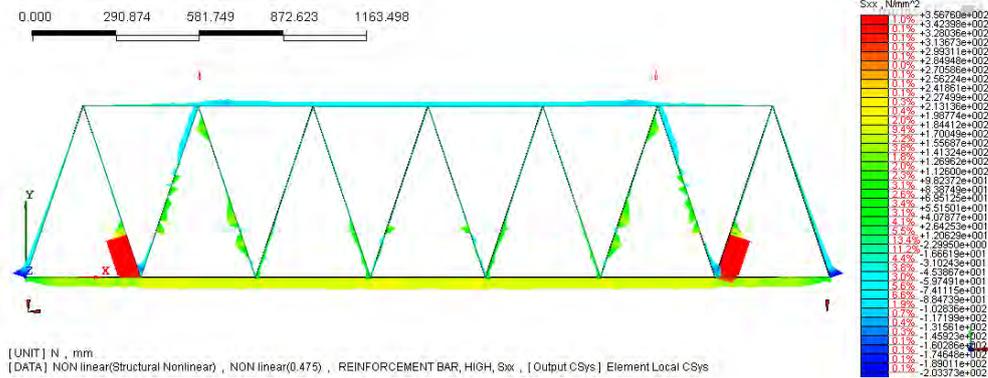
[UNIT] N , mm  
[DATA] NON linear (Structural Nonlinear) , NON linear(0.125) , HO-Plane Stress, Crack Status , [ Output CSys ] Non applicable  
**Crack Status allo stadio considerato.**

**Step12; spost=1.69mm; F=345kN**  
**Sernamento prima asta di parete tesa**

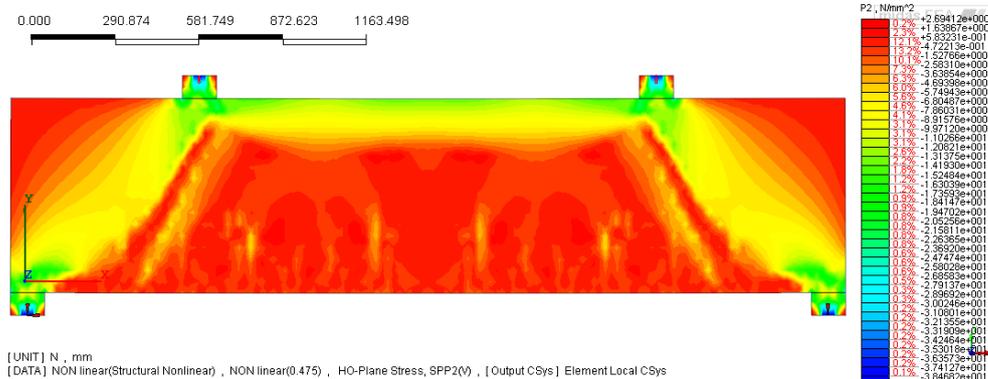


# Step19; spost=2.65mm; F=495kN

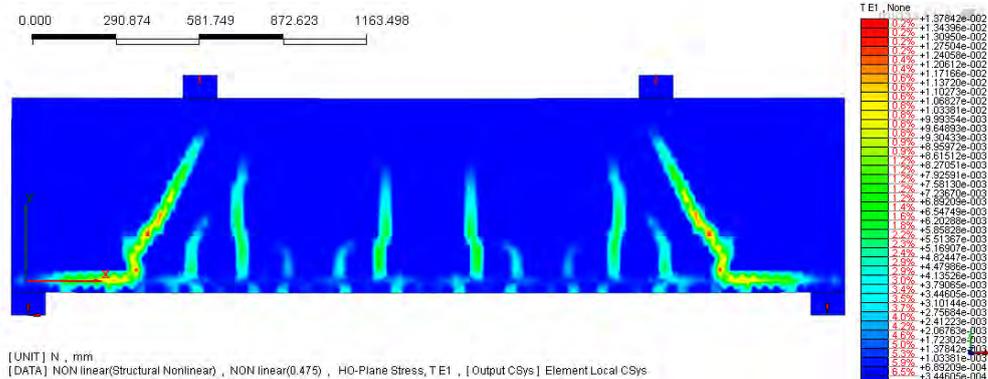
## Resistenza ultima a taglio



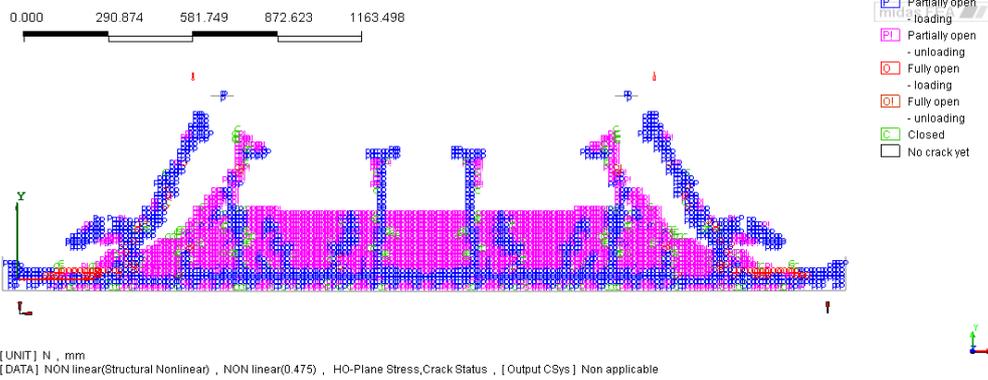
Tensioni sugli elementi Reinforcement.



Tensioni nella direzione principale di compressione.



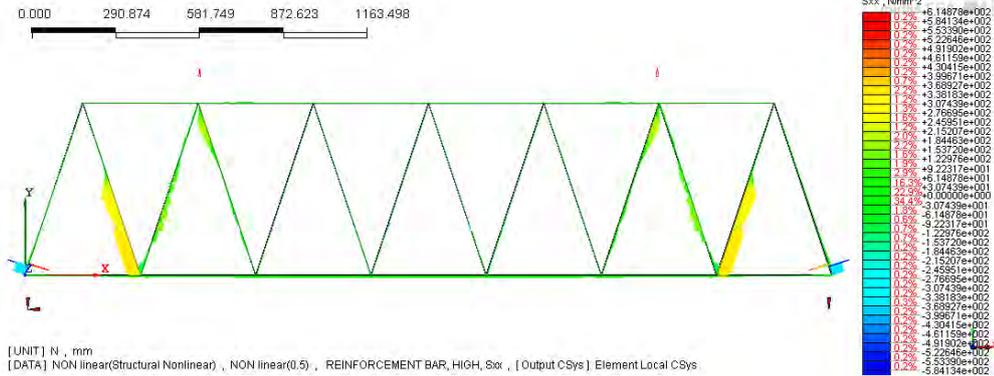
Deformazioni nella direzione principale di trazione.



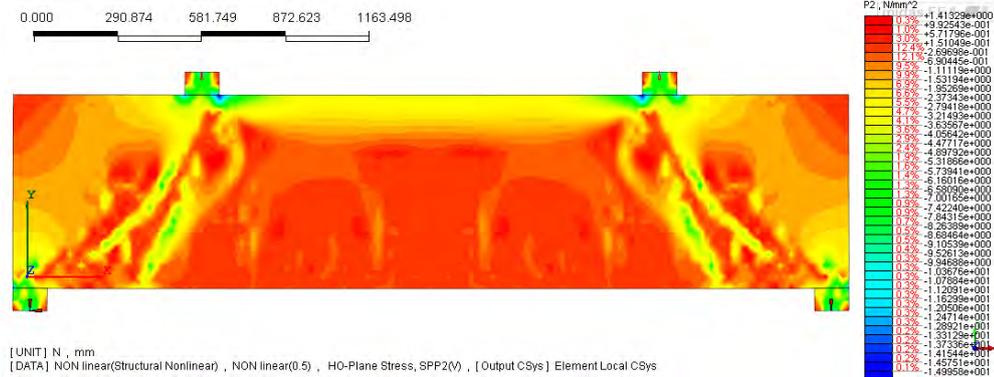
Crack Status allo stadio considerato.

Step20; spost=2.32mm; F=123kN

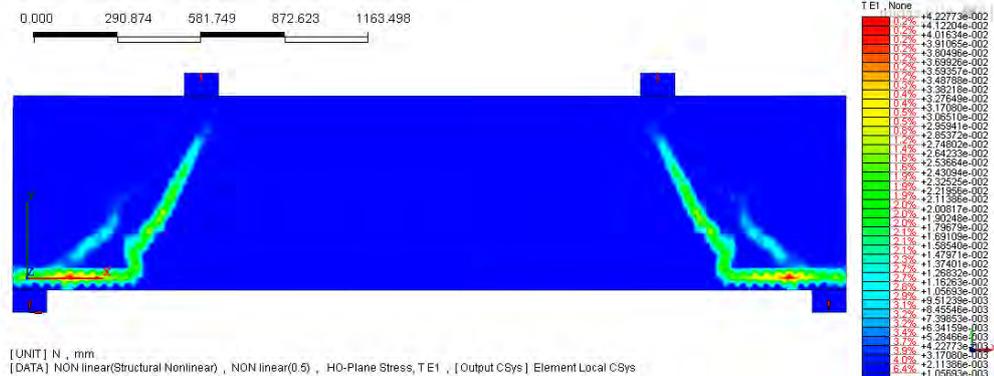
Resistenza post-rottura a taglio



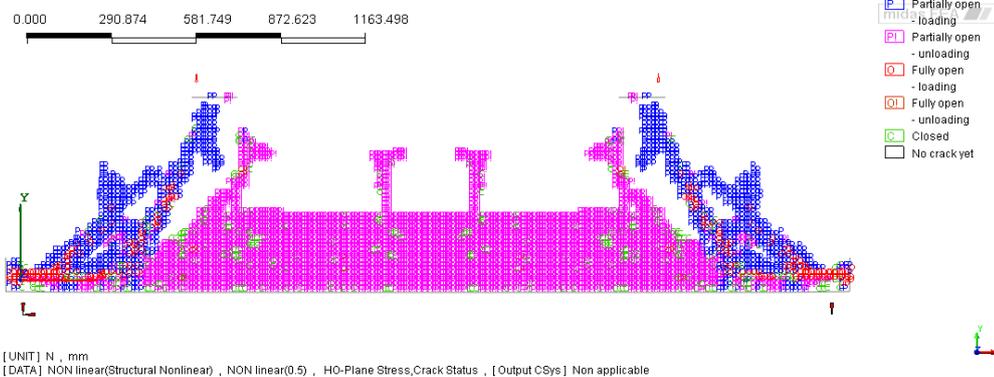
Tensioni sugli elementi Reinforcement.



Tensioni nella direzione principale di compressione.



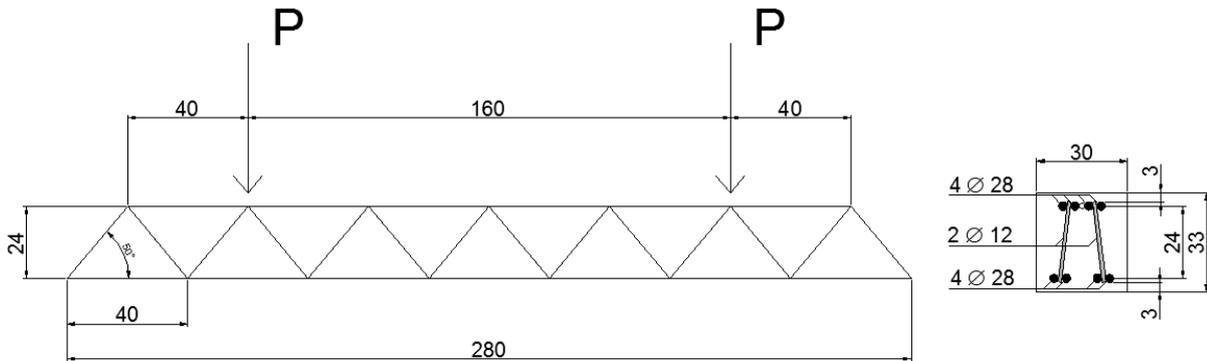
Deformazioni nella direzione principale di trazione.



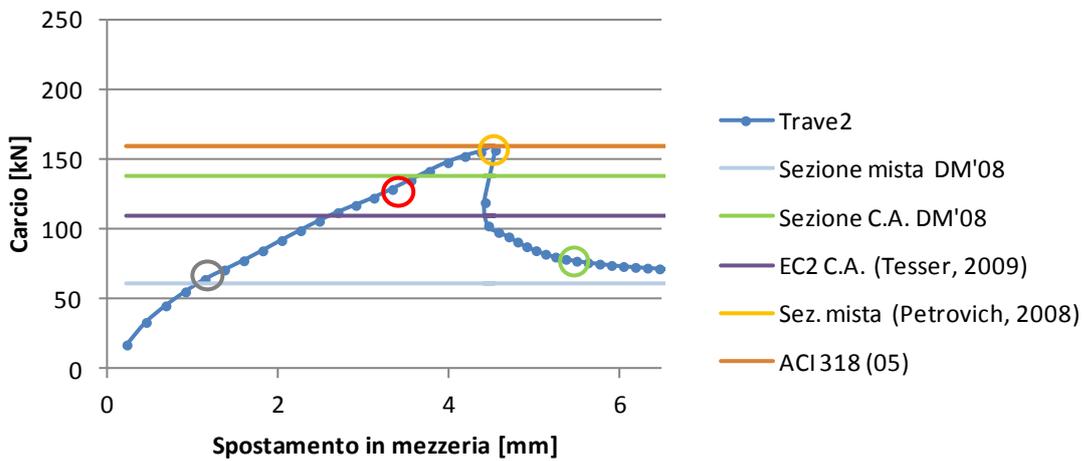
Crack Status allo stadio considerato.

**Trave2:**

| L [m] | B [cm] | H [cm] | P <sub>g</sub> [cm] | B <sub>g</sub> [cm] | H <sub>g</sub> [cm] | α [°] | Φ <sub>arm long</sub> [mm] | Φ <sub>anime</sub> [mm] |
|-------|--------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|-------|----------------------------|-------------------------|
| 2.8   | 30     | 33     | 40                  | 20                  | 24                  | 50    | 28/28                      | 12                      |

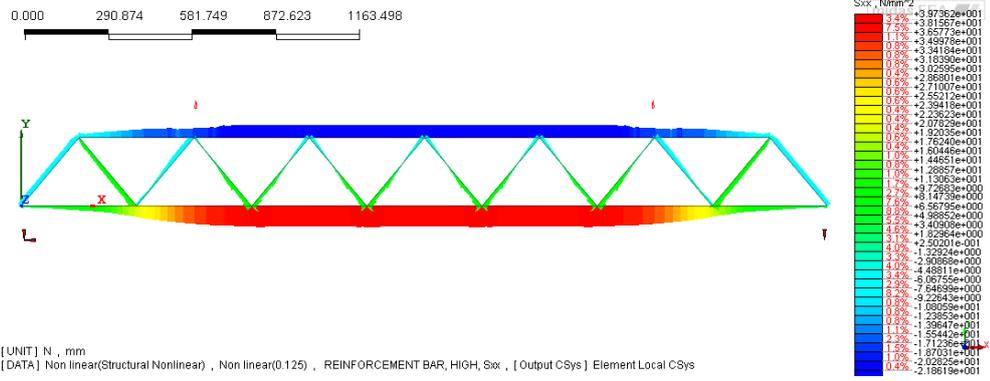


**Curva carico-spostamento**

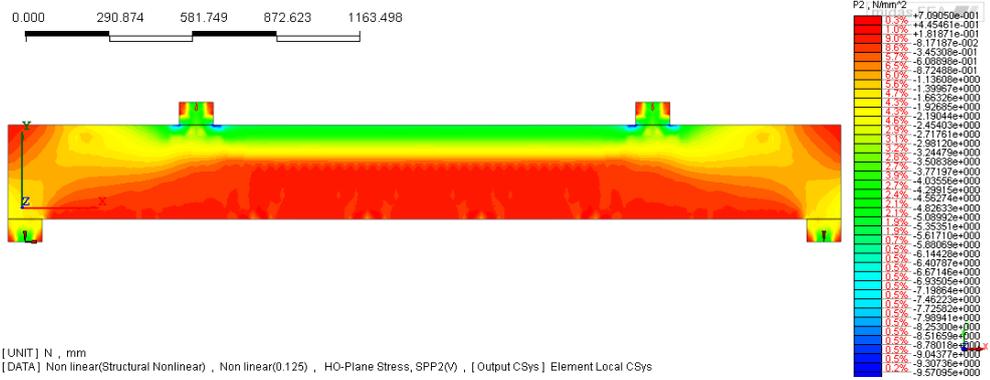


|  |                                 |                     |     | Modello numerico         |                      |                           |
|--|---------------------------------|---------------------|-----|--------------------------|----------------------|---------------------------|
| Trave2: Rapporti tra i carichi previsti dai modelli analitici ed i carichi ottenuti con l'analisi numerica |                                 |                     |     | P <sub>snervamento</sub> | P <sub>rottura</sub> | P <sub>post-rottura</sub> |
|  |                                 |                     |     | [kN]                     | [kN]                 | [kN]                      |
|  |                                 |                     | 135 | 156                      | 71                   |                           |
| Verifiche analitiche   | Sezione mista DM'08             | P <sub>A</sub> [kN] | 62  | 0.46                     | 0.40                 | <u>0.87</u>               |
|  | Sezione C.A. DM'08              | P <sub>B</sub> [kN] | 138 | <u>1.02</u>              | <u>0.88</u>          | 1.94                      |
|  | Sezione C.A. (Tesser, 2009)     | P <sub>C</sub> [kN] | 110 | 0.81                     | 0.71                 | 1.55                      |
|  | Sezione mista (Petrovich, 2008) | P <sub>D</sub> [kN] | 159 | 1.18                     | <u>1.02</u>          | 2.24                      |
|  | Sezione C.A. ACI 318-05         | P <sub>D</sub> [kN] | 159 | 1.18                     | <u>1.02</u>          | 2.24                      |

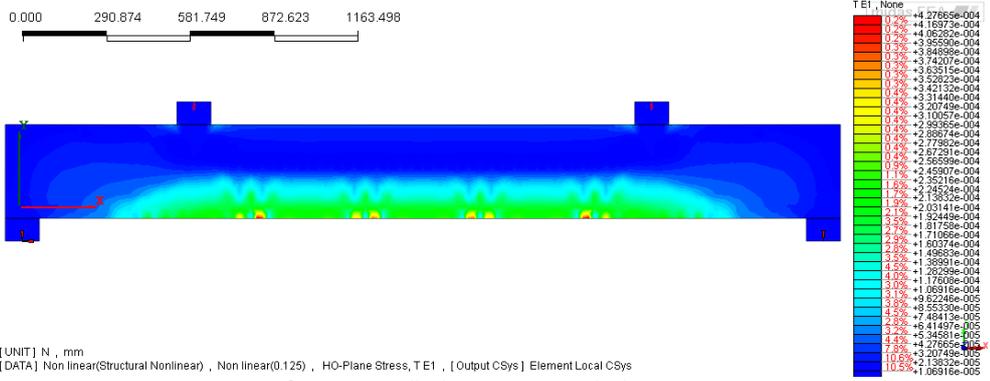
**Step5; Spost=1.14mm; F=64kN**  
**Fessurazione di tipo flessionale**



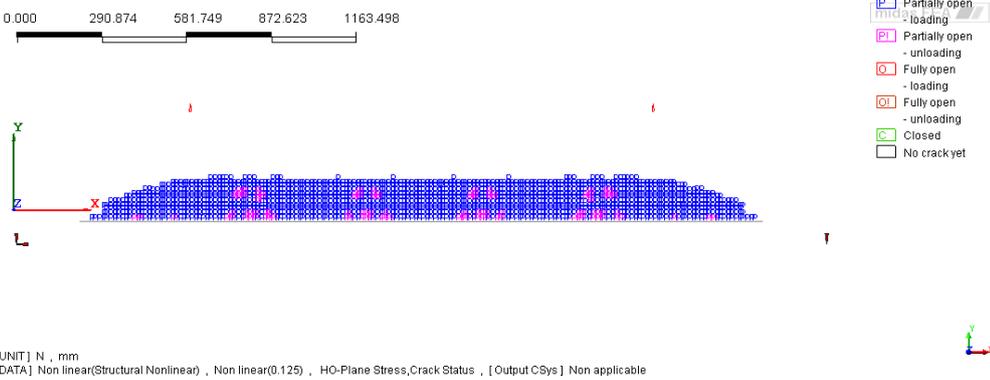
**Tensioni sugli elementi Reinforcement.**



**Tensioni nella direzione principale di compressione.**

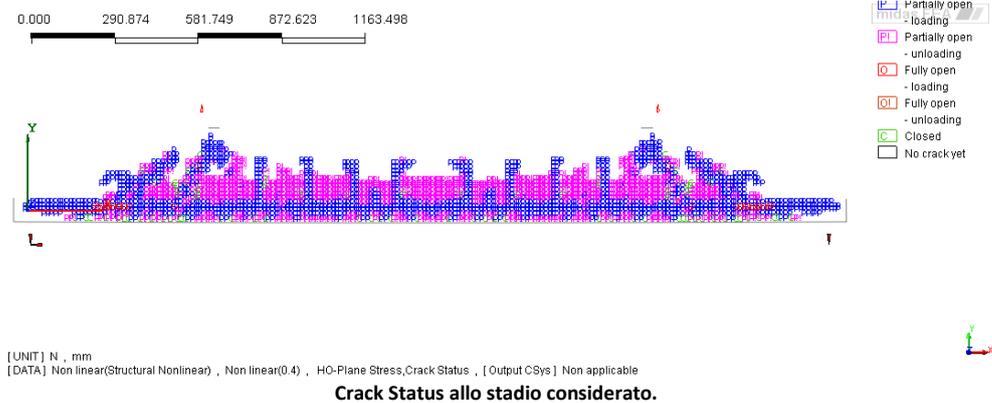
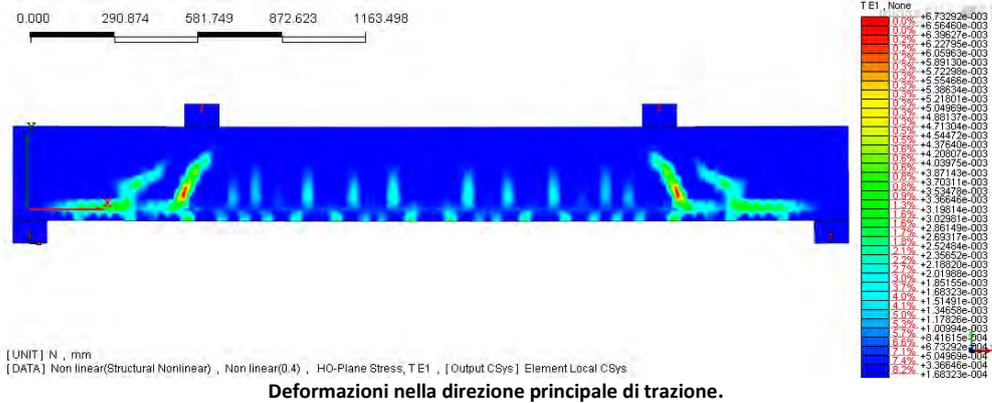
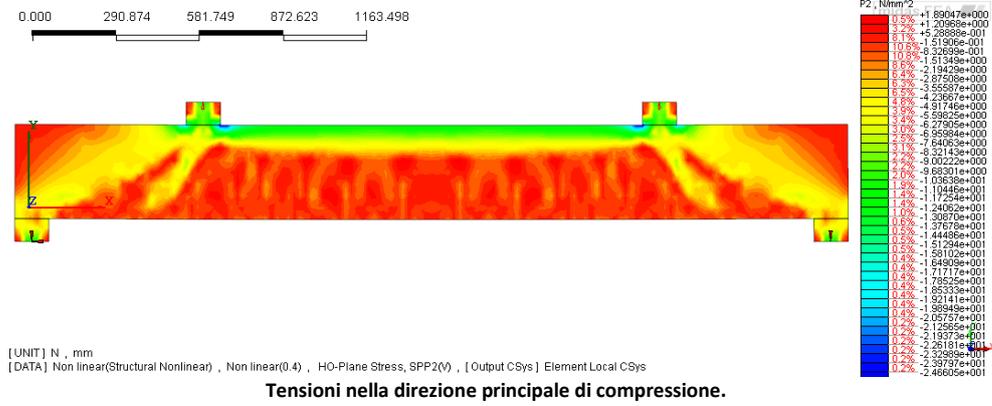
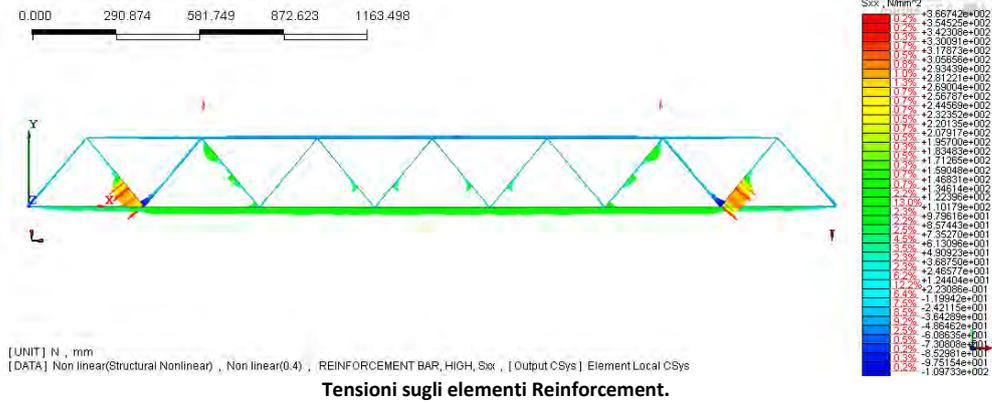


**Deformazioni nella direzione principale di trazione.**



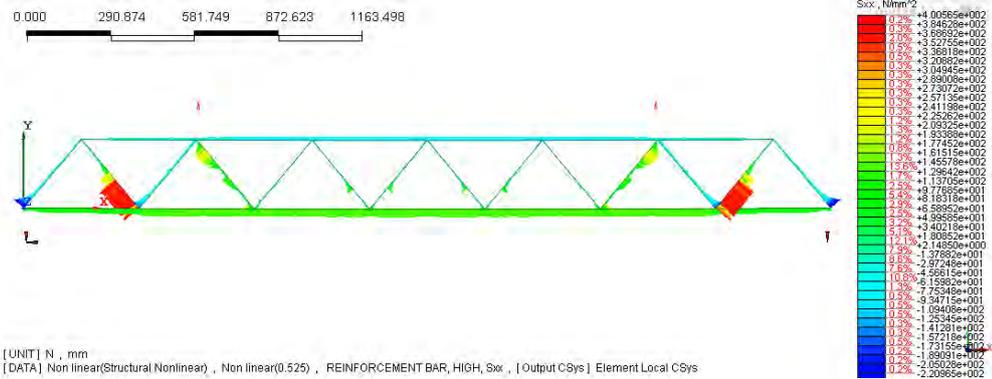
**Crack Status allo stadio considerato.**

**Step16; Spost=3.55mm; F=135kN**  
**Snervamento prima asta di parete tesa**

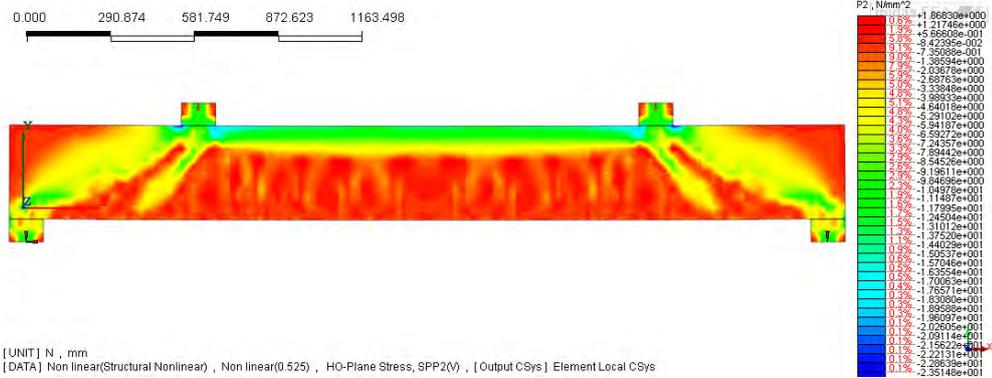


## Step 21; Spost=4.54mm; F=156kN

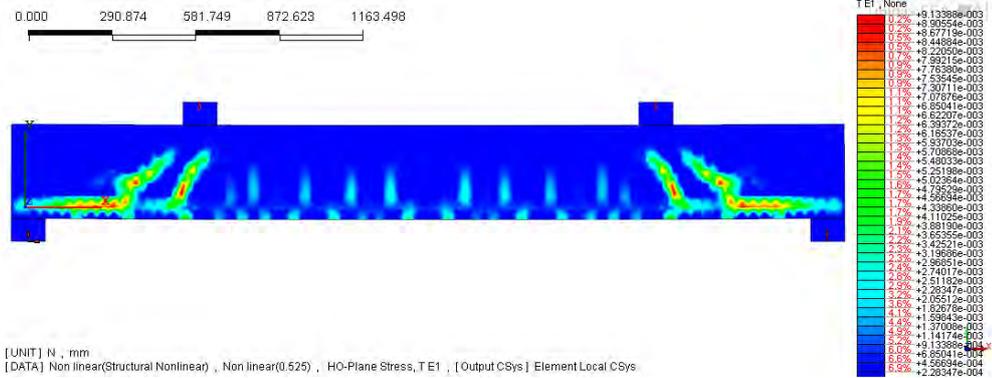
### Resistenza ultima a taglio



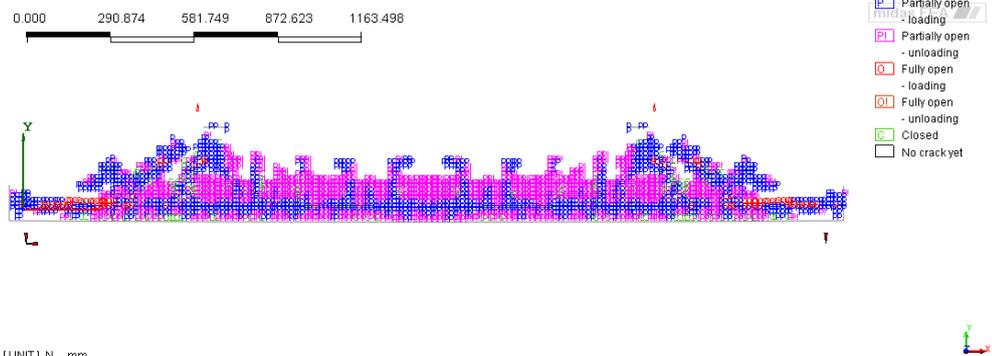
Tensioni sugli elementi Reinforcement.



Tensioni nella direzione principale di compressione.



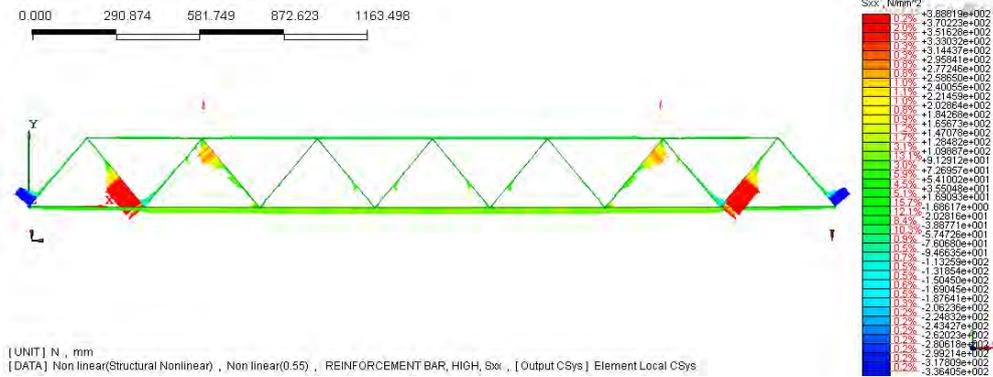
Deformazioni nella direzione principale di trazione.



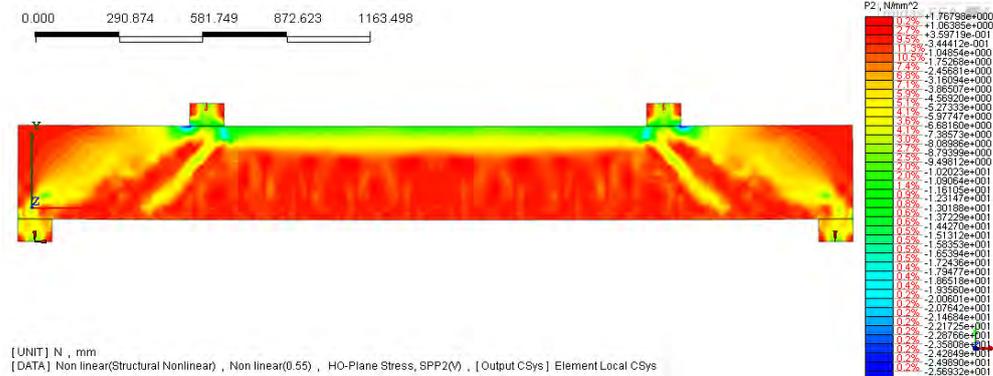
Crack Status allo stadio considerato.

Step22; spost=4.42mm; F=119kN

### Resistenza post-rottura a taglio



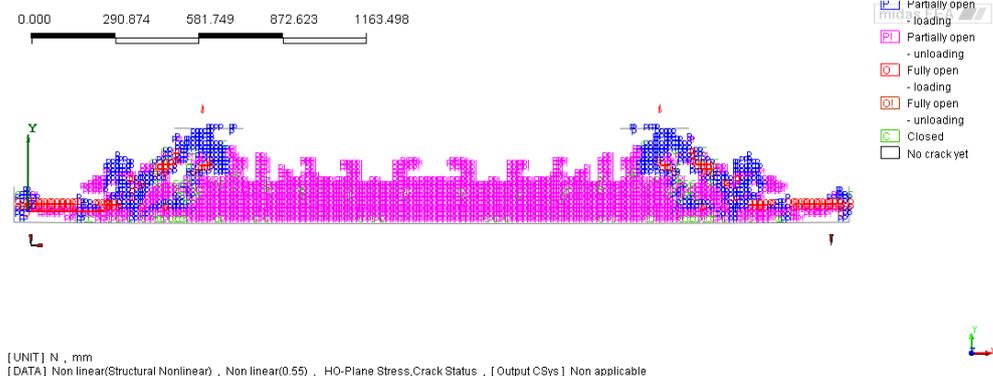
Tensioni sugli elementi Reinforcement.



Tensioni nella direzione principale di compressione.



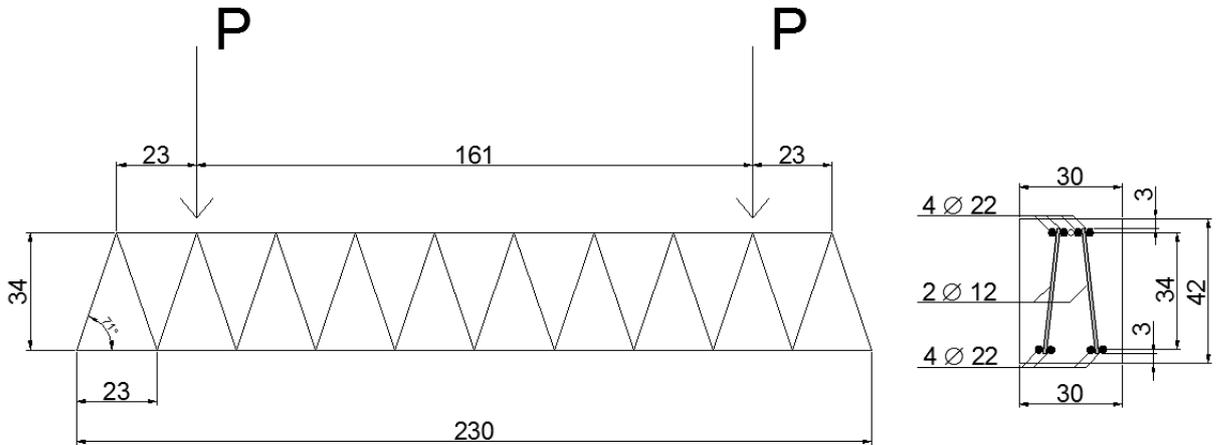
Deformazioni nella direzione principale di trazione.



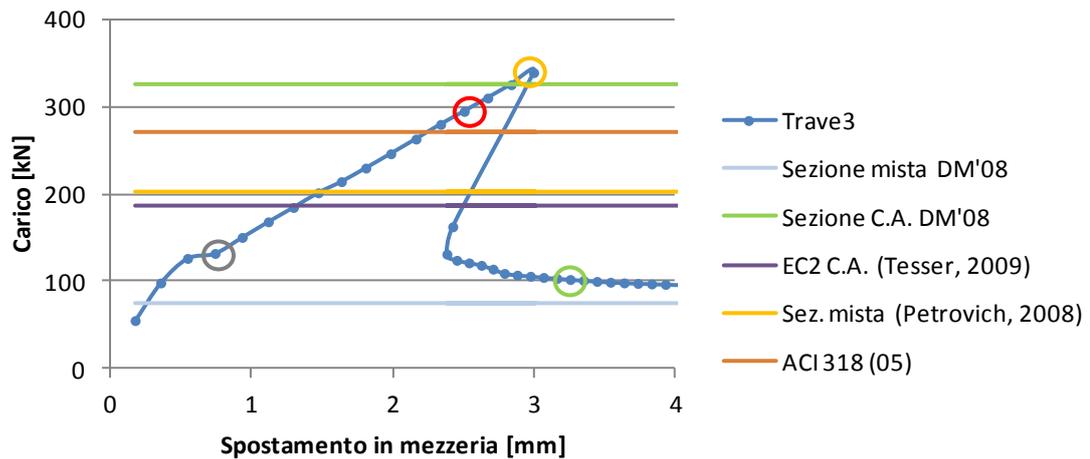
Crack Status allo stadio considerato.

**Trave3:**

| L [m] | B [cm] | H [cm] | P <sub>g</sub> [cm] | B <sub>g</sub> [cm] | H <sub>g</sub> [cm] | α [°] | φ <sub>arm long</sub> [mm] | φ <sub>anime</sub> [mm] |
|-------|--------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|-------|----------------------------|-------------------------|
| 2.3   | 30     | 42     | 23                  | 20                  | 34                  | 71    | 22/22                      | 12                      |



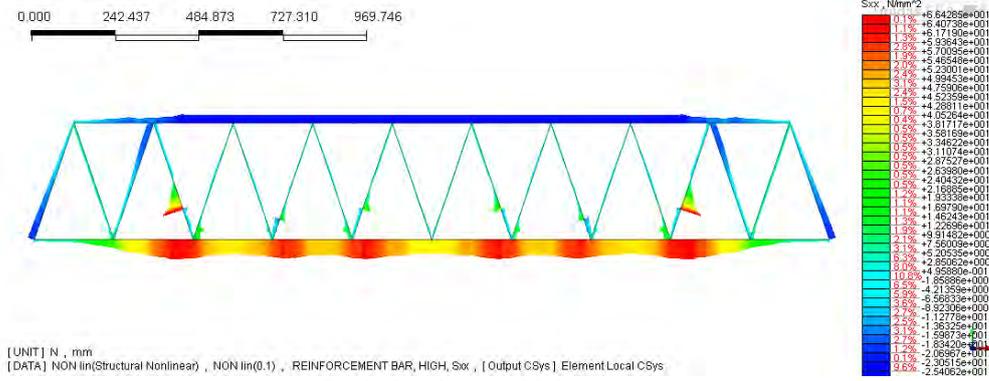
**Curva carico-spostamento**



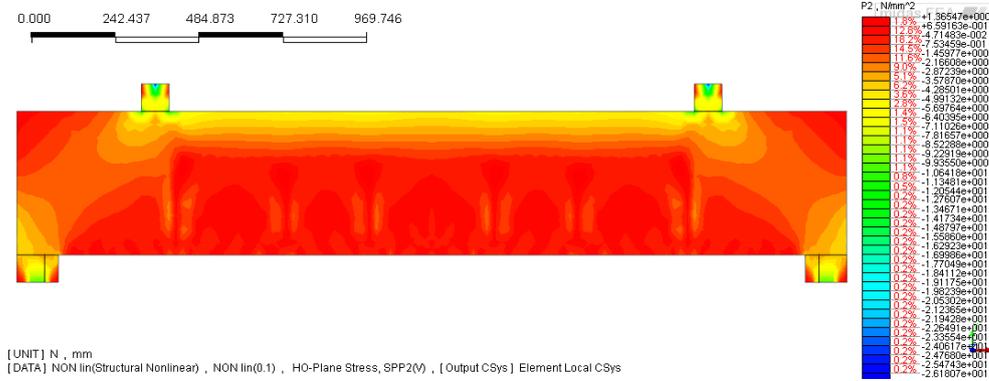
|  |                                 |                     |     | Modello numerico         |                      |                           |
|--|---------------------------------|---------------------|-----|--------------------------|----------------------|---------------------------|
| Trave3: Rapporti tra i carichi previsti dai modelli analitici ed i carichi ottenuti con l'analisi numerica |                                 |                     |     | P <sub>snervamento</sub> | P <sub>rottura</sub> | P <sub>post-rottura</sub> |
|  |                                 |                     |     | [kN]                     | [kN]                 | [kN]                      |
|  |                                 |                     |     | 294                      | 339                  | 100                       |
| Verifiche analitiche   | Sezione mista DM'08             | P <sub>A</sub> [kN] | 76  | 0.26                     | 0.22                 | 0.76                      |
|  | Sezione C.A. DM'08              | P <sub>B</sub> [kN] | 326 | <u>1.11</u>              | <u>0.96</u>          | 3.26                      |
|  | Sezione C.A. (Tesser, 2009)     | P <sub>C</sub> [kN] | 186 | 0.63                     | 0.55                 | 1.86                      |
|  | Sezione mista (Petrovich, 2008) | P <sub>D</sub> [kN] | 202 | 0.69                     | 0.60                 | 2.02                      |
|  | Sezione C.A. ACI 318-05         | P <sub>D</sub> [kN] | 270 | <u>0.92</u>              | 0.80                 | 2.70                      |

**Step4; Spost=0.74mm; F=132kN**

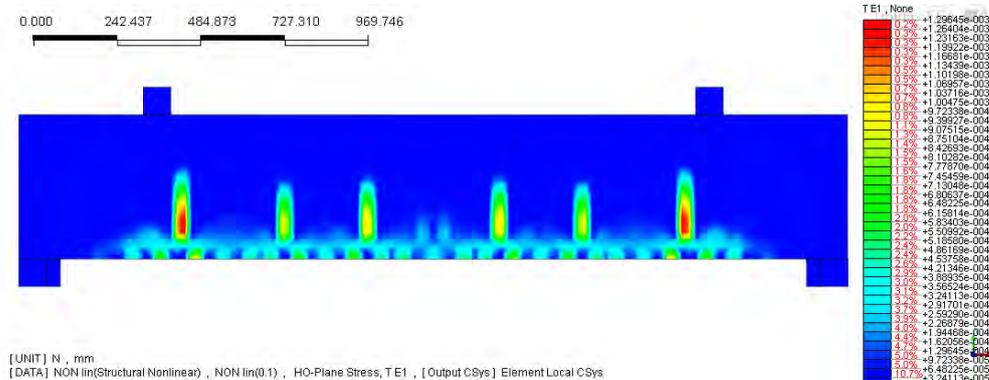
**Fessurazione di tipo flessionale**



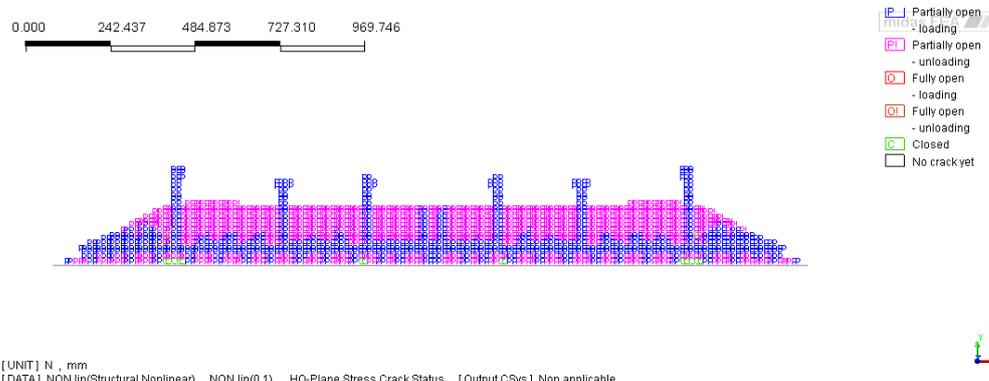
**Tensioni sugli elementi Reinforcement.**



**Tensioni nella direzione principale di compressione.**



**Deformazioni nella direzione principale di trazione.**

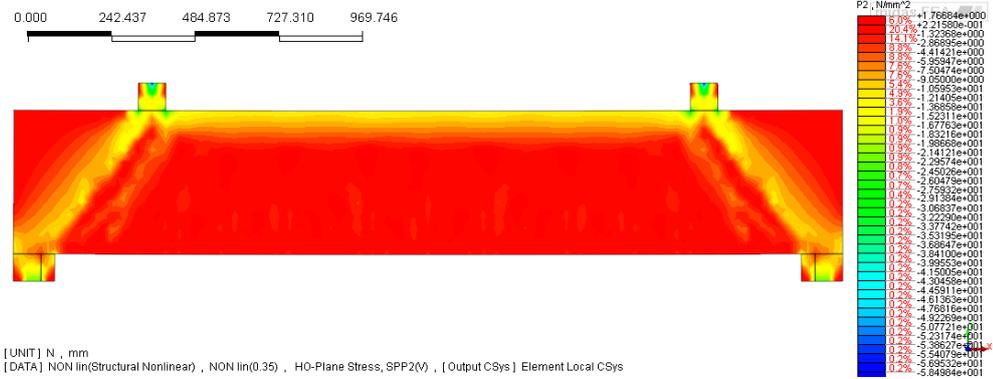


**Crack Status allo stadio considerato.**

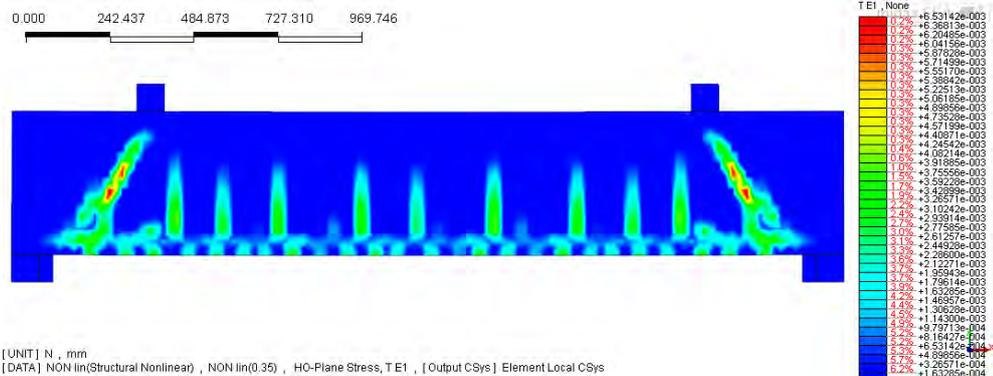
**Step14; Spost=2.50mm: F=295kN**  
**Sernamento prima asta di parete tesa**



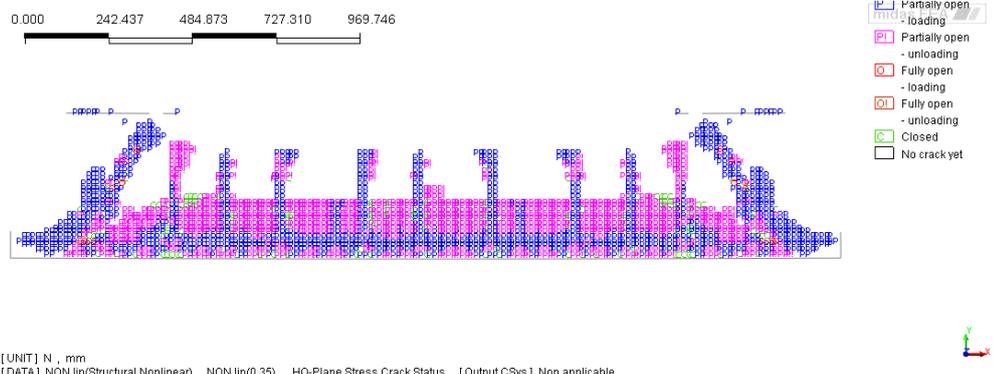
**Tensioni sugli elementi Reinforcement.**



**Tensioni nella direzione principale di compressione.**



**Deformazioni nella direzione principale di trazione.**



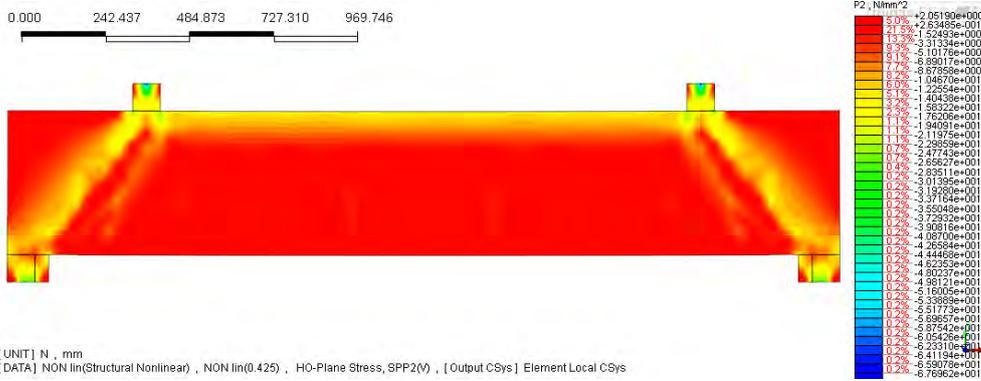
**Crack Status allo stadio considerato.**

# Step17; Spost=2.99mm; F=339kN

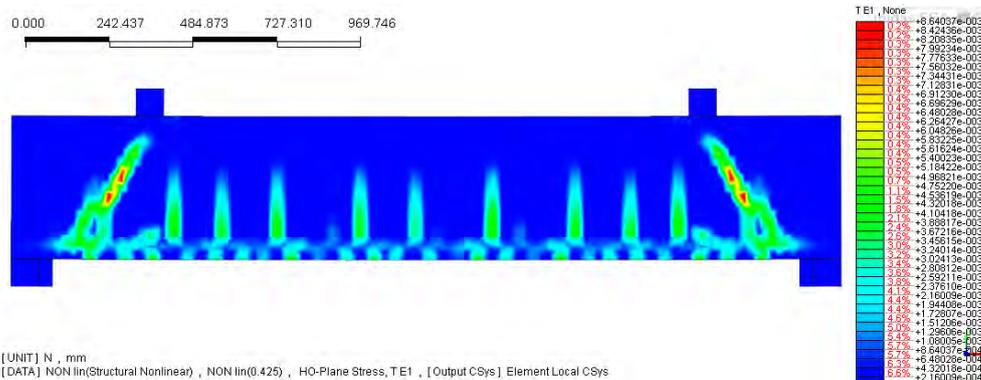
## Resistenza ultima a taglio



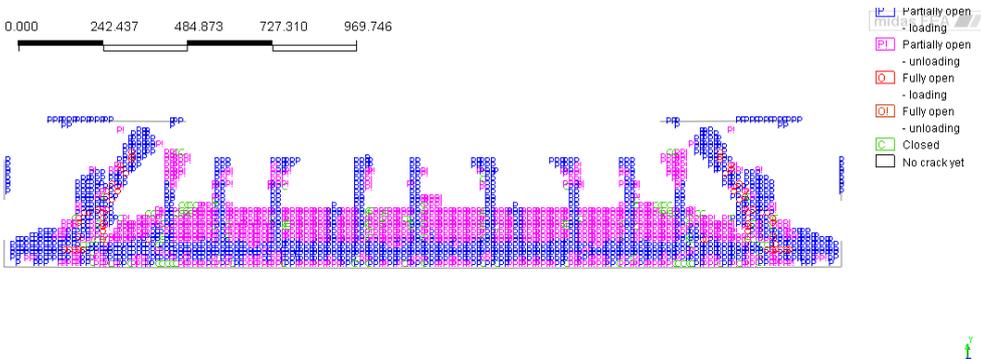
Tensioni sugli elementi Reinforcement.



Tensioni nella direzione principale di compressione.

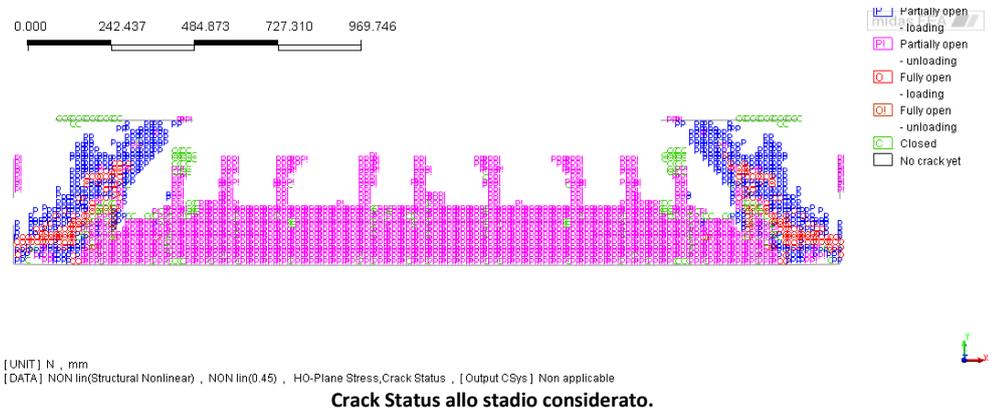
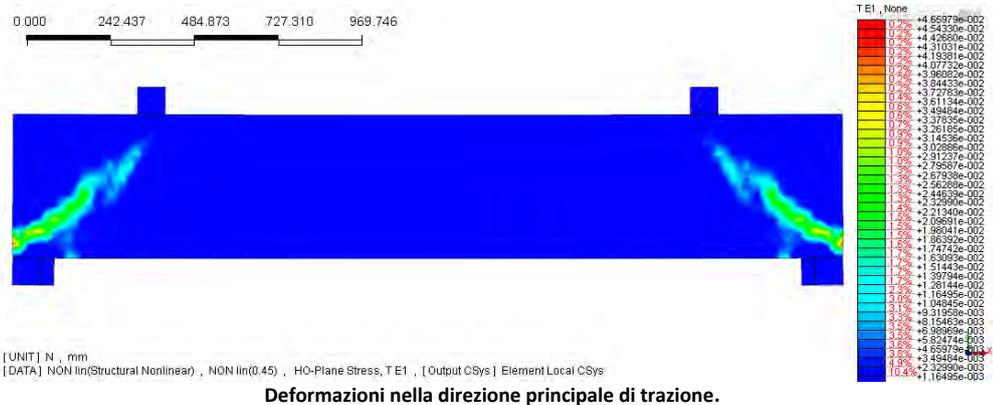
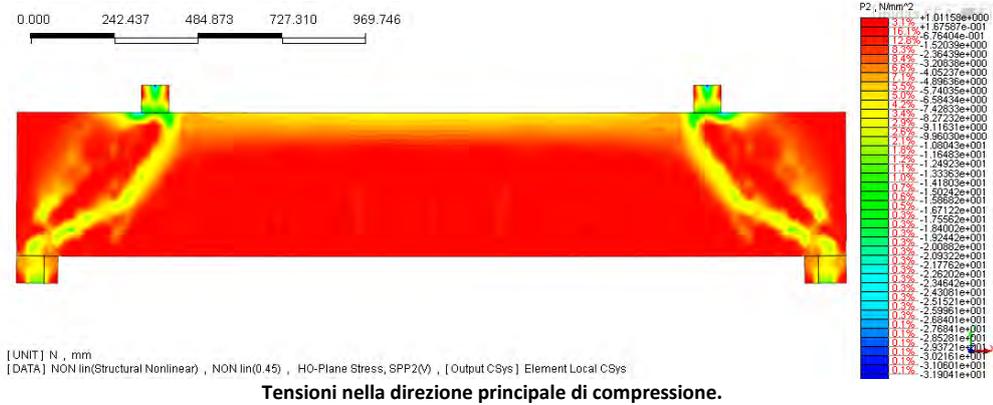
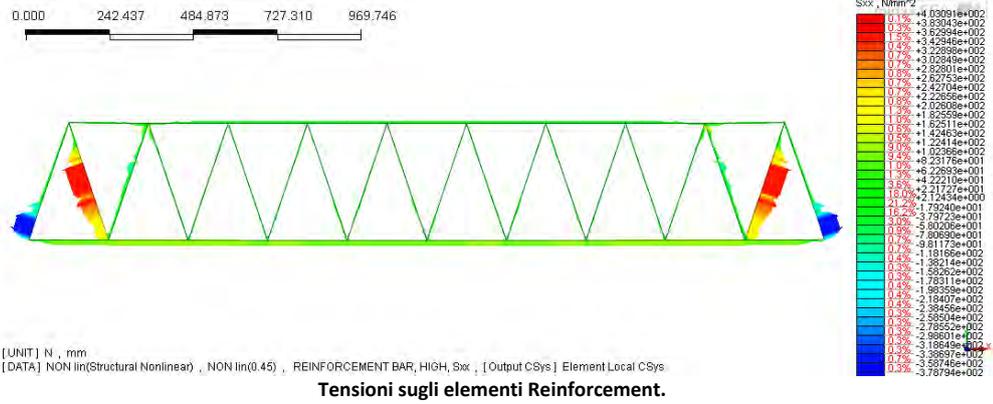


Deformazioni nella direzione principale di trazione.



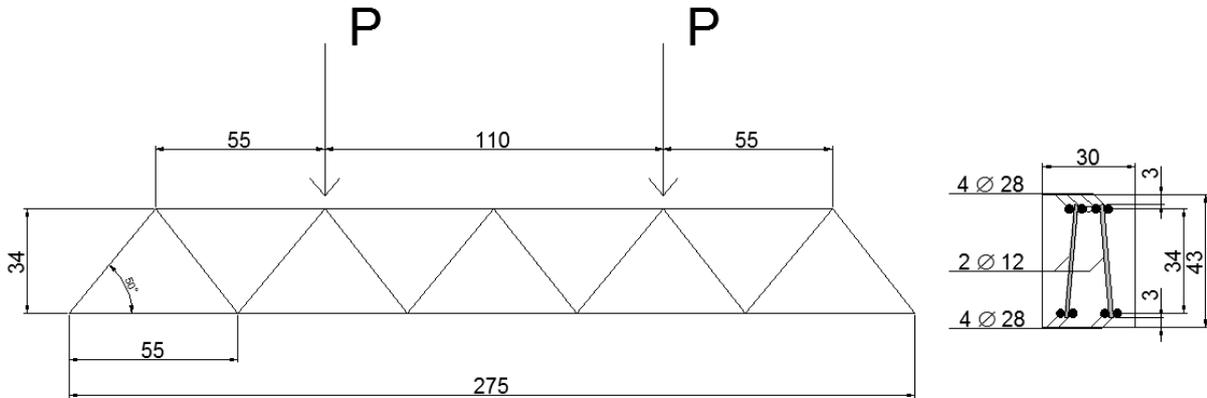
Crack Status allo stadio considerato.

**Step18; Spost=2.42mm; F=162kN**  
**Resistenza post-rottura a taglio**

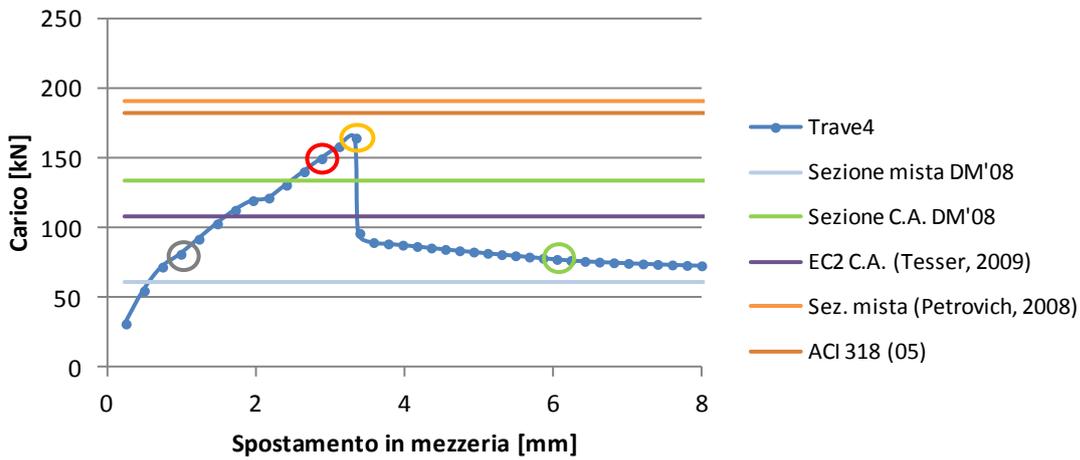


**Trave4:**

| L [m] | B [cm] | H [cm] | P <sub>g</sub> [cm] | B <sub>g</sub> [cm] | H <sub>g</sub> [cm] | α [°] | Φ <sub>arm long</sub> [mm] | Φ <sub>anime</sub> [mm] |
|-------|--------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|-------|----------------------------|-------------------------|
| 2.75  | 30     | 43     | 55                  | 20                  | 34                  | 50    | 28/28                      | 12                      |

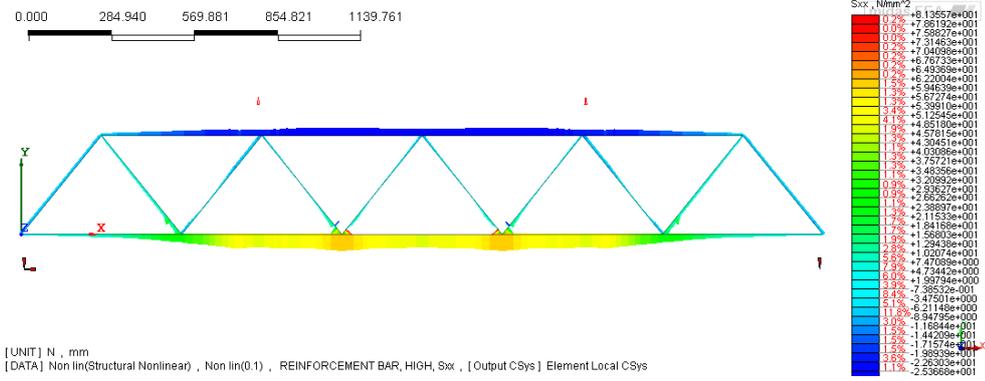


**Curva carico-spostamento**

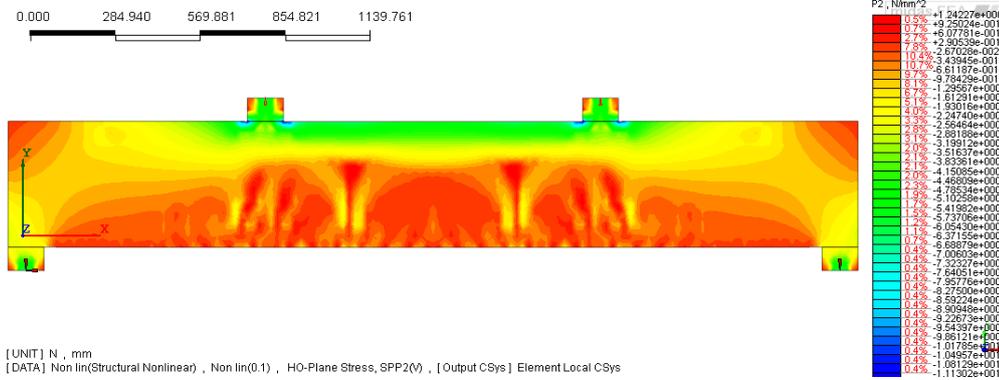


|  |                                 |                     |     | Modello numerico         |                      |                           |
|--|---------------------------------|---------------------|-----|--------------------------|----------------------|---------------------------|
|  |                                 |                     |     | P <sub>snervamento</sub> | P <sub>rottura</sub> | P <sub>post-rottura</sub> |
| Trave4: Rapporti tra i carichi previsti dai modelli analitici ed i carichi ottenuti con l'analisi numerica |                                 |                     |     | [kN]<br>149              | [kN]<br>165          | [kN]<br>72                |
| Verifiche analitiche   | Sezione mista DM'08             | P <sub>A</sub> [kN] | 62  | 0.42                     | 0.38                 | <u>0.86</u>               |
|  | Sezione C.A. DM'08              | P <sub>B</sub> [kN] | 133 | <u>0.89</u>              | <u>0.81</u>          | 1.85                      |
|  | Sezione C.A. (Tesser, 2009)     | P <sub>C</sub> [kN] | 110 | 0.74                     | 0.67                 | 1.53                      |
|  | Sezione mista (Petrovich, 2008) | P <sub>C</sub> [kN] | 191 | 1.28                     | 1.16                 | 2.65                      |
|  | Sezione C.A. ACI 318-05         | P <sub>D</sub> [kN] | 182 | 1.22                     | <u>1.10</u>          | 2.53                      |

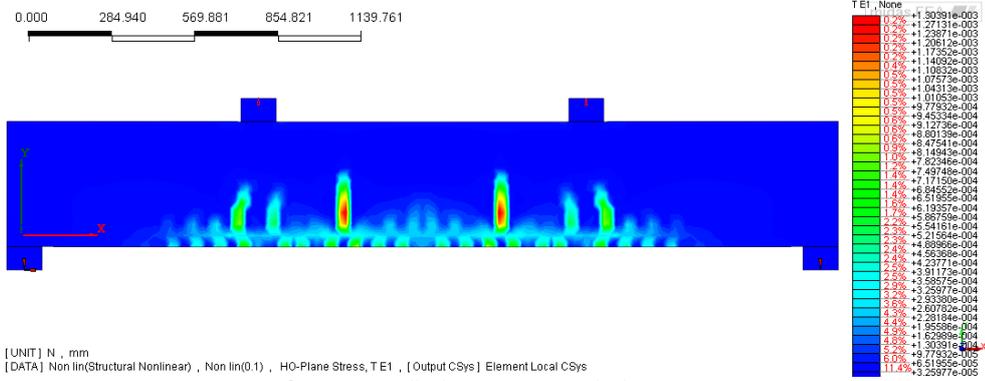
**Step4; Spost=0.98mm; F=81kN**  
**Fessurazione di tipo flessionale**



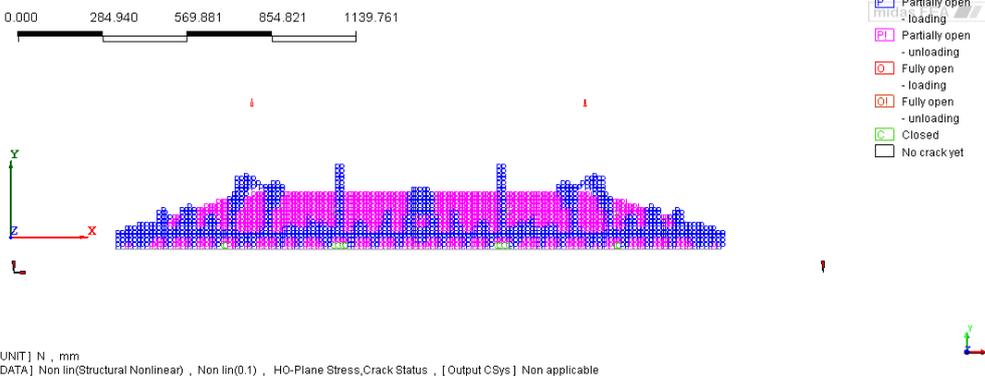
**Tensioni sugli elementi Reinforcement.**



**Tensioni nella direzione principale di compressione.**

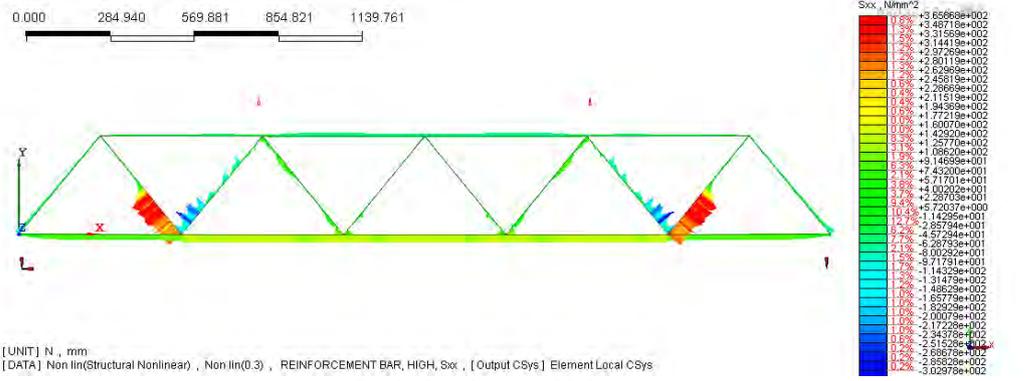


**Deformazioni nella direzione principale di trazione.**

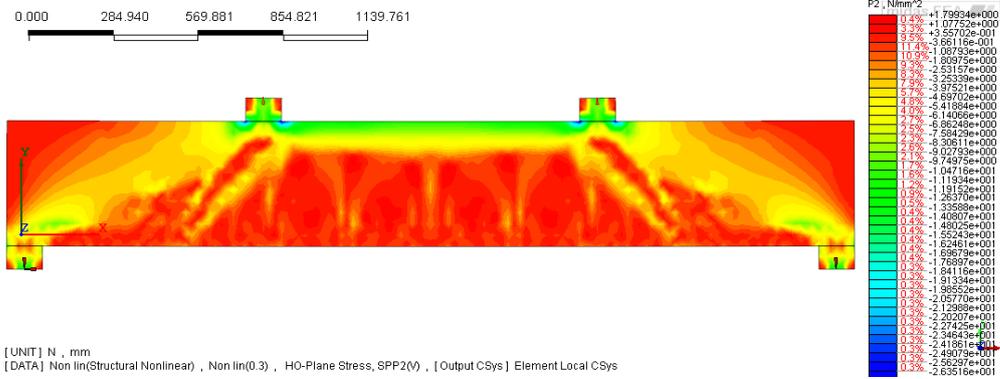


**Crack Status allo stadio considerato.**

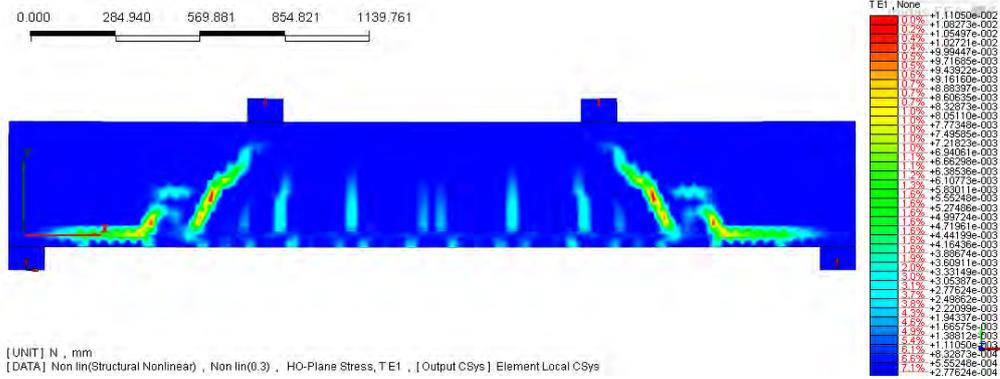
**Step12; Spost=2.87mm; F=149kN**  
**Snervamento prima asta di parete tesa**



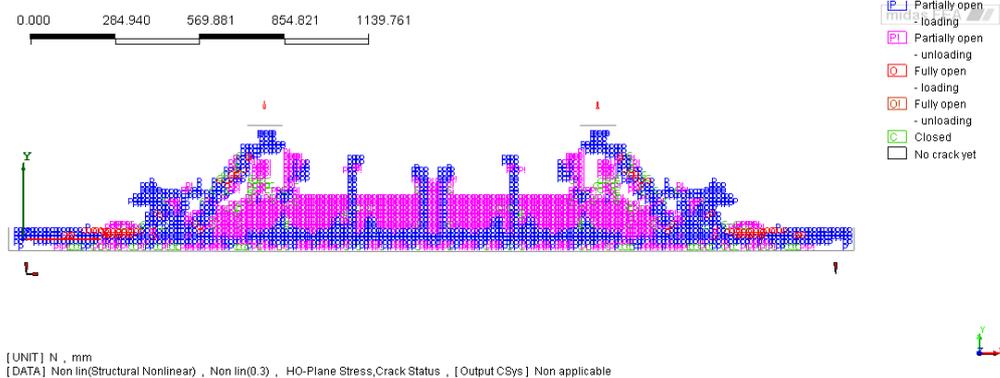
**Tensioni sugli elementi Reinforcement.**



**Tensioni nella direzione principale di compressione.**



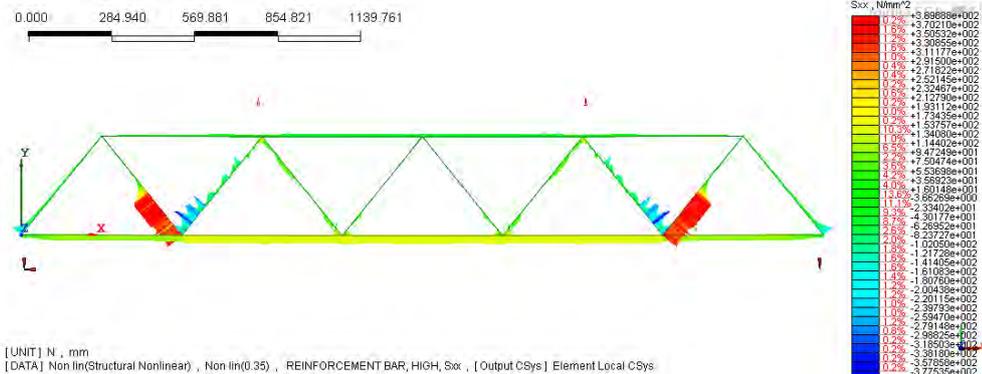
**Deformazioni nella direzione principale di trazione.**



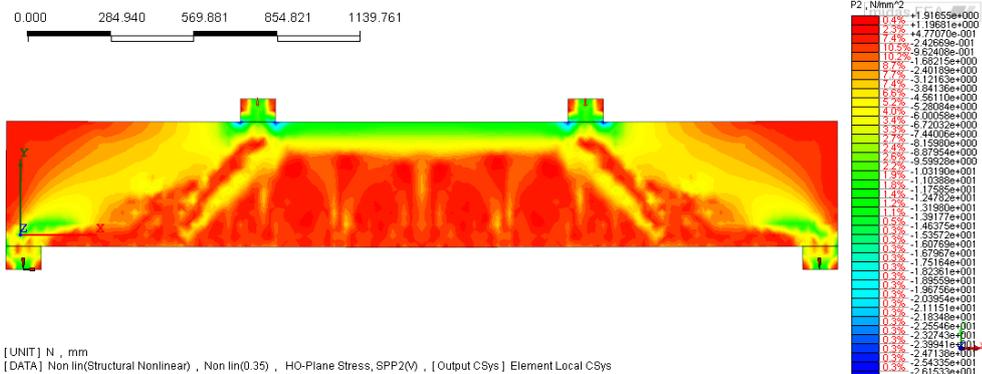
**Crack Status allo stadio considerato.**

Step14; Spost=3.33mm; F=165kN

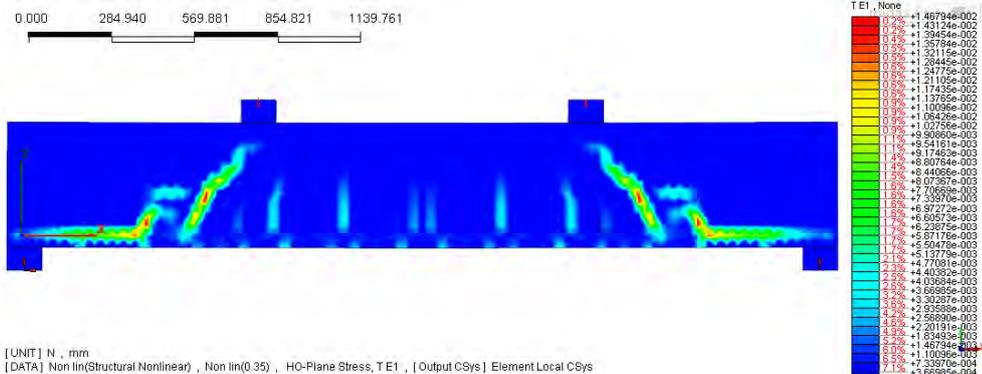
Resistenza ultima a taglio



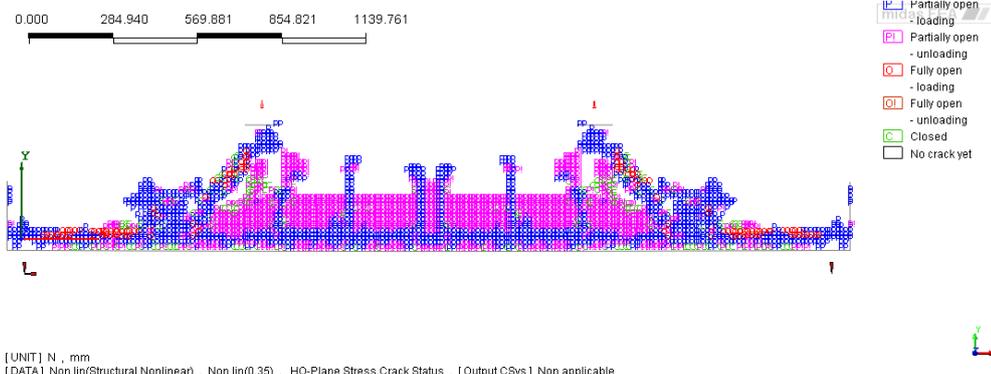
Tensioni sugli elementi Reinforcement.



Tensioni nella direzione principale di compressione.

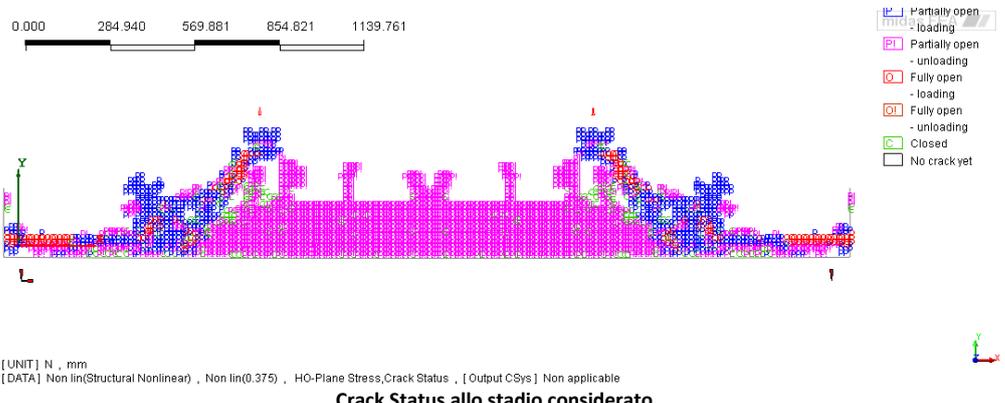
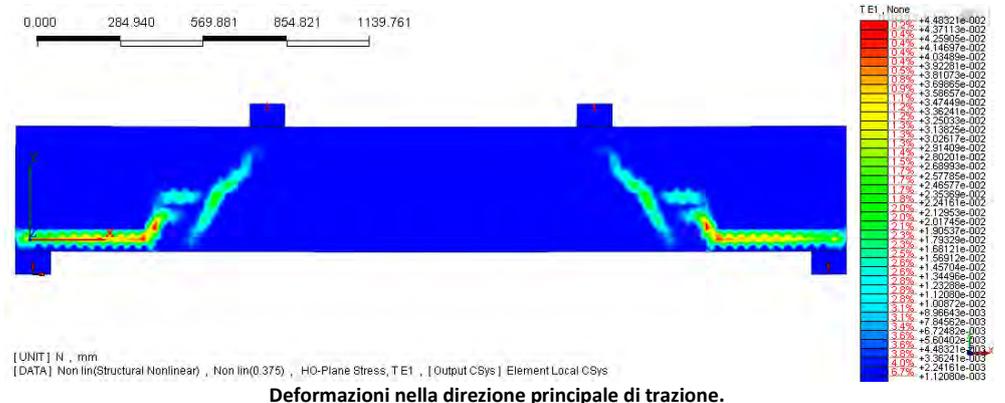
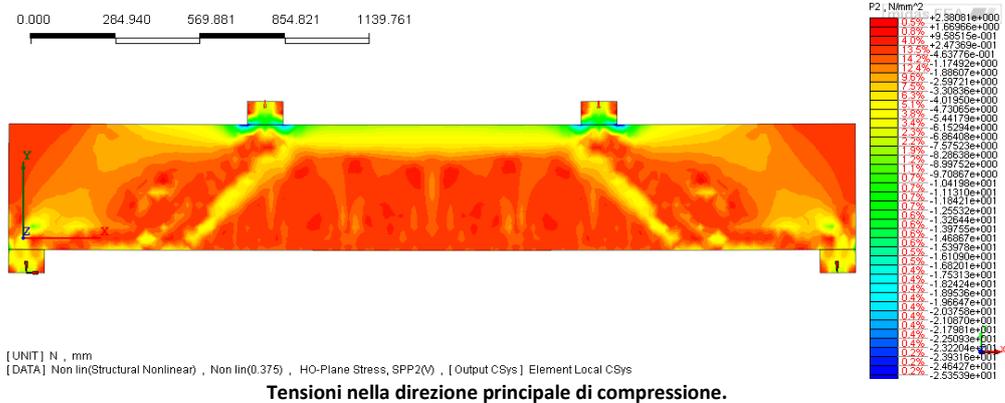
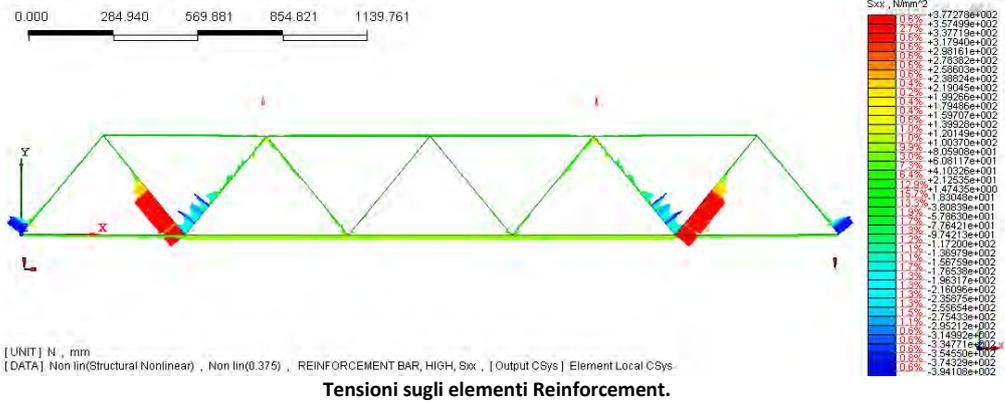


Deformazioni nella direzione principale di trazione.



Crack Status allo stadio considerato.

**Step15; spost=3.57mm; F=96kN**  
**Resistenza post-rottura a taglio**



## 5.7.4 Conclusioni

L'evoluzione della prova in controllo di spostamento mostra un primo tratto elastico della trave interrotto dall'insorgere di fessure quasi verticali di origine flessionale (step riportato nell'analisi precedente).

Successivamente si vedono crescere le deformazioni di trazione (contour delle deformazioni lungo la direzione principale di trazione) in corrispondenza dei correnti inferiori in prossimità degli appoggi e della seconda asta di parete compressa. Con l'aumentare del carico questi due processi si uniscono formando una fessura inclinata con un angolo circa pari a quello delle aste di parete. Tale fessurazione precede la posizione della seconda asta di parete compressa e viene ripresa dalla prima asta di parete tesa che si snerva nella parte inferiore.

Osservando i flussi tensionali lungo la direzione principale di compressione si vede la formazione di un meccanismo taglio-resistente ad arco-tirante. Tale risultato è plausibile in relazione alle condizioni di vincolo e di carico della trave.

All'aumentare del carico le tensioni di compressione vanno sempre più concentrandosi lungo una retta immaginaria che collega la piastra di carico al dispositivo di appoggio della trave. Ciò è dovuto alla fessurazione che porta ad un degrado del materiale nella parte inferiore degli scarichi laterali del sistema ad "arco".

Raggiunta la rottura della trave, le sezioni corrispondenti agli scarichi dell'arco compresso si riducono notevolmente. Anche le direzioni dei flussi tensionali cambiano istantaneamente andando a seguire le geometrie del traliccio di acciaio.

In questo stadio la trave sembra seguire un meccanismo resistente alla Morsch che ricalca la reticolare di acciaio (Tesser, 2009) in relazione alla rigidità maggiore dell'acciaio rispetto al calcestruzzo.

I modelli analitici presenti in letteratura, per le tipologie di *Travi 2* e *4*, sembrano approssimare in maniera soddisfacente i tre stati evolutivi della trave (snervamento acciaio della prima asta tesa, resistenza ultima massima e resistenza residua post-rottura).

In questi casi dalle tabelle sopraproposte si può vedere come la verifica secondo sezione in c.a. DM'08 (assumendo come inclinazione della biella compressa  $\theta=22^\circ$ ) rappresenti bene la condizione rispetto alla quale si ha lo snervamento della prima asta tesa, ed in tal senso si può considerare già rotta la trave.

Tale stima analitica risulta essere inferiore di circa il 20% rispetto al carico che porta a rottura la trave (carico limite ultimo numerico). Questi rapporti di resistenza sono già stati evidenziati nelle sperimentazioni presenti in letteratura (Scotta, 2011).

Dopo la rottura il modello numerico esibisce una resistenza residua offerta dal traliccio snervato e come tale la resistenza può essere calcolata considerando unicamente il traliccio di acciaio. La verifica come Sezione Mista sottostima leggermente questi valori di resistenza (*Trave 2*: 87%; *Trave 4*: 86%). Aggiungendo il contributo del calcestruzzo alla resistenza della reticolare metallica (Petrovich, 2008) si ha una sovrastima del carico a rottura (+2% *Trave 2*; +16% *Trave 4*).

Il carico limite a rottura viene meglio rappresentato (con una leggera sovrastima: +2% *Trave 2*; +10% *Trave 4*) dall'ACI 318 (05). Questa relazione è interessante soprattutto dal punto di vista della scomposizione della resistenza a taglio attraverso un contributo del calcestruzzo ed uno dell'acciaio. In questi due casi fa corrispondere circa il 50% dello sforzo ad entrambi i materiali (*Trave 2*: acciaio=53% e calcestruzzo=47%; *Trave 4*: acciaio=45% e calcestruzzo=55%).

Tali rapporti mostrano buona corrispondenza con la curva carico-spostamento risultante dall'analisi numerica. Si può considerare come contributo dell'acciaio quello relativo alla resistenza residua post-rottura, mentre come contributo del calcestruzzo tutta la parte superiore della curva.

La precedente relazione (Petrovich, 2008) che aggiungeva il contributo del calcestruzzo a quello della reticolare metallica mostra invece contributi dei singoli materiali diversi in percentuale e non compatibili con i risultati dei modelli numerici.

Nel caso della *Trave1* la verifica come trave in c.a. secondo DM'08 sembra dare ancora una buona approssimazione del carico di snervamento della trave (94%). Sottostima invece fortemente il carico a rottura numerico.

La *Trave3* sembra invece rompersi prematuramente dal momento che non si ha una diretta corrispondenza con i risultati della *Trave1*.

La verifica come trave in c.a. ordinaria DM'08 sovrastima lo snervamento della prima asta tesa del 11% circa, mentre invece rappresenta il 96%  $P_{rottura}$ .

Unica corrispondenza riscontrabile è la formulazione secondo ACI 318 (05), la quale in entrambi i casi sottostima leggermente il carico che provoca lo snervamento della prima asta tesa (*Trave 1*: 94%  $P_{snervamento}$ ; *Trave 3*: 92%  $P_{snervamento}$ ).

Le decomposizioni dei singoli contributi dell'acciaio e del calcestruzzo secondo la formulazione americana, in relazione alle geometrie in esame, risultano abbastanza diverse tra le due travi (*Trave 1*: 51% acciaio e 49% calcestruzzo; *Trave 3*: 64% acciaio e 36% calcestruzzo) e non mostrano corrispondenza con le curve carico-spostamento delle analisi numeriche.

Queste ultime infatti sembrano assegnare al calcestruzzo il ruolo prevalente (circa 80%) nella resistenza della trave.

Questo risultato è dovuto probabilmente ad un meccanismo resistente prevalente ad arco-tirante in relazione alla disposizione dei carichi e delle condizioni di vincolo delle travi.

Garantendo un effettivo ancoraggio delle armature longitudinali si potrebbe effettuare quindi una verifica a taglio che consideri il carico in prossimità degli appoggi (NTC'08 §4.1.2.1.3.3), andando a diminuire il taglio sollecitante, o nel nostro caso aumentare il taglio resistente con il coefficiente proposto dalla normativa.

Si nota infine come la verifica secondo EC2, che tiene conto del contributo del corrente compresso (Tesser, 2009), non risulti efficace. La posizione dell'asse neutro troppo alta nella sezione, a causa dalla percentuale di armatura compressa, determina un contributo del corrente compresso di calcestruzzo non importante ai fini della resistenza totale. Inoltre il contributo del corrente compresso dovrebbe essere variabile con l'angolo di fessurazione previsto nel calcestruzzo.

Dai modelli numerici realizzati, si conclude quindi che il modello a traliccio ad inclinazione variabile offre la migliore stima dello snervamento della prima asta tesa ed al contempo una stima cautelativa del carico ultimo di rottura della trave.

In via cautelativa si può assumere comunque, come già evidenziato da altri studi, un'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo pari a  $\theta = 30^\circ$  (Scotta, 2011).

Risultano interessanti, inoltre, i risultati sviluppati con la relazione americana dell'ACI 318. Tale formulazione, anche se supera leggermente la previsione dei modelli numerici, offre una stima dell'effettiva resistenza ultima della trave permettendo la decomposizione dei contributi del calcestruzzo e dell'acciaio.

La verifica come sezione mista acciaio-calcestruzzo, attualmente indicata dalla normativa per la verifica a taglio, è significativa per la condizione post-rottura che viene comunque sottostimata.

Questo a conferma ancora una volta dell'impostazione eccessivamente cautelativa della normativa.

Di seguito si propone una tabella riassuntiva con le conclusioni appena evidenziate.

|                                | TRAVE 1                 | TRAVE 2                                       | TRAVE 3                                 | TRAVE 4                                    |
|--------------------------------|-------------------------|---|---|--|
| <b>Sezione in C.A. DM'08</b>   | Snervamento (91%)       | Snervamento (102%)<br>Resistenza Ultima (88%) | Snervamento (111%)<br>Res. Ultima (96%) | Snervamento (89%)<br>Res. Ultima (81%)     |
| <b>Sezione C.A. ACI 318-05</b> | Snervamento (94%)       | Res. Ultima (102%)<br>C/s 47%; Acciaio 53%    | Res. Ultima (88%)                       | Res. Ultima (110%)<br>C/s 55%; Acciaio 45% |
| <b>Sezione mista DM'08</b>     | Res. Post-Rottura (82%) | Res. Post-Rottura (86%)                       | Res. Post-Rottura (76%)                 | Res. Post-Rottura (87%)                    |

I modelli numerici sviluppati nello studio preliminare necessitano comunque della validazione sperimentale, dal momento che solo sperimentalmente l'ipotesi di aderenza perfetta tra acciaio e calcestruzzo relativa all'uso di elementi *reinforcement* può essere comprovata.

Nel caso che questa ipotesi non sia soddisfatta si può procedere ad una riduzione del modulo elastico dell'acciaio per simulare una maggior deformabilità del sistema, oppure ad una modellazione con

elementi *truss* (per le armature) più elementi interfaccia (per l'aderenza acciaio-calcestruzzo) o *plane stress* (per le armature) più elementi interfaccia.

Quest'ultima modellazione potrebbe essere particolarmente significativa in relazione alla rigidità dei nodi del traliccio metallico ed alla conseguente concentrazione di tensioni nelle connessioni tra aste di parete e correnti longitudinali (Minelli e Riva, 2009).

Viene però enormemente complicata dalle geometrie previste delle travi TRR PONTE®, che costringerebbero l'adozione di mesh fortemente irregolari con analisi molto onerose dal punto di vista del calcolo.

Dalle prove sperimentali si potrà inoltre verificare il corretto funzionamento dei particolari costruttivi relativi al traliccio di acciaio come i dispositivi di appoggio (ancoraggi al taglio) e le saldature tra correnti ed aste di parete.

Tali dettagli costruttivi possono influenzare significativamente la risposta globale della trave come dimostrano le prove sperimentali disponibili in letteratura.

## 6. Caso studio

### 6.1 Ponte sul Fiume Meolo

Il caso studio preso come riferimento è il ponte autostradale sul fiume Meolo tra Quarto d'Altino e San Donà di Piave. Il progetto originale riguardava l'ampliamento della A4 con la terza corsia.

Il sito si trova sul confine tra il comune di Meolo (VE) e di Monastier di Treviso (TV).

L'opera si compone di due impalcati affiancati (uno per ogni direzione di marcia).



Foto aerea del ponte sul fiume Meolo (<https://maps.google.it/>).

Ciascun impalcato è stato realizzato con 8 travi prefabbricate in c.a.p. ad un interasse di circa 2.6 m con sovrastante soletta collaborante. L'altezza delle travi è stata mantenuta costante lungo tutto lo sviluppo del ponte e pari a 90 cm. Anche lo spessore della soletta pari a 25 cm è stato mantenuto costante su tutto lo sviluppo dell'impalcato.

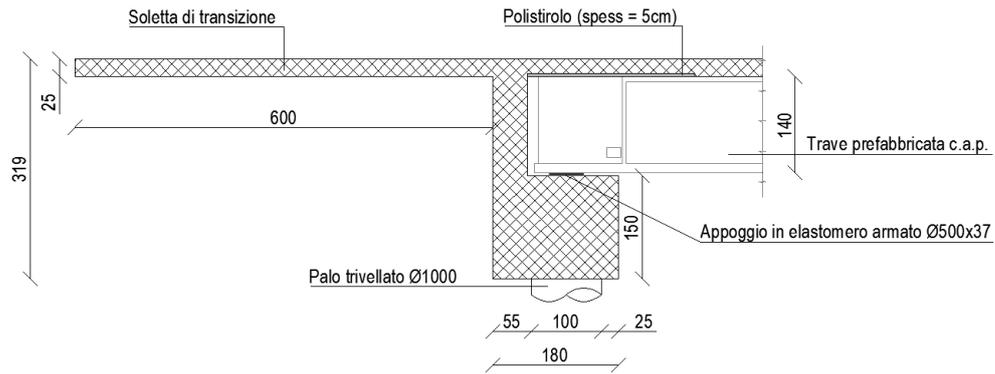
Le dimensioni dell'impalcato prevedono una luce di calcolo pari a 20 m ed una larghezza di 20.30 m.

Le sottostrutture sono costituite da due berlinesi di pali di diametro  $\phi=1000\text{mm}$  con sovrastante traverso di testata con funzione di appoggio di spalla per le travi di impalcato. La lunghezza dei pali di fondazione è pari a 14 m.

In riferimento alla protezione della struttura per azioni sismiche si è realizzata una connessione con le spalle per mezzo di una soletta continua che dall'impalcato si estende fino a connettersi con le spalle.

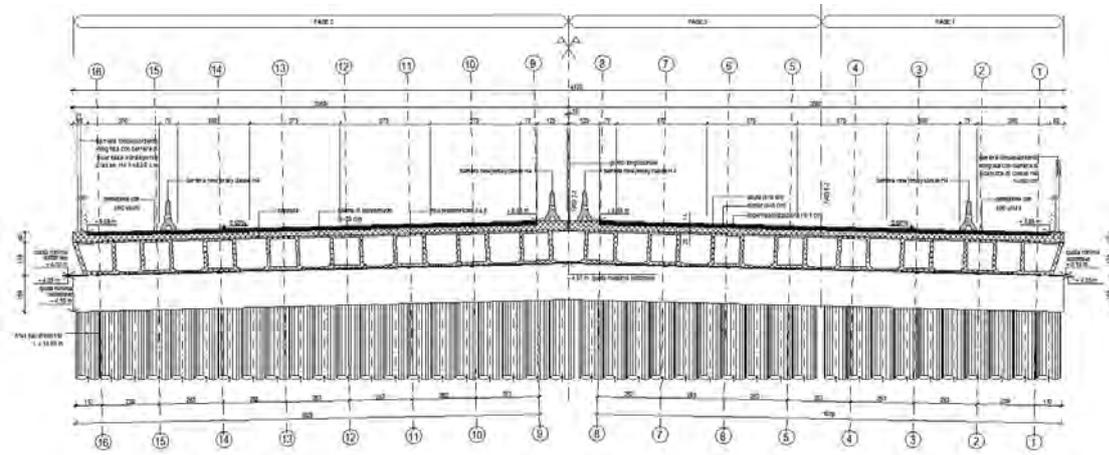
I dispositivi di appoggio sono costituiti da puntatori in gomma armata.

L'opera può essere classificata come ponte "semi-integrale" in quanto non esiste una connessione rigida tra impalcato e sottostrutture.

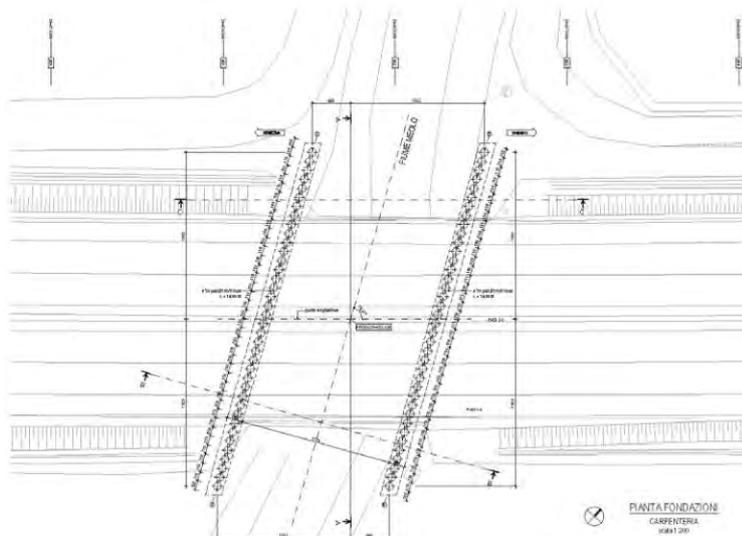


Sezione longitudinale spalla "Ponte sul fiume Meolo".

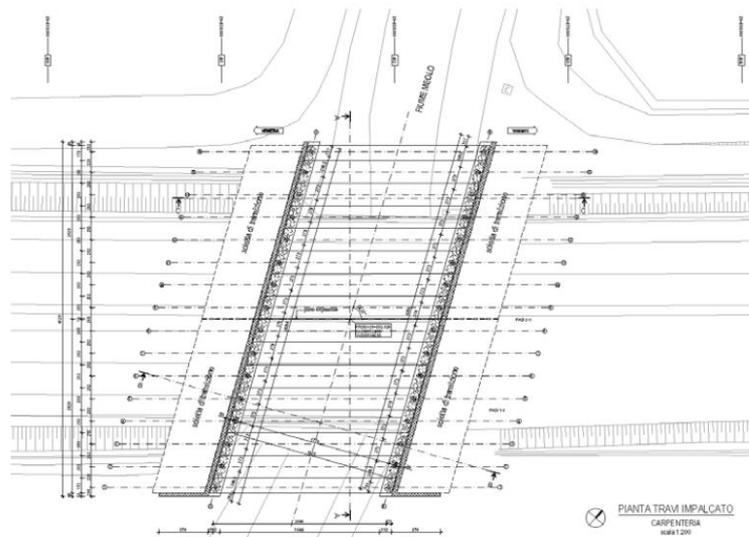
Di seguito vengono proposte alcune immagini delle carpenterie generali della infrastruttura.



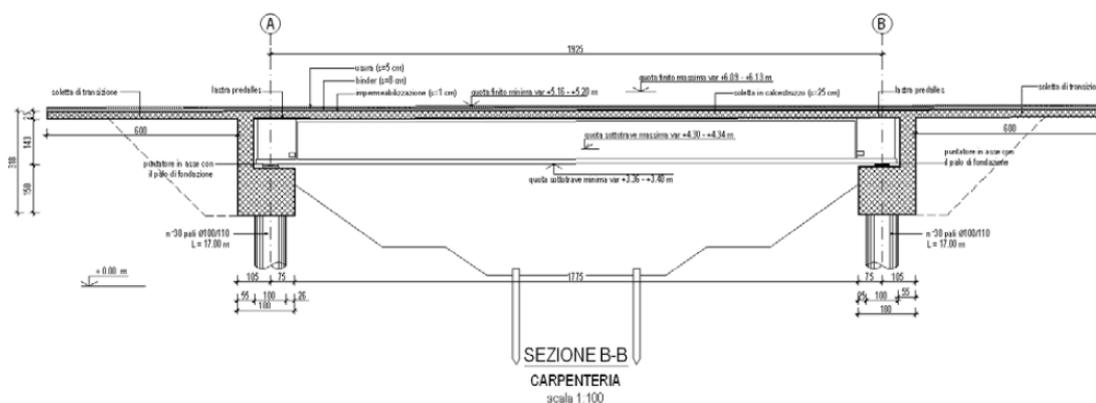
Sezione trasversale dell'impalcato "Ponte sul fiume Meolo".



Pianta fondazioni "Ponte sul fiume Meolo".



Pianta impalcato "Ponte sul fiume Meolo".

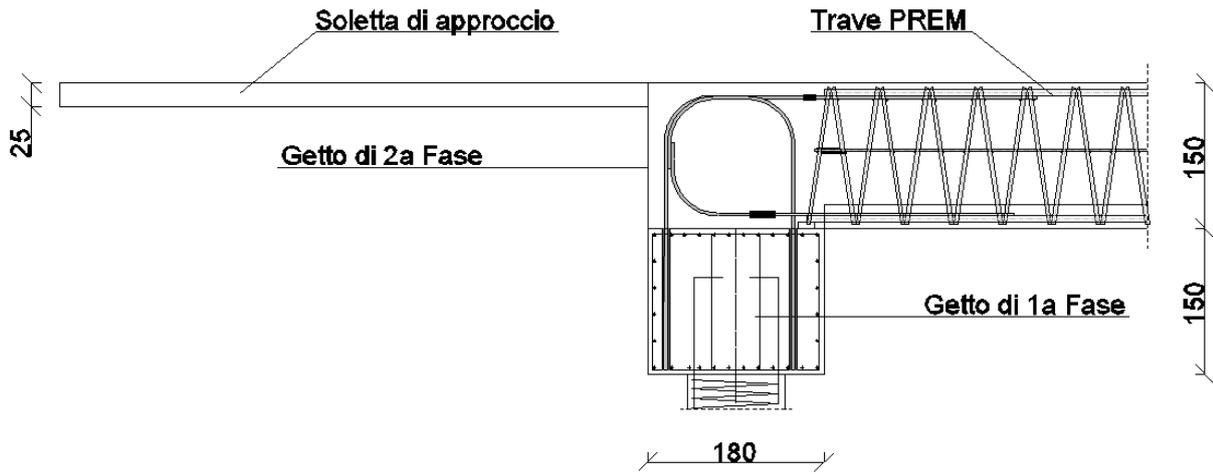


Sezione longitudinale "Ponte sul fiume Meolo".

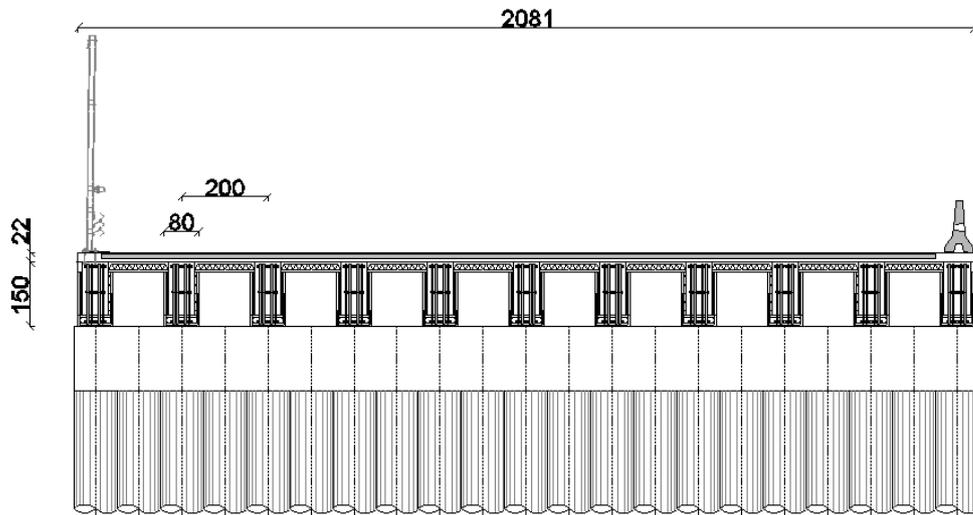
L'obiettivo è di riproporre l'opera attraverso una progettazione integrale con solidarizzazione tra impalcato e spalle.

La struttura di impalcato proposta sarà costituita da 11 travi PREM di altezza 1.50m compresa la soletta collaborante superiore di 25 cm di altezza ad un interasse di 2 m circa. Come semplificazione del problema si trascura l'inclinazione in pianta dell'impalcato.

Di seguito si propone una sezione longitudinale a livello della spalla ed un sezione trasversale del ponte integrale progettato con travi PREM.



Sezione longitudinale spalla "Ponte sul Meolo" versione con travi PREM (misure espresse in cm).



Sezione trasversale dell'impalcato "Ponte sul Meolo" versione con travi PREM (misure espresse in cm).

## 6.2 Normative di riferimento

### Durabilità

- 1) UNI EN 206-1:2006, "Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- 2) UNI 11104

### Analisi dei carichi

- 1) Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".
- 2) Circolare n°617 02/02/2009, "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D:M: 14-01-2008".
- 3) UNI EN1991-1-1 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici".
- 4) UNI EN1991-2 "Azioni sulle strutture. Carichi da traffico sui ponti".
- 5) UNI EN1991-1-4 "Azioni sulle strutture. Azioni in generale – Azioni del vento".
- 6) UNI EN1991-1-5 "Azioni sulle strutture. Azioni in generale – Azioni termiche".

## 6.3 Caratteristiche dei materiali

### Calcestruzzo per impalcato e travi PREM

|  |                      |
|--|----------------------|
| Denominazione  | C32/40               |
| Resistenza a compressione cubica caratteristica        | $R_{ck} = 40.00$ MPa |
| Resistenza a compressione cilindrica ( $0.83 R_{ck}$ ) | $f_{ck} = 33.20$ MPa |
| Resistenza a trazione media                            | $f_{ctm} = 3.10$ MPa |
| Modulo elastico  | $E_{cm} = 33.64$ GPa |
| Coefficiente di sicurezza parziale                     | $\gamma_{m,c}=1.50$  |
| Resistenza a compressione cilindrica di calcolo        | $f_{cd} = 18.81$ MPa |
| Resistenza a trazione di calcolo                       | $f_{ctd} = 1.45$ MPa |

### Calcestruzzo per pile e spalle

|  |                      |
|--|----------------------|
| Denominazione  | C28/35               |
| Resistenza a compressione cubica caratteristica        | $R_{ck} = 35.00$ MPa |
| Resistenza a compressione cilindrica ( $0.83 R_{ck}$ ) | $f_{ck} = 28.00$ MPa |
| Resistenza a trazione media                            | $f_{ctm} = 2.83$ MPa |

|   |                              |
|---|------------------------------|
| Modulo elastico                                 | $E_{cm} = 32.59 \text{ GPa}$ |
| Coefficiente di sicurezza parziale              | $\gamma_{m,c}=1.50$          |
| Resistenza a compressione cilindrica di calcolo | $f_{cd} = 16.46 \text{ MPa}$ |
| Resistenza a trazione di calcolo                | $f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa}$ |

### **Calcestruzzo per pali**

|   |                              |
|---|------------------------------|
| Denominazione   | C25/30                       |
| Resistenza a compressione cubica caratteristica       | $R_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$ |
| Resistenza a compressione cilindrica (0.83 $R_{ck}$ ) | $f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$ |
| Resistenza a trazione media                           | $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$ |
| Modulo elastico                                       | $E_{cm} = 31.45 \text{ GPa}$ |
| Coefficiente di sicurezza parziale                    | $\gamma_{m,c}=1.50$          |
| Resistenza a compressione cilindrica di calcolo       | $f_{cd} = 14.11 \text{ MPa}$ |
| Resistenza a trazione di calcolo                      | $f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa}$ |

### **Acciaio ordinario per armature**

|   |                                   |
|---|-----------------------------------|
| Denominazione   | B 450C                            |
| Resistenza a trazione caratteristica                                    | $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$        |
| Tensione di snervamento caratteristica                                  | $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$        |
| Allungamento uniforme al carico massimo                                 | $\epsilon_{uk} > 70 \text{ ‰}$    |
| Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento                       | $1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$       |
| Modulo elastico   | $E_s = 200 \text{ GPa}$           |
| Coefficiente di sicurezza parziale                                      | $\gamma_{m,s}=1.15$               |
| Tensione di snervamento di calcolo                                      | $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$        |
| Deformazione di snervamento di calcolo                                  | $\epsilon_{syd} = 1.96 \text{ ‰}$ |
| Deformazione allo stato limite SLU $\epsilon_{ud} = 0.90 \epsilon_{uk}$ | $\epsilon_{ud} = 63 \text{ ‰}$    |

### **Acciaio da carpenteria metallica (Travi PREM)**

|                                    |                         |
|------------------------------------|-------------------------|
| Denominazione                      | S 355                   |
| Coefficiente di sicurezza parziale | $\gamma_{m,s}=1.05$     |
| Modulo elastico                    | $E_s = 210 \text{ GPa}$ |

Per spessori  $s \leq 40\text{mm}$

|  |                                   |
|--|-----------------------------------|
| Resistenza a trazione caratteristica   | $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$        |
| Tensione di snervamento caratteristica | $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$        |
| Tensione di snervamento di calcolo     | $f_{yd} = 338 \text{ MPa}$        |
| Deformazione di snervamento di calcolo | $\epsilon_{syd} = 1.61 \text{ ‰}$ |

Per spessori  $s > 40\text{mm}$

|  |                                   |
|--|-----------------------------------|
| Resistenza a trazione caratteristica   | $f_{tk} = 470 \text{ MPa}$        |
| Tensione di snervamento caratteristica | $f_{yk} = 335 \text{ MPa}$        |
| Tensione di snervamento di calcolo     | $f_{yd} = 319 \text{ MPa}$        |
| Deformazione di snervamento di calcolo | $\epsilon_{syd} = 1.52 \text{ ‰}$ |

### Classi di esposizione e prescrizioni del calcestruzzo

Le classi di calcestruzzo adottate per i diversi elementi strutturali traggono giustificazione dalle norme EN206-1 ed UNI 11104. Queste vengono dedotte dal tipo di elemento strutturale in esame, in particolare si individuano tre classi di esposizione per gli elementi in esame.

| Classe di esposizione | Ambiente  | Esempi di strutture che si trovano nella classe di esposizione |
|-----------------------|---|--|
| XC2                   | Bagnato, raramente asciutto                                     | Fondazioni e strutture interrato                               |
| XC4                   | Ciclicamente bagnato e asciutto                                 | Strutture esterne esposte all'acqua piovana                    |
| XF4                   | Elevata saturazione di acqua, con antigelo oppure acqua di mare | Strade ed impalcati da ponte esposti all'antigelo              |

Classi di esposizione secondo la UNI 11104 in applicazione della UNI EN 206 (tratto da Aicap).

In relazione alla classe di esposizione dei calcestruzzi si determinano i seguenti valori del copriferro minimo e di resistenza minima.

| Classe di esposizione | Rapporto max a/c | Classe di resistenza minima | Contenuto minimo di cemento ( $\text{kg/m}^3$ ) | Contenuto minimo di aria (%) | $c_{\text{min,dur}}$ (mm) |
|-----------------------|------------------|-----------------------------|---|------------------------------|---------------------------|
| XC2                   | 0.6              | C25/30                      | 260   | -                            | 30                        |
| XC4                   | 0.5              | C30/37                      | 300   | -                            | 35                        |
| XF4                   | 0.45             | C30/37                      | 340   | -                            | 24                        |

Prestazioni e copri ferri minimi da garantire ai calcestruzzi.

## Copriferri delle armature

Il copri ferro MINIMO  $c_{min}$  che soddisfa sia i requisiti relativi all'aderenza sia alla durabilità vale:

$$c_{min} = \max[c_{min,dur}; (c_{min,dur} - \Delta c_{dur,add}); 10mm]$$

- $c_{min,b}$  copriferro minimo dovuti al requisito di aderenza ( $b = \text{"bond"}$ ) con  $c_{min,b} \geq \phi$  dell'armatura
- $c_{min,dur}$  copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali ( $dur = \text{"durability"}$ )
- $\Delta c_{dur,add}$  riduzione del copri ferro minimo per la durabilità in presenza di protezioni aggiuntive

Il copri ferro NOMINALE  $c_{nom}$ , da considerare nel progetto delle armature e riportare nei disegni esecutivi, è somma:

- del copri ferro minimo  $c_{min}$
- della tolleranza di posizionamento delle armature  $\Delta c_{dev}$  assunta pari a 10 mm.

In realtà, essendo prodotta in stabilimento la Trave reticolare mista, le tolleranze circa il posizionamento delle armature dovrebbero essere minori.

Il copriferro diventa quindi un particolare costruttivo che concerne solo la durabilità dell'elemento strutturale e da stabilirsi di concerto col produttore delle travi.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Si assumono quindi i seguenti valori per i copriferri nominali.

| Elemento strutturale | Classe di Esposizione | $\phi; c_{min,b}$<br>(mm) | $c_{min,dur}$<br>(mm) | $\Delta c_{dur,add}$<br>(mm) | $c_{dur}$<br>(mm) | $c_{nom}$<br>(mm) | $c_{min}$<br>(mm) |
|----------------------|-----------------------|---------------------------|-----------------------|------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Soletta impalcato    | XF4                   | 24                        | 0                     | 0                            | 0                 | 24                | 34                |
| Trave PREM           | XC4                   | 50                        | 0                     | 0                            | 0                 | 50                | 60                |
| Spalle               | XC2                   | 30                        | 0                     | 0                            | 0                 | 30                | 40                |
| Pali di fondazione   | XC2                   | 30                        | 0                     | 0                            | 0                 | 30                | 40                |

## Classe di consistenza del calcestruzzo

In relazione agli interferriti ed alla dimensione massima degli aggregati si raccomanda una classe di consistenza S5.

## 6.4 Analisi dei carichi

### 6.4.1 Azioni Permanenti

Per le azioni permanenti si fa riferimento al paragrafo 5.1.3.1 delle NTC'08, nel quale si precisa che debbono essere tenuti in conto i seguenti contributi:

- 1- Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali:  $g_1$ .
- 2- Carichi permanenti portati:  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
- 3- Altri permanenti:  $g_3$  (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

#### 6.4.1.1 Carichi permanenti strutturali ( $g_1$ )

Il peso proprio delle strutture componenti accessorie dell'impalcato, delle fondazioni e delle spalle viene considerato automaticamente dal software attraverso la massa strutturale del materiale assegnato all'elemento finito.

Nel caso delle travi PREM poiché in *Fase1* le sollecitazioni maturano su uno schema statico di semplice appoggio, non vi è trasmissione di momento flettente sulle spalle. I carichi di *Fase1* verranno quindi inseriti nel modello come carichi concentrati verticali sugli appoggi delle travi (questi rappresentano le reazioni vincolari della trave in semplice appoggio;  $P=1200/2=600\text{kN}$ ).

#### 6.4.1.2 Carichi permanenti non strutturali ( $g_2$ )

I carichi permanenti non strutturali sono rappresentati dalla pavimentazione, dai cordoli di calcestruzzo e dalle barriere di sicurezza, riassumibili come un carico globale di superficie.

Moltiplicati per l'area di influenza della singola trave, si inseriscono nel modello come carichi uniformi di linea.

| Carichi di superficie | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | spess (m) | q (kN/m <sup>2</sup> ) | Larghezza (m) | q (kN/m) |
|-----------------------|-------------------------------|-----------|------------------------|---------------|----------|
| Pavimentazione        | 22                            | 0.15      | 3.30                   | 18.75         | 61.88    |
| Cordolo perimetrale   | 25                            | 0.2       | 5.00                   | 1.25          | 6.25     |
| Cordolo centrale      | 25                            | 0.2       | 5.00                   | 0.6           | 3.00     |

|                                 |       |
|---------------------------------|-------|
| <b>q tot (kN/m)</b>             | 71.13 |
| <b>q tot (kN/m<sup>2</sup>)</b> | 3.45  |

## 6.4.2 Deformazioni impresse

Le distorsioni che debbono essere valutate in fase di progetto sono indicate al paragrafo 5.1.3.2 delle NTC'08 sono:

- 1- Distorsioni e presollecitazioni di progetto:  $\varepsilon_1$ .

Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.

- 2- Effetti reologici: ritiro e viscosità  $\varepsilon_2$ ; Variazioni termiche  $\varepsilon_3$ .

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definite nelle relative sezioni delle presenti Norme Tecniche.

- 3- Cedimenti vincolari:  $\varepsilon_4$ .

Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

### 6.4.2.1 Ritiro

I problemi relativi al comportamento reologico del calcestruzzo devono essere considerati sia alla luce dello schema statico che si vuole progettare (ponte integrale) sia nei riguardi dell'elemento strutturale che si intende adottare (trave PREM).

Il ritiro consta in una variazione di volume del calcestruzzo durante la fase di presa ed indurimento. Tali deformazioni (il rigonfiamento rappresenta il comportamento duale del calcestruzzo) sono indipendenti dal livello del carico e dipendono invece da: spessore dell'elemento, area di esposizione, umidità atmosferica, natura mineralogica degli aggregati, rapporto acqua/cemento e proprietà chimiche del cemento.

Generalmente si suddivide il ritiro in due componenti: il ritiro igrometrico ed il ritiro autogeno.

Tale distinzione viene recepita anche dalla normativa italiana NTC'08 §11.2.10.6 (uguali relazioni si trovano nell'Eurocodice 2).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Dove:

- $\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro
- $\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento
- $\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno

Il ritiro igrometrico (o da essiccamento) è causato dall'evaporazione dell'acqua non chimicamente combinata che si trova nel calcestruzzo.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro igrometrico viene definita in normativa dalla relazione:

$$\varepsilon_{cd} = k_h \varepsilon_{c0}$$

Dove i valori di  $k_h$  ed  $\varepsilon_{c0}$  vengono estrapolati dalle seguenti tabelle in funzione della resistenza caratteristica del calcestruzzo  $f_{ck}$ , dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ .

| $f_{ck}$ | Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰) |       |       |       |       |      |
|----------|--|-------|-------|-------|-------|------|
|          | Umidità relativa (in %)                        |       |       |       |       |      |
|          | 20   | 40    | 60    | 80    | 90    | 100  |
| 20       | -0.62  | -0.58 | -0.49 | -0.30 | -0.17 | 0.00 |
| 40       | -0.48  | -0.46 | -0.38 | -0.24 | -0.13 | 0.00 |
| 60       | -0.38  | -0.36 | -0.30 | -0.19 | -0.10 | 0.00 |
| 80       | -0.30  | -0.28 | -0.24 | -0.15 | -0.07 | 0.00 |

Valori di  $\varepsilon_{c0}$ , Tabella 11.2.Va (NTC'08 §11.2.10.6).

| $h_0$ (mm) | $k_h$ |
|------------|-------|
| 100        | 1.00  |
| 200        | 0.85  |
| 300        | 0.75  |
| ≥500       | 0.70  |

Valori  $k_h$ , Tabella 11.2.Vb (NTC'08 §11.2.10.6).

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione  $\varepsilon_{cd}$  può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \varepsilon_{cd,\infty}$$

Dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t - t_s) = (t - t_s) / \left[ (t - t_s) + 0.04 h_0^{3/2} \right]$$

Dove:

- $t$  è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni).
- $t_s$  è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).
- $h_0$  è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto  $2A_c/u$  essendo.
- $A_c$  è l'area della sezione in calcestruzzo.
- $u$  è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Per il caso in esame si fa riferimento alla condizione a tempo infinito ed a una sezione di impalcato afferente ad una singola trave (sezione a T). Le geometrie della sezione verranno presentate successivamente nei paragrafi dedicati al predimensionamento e verifica della trave PREM.

$$RH = 80\%$$

$$A_0 = 1.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$u = 6500 \text{ mm}$$

$$h_0 = 461 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$$

$$k_h = 0.71$$

$$\varepsilon_{c0} = -0.265 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cd} = -0.188 \cdot 10^{-3}$$

Il secondo termine è rappresentato dal ritiro autogeno. Tale contrazione del materiale è dovuta ai prodotti di idratazione che presentano un volume inferiore rispetto a quello occupato dai reagenti costituiti dall'acqua e dal cemento anidro.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione (con  $f_{ck}$  in MPa):

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

La deformazione per ritiro autogeno a tempo infinito sarà quindi data:

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -55 \cdot 10^{-6}$$

La deformazione totale da ritiro sarà data quindi:

$$\varepsilon_{cs} = -0.188 \cdot 10^{-3} - 55 \cdot 10^{-6} = -2.40 \cdot 10^{-4}$$

Poiché la struttura reticolare della trave PREM è simmetrica rispetto all'asse orizzontale, la posizione del baricentro nella sezione ideale omogeneizzata non cambierà, non si formeranno quindi momenti flettenti.

L'azione da ritiro nel modello fem viene immessa come una variazione termica uniforme dell'elemento pari a  $-20^\circ\text{C}$  come attributo dei nodi che descrivono gli elementi strutturali soggetti a ritiro (il coefficiente di dilatazione termica assunto è  $12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ ).

## **Considerazioni sul ritiro in Ponti Integrali**

Il ritiro che più interessa i ponti integrali è quello della sovrastruttura in relazione ai vincoli di incastro che si intende dare con le spalle.

Il rapporto tra le diverse rigidzze che compongono le strutture, in particolare tra l'impalcato (travi e soletta) e le sottostrutture (spalle e pali di fondazioni), determinano la distribuzione delle sollecitazioni e quindi l'effettivo schema statico della struttura.

In particolare se l'impalcato può essere modellato come trave libera di deformarsi oppure se è incastrata agli estremi.

In generale, si ritiene che la struttura possa liberamente variare la propria lunghezza sia per variazioni termiche che da ritiro del calcestruzzo, generando così uno spostamento alla sommità delle spalle.

I possibili ostacoli alla contrazione del getto in questo caso sono relativi alla rigidzza flessionale dei pali di fondazione, alla rigidzza del nodo di "incastro" tra impalcato e sottostrutture ed infine alle armature presenti nell'impalcato.

Poiché la percentuale di armatura nelle travi PREM è piuttosto elevata in modo da poter garantire l'autoportanza in *Fase 1* il fenomeno della fessurazione da ritiro non è da sottovalutarsi, di tale argomento si discuterà successivamente nel paragrafo "Considerazioni sul ritiro in travi PREM".

Tornando al tema dei Ponti integrali i fenomeni di ritiro vanno poi sommati alle deformazioni termiche della struttura.

Quindi, nel caso di dilatazione termica a tempo infinito, il ritiro ha un effetto benefico, in quanto riduce gli spostamenti e così anche le pressioni del terreno sulla spalla (in particolare allontana la struttura dalla condizione di spinta passiva del terreno).

Nel caso, invece, della contrazione termica a tempo infinito, il fenomeno di ritiro accresce la problematica dei cedimenti del terreno dietro alla spalla con possibili rotazioni della soletta di appoggio.

## **Considerazioni sul ritiro delle travi PREM**

Un'attenta analisi della viscosità e del ritiro nelle travi PREM è fondamentale per la garanzia della durabilità della stessa.

Nelle travi PREM progettate come soluzione di ponte integrale del ponte sul fiume Meolo il fondello in calcestruzzo svolge un fondamentale ruolo di protezione del corrente inferiore della struttura reticolare, oltre che avere una minima funzione irrigidente della sezione.

La fessurazione del fondello corrisponde al fallimento della progettazione nel riguardo di tale elemento strutturale.

La fessurazione può insorgere sia per cause statiche sia per fenomeni di ritiro.

Le cause statiche sono relative alla *Fase 1* di autoportanza della trave. In questa fase, infatti, il fondello di calcestruzzo e le armature in esso conglobate costituiscono il corrente teso della struttura reticolare e quindi la struttura può essere vista come un tirante in calcestruzzo armato.

La fessurazione causata dal ritiro è provocata dall'elevata armatura. La libera deformazione da ritiro che si sviluppa nel calcestruzzo è infatti contrastata dall'armatura (che risulta compressa) e genera nel calcestruzzo stati tensionali di trazione preesistenti all'applicazione dei carichi. In tal modo la resistenza apparente a trazione del calcestruzzo risulta ridotta e, in presenza di sollecitazioni di tipo statico, la fessurazione può manifestarsi prematuramente (Plizzarri e CSP Prefabbricati, 2009).

Gli studi approntati sul tema si sono orientati, non potendo modificare i carichi di esercizio o le percentuali di armatura, sul progetto di una miscela di calcestruzzo atta a limitare gli effetti di ritiro sul calcestruzzo.

In particolare è stato effettuato uno studio parametrico sulla quantità e qualità di:

- Additivi espansivi per contrastare lo stato coattivo di trazione dovuto al ritiro del calcestruzzo.
- Fibre strutturali per cercare di trasformare il meccanismo di frattura. Da una fessurazione localizzata e profonda, ad una più diffusa e con aperture minori.

#### **6.4.2.2 Viscosità**

Diversamente dalle deformazioni da ritiro, le deformazioni viscose dipendono oltre che dal tempo anche dal livello di carico. Le deformazioni viscose rappresentano l'aumento di una deformazione (freccia da esempio) sotto carichi e tensioni permanenti.

Il comportamento duale è il rilassamento che rappresenta una diminuzione della tensione iniziale con un allungamento (deformazione) mantenuto costante.

L'approccio normativo delle Norme Tecniche italiane prevede la valutazione delle deformazioni viscose mediante l'adozione di un modulo elastico fittizio:

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \Phi(t, t_0)}$$

- $E_{c0}$  = modulo elastico del calcestruzzo a 28 gg
- $\Phi(t, t_0)$  = coefficiente di viscosità
- $u$  = perimetro a contatto con l'atmosfera
- $t_0$  = età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento dell'applicazione del carico
- $t$  = età del calcestruzzo all'istante considerato

Il coefficiente di viscosità dipende dall'umidità relativa, dai giorni intercorsi dal getto prima della messa in carico, dalla resistenza caratteristica media a compressione del calcestruzzo ed infine dallo spessore fittizio.

Tale valore secondo le NTC'08 viene estrapolato dalla seguente tabella:

| $t_0$            | $h_0 \leq 75 \text{ mm}$ | $h_0 = 150$ | $h_0 = 300$ | $h_0 \geq 600$ |
|------------------|--------------------------|-------------|-------------|----------------|
| 3 giorni         | 3,5                      | 3,2         | 3,0         | 2,8            |
| 7 giorni         | 2,9                      | 2,7         | 2,5         | 2,3            |
| 15 giorni        | 2,6                      | 2,4         | 2,2         | 2,1            |
| 30 giorni        | 2,3                      | 2,1         | 1,9         | 1,8            |
| $\geq 60$ giorni | 2,0                      | 1,8         | 1,7         | 1,6            |

Tabella 11.2.VI- Valori di  $\phi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%.

La condizione per l'applicazione di questi metodi semplificati prevedono che la tensione del calcestruzzo al momento della messa in carico non sia superiore a  $0.45 f_{ckj}$ .

Diversamente dall'EC4 5.4.2.2, le NTC'08 non prevedono coefficienti correttivi  $\Psi_L$  in funzione del tipo di azione, senza distinzioni tra carichi permanenti o da ritiro.

Per il calcolo del coefficiente di viscosità si fa sempre riferimento alla sezione di impalcato afferente ad una singola trave.

I valori che si sono assunti per determinare il coefficiente di viscosità sono:

RH = 80%

$A_0 = 1.625 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

$u = 6500 \text{ mm}$

$h_0 = 500 \text{ mm}$

$t = 50 \text{ anni} = 18250 \text{ giorni}$

$t_0 = 30 \text{ giorni}$

risulta

$\phi(\infty, t_0) = 1.81$

Dato, quindi, un modulo elastico a 28 giorni  $E_{28} = 33640 \text{ MPa}$ , si ha per le azioni permanenti di lunga durata:

$E_{c\infty} = 11971 \text{ MPa}$  ( $n_{\infty} = 17.20$ )

per le azioni di breve durata invece (temperatura, vento, carichi mobili, sisma):

$$E_0 = 33640 \text{ MPa} \quad (n_0 = 6.12)$$

### **Considerazioni circa la viscosità nei Ponti “integrali”**

A meno di non avere elementi precompressi, nei quali la viscosità determina una perdita di precompressione nei trefoli, le deformazioni viscosi non producono particolari effetti nei ponti integrali; determinano anzi a lungo termine un rilassamento dello stato tensionale.

### **Considerazioni circa la viscosità nelle travi “PREM”**

Nelle travi PREM il comportamento viscoso presenta alcune complicazioni che devono ancora essere completamente chiarite e verificate sperimentalmente.

In primo luogo, bisogna considerare la differente percentuale di armatura presente rispetto alle usuali travi in calcestruzzo armato. Tali quantità di armatura le fa rassomigliare più a strutture miste acciaio-calcestruzzo che a normali travi in c.a.

Non si può quindi trascurare il ruolo delle armature nel comportamento viscoso dell'elemento strutturale. L'analisi dell'elemento andrà perciò valutata con riferimento alla teoria delle sezioni composte formate da una parte elastica ed una viscosa (Sassone e Casalegno, 2009).

Tale teoria distingue due possibili casi: il primo in cui si può assumere valida l'ipotesi di De Saint Venant con sezione che rimane piana; il secondo in cui la connessione tra le due sezioni può deformarsi realizzando degli spostamenti relativi tra le due sezioni. Quest'ultimo modello è possibile se si pensa al fondello in acciaio inferiore oppure alle barre lisce del traliccio.

Un secondo aspetto caratteristico delle travi PREM è che tutti i carichi permanenti precedenti alla presa del getto di completamento non hanno influenza sul comportamento viscoso dello stesso in quanto gravano completamente sulla struttura metallica.

Tutti i carichi permanenti precedenti la presa del calcestruzzo non produrranno quindi una “freccia viscosa”.

Diversamente, nel caso di strutture con fondello prefabbricato in calcestruzzo, si ha un elemento formato da tre componenti diverse: una elastica e due viscosi con proprietà reologiche differenti.

### 6.4.2.3 Variazioni termiche

Le azioni termiche devono essere classificate come azioni variabili ed indirette, le quali devono essere attentamente valutate in relazione allo schema statico di ponte integrale che si intende adottare.

In relazione, infatti, al grado di vincolo di incastro che si intende creare tra impalcato e sottostrutture, le deformazioni termiche del primo generano deformazioni e sollecitazioni che devono essere permesse e sopportate dagli elementi strutturali collegati.

La deformazione termica nel caso di un elemento libero di deformarsi, ossia non vincolato, viene definita dalla relazione:

$$\Delta L = L_0 * \alpha_T * \Delta T$$

Dove:

- $\Delta L$  = variazione di lunghezza dell'elemento provocata dalla variazione termica [m]
- $L_0$  = lunghezza dell'elemento in deformato [m]
- $\alpha_T$  = coefficiente di dilatazione termica del materiale [ $^{\circ}\text{C}^{-1}$ ]
- $\Delta T$  = variazione di temperatura [ $^{\circ}\text{C}$ ]

Nel caso in cui, invece, l'elemento sia vincolato ad entrambe le estremità (ad esempio dalle spalle ed i pali di fondazione), nell'impossibilità di dilatarsi o contrarsi a causa delle variazioni termiche, nascerà rispettivamente una forza di compressione o trazione baricentrica nell'elemento. L'intensità di tale forza può essere calcolata con la relazione:

$$F = A_{elem} * E_{elem} * \alpha_T * \Delta T$$

Dove:

- $F$  = forza indotta dalla deformazione termica impedita [N]
- $A_{elem}$  = area della sezione trasversale dell'elemento [ $\text{mm}^2$ ]
- $E_{elem}$  = modulo di Young del materiale che costituisce l'elemento [MPa]
- $\alpha_T$  = coefficiente di dilatazione termica del materiale [ $^{\circ}\text{C}^{-1}$ ]
- $\Delta T$  = variazione di temperatura [ $^{\circ}\text{C}$ ]

L'area della sezione trasversale dell'elemento è un dato di input noto, così come il modulo di rigidezza del materiale del quale si dovrà tenere in conto l'eventuale viscosità nel caso del calcestruzzo.

Il coefficiente di dilatazione termica viene fissato per i diversi materiali dalle NTC'08 §3.5.7.

| <b>Materiale</b>                     | $\alpha_T [10^{-6}/^{\circ}\text{C}]$ |
|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Alluminio                            | 24                                    |
| Acciaio da carpenteria               | 12                                    |
| Calcestruzzo strutturale             | 10                                    |
| Strutture miste acciaio-calcestruzzo | 12                                    |
| Calcestruzzo alleggerito             | 7                                     |
| Muratura                             | 6÷10                                  |
| Legno (parallelo alle fibre)         | 5                                     |
| Legno (ortogonale alle fibre)        | 30÷70                                 |

Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente.

Il range di variabilità del coefficiente di dilatazione sarà quindi  $10\div 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}$ . Si assume  $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}$  esplicitamente indicato per le strutture miste acciaio-calcestruzzo.

Resta da indicare come variabile del problema l'escursione termica prevista, la cui definizione è più complessa di quanto sembri, poiché la variazione termica da ricercarsi non è riferita tanto alla temperatura atmosferica, quanto a quella all'interno dell'elemento strutturale.

Tale parametro viene indicato in letteratura come *Effective Bridge Temperature* (EBT).

La definizione della stessa dipende da diversi parametri "ambientali" (temperatura dell'aria, radiazione solare, velocità del vento e precipitazioni atmosferiche), da parametri geometrici della sezione (superficie esposta, volume dell'elemento, orientazione della struttura) ed infine di materiale (conduttività dei singoli materiali e composizione tra diversi).

Durante gli anni '70 Emerson (1980) (citata in Hallmark, 2006) ha sviluppato un modello che intendeva determinare l'EBT sulla base della temperatura media dell'aria all'ombra misurata nelle ultime 48 ore.

L'Eurocodice 1 definisce "temperatura dell'aria all'ombra" come la temperatura misurata da termometri posti in una scatola dipinta di bianco composta di strisce di legno che lasciano passare l'aria ma non la luce, nota come "schermo di Stevenson".

Successivamente Oesterle and Volz (2005) (citati in hallmark, 2006) hanno modificato il modello permettendo la sua estensione a climi più variabili rispetto alle isole Britanniche.

La conclusione dei loro studi, sulla base di analisi statistiche, ha evidenziato esistere differenze trascurabili tra temperatura media dell'aria all'ombra nelle ultime 24 e 48 ore. Pertanto la correlazione tra EBT e temperatura media dell'aria all'ombra può essere condotta indifferentemente sia nelle ultime 24 che nelle 48 ore, indipendentemente dalla tipologia di impalcato adottata (acciaio, struttura mista o calcestruzzo).

Per gli impalcati a struttura mista in particolare gli autori propongono le seguenti relazioni, che introducono un'ulteriore variabile.

$$T_{\min\_EBT} = 1.04 * T_{\min,shade} + 2.4^{\circ}C$$

$$T_{\max\_EBT} = 1.09 * T_{\max,shade} - 0.1^{\circ}C + \Delta\bar{T}_{solar}$$

$$\Delta\bar{T}_{solar} = 0.18 * T_1$$

Dove:

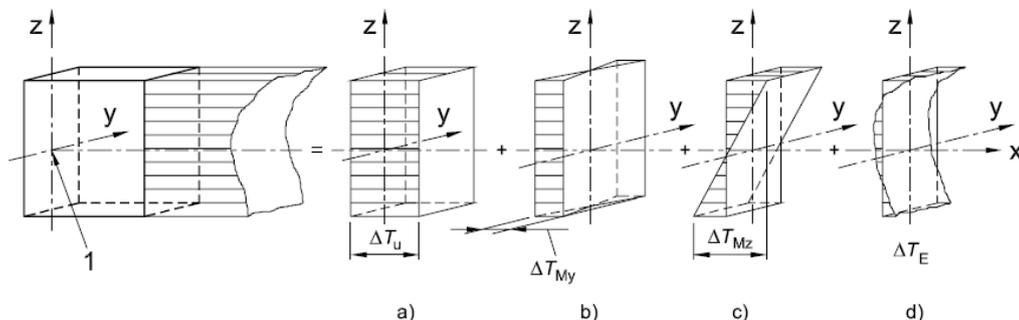
- $T_{\min\_EBT}, T_{\max\_EBT}$  = minima e massima temperatura effettiva del ponte
- $T_{\min,shade}, T_{\max,shade}$  = temperatura massima e minima dell'aria all'ombra
- $\Delta T_{solar}$  = variazione uniforme di temperatura prodotta dalla radiazione solare
- $T_1$  = incremento di temperatura solare

Per la definizione delle azioni termiche si fa riferimento nel caso di progetto all'Eurocodice ed alle NTC'08.

La variazione della distribuzione della temperatura all'interno dei singoli elementi strutturali è influenzata, come già stato anticipato, da numerosi fattori ambientali, geometrici e di materiale.

In via semplificata l'Eurocodice 1 parte 5 consente di dividere la distribuzione di temperatura all'interno di un singolo elemento in 4 componenti distinte:

- una componente di temperatura uniforme,  $\Delta T_u$ ;
- una componente di differenza di temperatura variabile linearmente intorno all'asse z-z,  $\Delta T_{My}$ ;
- una componente di differenza di temperatura variabile linearmente intorno all'asse y-y,  $\Delta T_{Mz}$ ;
- una componente di differenza di temperatura variabile in modo non lineare,  $\Delta T_E$ . Questo porta ad un sistema di sforzi auto-equilibrati che non produce un effetto di forza netta sull'elemento.



Rappresentazione diagrammatica delle componenti costituenti di un profilo di temperatura (EC1-parte5).

### Componente di variazione uniforme (a)

Il modello presente nell'EC1 parte 5 correla solamente la temperatura dell'aria all'ombra con l'EBT. In particolare pone un'iniziale distinzione tra le diverse tipologie di impalcato da ponte:

- |               |   |
|---------------|---|
| <i>Tipo 1</i> | Impalcato di acciaio <ul style="list-style-type: none"><li>- trave scatolare di acciaio</li><li>- trave reticolare o a parete piena</li></ul>                                 |
| <i>Tipo 2</i> | Impalcato a struttura composta  |
| <i>Tipo 3</i> | Impalcato di calcestruzzo <ul style="list-style-type: none"><li>- piastra di calcestruzzo</li><li>- trave di calcestruzzo</li><li>- trave scatolare di calcestruzzo</li></ul> |

Nel caso in esame dal punto di vista concettuale la struttura mista può essere assimilata ad un struttura mista ma in fase di esercizio i copriferrì di calcestruzzo proteggono le armature e quindi dal punto di vista termico la struttura ricade nella categoria di ponte con impalcato di calcestruzzo, *Tipo 3*.

Una volta determinata la tipologia di impalcato si calcolano la temperatura minima dell'aria all'ombra ( $T_{\min}$ ) e la temperatura massima dell'aria all'ombra ( $T_{\max}$ ) per il sito del ponte in accordo con le isoterme nazionali.

Tali rappresentazioni sono ricavabili dall'Appendice Nazionale EC1 parte 5 approvato dal Consiglio Superiore dei LL. PP. In data 24/09/2010.



Mappa delle temperature massime ( $T_{\max}$ ) e minime ( $T_{\min}$ ) dell'aria all'ombra, al livello del mare (Appendici Nazionali 2009).

Facendo riferimento all'isoterma prossima alle città di Venezia e Treviso si possono assumere come valori:

$$T_{max} = 42^{\circ}C$$

$$T_{min} = -15^{\circ}C$$

I valori riportati nelle mappe nazionali delle isoterme sono riferiti a temperature con probabilità annua di essere superata di 0.02 (equivalente ad un periodo di ritorno medio di 50 anni), basata sui minimi valori orari registrati.

Tali valori si riferiscono al livello medio mare, dovranno quindi esser modificati con opportune relazioni che tengano conto della zona climatica in cui è presente il sito e della quota sul livello medio mare dello stesso (Comune di Meolo (VE) = 2m s.l.m.).



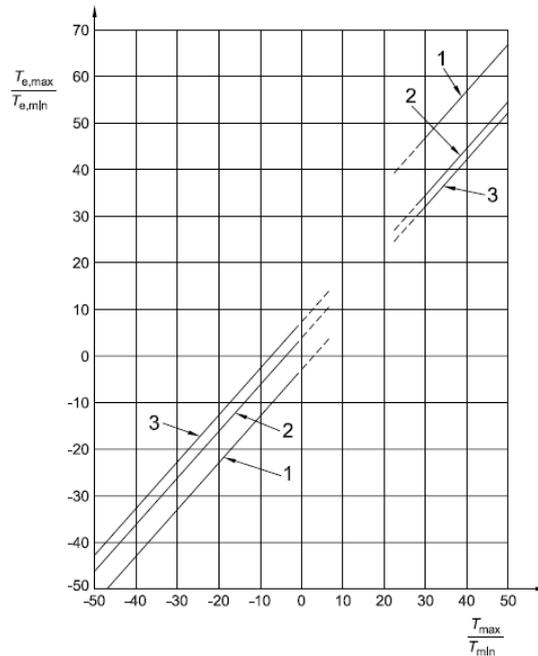
Zone climatiche italiane (Appendici Nazionali 2009).

$$T_{min,h} = T_{min} - \frac{4.38 * h}{1000} = -15 - \frac{4.38 * 2}{1000} = -15^{\circ}C$$

$$T_{max,h} = T_{max} - \frac{6.16 * h}{1000} = 42^{\circ}C$$

Stabilite le temperature massime e minime dell'aria all'ombra e la tipologia di impalcato si determina la temperatura effettiva massima e minima del ponte attraverso il grafico proposto nell'Eurocodice. Si può notare come, a parità di temperatura, le strutture in acciaio presentino temperature massime effettivamente più elevate e temperature minime più basse delle strutture in calcestruzzo. Questo si

può facilmente giustificare a causa della maggiore conducibilità termica del materiale (30 volte superiore).



Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima ( $T_{\min}/T_{\max}$ ) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ( $T_{e,\min}/T_{e,\max}$ ) (EC1-parte5).

$$T_{e,max} = 43.75^{\circ}C$$

$$T_{e,min} = -7.5^{\circ}C$$

Si determina, quindi, l'intervallo della componente uniforme di temperatura del ponte una volta stabilita la temperatura iniziale del ponte  $T_0$  al tempo in cui è stata vincolata la struttura.

In mancanza di determinazioni più precise si può assumere il valore  $T_0 = 15^{\circ}C$  (NTC'08 §3.5.4).

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15^{\circ} + 7.5^{\circ} = 22.5^{\circ}C (= -22.5^{\circ}C)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 43.75^{\circ} - 15^{\circ} = 28.75^{\circ}C$$

### Componente di variazione attorno all'asse verticale dell'elemento (b)

Come suggerito dall'Eurocodice, per strutture senza caratteristiche anomale di orientamento di esposizione solare si può trascurare tale componente.

### Componente di variazione attorno all'asse trasversale dell'elemento (c+d)

Come riportato nelle Appendice Nazionale si segue l'approccio 1 dell'Eurocodice. Tale approccio prevede che l'effetto delle differenze di temperatura verticali sia considerato attraverso l'utilizzo di una componente di differenza di temperatura lineare equivalente con  $\Delta T_{M,heat}$  e  $\Delta T_{M,cool}$ . Tali valori devono essere applicati alla superficie superiore o alla superficie inferiore dell'impalcato da ponte.

Si considera un impalcato di calcestruzzo formato da travi ed uno spessore dello strato di usura pari a 5cm (coincidente con quello previsto nel progetto). Le differenze di temperatura fra lembo superiore ed inferiore quando l'estradosso (o l'intradosso) ha temperatura superiore si ottiene dalla tabella presente nel prospetto 6.2 dell'EC1-parte5. La differenza di temperatura con parte superiore più calda della parte inferiore nel caso in esame è pari a:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}C$$

Mentre invece la differenza di temperatura con parte inferiore più calda della parte superiore è pari a:

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}C$$

### Simultaneità delle componenti uniformi e delle componenti di differenza di temperatura

Per poter considerare contemporaneamente sia della differenza di temperatura  $\Delta T_{M,heat}$  (o  $\Delta T_{M,cool}$ ) sia del massimo intervallo della componente di temperatura uniforme del ponte  $\Delta T_{N,exp}$  (o  $\Delta T_{M,con}$ ) si possono utilizzare le seguenti combinazioni di carico.

$$\Delta T_{M,heat} (\text{oppure } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} (\Delta T_{N,con})$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} (\text{oppure } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} (\Delta T_{N,con})$$

I valori dei coefficienti delle combinazioni di carico sono  $\omega_N = 0.35$  ed  $\omega_M = 0.75$ .

$$EBT^+ = \max \left\{ \begin{array}{l} 15^{\circ} + 0.35 * 28.75^{\circ} \\ 0.75 * 15^{\circ} + 28.75^{\circ} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 25^{\circ} \\ 40^{\circ} \end{array} \right. = 40^{\circ}$$

$$EBT^- = -\max \left\{ \begin{array}{l} 8^{\circ} + 0.35 * 22.5^{\circ} \\ 0.75 * 8^{\circ} + 22.5^{\circ} \end{array} \right. = -\max \left\{ \begin{array}{l} 15.8^{\circ} \\ 28.5^{\circ} \end{array} \right. = -28.5^{\circ}$$

Tali valori corrispondono alle variazioni termiche nel punto più caldo/freddo della struttura nel giorno più caldo/freddo dell'anno.

Bisogna considerare, comunque, che gli spostamenti calcolati con le formule presentate in precedenza trascurano le resistenze offerte dai pali di fondazione, del terreno di riempimento e gli effetti attritivi tra la soletta di appoggio con il terreno. Il monitoraggio degli spostamenti su opere esistenti ha mostrato spostamenti reali minori rispetto a quelli teorici (Frosch et al., 2005), arrivando ad essere anche il 50% dei valori analitici (Hallmark, 2006).

Tale stima analitica risulta essere comunque cautelativa per la progettazione dell'infrastruttura e quindi consigliata da molti autori.

### 6.4.3 Azioni variabili da Traffico

Le azioni variabili da traffico ovvero i carichi accidentali da applicare alla struttura vengono descritti al paragrafo 5.1.3.3 delle NTC'08. Di seguito si riportano per esteso le prescrizioni indicate nei paragrafi interessati.

#### Definizione delle corsie convenzionali (NTC'08 §5.1.3.3.2)

Le larghezze  $w_i$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.1).

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

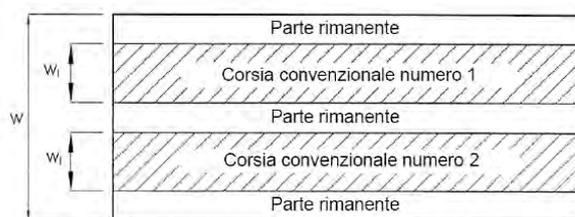


Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 5.1.1 - Numero e Larghezza delle corsie

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

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

### **Schemi di Carico (NTC'08 §5.1.3.3.3)**

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

**Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

**Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

**Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0.40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

**Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0.10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

**Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

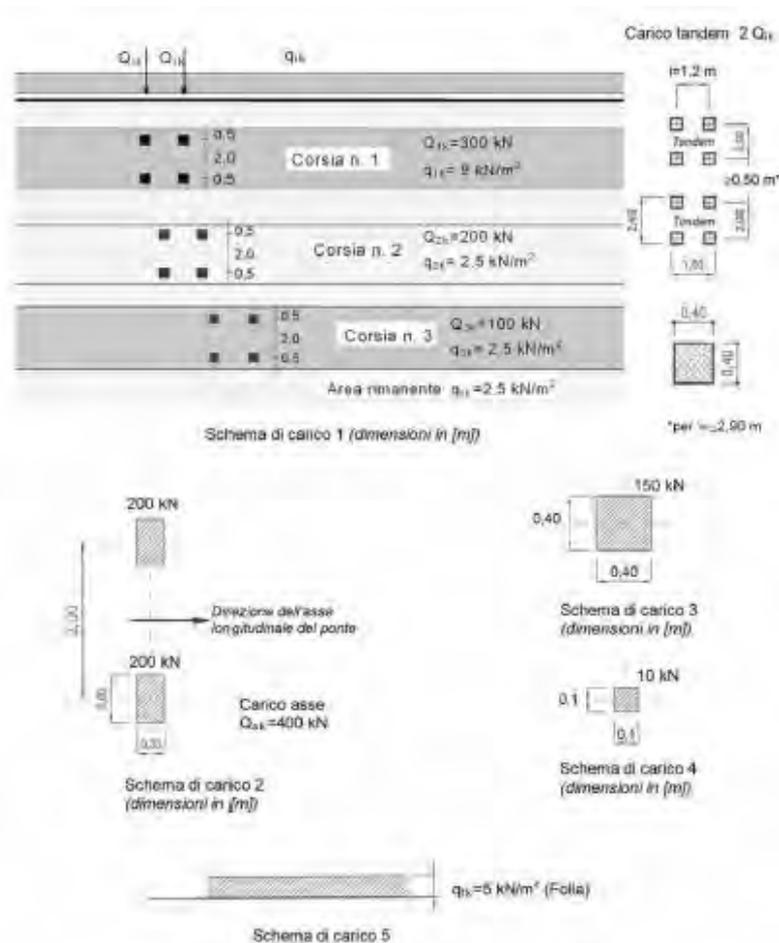
**Schemi di Carico 6.a, b, c:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$ , e  $q_{L,c}$ .

$$q_{L,a} = 128,95 \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25} [kN/m];$$

$$q_{L,b} = 88,71 \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} [kN/m];$$

$$q_{L,c} = 77,12 \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} [kN/m];$$

Con  $L$  si indica la lunghezza della zona caricata in metri.



**Figura 5.1.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]**

#### **Categorie Stradali (NTC'08 §5.1.3.3.4)**

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

*1<sup>a</sup> Categoria:* ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

*2<sup>a</sup> Categoria:* come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;

*3<sup>a</sup> Categoria:* ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte.

L'accesso ai ponti di *3<sup>a</sup> Categoria* di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Il transito di carichi eccezionali, il cui peso, sia totale che per asse, ecceda quelli previsti per la relativa categoria di progettazione, dovrà essere autorizzato dall'Ente proprietario della strada, secondo le vigenti norme sulla disciplina della circolazione stradale. Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi per geometria e carichi-asse dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

#### **Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose (NTC'08 §5.1.3.3.5)**

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di *1<sup>a</sup>* e *2<sup>a</sup> Categoria* è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di *1<sup>a</sup> Categoria* si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II):

**Tabella 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                          |

Per i ponti di 2<sup>a</sup> Categoria si devono considerare sulla Corsia N°1 un Carico asse  $Q_{1k} = 240$  kN ed un carico distribuito  $q_{ik} = 7,20$  [kN/m<sup>2</sup>]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1<sup>a</sup> Categoria.

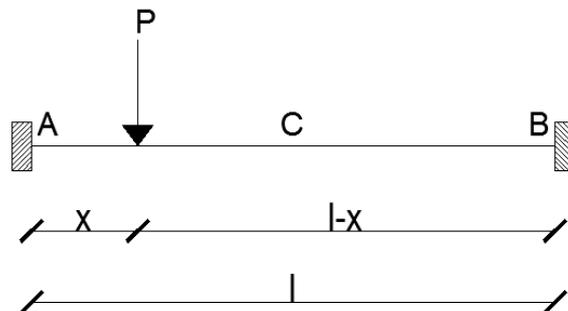
Per i ponti di 3<sup>a</sup> Categoria si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Ai fini della verifiche globali di opere singole di luce maggiore di 300 m, in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, si disporrà sulla corsia N°1 un carico  $q_{L,a}$ , sulla corsia N°2 un carico  $q_{L,b}$ , sulla corsia N°3 un carico  $q_{L,c}$  e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità 2,5 kN/m<sup>2</sup>.

I carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$  e  $q_{L,c}$  si dispongono in asse alle rispettive corsie.

### Condizioni di carico assunte

L'infrastruttura in oggetto è un ponte monocampata che presenta degli incastri agli estremi. Può essere quindi semplificato come una trave incastrata agli estremi.



Schematizzazione delle travi PREM in 2 Fase.

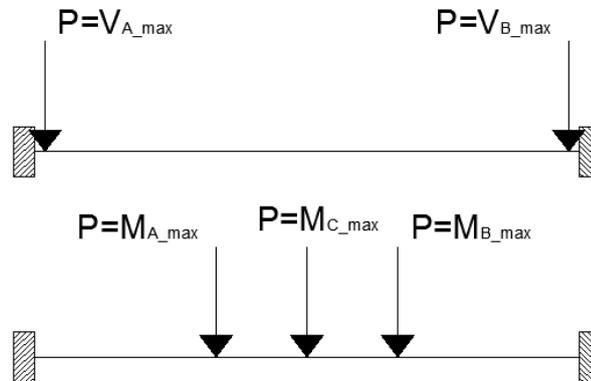
Le sollecitazioni fondamentali della trave possono essere calcolate con le seguenti relazioni:

$$V_A = \frac{P * (l - x)^2 * (l + 2x)}{l^3}; \quad V_B = \frac{P * x^2 * (3l - 2x)}{l^3}$$

$$M_A = -\frac{Px * (l - x)^2}{l^2}; \quad M_B = -\frac{Px^2 * (l - x)}{l^2}; \quad M_C = \frac{2Px^2 * (l - x)^2}{l^3}$$

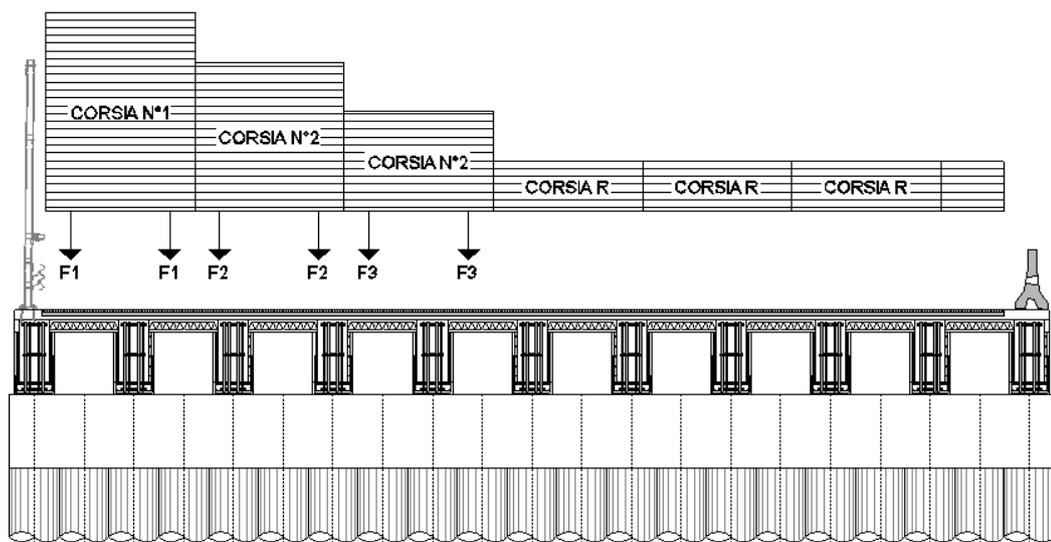
Annullando la derivata prima di tali relazioni si ottiene che le sollecitazioni massime taglianti vengono ricavate quando i carichi mobili sono prossimi agli appoggi, mentre il massimo momento  $M_A$  si

ottiene con  $x_p = l/3$ , il massimo momento  $M_c$  con  $x_p = l/2$  ed infine il massimo momento  $M_B$  con  $x_p = 2l/3$ .



Condizioni di carico assunte.

Di seguito si propone la sezione trasversale dell'impalcato per la massimizzazione delle sollecitazioni flessionali e taglianti.



Configurazione di carico M1 (massime sollecitazioni flessionali e di taglio sugli elementi longitudinali).

I carichi distribuiti vengono introdotti nel modello come carichi uniformemente distribuiti sugli elementi *beam* rappresentanti la soletta superiore; i carichi mobili, invece, come carichi concentrati nodali sempre sulla soletta.

### Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: $q_3$ (NTC'08 §5.1.3.5)

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1 ed è uguale per i ponti di 1° categoria a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 * (2 * Q_{1k}) + 0.10q_{1k} * w_1 * L \leq 900 \text{ kN}$$

| Azione longitudinale da frenamento |     |
|------------------------------------|-----|
| $Q_{1k}$ (kN)                      | 300 |
| $q_{1k}$ (kN/m <sup>2</sup> )      | 9   |
| $w_1$ (m)                          | 3   |
| L (m)                              | 30  |
| Tot                                | 441 |

|                     |      |
|---------------------|------|
| Assumo $q_3$ (kN/m) | 14.7 |
|---------------------|------|

Tale azione viene immessa come carico uniforme di linea in corrispondenza della trave sottostante la corsia convenzionale num°1.

### Azione centrifuga ( $Q_4$ ) (NTC'08 §5.1.3.8)

Poiché l'asse del ponte non è curvo, l'azione centrifuga non viene considerata nelle combinazioni di carico.

### Azioni di Neve, Vento: $q_5$

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante un'analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

La pressione del vento è data dalla relazione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

Dove:

- $q_b$  = è la pressione cinetica di riferimento espressa al §3.3.6 NTC'08;
- $c_e$  = è il coefficiente di esposizione di cui al §3.3.7 NTC'08;
- $c_p$  = è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- $c_d$  = è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al §3.3.8 NTC'08.

### Velocità di riferimento

La velocità di riferimento  $v_b$  assunta nei calcoli è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo del terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s < 1500m$$

Dove i valori di  $v_b$ ,  $a_0$  e  $k_a$  sono forniti in Tabella 3.3.I §3.3.2 NTC'08.

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

Tabella 3.3.I – Valori  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  (§3.3.2 NTC'08).

Poiché la regione del sito è il Veneto e la quota sul livello medio mare di Meolo (VE) è di 2m, si assume come velocità di riferimento  $v_b = 25m/sec$ .

### Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho * v_b^2 = \frac{1}{2} * 1.25 * 25^2 = 0.391 \text{ kN/m}^2$$

Dove:

- $v_b$  = è la velocità di riferimento del vento (in m/sec);
- $\rho$  = è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

### Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z=200\text{m}$ , esso è dato dalla relazione:

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

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Dove:

- $k_r, z_0, z_{min}$  sono assegnati in Tabella 3.3.II NTC'08 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_t$  è il coefficiente di topografia.

| Categoria di esposizione del sito | $k_r$ | $z_0$ [m] | $z_{min}$ [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I                                 | 0,17  | 0,01      | 2             |
| II                                | 0,19  | 0,05      | 4             |
| III                               | 0,20  | 0,10      | 5             |
| IV                                | 0,22  | 0,30      | 8             |
| V                                 | 0,23  | 0,70      | 12            |

Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (§3.3.7 NTC'08).

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 NTC'08 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III NTC'08.

Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione   |
|--------------------------------|---|
| A                              | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m  |
| B                              | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive  |
| C                              | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D                                 |
| D                              | Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...) |

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Tabella 3.3.III – Classi di rugosità del terreno (NTC'08 §3.3.7).

Nel caso in oggetto la classe di rugosità del terreno si assume come "D" - area agricola. La distanza dal mare è di circa 15 km in linea d'aria quindi la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Si ricadrà, quindi, nella categoria di esposizione II. Dagli elaborati di progetto, in corrispondenza delle spalle del ponte si individuano rilevati di altezza pari  $4 \div 4.5$  m.

| Categoria di esposizione del sito | $k_r$ | $z_0$ (m) | $z_{min}$ (m) |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| II                                | 0.19  | 0.05      | 4             |

|         |     |
|---------|-----|
| $z$ (m) | 4.5 |
|---------|-----|

|          |      |
|----------|------|
| $c_e(z)$ | 1.87 |
|----------|------|

### Coefficiente dinamico

Esso può esser assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80m di altezza ed i capannoni industriali.

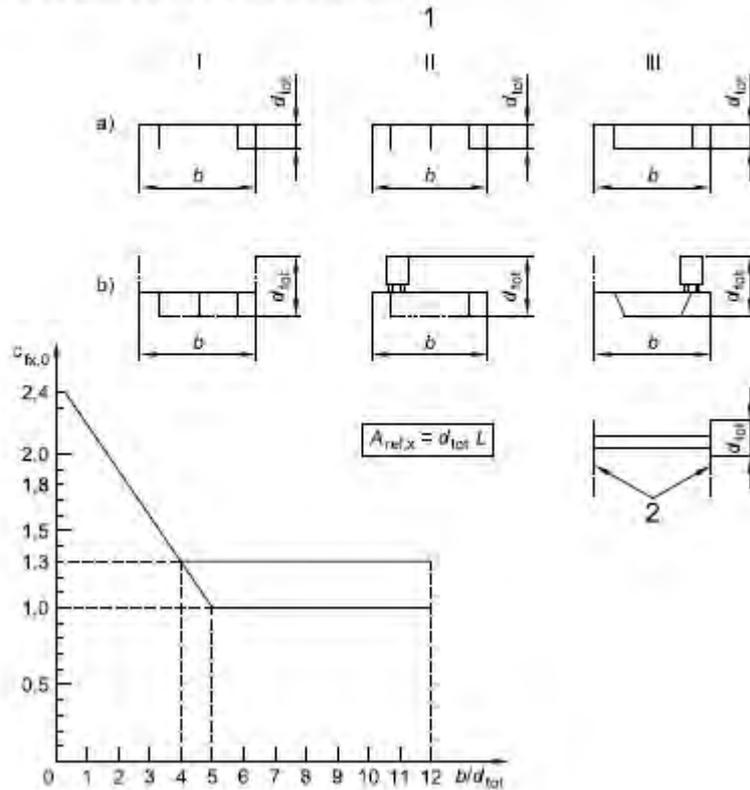
## Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma è determinato sulla base del diagramma fornito dalla UNI-EN 1991-1-4:2004.

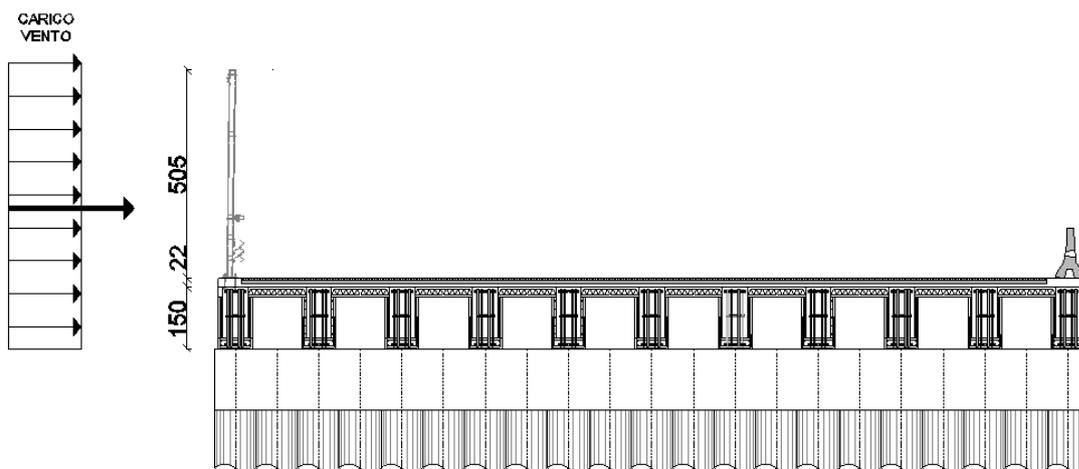
### Coefficiente di forza per i ponti, $c_{fx,0}$

Legenda

- 1 Tipo di ponte
- 2 Travi reticolari separatamente
- a) Fase di costruzione o parapetti aperti (aperti più del 50%)
- b) Con parapetti o barriere antirumore o traffico



Coefficienti di forza in direzione z (metodo generale) in funzione della geometrie del ponte (EC1-1-4 §8.3.1).



Schematizzazione carico da vento sull'impalcato.

Nel caso in esame la sagoma dei carichi transitanti investita dal vento è inferiore alla barriera antirumore ( $3\text{m} < 5\text{m}$ ). Il valore di  $d_{\text{tot}}$ , per l'impalcato più sfavorevole, risulta pari a 6.77 m (trave PREM 1.50m + 0.22 soletta e pavimentazione + 5.05 barriera integrata fonoassorbente integrata con barriera di sicurezza). La larghezza del singolo impalcato invece è 20.80m, quindi  $b/d_{\text{tot}} = 3.07$ . Si assume quindi  $c_{\text{fx},0} = 1.5$ .

La pressione del vento risulta, quindi, essere:

$$p = 0.391 * 1.87 * 1.5 * 1 = 1.1 \text{ kN/m}^2$$

#### 6.4.4 Azioni sismiche

L'azione sismica viene definita in termini di spettro di risposta in accelerazione elastico o di progetto (a seconda del fattore di struttura adottato), a partire da tre sottogruppi di dati:

- 1- La pericolosità sismica del sito in cui si intende costruire l'opera;
- 2- Il livello di protezione che si vuole garantire all'opera;
- 3- Parametri di caratterizzazione topografica e geologica del sito in cui sorge l'opera.

[NOTA: Per la stesura di tale capitolo si è fatto riferimento al foglio Excel Spettri-NTC ver1.0.3 scaricabile dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.]

#### Pericolosità sismica di "base"

Il foglio elettronico permette di fare una ricerca per coordinate geografiche o per comuni. Poiché sono note le coordinate geografiche del sito, si è optato per questa modalità.

Si ottiene la seguente tabella che mostra la variabilità dei parametri  $a_g$  (accelerazione massima al sito),  $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T_c^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) al variare dei tempi di ritorno  $T_R$ .

| $T_R$ (anni) | $a_g$ (g) | $F_0$ (-) | $T_C^*$ (s) |
|--------------|-----------|-----------|-------------|
| 30           | 0.031     | 2.558     | 0.216       |
| 50           | 0.038     | 2.582     | 0.255       |
| 72           | 0.045     | 2.549     | 0.283       |
| 101          | 0.052     | 2.525     | 0.295       |
| 140          | 0.059     | 2.581     | 0.309       |
| 201          | 0.070     | 2.560     | 0.321       |
| 475          | 0.097     | 2.560     | 0.354       |
| 975          | 0.126     | 2.578     | 0.380       |
| 2475         | 0.173     | 2.620     | 0.398       |

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento.

### Livello di protezione sismica (stati limite e relative probabilità di superamento)

L'impronta delle NTC'08 sulla base dei precedenti Eurocodici è quella di dare un carattere prestazionale alla norma più che prescrittivo lasciando così al progettista una "relativa" libertà nell'affrontare la progettazione. Per ciò che concerne le azioni sismiche le NTC individuano due Stati limite d'Esercizio e due Stati Limite Ultimi riguardanti gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Nel paragrafo delle NTC'08 3.2.1 vengono indicati:

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

A distinguere i vari Stati Limite è la probabilità di superamento dell'evento sismico nel periodo di riferimento  $V_R$ , le NTC 08 sempre allo stesso paragrafo esplicitano tali probabilità nella seguente tabella:

| Stati Limite              |     | $P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$ |
|---------------------------|-----|---|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81%   |
|                           | SLD | 63%   |
| Stati limite ultimi       | SLV | 10%   |
|                           | SLC | 5%  |

La definizione della vita di riferimento di una struttura  $V_R$  viene fatta secondo le NTC'08 moltiplicando la nominale della struttura per la Classe d'uso della struttura:

$$V_R = V_N * C_u$$

$V_N$  = vita nominale di un opera strutturale: è intesa come il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. (Si riporta la classificazione operata dalle NTC'08 al paragrafo 2.4.1)

| TIPI DI COSTRUZIONE |  | Vita Nominale $V_N$ (in anni) |
|---------------------|--|-------------------------------|
| 1                   | Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>                   | ≤ 10                          |
| 2                   | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | ≥ 50                          |
| 3                   | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica    | ≥ 100                         |

Nel nostro caso si assume come Vita nominale 100 anni, tipica per infrastrutture viarie.

$C_u$  = classe d'uso delle strutture, in seguito ad un'azione sismica con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso di un ponte autostradale, facendo parte del gruppo “rete viaria tipo A”, ossia rete primaria, gli si assegna una classe d’uso IV.

$$V_R = V_N * C_u = 100 * 2 = 200 \text{ anni}$$

I tre parametri che caratterizzano gli spettri di risposta al variare degli stati limite diventano quindi:

| STATO LIMITE | T <sub>R</sub> (anni) | a <sub>g</sub> (g) | F <sub>0</sub> (-) | T <sub>C</sub> * (s) |
|--------------|-----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|
| SLO          | 120                   | 0.056              | 2.555              | 0.303                |
| SLD          | 201                   | 0.070              | 2.560              | 0.321                |
| SLV          | 1898                  | 0.158              | 2.608              | 0.393                |
| SLC          | 2475                  | 0.173              | 2.620              | 0.398                |

Valori dei parametri a<sub>g</sub>, F<sub>0</sub>, T<sub>C</sub>\* per i periodi di ritorno T<sub>R</sub> associati a ciascun Stato Limite.

### Caratterizzazione geotecnica e topografica del sito

In base alle prove geotecniche si assegna la categoria C di sottosuolo:

| Categoria | Descrizione  |
|-----------|--|
| C         | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V <sub>s,30</sub> compresi tra 180m/s e 360 m/s (ovvero 15<NSPT <sub>,30</sub> <50 nei terreni a grana grossa e 70<cu <sub>,30</sub> <250 kPa nei terreni a grana fine). |

Come categoria topografica si assegna invece T1:

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica                                    |
|-----------|---|
| T1        | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15° |

### Spettri di progetto per gli stati limite d’esercizio

Nel caso degli stati limite di esercizio, spettri elastici e spettri di progetto coincidono in quanto non si intende includere il danneggiamento della struttura per eventi con alta probabilità d’accadimento. Si riporta quanto indicato nelle NTC §3.2.3.4.

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto S<sub>d</sub>(T) da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P<sub>V<sub>R</sub></sub> considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

## Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Nel caso, invece, degli stati limite ultimi, ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra resistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

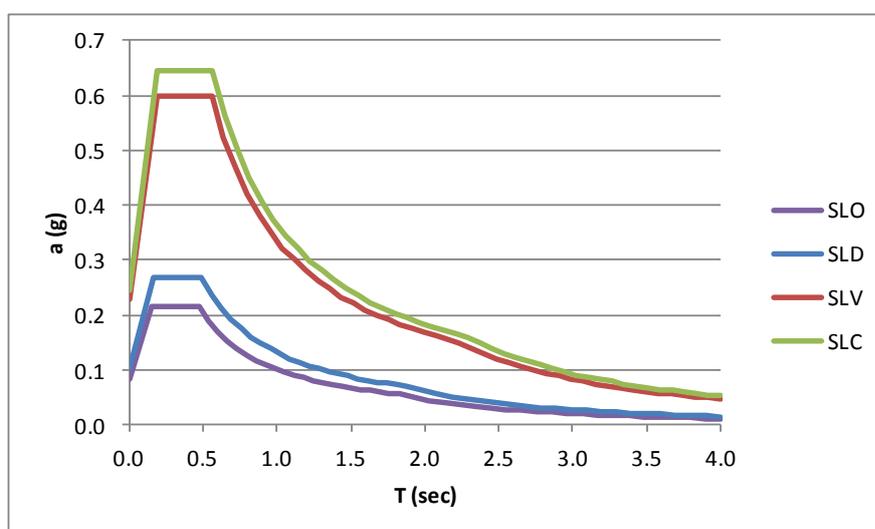
In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{vr}$  considerata (v. §§2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura definito nel capitolo 7.

Nel caso in esame di ponte integrale con spalle connesse rigidamente con l'impalcato strutture che si muovono nel terreno si assume fattore di struttura unitario.

Tale valore può essere reperito dalla seguente tabella presente in normativa.

| Tipi di elementi duttili                           | $q_0$ |               |
|--|-------|---------------|
|  | CD"B" | CD"A"         |
| <b>Pile in cemento armato</b>                      |       |               |
| Pile verticali inflesse                            | 1,5   | 3,5 $\lambda$ |
| Elementi di sostegno inclinati inflessi            | 1,2   | 2,1 $\lambda$ |
| <b>Pile in acciaio:</b>                            |       |               |
| Pile verticali inflesse                            | 1,5   | 3,5           |
| Elementi di sostegno inclinati inflessi            | 1,2   | 2,0           |
| Pile con controventi concentrici                   | 1,5   | 2,5           |
| Pile con controventi eccentrici                    | -     | 3,5           |
| <b>Spalle rigidamente connesse con l'impalcato</b> |       |               |
| In generale  | 1,5   | 1,5           |
| Strutture che si muovono col terreno <sup>7</sup>  | 1,0   | 1,0           |
| <b>Archi</b>                                       | 1,2   | 2,0           |

Tabella 7.9.1 – Valori di  $q_0$  (NTC'08 §7.9.2.1).



Spettri di progetto per il ponte sul fiume Musestere.

## Analisi sismica

L'analisi per la valutazione delle sollecitazioni prodotte dal sisma viene condotta per mezzo di un'analisi modale con spettro (analisi dinamica lineare NTC'08 §7.3.3.1 e C7.3.3.1). Tale analisi prevede l'individuazione dei principali modi di vibrare della struttura attraverso un'analisi delle frequenze naturali della struttura.

Il calcolo delle sollecitazioni avviene quindi per mezzo di un'analisi spettrale considerando ogni modo di vibrare ritenuto significativo per la descrizione del comportamento dinamico della struttura.

La norma precisa che devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque la somma dei modi partecipanti considerati deve essere superiore all'85% della massa totale.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, come indicato NTC'08 §7.3.3:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} * E_i * E_j \right)^{0.5}$$

Con:

- $E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;
- $\rho_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i-j$  di modi ( $\beta_{ij}=T_i/T_j$ ).

La risposta valutata mediante l'analisi spettrale viene calcolata separatamente per ciascuna delle tre direzioni. Si dovranno, quindi, creare delle combinazioni di carico "sismiche" che tengano conto della variabilità spaziale dell'azione sismica. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la relazione proposta nelle NTC'08 §7.3.5:

$$1,00 * E_x + 0,30 * E_y + 0,30 * E_z$$

Con la rotazione successiva rotazione dei coefficienti moltiplicativi si considerano tutte le possibili direzioni di arrivo dell'azione sismica.

## 6.5 Combinazioni di carico

### 6.5.1 Combinazioni elementari di carico

In riferimento all'analisi dei carichi effettuata sono stati creati i singoli casi di carico elementari impiegati poi nelle combinazioni di verifica ai vari Stati Limite.

I casi di carico individuati sono definiti con la seguente nomenclatura:

| Caso                           | Descrizione   |
|--------------------------------|---|
| G <sub>1,a</sub>               | Peso proprio delle travi PREM e soletta ("FASE 1")                      |
| G <sub>2,a</sub>               | Pesi permanenti non strutturali (Pavimentazione, barriere di sicurezza) |
| E <sub>2</sub>                 | Ritiro del calcestruzzo   |
| E <sub>3_exp</sub>             | Espansione termica uniforme $\Delta T = 28.75^\circ$                    |
| E <sub>3_con</sub>             | Contrazione termica uniforme $\Delta T = -22.5^\circ$                   |
| E <sub>3_dif+</sub>            | Distorsione termica $\Delta T = 15^\circ$                               |
| E <sub>3_dif-</sub>            | Distorsione termica $\Delta T = -8^\circ$                               |
| M <sub>1</sub>                 | Carico veicolare con disposizione 1 - carico massimo su impalcato       |
| Q <sub>3</sub> -M <sub>1</sub> | Frenamento in condizioni di massima eccentricità di carico veicolare    |
| Q <sub>6</sub>                 | Carico da vento   |
| S <sub>t</sub>                 | Spinta del terreno sulla spalla   |
| S <sub>q</sub>                 | Spinta del sovraccarico sulla spalla                                    |

Tali combinazioni di carico elementari devono essere combinate secondo i coefficienti dei vari stati limite indicati al capitolo 2 e 5 delle NTC'08.

### 6.5.2 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

In particolare devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo ed agli stati limite di esercizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

Per le fasi transitorie di costruzione del manufatto le combinazioni sono riferite ai carichi reali o a carichi convenzionali equivalenti. Per i valori da assegnare ai carichi convenzionali si sono considerati valori commisurati a periodi di ritorno, riferibili alla fase di costruzione del manufatto.

In accordo con §2.5.3 delle NTC'08, ai fini della verifica degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (con il simbolo "+" si intende "combinato con"):

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli Stati Limite Ultimi (S.L.U.):

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

| Carichi sulla carreggiata |   |                                  |   |                       |                        | Carichi su marciapiedi e piste ciclabili                           |
|---------------------------|---|----------------------------------|---|-----------------------|------------------------|--|
| Carichi verticali         |   |                                  |   | Carichi orizzontali   |                        | Carichi verticali  |
| Gruppo di azioni          | Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6) | Veicoli speciali                 | Folla (Schema di carico 5)  | Frenatura $q_3$       | Forza centrifuga $q_4$ | Carico uniformemente distribuito                                   |
| 1                         | Valore caratteristico                               |                                  |   |                       |                        | Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$ |
| 2 a                       | Valore frequente                                    |                                  |   | Valore caratteristico |                        |  |
| 2 b                       | Valore frequente                                    |                                  |   |                       | Valore caratteristico  |  |
| 3 (*)                     |   |                                  |   |                       |                        | Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$  |
| 4 (**)                    |   |                                  | Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$ |                       |                        | Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$  |
| 5 (***)                   | Da definirsi per il singolo progetto                | Valore caratteristico o nominale |   |                       |                        |  |

(\*) Ponti di 3ª categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Nel caso in esame si prendono in considerazione il gruppo di azioni 1, avente il valore caratteristico del modello di carico principale ( $M_1$ ) e il gruppo di azioni 2, che combina il valore frequente del modello di carico principale ( $M_1$ ) con valore caratteristico di frenamento.

La Tab. 5.1.V NTC'08 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Nella Tab. 5.1.V NTC'08 il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_p=1$ .

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab.5.1.VI.

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

|  |             | Coefficiente                            | EQU <sup>(1)</sup>  | A1 STR              | A2 GEO |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|--------|
| Carichi permanenti   | favorevoli  | $\gamma_{G1}$                           | 0,90                | 1,00                | 1,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,10                | 1,35                | 1,00   |
| Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>            | favorevoli  | $\gamma_{G2}$                           | 0,00                | 0,00                | 0,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,50                | 1,50                | 1,30   |
| Carichi variabili da traffico                                | favorevoli  | $\gamma_Q$                              | 0,00                | 0,00                | 0,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,35                | 1,35                | 1,15   |
| Carichi variabili  | favorevoli  | $\gamma_{Qi}$                           | 0,00                | 0,00                | 0,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,50                | 1,50                | 1,30   |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto                  | favorevoli  | $\gamma_{e1}$                           | 0,90                | 1,00                | 1,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,00 <sup>(3)</sup> | 1,00 <sup>(4)</sup> | 1,00   |
| Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari | favorevoli  | $\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$ | 0,00                | 0,00                | 0,00   |
|  | sfavorevoli |   | 1,20                | 1,20                | 1,00   |

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

| Azioni                              | Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)     | Coefficiente $\psi_0$ di combinazione | Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti) | Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti) |
|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|---|
| Azioni da traffico (Tabella 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   |
| Vento $q_s$                         | Vento a ponte scarico SLU e SLE       | 0,6                                   | 0,2                                      | 0,0   |
|                                     | Esecuzione                            | 0,8                                   | ----                                     | 0,0   |
|                                     | Vento a ponte carico                  | 0,6                                   |  |   |
| Neve $q_s$                          | SLU e SLE                             | 0,0                                   | 0,0                                      | 0,0   |
|                                     | esecuzione                            | 0,8                                   | 0,6                                      | 0,5   |
| Temperatura                         | $T_k$                                 | 0,6                                   | 0,6                                      | 0,5   |

Di seguito vengono proposte le tabelle con le combinazioni di carico assunte. La prima tabella rappresenta le combinazioni agli stati limite ultimi mentre la seconda tabella le combinazioni agli stati limite di esercizio. Tali combinazioni andranno ripetute per le tre posizioni di carico caratteristiche della struttura che massimizzeranno il momento in campata, il momento all'incastro ed il taglio all'incastro.

| COMBINAZIONI<br>STATI LIMITE ULTIMI | G <sub>1,a</sub> | G <sub>2,a</sub> | ε <sub>2</sub> | ε <sub>3_exp</sub> | ε <sub>3_con</sub> | ε <sub>3_dif+</sub> | ε <sub>3_dif-</sub> | M <sub>1</sub> | Q <sub>5</sub> | Q <sub>3</sub> -M <sub>1</sub> | S <sub>t</sub> + S <sub>q</sub> |
|-------------------------------------|------------------|------------------|----------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|--------------------------------|---------------------------------|
| schema1_M1_SLU1                     | 1.35             | 1.5              |                | 0.72               |                    |                     |                     | 1.35           | 0.9            |                                | 0.72                            |
| schema1_M1_SLU2                     | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 0.72               |                     |                     | 1.35           | 0.9            |                                |                                 |
| schema1_M1_SLU3                     | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    |                    | 0.72                |                     | 1.35           | 0.9            |                                |                                 |
| schema1_M1_SLU4                     | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    |                    |                     | 0.72                | 1.35           | 0.9            |                                |                                 |
| schema1_M1_SLU5                     | 1.35             | 1.5              |                | 0.72               |                    | 0.54                |                     | 1.35           | 0.9            |                                | 0.72                            |
| schema1_M1_SLU6                     | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 0.72               |                     | 0.25                | 1.35           | 0.9            |                                |                                 |
| schema1_M1_SLU7                     | 1.35             | 1.5              | 1.2            | 0.54               |                    | 0.72                |                     | 1.35           | 0.9            |                                | 0.54                            |
| schema1_M1_SLU8                     | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 0.25               |                     | 0.72                | 1.35           | 0.9            |                                |                                 |
| schema1_M1_SLU9                     | 1.35             | 1.5              |                | 1.2                |                    |                     |                     | 1.013          | 0.9            |                                | 1.2                             |
| schema1_M1_SLU10                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 1.2                |                     |                     | 1.013          | 0.9            |                                |                                 |
| schema1_M1_SLU11                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    |                    | 1.2                 |                     | 1.013          | 0.9            |                                |                                 |
| schema1_M1_SLU12                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    |                    |                     | 1.2                 | 1.013          | 0.9            |                                |                                 |
| schema1_M1_SLU13                    | 1.35             | 1.5              |                | 1.2                |                    | 0.9                 |                     | 1.013          | 0.9            |                                | 1.2                             |
| schema1_M1_SLU14                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 1.2                |                     | 0.9                 | 1.013          | 0.9            |                                |                                 |
| schema1_M1_SLU15                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            | 0.42               |                    | 1.2                 |                     | 1.013          | 0.9            |                                | 0.42                            |
| schema1_M1_SLU16                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 0.42               |                     | 1.2                 | 1.013          | 0.9            |                                |                                 |
| schema2_M1_SLU17                    | 1.35             | 1.5              |                | 0.72               |                    |                     |                     | 1.013          | 0.9            | 1.35                           | 0.72                            |
| schema2_M1_SLU18                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 0.72               |                     |                     | 1.013          | 0.9            | 1.35                           |                                 |
| schema2_M1_SLU19                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    |                    | 0.72                |                     | 1.013          | 0.9            | 1.35                           |                                 |
| schema2_M1_SLU20                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    |                    |                     | 0.72                | 1.013          | 0.9            | 1.35                           |                                 |
| schema2_M1_SLU21                    | 1.35             | 1.5              |                | 0.72               |                    | 0.54                |                     | 1.013          | 0.9            | 1.35                           | 0.72                            |
| schema2_M1_SLU22                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 0.72               |                     | 0.25                | 1.013          | 0.9            | 1.35                           |                                 |
| schema2_M1_SLU23                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            | 0.54               |                    | 0.72                |                     | 1.013          | 0.9            | 1.35                           | 0.54                            |
| schema2_M1_SLU24                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 0.25               |                     | 0.72                | 1.013          | 0.9            | 1.35                           |                                 |
| schema2_M1_SLU25                    | 1.35             | 1.5              |                | 1.2                |                    |                     |                     | 0.76           | 0.9            | 1.013                          | 1.2                             |
| schema2_M1_SLU26                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 1.2                |                     |                     | 0.76           | 0.9            | 1.013                          |                                 |
| schema2_M1_SLU27                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    |                    | 1.2                 |                     | 0.76           | 0.9            | 1.013                          |                                 |
| schema2_M1_SLU28                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    |                    |                     | 1.2                 | 0.76           | 0.9            | 1.013                          |                                 |
| schema2_M1_SLU29                    | 1.35             | 1.5              |                | 1.2                |                    | 0.9                 |                     | 0.76           | 0.9            | 1.013                          | 1.2                             |
| schema2_M1_SLU30                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 1.2                |                     | 0.9                 | 0.76           | 0.9            | 1.013                          |                                 |
| schema2_M1_SLU31                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            | 0.42               |                    | 1.2                 |                     | 0.76           | 0.9            | 1.013                          | 0.42                            |
| schema2_M1_SLU32                    | 1.35             | 1.5              | 1.2            |                    | 0.42               |                     | 1.2                 | 0.76           | 0.9            | 1.013                          |                                 |

| COMBINAZIONI<br>STATI LIMITE ESERCIZIO | G <sub>1,a</sub> | G <sub>2,a</sub> | ε <sub>2</sub> | ε <sub>3_exp</sub> | ε <sub>3_con</sub> | ε <sub>3_dif+</sub> | ε <sub>3_dif-</sub> | M <sub>1</sub>      | Q <sub>5</sub> | Q <sub>3</sub> -M <sub>1</sub> | S <sub>t</sub> + S <sub>q</sub> |
|--|------------------|------------------|----------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|--------------------------------|---------------------------------|
| schema1_M1_Comb RARA_SLE1              | 1                | 1                |                | 0.6                |                    |                     |                     | 1                   | 0.6            |                                | 0.6                             |
| schema1_M1_Comb RARA_SLE2              | 1                | 1                | 1              |                    | 0.6                |                     |                     | 1                   | 0.6            |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb RARA_SLE3              | 1                | 1                | 1              |                    |                    | 0.6                 |                     | 1                   | 0.6            |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb RARA_SLE4              | 1                | 1                | 1              |                    |                    |                     | 0.6                 | 1                   | 0.6            |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb RARA_SLE5              | 1                | 1                |                | 0.6                |                    | 0.45                |                     | 1                   | 0.6            |                                | 0.6                             |
| schema1_M1_Comb RARA_SLE6              | 1                | 1                | 1              |                    | 0.6                |                     | 0.45                | 1                   | 0.6            |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb RARA_SLE7              | 1                | 1                | 1              | 0.21               |                    | 0.6                 |                     | 1                   | 0.6            |                                | 0.21                            |
| schema1_M1_Comb RARA_SLE8              | 1                | 1                | 1              |                    | 0.21               |                     | 0.6                 | 1                   | 0.6            |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb FREQ_SLE9              | 1                | 1                |                | 0.5                |                    |                     |                     | M <sub>1_freq</sub> |                |                                | 0.5                             |
| schema1_M1_Comb FREQ_SLE10             | 1                | 1                | 1              |                    | 0.5                |                     |                     | M <sub>1_freq</sub> |                |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb FREQ_SLE11             | 1                | 1                | 1              |                    |                    | 0.5                 |                     | M <sub>1_freq</sub> |                |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb FREQ_SLE12             | 1                | 1                | 1              |                    |                    |                     | 0.5                 | M <sub>1_freq</sub> |                |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb FREQ_SLE13             | 1                | 1                |                | 0.5                |                    | 0.375               |                     | M <sub>1_freq</sub> |                |                                | 0.5                             |
| schema1_M1_Comb FREQ_SLE14             | 1                | 1                | 1              |                    | 0.5                |                     | 0.375               | M <sub>1_freq</sub> |                |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb FREQ_SLE15             | 1                | 1                | 1              | 0.175              |                    | 0.5                 |                     | M <sub>1_freq</sub> |                |                                | 0.175                           |
| schema1_M1_Comb FREQ_SLE16             | 1                | 1                | 1              |                    | 0.175              |                     | 0.5                 | M <sub>1_freq</sub> |                |                                |                                 |
| schema1_M1_Comb QP_SLE17               | 1                | 1                | 1              |                    |                    |                     |                     |                     |                |                                |                                 |

### 6.5.3 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate con riferimento alla combinazione di carico sismica presente in NTC'08 §3.2.4:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno quindi calcolato con riferimento ai carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

|        | <b>Combinazione</b> | <b>G<sub>1,a</sub></b> | <b>G<sub>2,a</sub></b> | <b>E<sub>x</sub></b> | <b>E<sub>y</sub></b> |
|--------|---------------------|------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|
| Sism_1 | <b>Ex+0.3Ey</b>     | 1                      | 1                      | 1                    | 0.3                  |
| Sism_2 | <b>Ex-0.3Ey</b>     | 1                      | 1                      | 1                    | -0.3                 |
| Sism_3 | <b>-Ex-0.3Ey</b>    | 1                      | 1                      | -1                   | -0.3                 |
| Sism_4 | <b>-Ex+0.3Ey</b>    | 1                      | 1                      | -1                   | 0.3                  |
| Sism_5 | <b>0.3Ex+Ey</b>     | 1                      | 1                      | 0.3                  | 1                    |
| Sism_6 | <b>0.3Ex-Ey</b>     | 1                      | 1                      | 0.3                  | -1                   |
| Sism_7 | <b>-0.3Ex+Ey</b>    | 1                      | 1                      | -0.3                 | 1                    |
| Sism_8 | <b>-0.3Ex-Ey</b>    | 1                      | 1                      | -0.3                 | -1                   |

## 6.6 Modello numerico del ponte integrale

### 6.6.1 Descrizione del Modello

Per la determinazione delle sollecitazioni in *Fase2* si è realizzato un modello agli elementi finiti del ponte completo con il software Straus7®. Al fine di avere una valutazione semplice e chiara delle sollecitazioni si è modellata la struttura del ponte interamente con elementi *beam*.

Le travi principali vengono modellate con elementi *beam* con sezione a *T* considerando anche la porzione di soletta collaborante. I valori della rigidezza flessionale lungo i due assi viene modificata manualmente per tener conto dell'elevata quantità di acciaio presente e della fessurazione dello zoccolo pregettato durante la *Fase1* (geometrie e rigidezze sono consultabili nel paragrafo che tratta la rigidezza della trave nelle varie fasi di vita).

Poiché le travi PREM sono difficilmente armabili torsionalmente, si inserisce nel modello una rigidezza torsionale trascurabile ipotizzando in tal modo la sezione fessurata. Il momento torcente che si avrebbe sulle travi verrà quindi ridistribuito secondo diversi meccanismi resistenti della struttura.

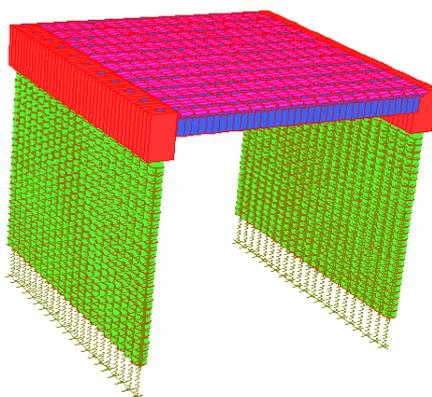
La soletta viene modellata sempre con elemento *beam* ortogonali all'asse delle travi principali e sezione 25x100 cm (avranno quindi interasse di 1m).

Tale modellazione consente una ripartizione realistica dei carichi verticali, che in assenza di traversi in campata, avviene unicamente per mezzo della soletta .

La spalla del ponte viene modellata con elementi *beam* di sezione rettangolare 180x300 cm.

I nodi degli elementi rappresentanti spalle, travi principali e soletta giacciono tutti sullo stesso piano quindi per tenere conto dell'effettiva posizione geometrica si assegnano opportuni *offset* ai *beam* rappresentanti le travi PREM e la soletta superiore.

Inferiormente sono modellati i pali di fondazione sempre con elementi *beam* di sezione circolare con diametro 1 m.



Rappresentazione globale del modello tridimensionale del ponte, Ponte sul fiume Meolo impalcato con travi singole.

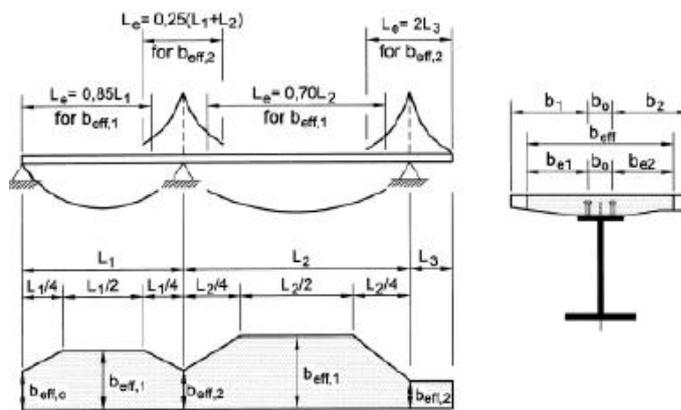
## 6.6.2 Calcolo larghezza collaborante soletta e caratteristiche inerziali Trave PREM Fase 2

Poiché la trave PREM adottata rientra nella classificazione di strutture composte acciaio-calcestruzzo la larghezza efficace,  $b_{eff}$ , della soletta in calcestruzzo viene determinata secondo le NTC'08 §4.3.2.3 con la relazione seguente:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

Le grandezze  $b_0$ ,  $b_i$  e  $b_{ei}$  vengono definite come nell'EC4-1-1 §5.4.1.2. Dove  $b_0$  è la distanza tra gli assi dei connettori,  $b_i$  è la distanza dal connettore più esterno alla mezzzeria della lastra predalles (nel caso di trave laterale, fino all'estremità della lastra) e  $b_{ei} = \min(L_e/8; b_i - b_0/2)$ .

$L_e$  nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata nella seguente figura:



Larghezza efficace,  $b_{eff}$ , e luci equivalenti,  $L_e$ , per le travi continue.

Nel caso in esame la trave in Fase 2 viene considerata come incastrata alle spalle. Il progetto infatti prevede una soluzione integrale anche se il grado dell'incastro offerto dalle sottostrutture deve essere ancora determinato.

La luci equivalenti della trave saranno date da:

$$L_{e\_campata} = 0,7L = 0,7 * 20 = 14m; \quad L_e = 0,25L = 0,25 * 20 = 5m$$

Di seguito si riporta una tabella che mostra le grandezze necessarie per il calcolo della larghezza della soletta collaborante. Per semplicità si assumerà come larghezza collaborante 160 cm per tutta la lunghezza della trave:

| <b>Larghezza collaborante soletta</b> |      |     |
|---------------------------------------|------|-----|
| <u>sezione in campata</u>             |      |     |
| b <sub>0</sub>                        | [cm] | 36  |
| b <sub>1</sub>                        | [cm] | 82  |
| b <sub>2</sub>                        | [cm] | 82  |
| L <sub>e</sub>                        | [m]  | 14  |
| b <sub>e1</sub>                       | [cm] | 64  |
| b <sub>e2</sub>                       | [cm] | 64  |
| b <sub>eff</sub>                      | [cm] | 164 |

| <b>Larghezza collaborante soletta</b> |      |      |
|---------------------------------------|------|------|
| <u>sezione in "incastro"</u>          |      |      |
| b <sub>0</sub>                        | [cm] | 36   |
| b <sub>1</sub>                        | [cm] | 82   |
| b <sub>2</sub>                        | [cm] | 82   |
| L <sub>e</sub>                        | [m]  | 5    |
| b <sub>e1</sub>                       | [cm] | 62.5 |
| b <sub>e2</sub>                       | [cm] | 62.5 |
| b <sub>eff</sub>                      | [cm] | 161  |

Nell'analisi globale delle sollecitazioni, sia la CNR 10016 sia l'EC4 parte 2, consentono di valutare il contributo inerziale del calcestruzzo fino a quando non vengono superati determinati livelli di trazione sul materiale.

Nel caso di una struttura mista il momento di inerzia della sezione viene calcolato con riferimento alle caratteristiche statiche omogeneizzate al calcestruzzo.

Le formule che seguono fanno riferimento ad una sezione di una trave mista comune, formata da un profilo in acciaio con una soletta superiore collaborante. Tale relazione è però generalizzabile per qualsiasi struttura mista:

$$A = n A_s + n A_\phi + A_c$$

$$y_g = \frac{n A_s y_{g,s} + n A_\phi y_{g,\phi} + A_c y_{g,c}}{A}$$

$$J = n J_s + J_c + n A_s (y_g - y_{g,s})^2 + n A_\phi (y_g - y_{g,\phi})^2 + A_c (y_g - y_{g,c})^2$$

A = area della sezione mista omogeneizzata

J = momento di inerzia baricentrico della sezione mista omogeneizzata

y<sub>g</sub> = coordinata y del baricentro della sezione mista omogeneizzata

J<sub>s</sub> = momento di inerzia baricentrico della sezione metallica

y<sub>g,s</sub> = coordinata y del baricentro della sezione metallica

A<sub>s</sub> = area della sezione metallica

J<sub>c</sub> = momento di inerzia baricentrico della sezione in calcestruzzo

A<sub>c</sub> = area della sezione in calcestruzzo

y<sub>g,c</sub> = coordinata del baricentro della sezione in calcestruzzo

A<sub>φ</sub> = area delle barre di armatura

y<sub>g,φ</sub> = coordinata y del baricentro della sezione in calcestruzzo

n = E<sub>s</sub>/E\*<sub>c</sub> è il coefficiente di omogeneizzazione

La rigidezza della trave PREM in *Fase2* viene calcolata in relazione alle geometrie proposte successivamente e che dovranno soddisfare le verifiche in *Fase1* della trave.

Il calcolo della rigidezza dovrà tenere conto della fessurazione dello zoccolo pregettato trascurando il contributo del calcestruzzo fessurato.

Di seguito vengono proposte le tabelle realizzate per il calcolo delle rigidzze flessionali delle travi lungo i due assi principali di inerzia sia a tempo\_0 che a tempo\_infinito. Tali valori sono stati poi inseriti nel modello numerico.

**Fase 2 - Sezione omogeneizzata a cls t0 (Jxx)**

**Area di calcestruzzo trave**

|                              |          |
|------------------------------|----------|
| E (MPa)                      | 33640    |
| b (mm)                       | 800      |
| h (mm)                       | 1000     |
| $y_{cls}$ (mm)               | 625      |
| $A_{cls}$ (mm <sup>2</sup> ) | 800000   |
| $J_{cls}$ (mm <sup>4</sup> ) | 6.67E+10 |

**Area di calcestruzzo soletta**

|                              |          |
|------------------------------|----------|
| E (MPa)                      | 33640    |
| b (mm)                       | 1600     |
| h (mm)                       | 250      |
| $y_{cls}$ (mm)               | 1125     |
| $A_{cls}$ (mm <sup>2</sup> ) | 400000   |
| $J_{cls}$ (mm <sup>4</sup> ) | 2.08E+09 |

**Profili di acciaio inferiori**

|                          |         |
|--------------------------|---------|
| E (MPa)                  | 206000  |
| b (mm)                   | 50      |
| h (mm)                   | 50      |
| num (-)                  | 6       |
| $y_{s,inf}$ (mm)         | 95      |
| $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | 15000   |
| $J_s$ (mm <sup>4</sup> ) | 3125000 |

**Profili di acciaio superiori**

|                          |         |
|--------------------------|---------|
| E (MPa)                  | 206000  |
| b (mm)                   | 50      |
| h (mm)                   | 50      |
| num (-)                  | 6       |
| $y_{s,inf}$ (mm)         | 1750    |
| $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | 15000   |
| $J_s$ (mm <sup>4</sup> ) | 3125000 |

**Sezione omogeneizzata**

|                               |                      |           |
|-------------------------------|----------------------|-----------|
| coefficiente omogeneizzazione | n                    | 6.12      |
| Area omogeneizzata            | A (mm <sup>2</sup> ) | 1.38E+06  |
| baricentro sezione omogen.    | y (mm)               | 809.04    |
| Momento di inerzia omogen.    | J (mm <sup>4</sup> ) | 2.640E+11 |

**Fase 2 - Sezione omogeneizzata a cls t0 (Jyy)**

**Area di calcestruzzo trave**

|                                     |          |
|-------------------------------------|----------|
| E (MPa)                             | 33640    |
| b (mm)                              | 800      |
| h (mm)                              | 1000     |
| y <sub>cls</sub> (mm)               | 0        |
| A <sub>cls</sub> (mm <sup>2</sup> ) | 8.00E+05 |
| J <sub>cls</sub> (mm <sup>4</sup> ) | 4.27E+10 |

**Area di calcestruzzo soletta**

|                                     |          |
|-------------------------------------|----------|
| E (MPa)                             | 33640    |
| b (mm)                              | 1600     |
| h (mm)                              | 250      |
| y <sub>cls</sub> (mm)               | 0        |
| A <sub>cls</sub> (mm <sup>2</sup> ) | 400000   |
| J <sub>cls</sub> (mm <sup>4</sup> ) | 8.53E+10 |

**Profili di acciaio**

|                                   |          |
|-----------------------------------|----------|
| E (MPa)                           | 206000   |
| b (mm)                            | 50       |
| h (mm)                            | 50       |
| num (-)                           | 3        |
| y <sub>s,inf</sub> (mm)           | 0        |
| A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> ) | 2500     |
| J <sub>s</sub> (mm <sup>4</sup> ) | 520833.3 |

**Posizione profili laterali da asse centrale**

|          |     | num |
|----------|-----|-----|
| h1 (mm)  | 45  | 4   |
| h2 (mm)  | 135 | 4   |
| h3 (mm)  | 225 | 4   |
| centrali |     | 0   |

**Sezione omogeneizzata**

|                               |                      |           |
|-------------------------------|----------------------|-----------|
| coefficiente omogeneizzazione | n                    | 6.12      |
| Area omogeneizzata            | A (mm <sup>2</sup> ) | 1.38E+06  |
| baricentro sezione omogen.    | y (mm)               | 0.00      |
| Momento di inerzia omogen.    | J (mm <sup>4</sup> ) | 1.324E+11 |

**Fase 2 - Sezione omogeneizzata a cls t\_Infinito (Jxx)**

**Area di calcestruzzo trave**

|                              |          |
|------------------------------|----------|
| E (MPa)                      | 11971    |
| b (mm)                       | 800      |
| h (mm)                       | 1000     |
| $y_{cls}$ (mm)               | 625      |
| $A_{cls}$ (mm <sup>2</sup> ) | 800000   |
| $J_{cls}$ (mm <sup>4</sup> ) | 6.67E+10 |

**Area di calcestruzzo soletta**

|                              |          |
|------------------------------|----------|
| E (MPa)                      | 11971    |
| b (mm)                       | 1600     |
| h (mm)                       | 250      |
| $y_{cls}$ (mm)               | 1125     |
| $A_{cls}$ (mm <sup>2</sup> ) | 400000   |
| $J_{cls}$ (mm <sup>4</sup> ) | 2.08E+09 |

**Profili di acciaio inferiori**

|                          |         |
|--------------------------|---------|
| E (MPa)                  | 206000  |
| b (mm)                   | 50      |
| h (mm)                   | 50      |
| num (-)                  | 6       |
| $y_{s,inf}$ (mm)         | 95      |
| $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | 15000   |
| $J_s$ (mm <sup>4</sup> ) | 3125000 |

**Profili di acciaio superiori**

|                          |         |
|--------------------------|---------|
| E (MPa)                  | 206000  |
| b (mm)                   | 50      |
| h (mm)                   | 50      |
| num (-)                  | 6       |
| $y_{s,inf}$ (mm)         | 1750    |
| $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | 15000   |
| $J_s$ (mm <sup>4</sup> ) | 3125000 |

**Sezione omogeneizzata**

|                               |                      |           |
|-------------------------------|----------------------|-----------|
| coefficiente omogeneizzazione | n                    | 17.21     |
| Area omogeneizzata            | A (mm <sup>2</sup> ) | 1.72E+06  |
| baricentro sezione omogen.    | y (mm)               | 831.02    |
| Momento di inerzia omogen.    | J (mm <sup>4</sup> ) | 4.952E+11 |

**Fase 2 - Sezione omogeneizzata a cls t\_Infinito (Jyy)**

**Area di calcestruzzo trave**

|                                     |          |
|-------------------------------------|----------|
| E (MPa)                             | 11971    |
| b (mm)                              | 800      |
| h (mm)                              | 1000     |
| y <sub>cls</sub> (mm)               | 0        |
| A <sub>cls</sub> (mm <sup>2</sup> ) | 8.00E+05 |
| J <sub>cls</sub> (mm <sup>4</sup> ) | 4.27E+10 |

**Area di calcestruzzo soletta**

|                                     |          |
|-------------------------------------|----------|
| E (MPa)                             | 11971    |
| b (mm)                              | 1600     |
| h (mm)                              | 250      |
| y <sub>cls</sub> (mm)               | 0        |
| A <sub>cls</sub> (mm <sup>2</sup> ) | 400000   |
| J <sub>cls</sub> (mm <sup>4</sup> ) | 8.53E+10 |

**Profili di acciaio**

|                                   |          |
|-----------------------------------|----------|
| E (MPa)                           | 206000   |
| b (mm)                            | 50       |
| h (mm)                            | 50       |
| num (-)                           | 3        |
| y <sub>s,inf</sub> (mm)           | 0        |
| A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> ) | 2500     |
| J <sub>s</sub> (mm <sup>4</sup> ) | 520833.3 |

**Posizione profili laterali da asse centrale**

|          |     | num |
|----------|-----|-----|
| h1 (mm)  | 45  | 4   |
| h2 (mm)  | 135 | 4   |
| h3 (mm)  | 225 | 4   |
| centrali |     | 0   |

**Sezione omogeneizzata**

|                              |                      |           |
|------------------------------|----------------------|-----------|
| coefficiente omogenizzazione | n                    | 17.21     |
| Area omogeneizzata           | A (mm <sup>2</sup> ) | 1.72E+06  |
| baricentro sezione omogen.   | y (mm)               | 0.00      |
| Momento di inerzia omogen.   | J (mm <sup>4</sup> ) | 1.403E+11 |

### 6.6.3 Interazione terreno-struttura (analisi statica)

#### Interazione terreno-spalle

La spinta del terreno dietro alle spalle ( $S_i$ ) e del sovraccarico ( $S_q$ ) viene calcolata con riferimento a quanto detto precedentemente. In particolare verrà utilizzata la formula proposta da Springman (1996). Si riportano le tabelle relative al calcolo di  $K^*$  ed una rappresentazione delle geometrie e delle spinte che insistono sulla spalla.

I valori  $M_{tot}$  e  $T_{tot}$  rappresentano il momento torcente ed il carico per unità di lunghezza da assegnare al *beam* rappresentante la spalla del ponte nel modello numerico del ponte completo.

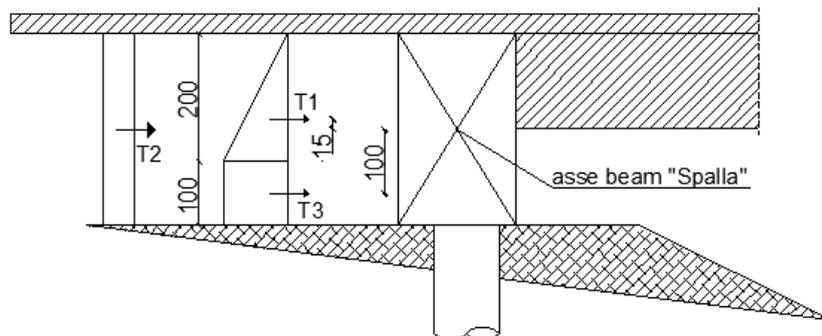
Poiché tali sollecitazioni sono conseguenti alla deformazione termica uniforme di espansione ( $\epsilon_{3\_exp}$ ) tali carichi verranno amplificati con lo stesso coefficiente relativo alla suddetta condizione di carico.

|                 |                     |          |
|-----------------|---------------------|----------|
| $H_{spalla}$    | [m]                 | 3        |
| $L_{implacato}$ | [m]                 | 20       |
| $\alpha$        | [°C <sup>-1</sup> ] | 0.000012 |
| $\Delta T$      | [°C]                | 28.5     |
| $d$             | [m]                 | 0.00342  |

|        |     |      |
|--------|-----|------|
| $\phi$ | [°] | 30   |
| $K_0$  |     | 0.5  |
| $K_a$  |     | 0.33 |
| $K_p$  |     | 3    |
| $K^*$  |     | 0.66 |

| <b>St</b>       |                      |        |
|-----------------|----------------------|--------|
| $\gamma_{terr}$ | [kN/m <sup>3</sup> ] | 20     |
| $h_1$           | [m]                  | 2      |
| $S_1$           | [kN/m <sup>2</sup> ] | 26.45  |
| $T_1$           | [kN/m]               | 26.45  |
| $h^*_1$         | [m]                  | 0.15   |
| $M_1$           | [kN/m/m]             | 3.97   |
|                 |                      |        |
| $h_3$           | [m]                  | 1.00   |
| $T_3$           | [kN/m]               | 26.45  |
| $h^*_3$         | [m]                  | 1      |
| $M_3$           | [kN/m/m]             | -26.45 |

| <b>Sq</b> |                      |        |
|-----------|----------------------|--------|
| $q$       | [kN/m <sup>2</sup> ] | 20     |
| $h_2$     | [m]                  | 3      |
| $T_2$     | [kN/m]               | 39.67  |
|           |                      |        |
| $T_{tot}$ | [kN/m]               | 92.56  |
| $M_{tot}$ | [kN/m/m]             | -22.48 |



### Interazione terreno-pali di fondazione

L'interazione terreno struttura è stata modellata secondo un modello alla Winkler, che caratterizza il sottosuolo con una relazione lineare tra spostamento in un punto ( $w$ ) e la pressione agente nel punto stesso ( $p$ ). Si assume quindi:

$$p = k * w$$

Dove  $k$  [FL<sup>-3</sup>] viene definito "coefficiente di reazione del terreno".

Il coefficiente di reazione del terreno, sia per gli strati coesivi che per quelli sabbiosi, è stato assunto variabile linearmente con la profondità secondo la relazione:

$$k_h = n_h * \frac{z}{D}$$

Nella quale  $n_h$  rappresenta il gradiente della reazione orizzontale e  $D$  il diametro del palo.

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive delle rigidezze delle molle orizzontali alla Winkler per i pali delle pile e delle spalle, distinte per i livelli nei quali è stata discretizzata la stratigrafia dell'area, secondo quanto riportato nella relazione geotecnica.

| Profondità dal piano campagna [m] | $n_h$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $k_h$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] |
|-----------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 0.00 ÷ 1.00                       | 0                             | 0                             |
| 1.00 ÷ 3.00                       | 2500                          | 5000                          |
| 3.00 ÷ 4.50                       | 2000                          | 7500                          |
| 4.50 ÷ 8.00                       | 1000                          | 5000                          |
| 8.00 ÷ 10.00                      | 1000                          | 8575                          |
| 10.00 ÷ 12.00                     | 3000                          | 32250                         |
| 12.00 ÷ 13.00                     | 3000                          | 36750                         |
| 13.00 ÷ 14.00                     | 3000                          | 40500                         |

Valori delle rigidezze elastiche  $k_h$  per i pali di spalla.

A partire dal "coefficiente di reazione del terreno" sono state ricavate le molle nodali da applicare lungo il fusto del palo, modellato con elementi *beam* della lunghezza di 50 cm.

Per tenere conto dell'effetto di interazione fra pali di fondazione contigui si adotta un coefficiente moltiplicativo ( $k_{h,g}$ ) inferiore all'unità che riduce il coefficiente di reazione del terreno.

Nel caso in esame si ha una fila di pali con diametro pari ad 1 m ed interasse pari a 1 m, si assumerà  $k_{h,g} = 0.5 k_h$  come proposto da Poulos e Davis (1980) per un gruppo di due pali.

La rigidezza traslazionale della molla sarà quindi data dal prodotto del coefficiente di reazione del terreno moltiplicata per il diametro del palo e l'interasse tra due molle consecutive, ovvero l'area di influenza della molla.

$$K_{molla} = 0.5 n_h \frac{z}{D} A_{inf\_molla}$$

Inoltre, in corrispondenza della punta del palo viene definita una molla verticale di rigidezza 230 kN/mm.

Bisogna ricordare che l'utilizzo di molle con rigidità lineare a livello teorico si potrebbe utilizzare solo per carichi di esercizio nei quali il terreno conserva ancora un comportamento "lineare".

Recenti studi (Dicleli et al., 2009) (citati in Condoleo, 2012) hanno mostrato che l'adozione di un modello semplificato con molle lineari è accettabile per ponti integrali con luci modeste (inferiori a 50 m), dove gli effetti delle deformazioni termiche sono ancora modesti.

#### 6.6.4 Interazione terreno-struttura (analisi sismica)

Oltre all'azione sismica si dovrà inserire la spinta del terreno in condizioni sismiche e la forza di inerzia del volume di terreno eccitato dall'azione sismica.

Nel caso di strutture rigide o con spostamenti impediti le spinte sono maggiori ed è necessario considerare il terreno in condizioni di riposo.

Con riferimento ad NTC'08 §7.11.3.5.2 si fa riferimento al metodo di analisi pseudo statico. L'azione sismica viene, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso di volume  $W$  del terreno potenzialmente instabile.

I coefficienti sismici orizzontale e verticale,  $k_h$  e  $k_v$ , sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}; \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

Dove  $a_{max}(= S_s S_t a_g)$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito in esame ed il coefficiente  $\beta_m$  si ricava dalla tabella NTC'08 Tab.7.11.II.

Nel caso in esame si assume  $a_g = 0,158$ ;  $a_{max} = 0,229$ ;  $\beta_m = 1$ .

La spinta del terreno in condizione sismica si ritiene aderente alla teoria di Mononobe-Okabe:

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \vartheta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

La spinta statica, applicata nello stesso punto della spinta attiva in condizioni statiche, verrà infine calcolata con la relazione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_{AE}$$

Oltre alla spinta del terreno, si dovrà tener conto della forza inerziale del cuneo di terreno instabile eccitato dall'azione sismica. Tale volume si considera stimato secondo una superficie di rottura per spinta attiva del terreno, quindi con inclinazione di 60° dal piede della spalla ed applicato nel baricentro dello stesso.

$$F = k_h * W_{terreno}$$

|           |       |
|-----------|-------|
| $a_g$     | 0.158 |
| $S_t$     | 1.453 |
| $S_s$     | 1     |
| $a_{max}$ | 0.230 |
| $\beta$   | 1     |

|       |      |
|-------|------|
| $k_h$ | 0.23 |
| $k_v$ | 0.11 |

|          |       |
|----------|-------|
| $\psi$   | 90    |
| $\phi$   | 30    |
| $\theta$ | 11.64 |
| $\delta$ | 20    |
| $K_{AE}$ | 0.46  |

|              |       |        |
|--------------|-------|--------|
| $P_{spinta}$ | 46.15 | [kN/m] |
| $P_w$        | 35.81 | [kN/m] |

Come indicato in precedenza nei paragrafi che trattavano le peculiarità dei ponti integrali si considera anche il contributo di rigidità del terreno compresso dalla spalla a seguito dell'azione del sisma.

Tale contributo viene stimato considerando il terreno in condizioni passive. Lo spostamento alla testa della spalla necessario per attivare la spinta passiva viene reperito dall'Annex C - EC7.

Tenuto presente dei fenomeni di compattazione del terreno in fase di esercizio della struttura per effetto delle deformazioni termiche si assume come spostamento "attivante" il valore che l'EC7 indica relativamente al 50% della spinta passiva. Si considera che la spalla possa spostarsi solo nella parte superiore (movimento del muro tipo "a").

|        |     |      |
|--------|-----|------|
| $\phi$ | [°] | 30   |
| $K_0$  |     | 0.5  |
| $K_a$  |     | 0.33 |
| $K_p$  |     | 3    |

|                 |                      |      |
|-----------------|----------------------|------|
| $\gamma_{terr}$ | [kN/m <sup>3</sup> ] | 20   |
| $H_{spalla}$    | [m]                  | 3    |
| $b_{impalcato}$ | [m]                  | 20.9 |
| $P$             | [kN]                 | 5643 |

|              |        |        |
|--------------|--------|--------|
| $v_p/H$      |        | 0.011  |
| $v_p$        | [m]    | 0.033  |
| $K_{spalla}$ | [kN/m] | 171000 |

Tale rigidità verrà inserita nel modello relativo all'analisi modale del ponte per mezzo di molle traslazionali lineari.

Tali molle verranno posizionate sull'asse baricentrico delle spalle in corrispondenza delle travi principali dell'impalcato. Il valore totale della rigidità appena calcolata andrà quindi diviso per 22 (2spalle\*11travi).

## 6.6.5 Immissione dei carichi nel modello

I carichi relativi al peso della pavimentazione, dei cordoli laterali e dei carichi variabili da traffico uniformemente distribuiti sono stati inseriti nel modello come carichi uniformemente distribuiti sugli elementi *beam* rappresentanti la soletta (avendo l'elemento *beam* larghezza ed interasse pari ad 1 m, la pressione in  $\text{kN/m}^2$  si traduce immediatamente in  $\text{kN/m}$ ).

I carichi variabili da traffico relativi agli assi tandem sono stati immessi come carichi concentrati nodali nelle opportune posizioni atte a massimizzare le sollecitazioni sulle travi principali.

L'azione orizzontale del vento si suppone ripartita uniformemente su tutte le travi principali da parte della soletta, il momento torcente che si instaura a causa dell'eccentricità tra forza risultante e centro di taglio dell'impalcato si scompone con il metodo alla Courbon come forze verticali (trascurabili rispetto ai carichi gravitazionali).

L'immissione dei pesi propri strutturali viene fatta per mezzo della densità strutturale degli elementi finiti solo per le parti strutturali concernenti la *Fase2* (spalle, traversi di spalla, pali di fondazione). Il peso proprio dell'impalcato, poiché grava sulla struttura in *Fase1* con schema statico di semplice appoggio, viene invece immesso come carico concentrato nodale verticale in corrispondenza delle estremità dei *beam*. Tale valore corrisponde al taglio calcolato nella trave PREM in *Fase1*.

Gli effetti termici (differenza di temperatura costante) e di ritiro vengono applicati con  $\Delta T$  nodali, o gradiente di temperatura (differenza di temperatura lineare) sulle travi principali.

In relazione alle considerazioni prese ed esposte precedentemente si propongono di seguito gli involuipi delle sollecitazioni flettenti e delle azioni taglianti.

## 6.6.6 Involuppo combinazioni SLU\_statiche

|           | MIN                   | MAX                  |
|-----------|-----------------------|----------------------|
| BM2(N.mm) | $-1.7870 \times 10^9$ | $2.6551 \times 10^9$ |
|           | [Bm.51]               | [Bm.70]              |

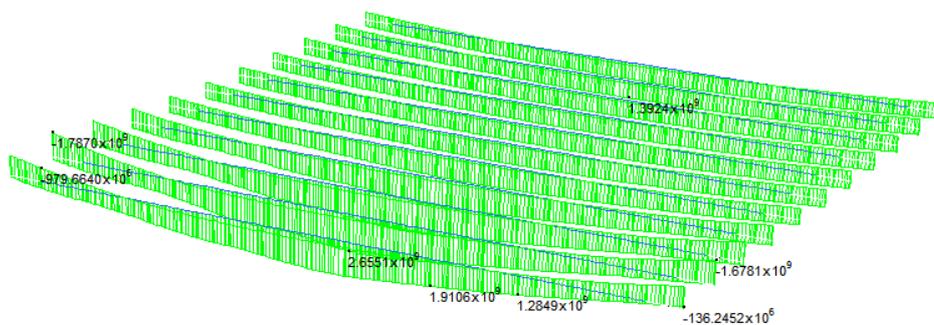


Diagramma di involuppo dei momenti flettenti.

|        | MIN                     | MAX                    |
|--------|-------------------------|------------------------|
| SF2(N) | $-547.0025 \times 10^3$ | $785.5133 \times 10^3$ |
|        | [Bm:2366]               | [Bm:51]                |

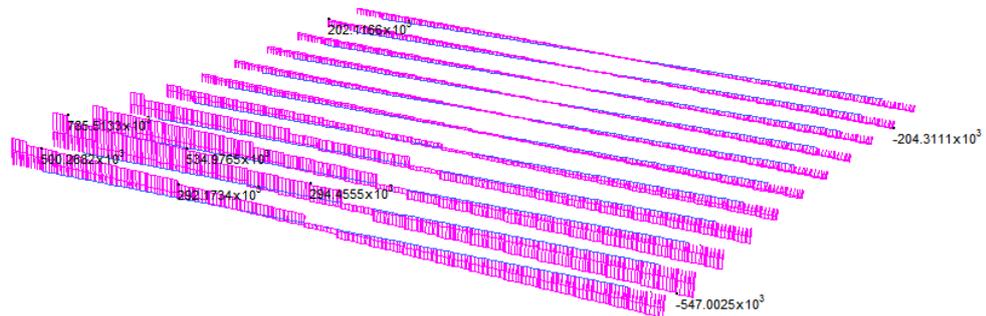


Diagramma di involucro delle azioni taglianti.

### 6.6.7 Involuppo combinazioni SLU\_sismiche

La combinazione sismica risulta essere particolarmente importante in relazione al dimensionamento dell'incastro da realizzare tra spalla e travi PREM.

|           | MIN                   | MAX                  |
|-----------|-----------------------|----------------------|
| BM2(N.mm) | $-1.4026 \times 10^9$ | $1.0454 \times 10^9$ |
|           | [Bm:21]               | [Bm:141]             |

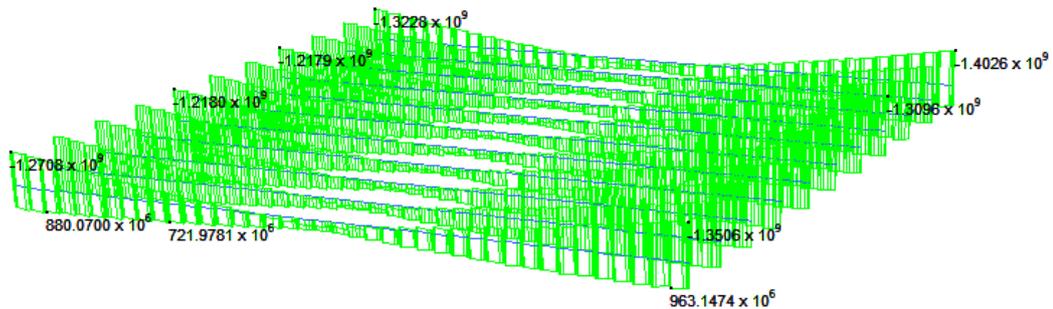


Diagramma di involucro dei momenti flettenti, modello numerico che tiene conto della spinta passiva del terreno dietro alla spalla.

|           | MIN                   | MAX                  |
|-----------|-----------------------|----------------------|
| BM2(N.mm) | $-1.9086 \times 10^9$ | $1.5870 \times 10^9$ |
|           | [Bm:21]               | [Bm:141]             |

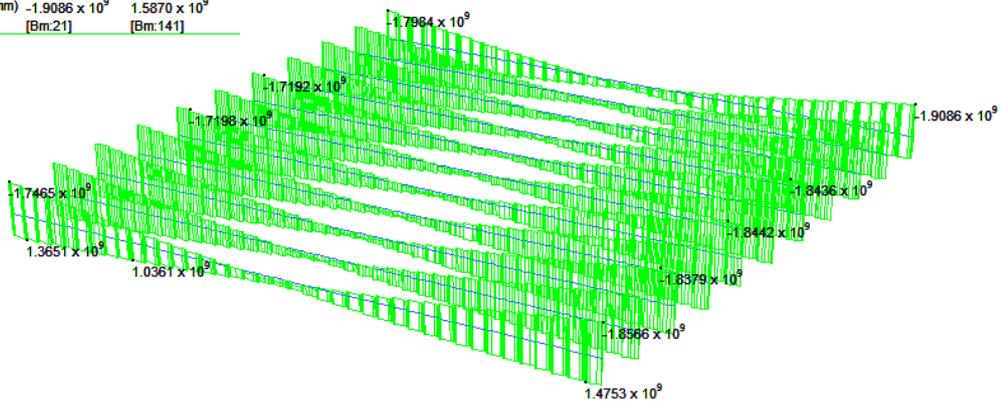


Diagramma di involucro dei momenti flettenti, modello numerico che non tiene conto della spinta passiva del terreno dietro alla spalla.

## 6.7 Predimensionamento e analisi di carichi *Fase1* Trave PREM

Il predimensionamento della trave PREM viene eseguito considerando i carichi di prima fase, ossia il peso proprio della trave PREM in *Fase0*, il getto di completamento della trave ed il peso della lastra predalles più il getto di completamento sull'area di influenza della singola trave.

In *Fase 1* la trave PREM è in semplice appoggio, quindi, il momento flettente massimo ed il taglio massimo si calcolano con le relazioni:

$$M_{max} = \frac{1}{8}ql^2 \quad ; \quad V_{max} = \frac{1}{2}ql$$

Il progetto della sezione si è basato sulle indicazioni fornite dai manuali:

- Progettare con il sistema REP®: Travi REP® Pilastrini e Setti (Tecnostрукture®).
- Progettare con le Travi Prefabbricate REticolari Miste, PREM (Assoprem).

Inoltre non essendo presenti in letteratura analoghi casi di studio, fondamentali sono state le immagini reperibili in rete di opere infrastrutturali simili al caso in esame.



Travi NPS® lunghe 24m (con basamento in cls) realizzate da Tecnostрукture® per il ponte ferroviario della Muzza (BG).  
Altezza di impalcato complessiva di impalcato 2,5m.



Trave REP® NOR TLQ® - CSP PREFABBRICATI.

Una delle prime difficoltà nel predimensionamento delle travi PREM in oggetto è stata la determinazione dell'altezza della trave.

Per ottenere soluzioni concorrenziali all'utilizzo di travi in acciaio classiche o travi in c.a.p. occorre considerare rapporti h/L di circa 1/20.

Tali rapporti diventano però difficilmente gestibili dal punto di vista delle successive verifiche ad instabilità globale in *Fase2* e resistenziali in *Fase2* della trave. Da questa considerazione ne consegue l'adozione di rapporti h/L maggiori di 1/20.

Sulla base delle realizzazioni presenti in letteratura ed in rete (infrastrutture viarie e ferroviarie realizzate con travi REP® prodotte da aziende come Tecnostrutture®, CSP® o MetalRI®) si ipotizza una sezione formata con profili quadri e saldature a completa penetrazione o a cordone d'angolo direttamente attraverso i profili della reticolare.

Si ipotizza un'altezza della trave finita di 150 cm, tale altezza comprende anche lo spessore della soletta (25 cm).

Sottraendo i copriferri (7,5 cm) ed uno spessore dei profili longitudinali quadrati (l=50mm), si ottiene un braccio interno delle forze pari a 130 cm per il predimensionamento dei correnti longitudinali.

La reticolare di acciaio presenta corrente inferiore e superiore simmetrici formati da 6 profili quadri di lato 50mm. Per le aste di parete si suppone invece di adottare 4 profili quadri 40x40mm.

Risulta necessaria l'introduzione di una reticolare sul piano orizzontale per controventare le aste di parete che risultano compresse. Tale elemento è costituito da profili tondi  $\phi 16$ mm.

Tutto l'acciaio utilizzato per la trave reticolare mista è del tipo S355. La trave rientrerà quindi nella categoria "A" : strutture miste acciaio-calcestruzzo.

Vengono previsti inoltre uno zoccolo inferiore e delle spondine laterali in calcestruzzo da realizzarsi in stabilimento che fungeranno contemporaneamente da cassero per il getto di completamento della trave PREM e da superficie di appoggio delle lastre predalles. Considerando un interasse delle travi di 2m ed una larghezza delle travi di 80cm la luce delle lastre predalles sarà di 1,4m (compresi 10+10cm di appoggio sulle spondine delle travi PREM per parte).

Successivamente verranno riportate per maggior chiarezza le sezioni trasversale e longitudinale della trave PREM appena descritta.

Si propongono di seguito le tabelle relative all'analisi dei carichi e le verifiche resistenziali di *Fase1*. Tali verifiche mostrano un netto sovradimensionamento che può sembrare sproporzionato ed eccessivamente cautelativo rispetto alle sollecitazioni di prima fase.

In realtà la sezione adottata consente di superare tutte le successive verifiche (instabilità in *Fase1* e resistenza in *Fase2*) senza modificare il numero o le sezioni delle armature.

Il progettista può anche optare per una soluzione che ottimizza i materiali andando a modificare le sezioni nei punti più sollecitati.

In letteratura e nelle immagini in rete si può vedere ad esempio come vengano aggiunte armature inferiori in campata per aumentare il momento resistente in *Fase2* oppure aste di parete alle estremità della trave per distribuire su più elementi la sollecitazione di taglio.

| Carichi             |          |                               |        |      |
|---------------------|----------|-------------------------------|--------|------|
| <b>Calcestruzzo</b> |          |                               |        |      |
| h [m]               | b [m]    | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | [kN/m] |      |
| Fondello inf.       | 0.25     | 0.8                           | 24     | 4.8  |
| Pannelli lat.       | 1        | 0.2                           | 25     | 5    |
| Getto compl.        | 1.25     | 0.6                           | 24     | 18   |
| Peso soletta        | 0.25     | 1.4                           | 25     | 8.75 |
| Tot                 |          |                               | 36.55  |      |
| <b>Reticolare</b>   |          |                               |        |      |
| num                 | lato [m] | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | [kN/m] |      |
| Correnti sup.       | 6        | 0.05                          | 54.5   | 0.82 |
| Correnti inf.       | 6        | 0.05                          | 54.5   | 0.82 |
| Anima               | 4        | 0.04                          | 54.5   | 1.84 |
| Tot                 |          |                               | 3.48   |      |

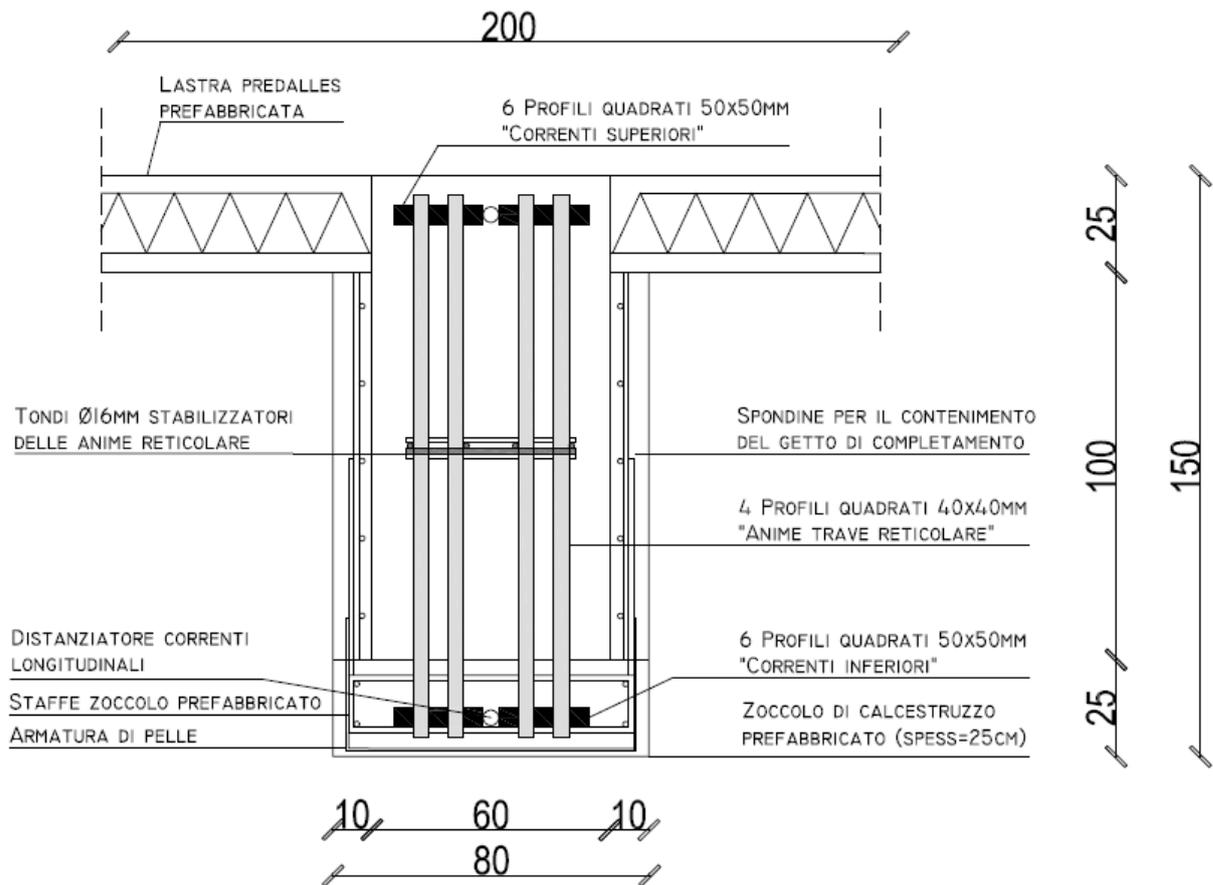
| Trave originale in C.A.Precompresso |                        |                               |        |      |       |
|-------------------------------------|------------------------|-------------------------------|--------|------|-------|
| Peso                                | Area [m <sup>2</sup> ] | $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | [kN/m] | [kN] | [ton] |
| Sez. tipo 1                         | 0.5706                 | 25                            | 14     | 285  | 29    |
| Sez. tipo 2                         | 1.1756                 | 25                            | 29     | 588  | 60    |

| Trave PREM |      |       |            |
|------------|------|-------|------------|
| Peso       | [kN] | [ton] | PREM/C.A.P |
| Fase0      | 266  | 27    | 0.93       |
| Fase1      | 626  | 64    | -          |
| Fase2      | 801  | 82    | 1.36       |

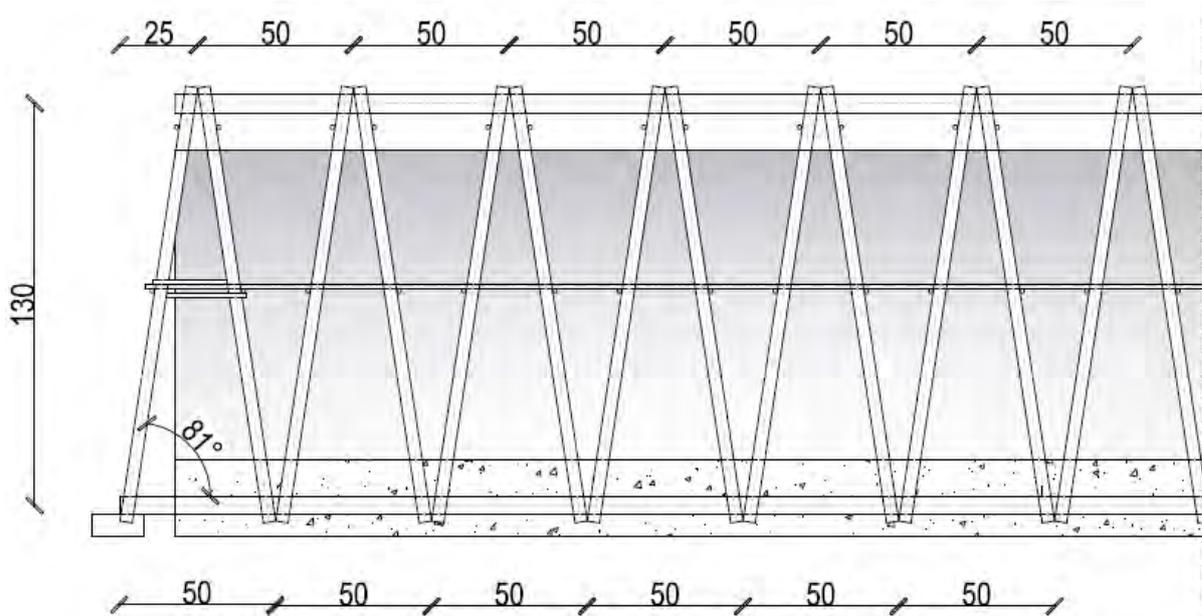
| Sollecitazioni MAX |        |      |
|--------------------|--------|------|
| q [kN/m]           | [kN/m] | 40   |
| $\gamma_{Azioni}$  |        | 1.5  |
| $M_{max}$ [kNm]    | [kNm]  | 3002 |
| $T_{max}$ [kN]     | [kN]   | 600  |

| Dimensionamento correnti |                    |                |
|--------------------------|--------------------|----------------|
| braccio f.int            | [m]                | 1.3            |
| $N_{max}$                | [kN]               | 2309           |
| $f_{yk}$                 | [MPa]              | 335            |
| $\gamma_{m,s}$           |                    | 1.05           |
| $f_{yd}$                 | [MPa]              | 319            |
| $A_{min}$                | [mm <sup>2</sup> ] | 7238           |
| Adotto profili quadri    |                    |                |
| lato                     | [mm]               | 50             |
| num                      |                    | 6 incremento % |
| $A_{tot}$                | [mm <sup>2</sup> ] | 15000 107.23   |

| Dimensionamento anime |                    |                  |
|-----------------------|--------------------|------------------|
| Adotto profili quadri |                    |                  |
| lato                  | [mm]               | 40               |
| num                   |                    | 4                |
| $\alpha$              | [°]                | 81               |
| $A_{tot}$             | [mm <sup>2</sup> ] | 6400             |
| $f_{yk}$              | [MPa]              | 355              |
| $\gamma_{m,s}$        |                    | 1.05             |
| $f_{yd}$              | [MPa]              | 338 incremento % |
| $N_{Rd}$              | [kN]               | 2137 255.93      |



Sezione trasversale della trave PREM proposta.



Sezione longitudinale della trave PREM proposta.

## 6.8 Modelli numerici: Travi PREM

La trave PREM ipotizzata è stato quindi modellata il software commerciale Straus7®.

Il modello realizzato è stato utilizzato per avere una corrispondenza con le sollecitazioni calcolate per via manuale sugli elementi principali (correnti longitudinali ed aste di parete) gli elementi secondari (controventi aste di parete) e per le verifiche ad instabilità globale della trave.

I correnti longitudinali, le aste di parete ed i controventi delle aste di parete vengono rappresentati con elementi *beam* aventi le caratteristiche geometrie sopra menzionate. Il modello iniziale fa ancora riferimento ad una struttura reticolare ideale avente le aste di parete confluenti in un unico nodo.

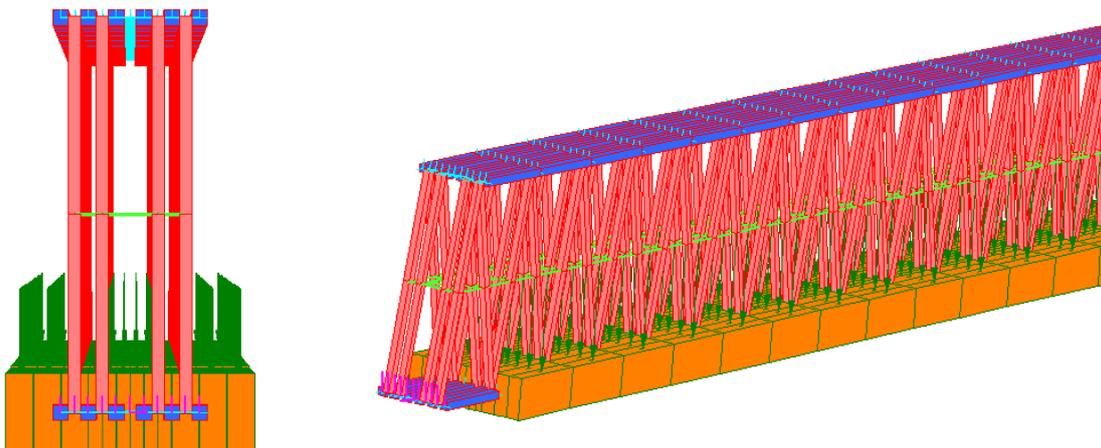
In realtà in corrispondenza dei nodi esisteranno delle eccentricità che dipenderanno dalle dimensioni delle saldature, successivamente verrà trattato anche questo caso.

Le saldature vengono modellate da elementi *Rigid link* che collegano gli assi delle aste collegate dalle saldature.

Il fondello prefabbricato in c.a. viene modellato con elementi *plate*, con piano medio coincidente all'asse dei correnti longitudinali inferiori. I pannelli laterali che fungono da cassero per il getto di completamento e sostegno delle lastre predalles vengono trascurati ai fini della valutazione della resistenza e rigidezza della trave.

I carichi vengono immessi come peso proprio degli elementi strutturali nel caso in cui vengano modellati esplicitamente (come per esempio la travatura reticolare).

Tutti gli altri carichi sono immessi come pressioni verticali sugli elementi *plate* rappresentanti il fondello inferiore in c.a.

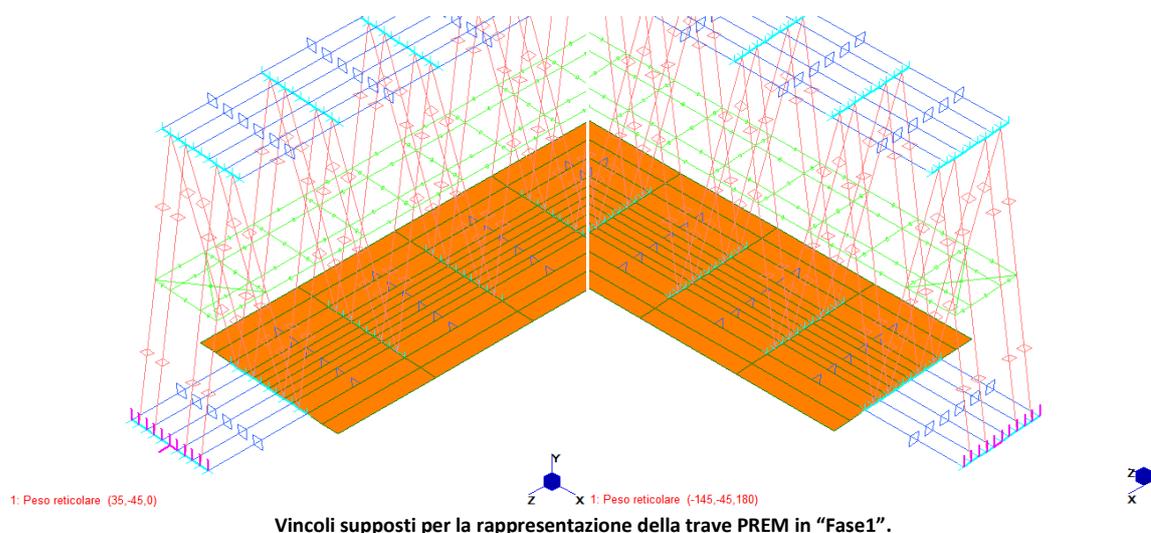


Immagini relative ai modelli f.e.m. della trave PREM progettata.

Il peso delle lastre predalles comprendente anche il getto di completamento sulle stesse viene sempre come pressione verticale sugli elementi *plate* esterni aventi la stessa superficie delle spondine laterali.

Di seguito si propone una tabella riassuntiva con i valori numerici dei carichi immessi nel modello. Tutti i carichi vengono poi amplificati dal coefficiente di sicurezza per i carichi permanenti strutturali (o non strutturali) pari a  $\gamma=1,5$ .

La trave in *Fase 1*, fase di autoportanza, assume lo schema statico di una trave in semplice appoggio. Si assume, quindi, di bloccare tutti gli spostamenti verticali (DY) delle estremità dei piatti di appoggio. Prendendo poi il baricentro del piatto come riferimento, ad una estremità si sono bloccate le restanti traslazioni (DX e DZ) creando una cerniera tridimensionale, mentre all'altra estremità si è bloccata la traslazione perpendicolare all'asse della trave (DZ), riproducendo un carrello lungo DX.



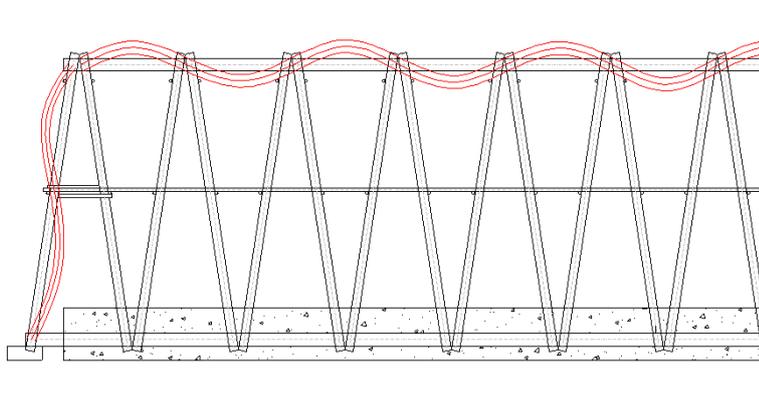
Il modello numerico mostra buona rappresentatività della soluzione analitica approssimata ad eccezione delle tensioni sul corrente inferiore che il software suppone collaborare con lo zoccolo prefabbricato in calcestruzzo (considerato lineare elastico).

| Confronto Sollecitazioni |                         |                         |                        |
|--------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|
|                          | $N_{max}$ "predim" [kN] | $N_{max}$ "numer." [kN] | $N_{num}/N_{predim}\%$ |
| Corrente sup             | -385.47                 | -388.62                 | 100.8                  |
| Corrente inf             | 385.47                  | 120.88                  | 31.4                   |
| Anima                    | -152.2                  | -148.9                  | 97.8                   |

## 6.9 Verifiche Trave PREM in Fase1 Stati Limite Ultimi

Come già detto il comportamento della trave PREM in Fase1 è assimilabile a quello di una trave reticolare, le verifiche dimensionanti saranno quindi relative alle instabilità locali degli elementi (correnti compressi superiori ed aste di parete) e globali della trave (svergolamento, flessione-torsione).

### 6.9.1 Instabilità locali



Le verifiche ad instabilità locali vengono eseguite in ottemperanza delle indicazioni delle NTC'08 §4.2.4.1.3.1 (Aste compresse):

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove

- $N_{Ed}$  è l'azione di compressione di calcolo;
- $N_{b,Rd}$  è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1,2 e 3}; \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4}$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impegnato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

Dove

- $\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ ,
- $\alpha$  è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2 VI, e la snellezza adimensionale

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1,2 e 3; } \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4}$$

Nel caso in esame si ha che il coefficiente di sicurezza viene portato ad 1,10 poiché si tratta di un elemento costituente un ponte:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{1,10}$$

Tale verifica andrà eseguita sia per i correnti compressi superiori nel piano verticale sia per le aste di parete. La lunghezza libera di inflessione viene assunta pari alla lunghezza intera dell'elemento compresso (distanza tra aste di parete successive per il corrente superiore compresso; distanza tra i correnti longitudinali ed il traliccio controventante nel piano orizzontale per le aste di parete).

Di seguito si propongono le tabelle relative alle verifiche per instabilità locale degli elementi compressi.

| Verifica instabilità locale corrente superiore |                                   |  |  | Verifica instabilità locale asta di parete  |                                   |  |  |
|--|-----------------------------------|--|--|---|-----------------------------------|--|--|
| <b>Correnti sup.</b>                           |                                   |  |  | <b>Anima</b>                                |                                   |  |  |
| Area <sub>1corr sup</sub> [mm <sup>2</sup> ]   | 2500                              |  |  | Area <sub>1profilo</sub> [mm <sup>2</sup> ] | 1600                              |  |  |
| num  | 6                                 |  |  | num   | 4                                 |  |  |
| J <sub>xx cor inf.</sub> [mm <sup>4</sup> ]    | 520833                            |  |  | J <sub>xx 1profilo</sub> [mm <sup>4</sup> ] | 213333                            |  |  |
| lato [mm]                                      | 50                                |  |  | lato [mm]                                   | 40                                |  |  |
| N <sub>crit Eulero</sub> [N]                   | 4235705                           |  |  | N <sub>crit Eulero</sub> [N]                | 989714                            |  |  |
| Area <sub>tot</sub> [mm <sup>2</sup> ]         | 15000                             |  |  | l <sub>0</sub> [mm]                         | 662                               |  |  |
|  | λ                                 |  |  | 0.44  |                                   |  |  |
|  | α                                 |  |  | 0.49  |                                   |  |  |
| <b>Correnti inf.</b>                           |                                   |  |  |   | λ                                 |  |  |
| num  | 6                                 |  |  |   | α                                 |  |  |
| lato [mm]                                      | 50                                |  |  |   | φ                                 |  |  |
| Area <sub>tot</sub> [mm <sup>2</sup> ]         | 15000                             |  |  |   | χ                                 |  |  |
|  | φ                                 |  |  |   | 0.72                              |  |  |
|  | χ                                 |  |  |   | 0.82                              |  |  |
|  | N <sub>ed</sub> [N]               |  |  |   | N <sub>ed</sub> [N]               |  |  |
|  | 384899                            |  |  |   | 151981.6                          |  |  |
|  | N <sub>brd 1°f sltu</sub> [N]     |  |  |   | N <sub>brd 1°f sltu</sub> [N]     |  |  |
|  | 664999                            |  |  |   | 444193.6                          |  |  |
|  | N <sub>ed</sub> /N <sub>brd</sub> |  |  |   | N <sub>ed</sub> /N <sub>brd</sub> |  |  |
|  | 0.58                              |  |  |   | 0.34                              |  |  |
|  | OK!                               |  |  |   | OK!                               |  |  |

Le verifiche ad instabilità locali risultano determinanti per la definizione della geometria della reticolare di acciaio. Una volta fissata l'altezza della trave ed i carichi agenti l'unico parametro ancora influenzabile per la verifica ad instabilità locale del corrente superiore compresso è la lunghezza libera di inflessione dell'asta, ossia il passo delle aste di parete.

Il coefficiente di riduzione ad instabilità locale del singolo corrente superiore successivamente verrà utilizzato per la determinazione del modulo resistente nel caso di instabilità globale della trave e quindi influenzerà anche questa verifica. Proprio per questo motivo il passo delle aste di parete è stato ridotto (sarebbero infatti risultati verificati anche passi maggiori).

Per quanto concerne l'instabilità delle aste di parete, la verifica risulta condizionata dal numero degli ordini di controventi atti a limitare la lunghezza libera di inflessione delle aste.

Tali verifiche partono dall'ipotesi di trave reticolare ideale con gli elementi che si intersecano in un nodo.

Si vedrà successivamente come l'assunzione di un'eccentricità tra le aste di parete, plausibile con le caratteristiche geometriche degli elementi, modifichi la tipologia di verifica (instabilità per pressoflessione) ed il grado di sicurezza della struttura.

## **6.9.2 Instabilità globali**

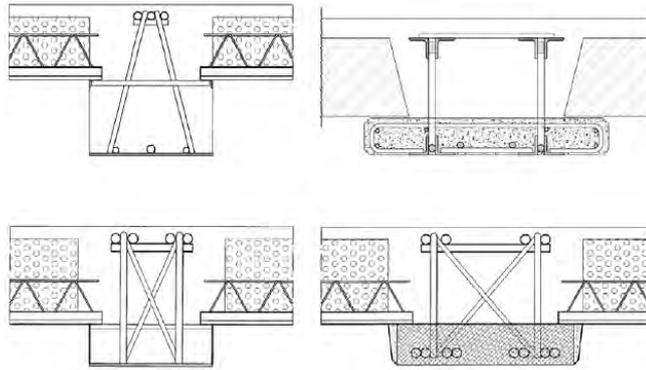
La verifica ad instabilità nel piano orizzontale dell'intero corrente superiore compresso è decisamente complessa in quanto non ci si può ricondurre a formule analitiche semplici senza ricorrere ad importanti semplificazioni.

Le geometrie della trave in oggetto inoltre differiscono notevolmente dai casi trattati in letteratura, riguardanti per lo più travi per edilizia residenziale.

Generalmente queste travi presentano un fondello costituito da un piatto in acciaio eventualmente irrigidito con lamierini laterali che aumentano la rigidezza torsionale della trave.

In altri casi si ha un fondello prefabbricato in calcestruzzo che costituisce il piano di posa per i solai. Lo spessore di tale fondello, usualmente pari ad un terzo dell'altezza della trave finita, influenza fortemente la rigidezza flessionale del sistema in direzione laterale e limita la lunghezza delle aste di parete rendendole più rigide flessionalmente.

Le travi per edilizia residenziale possiedono inoltre rapporti altezza/base che consentono l'adozione di aste di parete con struttura a triangolo permettendo così di sfruttare la rigidezza assiale del traliccio di anima piuttosto che la rigidezza flessionale nello sbandamento del corrente superiore.

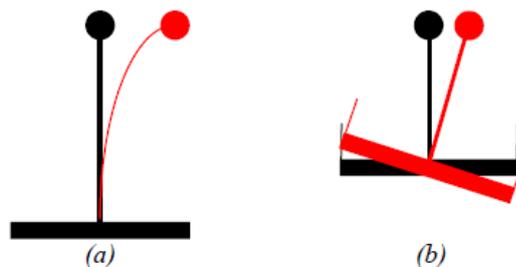


Esempi di travi fuori spessore a ribasso con fondello in acciaio e calcestruzzo (Assoprem, 2011).

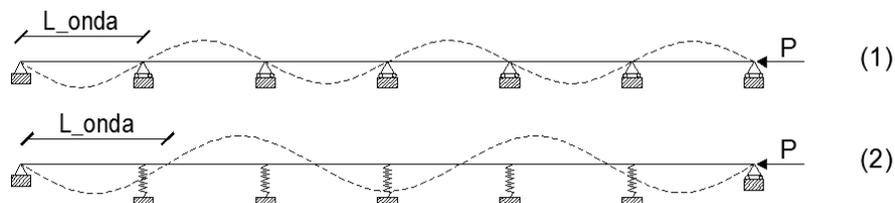
In generale si possono distinguere tre tipi di instabilità (Savoia e Vincenzi, 2009). La prima è un'instabilità flesso-torsionale della trave con lunghezza d'onda pari all'intera lunghezza della trave. Tipicamente può insorgere nel caso di travi alte molto rigide nel piano di azione dei carichi verticali ma deformabili torsionalmente.

I restanti due tipi di instabilità sono di tipo flessionale e si differenziano per la lunghezza libera di inflessione funzione della rigidezza dei ritegni trasversali costituiti dalle aste di parete.

Nel caso in cui questi siano sufficientemente rigidi da impedire lo spostamento dei nodi del corrente compresso allora si ricadrà nella verifica ad instabilità locale già effettuata precedentemente con lunghezza d'onda pari all'interasse tra le anime rappresentabili come vincoli rigidi (questa volta valutata nel piano orizzontale). Diversamente, nel caso di nodi spostabili la lunghezza d'onda sarà maggiore dell'interasse delle aste di parete.



Instabilità con deformazione flessionale del traliccio di anima (a) e con torsione della sezione trasversale (b). (Savoia e Vincenzi, 2009).



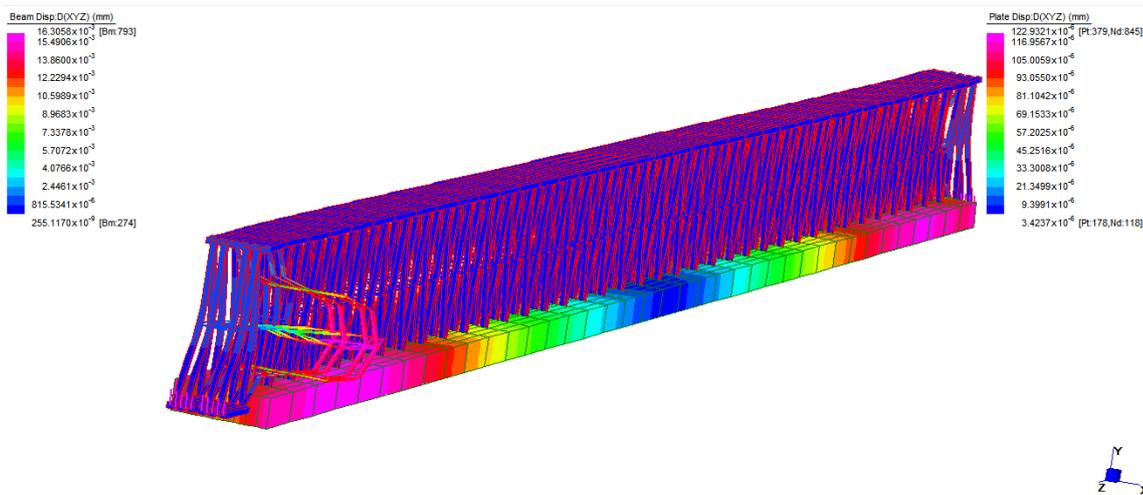
Instabilità con deformazione flessionale del corrente superiore con traliccio di anima indeformabile (1) e deformabile (2). (Savoia e Vincenzi, 2009).

L'analisi di instabilità globale del corrente compresso dovrà quindi valutare la rigidezza del corrente compresso stesso ma anche quella relativa al traliccio di anima ed al fondello. Nel caso in esame,

l'altezza e la larghezza del fondello prefabbricato dovranno essere limitate il più possibile per contenere il peso della trave in *Fase0* (fase di trasporto e messa in opera). Si è costretti ad utilizzare pertanto aste di parete verticali (agirà la rigidità flessionale delle aste di parete).

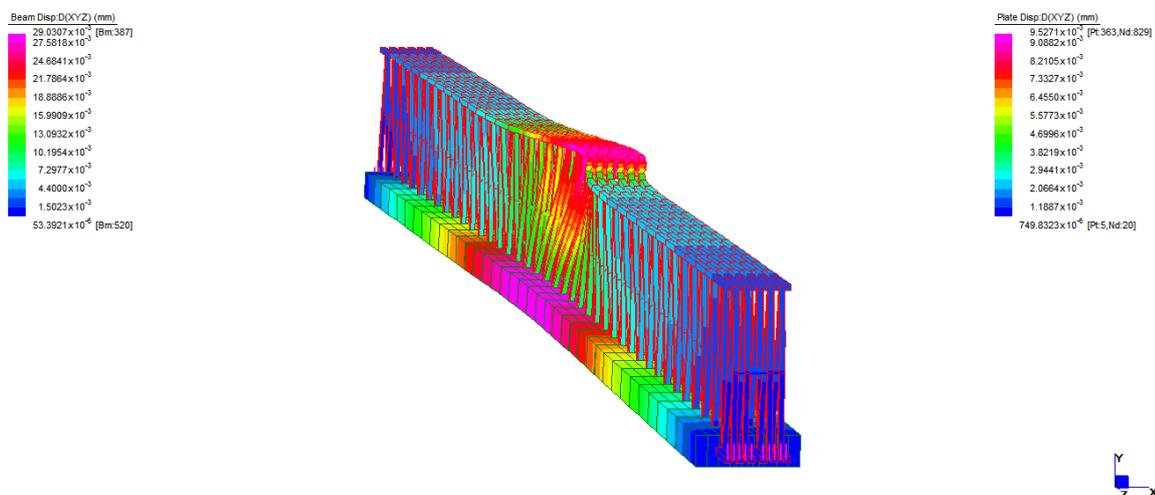
Preliminarmente si è effettuata un'analisi di *Linear Buckling* al fine di calcolare per via numerica il carico critico elastico della trave per il primo modo di instabilità globale, visualizzando inoltre la corrispondente deformata (se di tipo flessionale o flesso-torsionale).

Da tale analisi si può constatare che i primi moltiplicatori critici elastici siano relativi a fenomeni di instabilità locale delle aste di parete compresse, in particolare la seconda ( $\alpha=8.27$ ).



Instabilità locali delle aste di parete ( $\alpha=8.27$ ).

Il primo carico critico di instabilità di tipo globale che coinvolge i correnti superiori compressi della reticolare si ha con un moltiplicatore  $\alpha=10,39$  ed esclude un'instabilità di tipo torsionale. Tale risultato si giustifica grazie alla disposizione delle aste di parete più esterne possibile per aumentare la rigidità torsionale e flessionale attorno all'asse debole della trave.



Instabilità globali del trave PREM che coinvolgono il corrente superiore compresso ( $\alpha=10.39$ ).

Le NTC'08 al capitolo 4.2.3.4 affermano che l'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{per l'analisi elastica}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{per l'analisi plastica}$$

Nel caso in esame quindi tale condizione risulta soddisfatta.

Sulla base delle indicazioni offerte dalla Guida Tecnico-Operativa sviluppata da Assoprem e dagli studi effettuati circa l'instabilità globale di travi tralicciate miste in Fase1 si utilizza comunque una verifica analitica semplificata con riferimento al paragrafo 4.2.4.1.3.2 delle NTC'08.

Nel caso di una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, questa deve essere verificata ad instabilità flessotorsionale secondo la formula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove

- $M_{Ed}$  è il massimo momento flettente di calcolo;
- $M_{b,Rd}$  è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$W_y$  è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico  $W_{pl,y}$  per le sezioni in classe 1 e 2, al modulo elastico  $W_{el,y}$ , per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace  $W_{eff,y}$  per le sezioni di classe 4.

Nel caso in esame poiché i correnti possono instabilizzarsi localmente nel piano verticale si considera il modulo resistente di una sezione "efficace" (Trentadue et al., 2011).

$$W_{eff,y} = \chi * num_{profili} * A_{profilo} * h$$

Il coefficiente  $\chi_{LT}$ , è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \frac{1}{f} \end{cases}$$

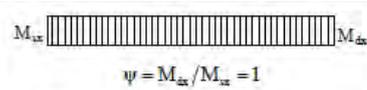
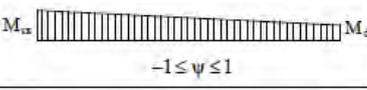
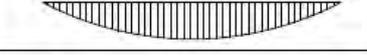
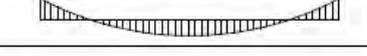
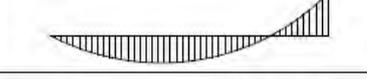
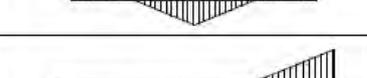
Dove  $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$ ,  $\alpha_{LT}$  è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2 VI (in questo caso date le geometrie della trave  $\alpha_{LT} = 0,49$ ).

Si assumono inoltre  $\beta = 1$  e  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$ , valori consigliati dalla normativa nei casi più generali.

Il fattore  $f$  considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0,5 (1 - k_c) [1 - 2,0 (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2]$$

In cui il coefficiente correttivo  $k_c$  assume i valori riportati in tabella NTC'08 Tab 4.2.VII.

| Distribuzione del momento flettente  | Fattore correttivo $k_c$    |
|--|-----------------------------|
| <br>$\psi = M_{ax} / M_{ax} = 1$ | 1.0                         |
| <br>$-1 \leq \psi \leq 1$       | $\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$ |
|                                 | 0,94                        |
|                                 | 0,90                        |
|                                 | 0,91                        |
|                                 | 0,86                        |
|                                 | 0,77                        |
|                                 | 0,82                        |

Tab 4.2.VIII – Coefficiente correttivo del momento flettente per la verifica a stabilità delle travi inflesse.

La snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_{LT}$  si ricava invece da:

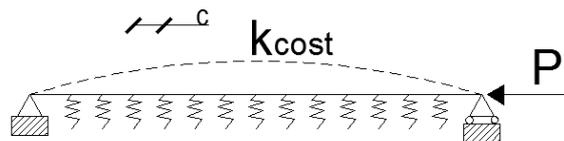
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y}{M_{cr,E}} f_{yk}}$$

“ $M_{cr}$ ” rappresenta il momento critico Euleriano. In via semplificata in letteratura si fa riferimento al carico critico di un'asta compressa (rappresentata dai correnti superiori) di rigidità  $EJ$ , vincolata

lateralmente da un sistema continuo di molle elastiche costanti (semplificazione della rigidità offerta dalle aste di parete) (Sorgon, 2009; Savoia e Vincenzi, 2009). Viene determinata una costante  $\Delta = k / c$ ; dove “k” rappresenta la rigidità offerta dal sistema, c è l’interasse delle molle. Il momento critico euleriano si determina infine moltiplicando il carico assiale appena trovato per il braccio delle forze interne.

$$P_{cr,E} = 2\sqrt{EJ \Delta}$$

$$M_{cr,E} = P_{cr,E} * h$$



Modello per l’instabilità globale del corrente superiore (Sorgon, 2009; Savoia e Vincenzi, 2009).  
Asta su molle con rigidità costante con passo ‘c’.

Una simile procedura viene proposta per la verifica ad instabilità dei correnti compressi di travi reticolari da ponte nel caso in cui l’altezza delle stesse non è sufficiente per consentire il transito dei veicoli (ponti a via inferiore senza briglia superiore) (Annex D, EN 1993-2:2006).

Nel caso in esame, poiché anche il fondello contribuisce alla stabilità della trave, si considera anche la deformata flessionale dello stesso.

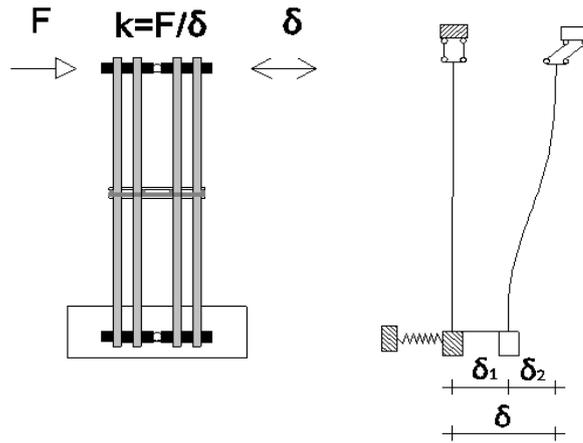
Tale considerazione è stata sviluppata in base alla deformata evidenziata dall’analisi di buckling e con la prospettiva di progettare travi PREM di luce 20 m o anche superiore.

In questi casi si è notato infatti come la deformabilità flessionale del corrente teso inferiore sia tale da non garantire un vincolo rigido alle aste di parete e quindi venga trascinato dallo sbandamento del corrente superiore della reticolare.

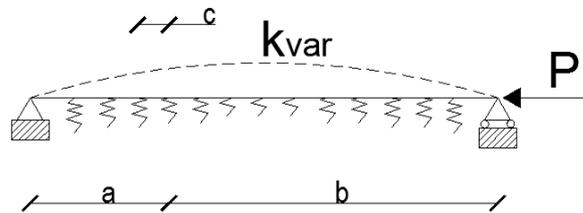
Si calcolano pertanto prima gli spostamenti relativi ai nodi superiori dei correnti superiori imponendo una forza unitaria in corrispondenza delle connessioni con le aste di parete.

Lo spostamento sarà pari alla somma dei contributi flessionali sia delle aste di parete sia del fondello progettato. Si determina quindi la rigidità del sistema “aste di parete più fondello” come una serie di molle discrete posizionate sul corrente superiore in corrispondenza delle connessioni con le aste di parete.

Si calcola infine il carico critico euleriano per via numerica (analisi di *linear buckling*) del corrente compresso come quello di un’asta su un letto di molle con rigidità variabile. Il momento critico elastico viene determinato sempre moltiplicando il carico assiale per il braccio delle forze interne.



Modello assunto per il calcolo del carico critico Euleriano.  
Rigidezza flessionale anima doppiamente incastrata e rigidezza flessionale corrente inferiore semplicemente appoggiato (molle con rigidezza variabile).



Modello assunto per l'instabilità globale del corrente superiore compresso.  
Asta su molle con rigidezza variabile con passo 'c'.

Di seguito si riportano la verifica analitica semplificata ad instabilità flessotorsionale ed i valori inseriti delle rigidezze traslazionali del sistema "aste di parete+zoccolo pregettato".

Le quote  $a$  e  $b$  delle molle traslazionali si riferiscono ad un sistema di riferimento con origine in corrispondenza del corrente inferiore della reticolare (come mostrato nel disegno precedente).

| Rigidezza corrente       |                    |          |
|--------------------------|--------------------|----------|
| E                        | [MPa]              | 206000   |
| lato <sub>corrente</sub> | [mm]               | 50       |
| num <sub>corrente</sub>  |                    | 6        |
| J <sub>corrente</sub>    | [mm <sup>4</sup> ] | 520833   |
| dist1                    | [mm]               | 45       |
| dist2                    | [mm]               | 135      |
| dist3                    | [mm]               | 225      |
| A <sub>corrente</sub>    | [mm <sup>2</sup> ] | 2500     |
| J <sub>tot</sub>         | [mm <sup>4</sup> ] | 3.58E+08 |

| Carichi Critici Euleriani |       |          |
|---------------------------|-------|----------|
| P <sub>crit,E</sub>       | [kN]  | 1.24E+04 |
| h                         | [m]   | 1.3      |
| M <sub>crit,E</sub>       | [kNm] | 1.62E+04 |

| Carichi Critici Euleriani_NUM. |       |          |
|--------------------------------|-------|----------|
| N <sub>Ed</sub>                | [kN]  | 380      |
| alpha <sub>crit</sub>          |       | 10.39    |
| M <sub>crit,E_Num</sub>        | [kNm] | 3.08E+04 |

| Verifica Instabilità globale |                    |          |     |
|------------------------------|--------------------|----------|-----|
| chi                          |                    | 0.87     |     |
| W <sub>eff</sub>             | [mm <sup>3</sup> ] | 17031909 |     |
| f <sub>yk</sub>              | [MPa]              | 335      |     |
| lambda <sub>LT</sub>         |                    | 0.59     |     |
| alpha <sub>LT</sub>          |                    | 0.49     |     |
| beta                         |                    | 1        |     |
| lambda <sub>LT0</sub>        |                    | 0.2      |     |
| phi <sub>LT</sub>            |                    | 0.77     |     |
| k <sub>c</sub>               |                    | 0.94     |     |
| f                            |                    | 0.97     |     |
| chi <sub>LT</sub>            |                    | 0.81     |     |
| M <sub>b,Rd</sub>            | [kNm]              | 4208     | OK! |
| M <sub>Ed</sub>              | [kNm]              | 3002     |     |

La verifica analitica proposta appare sufficientemente cautelativa in relazione al momento critico elastico ottenuto per via analitica semplificata rispetto a quello ottenuto per via numerica.

Bisogna comunque ricordarsi dell'ampio sovradimensionamento effettuato all'inizio.

Dalle elaborazioni sviluppate nell'ambito della tesi con travi di maggior luce appare evidente come questa verifica sia particolarmente critica e determinante per il dimensionamento della reticolare.

Nella progettazione reale di queste opere ci si dovrà ricondurre non tanto a modelli analitici semplificati, quanto a modellazioni numeriche non lineari per geometria e materiale.

Tali analisi dovrebbero prendere in considerazione sia l'effettivo grado di vincolo della trave PREM che, eventualmente, la modellazione con elementi tridimensionali dello zoccolo prefabbricato.

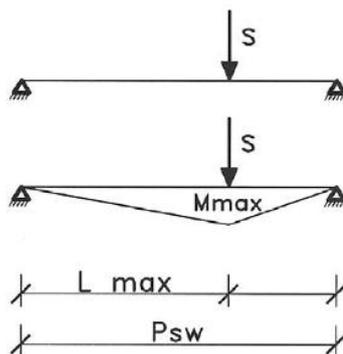
## Rigidità molle applicate al corrente superiore

| <b>Aste di parete</b>                  |           | a [mm] | b [mm] | spost aste [mm] | spost fond [mm] | spost tot | K [N/mm] |
|--|-----------|--------|--------|-----------------|-----------------|-----------|----------|
| l [mm]                                 |           |        |        |                 |                 |           |          |
| l [mm]                                 | 40        | 0      | 20000  | 0.0005          | 0.0000          | 0.0005    | 1826     |
| A [mm <sup>2</sup> ]                   | 1600      | 250    | 19750  | 0.0005          | 0.0003          | 0.0008    | 1252     |
| J [mm <sup>4</sup> ]                   | 2.13E+05  | 750    | 19250  | 0.0005          | 0.0008          | 0.0013    | 770      |
| lung [mm]                              | 1322      | 1250   | 18750  | 0.0005          | 0.0012          | 0.0018    | 558      |
| spost                                  | 0.0005    | 1750   | 18250  | 0.0005          | 0.0017          | 0.0023    | 439      |
| <b>Corrente superiore</b>              |           | 2250   | 17750  | 0.0005          | 0.0022          | 0.0028    | 363      |
| l [mm]                                 | 50        | 2750   | 17250  | 0.0005          | 0.0027          | 0.0032    | 311      |
| A [mm <sup>2</sup> ]                   | 2500      | 3250   | 16750  | 0.0005          | 0.0031          | 0.0037    | 274      |
| J <sub>1 corr</sub> [mm <sup>4</sup> ] | 5.21E+05  | 3750   | 16250  | 0.0005          | 0.0035          | 0.0041    | 246      |
| dist [mm]                              | 45        | 4250   | 15750  | 0.0005          | 0.0039          | 0.0045    | 224      |
| dist [mm]                              | 135       | 4750   | 15250  | 0.0005          | 0.0043          | 0.0048    | 207      |
| dist [mm]                              | 225       | 5250   | 14750  | 0.0005          | 0.0046          | 0.0052    | 193      |
| J <sub>tot</sub> [mm <sup>4</sup> ]    | 3.58E+08  | 5750   | 14250  | 0.0005          | 0.0050          | 0.0055    | 182      |
| A <sub>tot</sub> [mm <sup>2</sup> ]    | 12500     | 6250   | 13750  | 0.0005          | 0.0052          | 0.0058    | 173      |
| <b>Fondello prefab.</b>                |           | 6750   | 13250  | 0.0005          | 0.0055          | 0.0060    | 166      |
| b [mm]                                 | 250       | 7250   | 12750  | 0.0005          | 0.0057          | 0.0063    | 160      |
| h [mm]                                 | 800       | 7750   | 12250  | 0.0005          | 0.0059          | 0.0064    | 155      |
| J [mm <sup>4</sup> ]                   | 1.067E+10 | 8250   | 11750  | 0.0005          | 0.0060          | 0.0066    | 152      |
| E [MPa]                                | 206000    | 8750   | 11250  | 0.0005          | 0.0062          | 0.0067    | 149      |
| n                                      | 0.163     | 9250   | 10750  | 0.0005          | 0.0062          | 0.0068    | 148      |
| J <sub>tot</sub> [mm <sup>4</sup> ]    | 2.10E+09  | 9750   | 10250  | 0.0005          | 0.0063          | 0.0068    | 147      |
|  |           | 10250  | 9750   | 0.0005          | 0.0063          | 0.0068    | 147      |
|  |           | 10750  | 9250   | 0.0005          | 0.0062          | 0.0068    | 148      |
|  |           | 11250  | 8750   | 0.0005          | 0.0062          | 0.0067    | 149      |
|  |           | 11750  | 8250   | 0.0005          | 0.0060          | 0.0066    | 152      |
|  |           | 12250  | 7750   | 0.0005          | 0.0059          | 0.0064    | 155      |
|  |           | 12750  | 7250   | 0.0005          | 0.0057          | 0.0063    | 160      |
|  |           | 13250  | 6750   | 0.0005          | 0.0055          | 0.0060    | 166      |
|  |           | 13750  | 6250   | 0.0005          | 0.0052          | 0.0058    | 173      |
|  |           | 14250  | 5750   | 0.0005          | 0.0050          | 0.0055    | 182      |
|  |           | 14750  | 5250   | 0.0005          | 0.0046          | 0.0052    | 193      |
|  |           | 15250  | 4750   | 0.0005          | 0.0043          | 0.0048    | 207      |
|  |           | 15750  | 4250   | 0.0005          | 0.0039          | 0.0045    | 224      |
|  |           | 16250  | 3750   | 0.0005          | 0.0035          | 0.0041    | 246      |
|  |           | 16750  | 3250   | 0.0005          | 0.0031          | 0.0037    | 274      |
|  |           | 17250  | 2750   | 0.0005          | 0.0027          | 0.0032    | 311      |
|  |           | 17750  | 2250   | 0.0005          | 0.0022          | 0.0028    | 363      |
|  |           | 18250  | 1750   | 0.0005          | 0.0017          | 0.0023    | 439      |
|  |           | 18750  | 1250   | 0.0005          | 0.0012          | 0.0018    | 558      |
|  |           | 19000  | 1000   | 0.0005          | 0.0010          | 0.0015    | 647      |

### 6.9.3 Verifica e dimensionamento controventi aste di parete

Il dimensionamento dei controventi delle anime viene eseguito sulla base delle indicazioni proposte dal testo “Progettare con le Travi Prefabbricate Reticolari Miste, PREM.”

I controventi possono essere schematizzati come un traliccio reticolare orizzontale vincolato a tiranti con passo  $p_{sw}$ , a sua volta controventato in testata, e sottoposto alla spinta  $S_{max}$ , calcolata in funzione della massima azione assiale sul puntone.



Schematizzazione dei controventi delle anime (Progettare con le Travi Prefabbricate Reticolari Miste, Assoprem).

La spinta produce un momento sulla lunghezza  $L_{max}$  e un corrispondente sforzo massimo di compressione pari a:

$$M_{max} = S_{max} \frac{(p_{sw} - L_{max})}{p_{sw}} L_{max}; \quad N = \frac{M_{max}}{z}$$

Dove:

- $p_{sw}$  è il passo di anima;
- $L_{max}$  è la distanza massima tra uno dei vincoli (costituiti dai tiranti con passo  $p_{sw}$ ) e il puntone d'anima compresso.
- $S_{max}$  è la spinta di progetto sul controvento, che dovrà esser assunta non inferiore ad 1/100 dello sforzo assiale agente sul puntone. Tale valore viene ripreso anche nella circolare applicativa delle NTC nel paragrafo dedicato all'analisi di stabilità di sistemi di controventamento. In particolare si esplicita al §4.2.3.5 che le forze nelle piattabande o elementi compressi giuntati sul sistema di controvento, in corrispondenza del giunto, possono essere uguali a:

$$F_d = \alpha_m \varphi_0 = \frac{\alpha_m N_{Ed}}{100}$$

Oltre allo sforzo normale calcolato relativo al fenomeno di instabilizzazione dell'asta di parete si considera l'effetto delle imperfezioni globali del sistema controventante. Tale effetto si calcola come un carico uniformemente distribuito equivalente (NTC'08 §C4.2.3.5). Il difetto di rettilineità viene calcolato sulla lunghezza dell'asta di parete:

$$e_o = \alpha_m \frac{L}{500}; \quad q_d = \frac{8 e_o N_{Ed}}{L^2}$$

Oltre a questi due contributi si dovrà aggiungere anche lo sforzo assiale sul corrente compresso. Bisogna infatti considerare che nella realtà anche il sistema controventante sarà sollecitato dai carichi verticali. I controventi agiranno quindi come correnti longitudinali incrementando la rigidità globale del sistema. Dal modello numerico della trave PREM si ricavano quindi le sollecitazioni assiali da verificare relative ai carichi gravitazionali. In particolare vicino agli appoggi si avrà un maggior contributo relativo all'instabilizzazione del diagonale poiché il taglio è maggiore, mentre in campata ci sarà un maggior contributo relativo alla flessione della trave PREM.

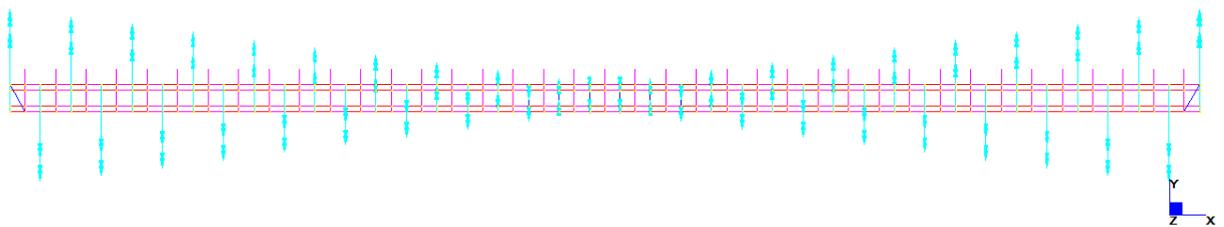
Dato tale sforzo normale dovrà essere verificata la resistenza e l'instabilità locale del controvento risultante compresso.

| <b>Massimo carico di instabilizzazione</b> |        |                             |        | <b>Massimo carico dovuto alla flessione</b> |      |                             |        |
|--|--------|-----------------------------|--------|---|------|-----------------------------|--------|
| <b>N<sub>anima</sub></b> [kN]              | 152.20 | <b>e<sub>o</sub></b> [m]    | 0.0083 | <b>N<sub>anima</sub></b> [kN]               | 4.30 | <b>e<sub>o</sub></b> [m]    | 0.0083 |
| <b>S<sub>max</sub></b> [kN]                | 1.52   | <b>q<sub>d</sub></b> [kN/m] | 3.67   | <b>S<sub>max</sub></b> [kN]                 | 0.04 | <b>q<sub>d</sub></b> [kN/m] | 0.01   |
| <b>p<sub>sw</sub></b> [m]                  | 0.60   |                             |        | <b>p<sub>sw</sub></b> [m]                   | 0.60 |                             |        |
| <b>L<sub>max</sub></b> [m]                 | 0.25   | <b>N<sub>imp</sub></b> [kN] | 2.03   | <b>L<sub>max</sub></b> [m]                  | 0.30 | <b>N<sub>imp</sub></b> [kN] | 0      |
| <b>z</b> [m]                               | 0.50   | <b>N<sub>slu</sub></b> [kN] | 0.8    | <b>z</b> [m]                                | 0.50 | <b>N<sub>slu</sub></b> [kN] | 8.03   |
| <b>M<sub>inst</sub></b> [kNm]              | 0.89   |                             |        | <b>M<sub>inst</sub></b> [kNm]               | 0.03 |                             |        |
| <b>N<sub>inst</sub></b> [kN]               | 1.78   | <b>N<sub>tot</sub></b> [kN] | 4.61   | <b>N<sub>inst</sub></b> [kN]                | 0.05 | <b>N<sub>tot</sub></b> [kN] | 8.08   |
|  |        |                             | OK!    |   |      |                             | OK!    |

| <b>Verifica instabilità locale stabilizzatore anima</b> |       |  |      |
|---|-------|--|------|
| <b>Stabilizzatore</b>                                   |       | Area <sub>1corr sup</sub> [mm <sup>2</sup> ] | 196  |
| num   | 1     | J <sub>xx cor inf.</sub> [mm <sup>4</sup> ]  | 1886 |
| φ [mm]  | 14    | λ  | 2.13 |
|   |       | α  | 0.49 |
|   |       | φ  | 3.24 |
| N <sub>crit Eulero</sub> [N]                            | 15336 | χ  | 0.18 |
| l <sub>0</sub> [mm]                                     | 500   | N <sub>brd 1*f slu</sub> [kN]                | 11   |

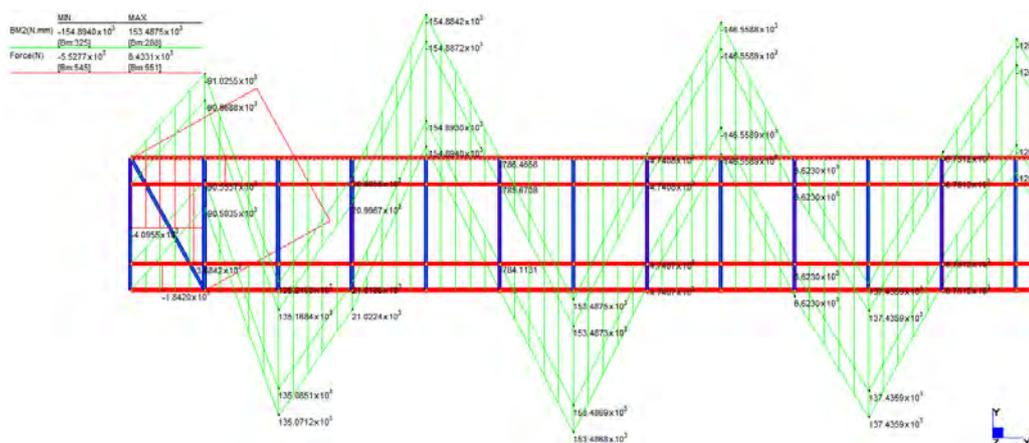
Tale modellazione appare molto semplificata e trascura la zona le zone di testata in cui è presente la croce di S. Andrea controventante le ultime aste compresse. Si è quindi realizzata una modellazione agli elementi finiti che tenga conto effettivamente della geometria del traliccio orizzontale controventante le aste di parete.

I nodi vincolati in DX e DY rappresentano le intersezioni con le aste di parete tese, mentre i carichi di instabilizzazione vengono posti in corrispondenza delle aste di parete compresse. Il verso delle forze viene immesso con direzione alternata in modo da seguire la deformata del controvento ed aumentare le sollecitazioni. L'intensità delle forze viene sempre presa pari ad 1/100 della sollecitazione assiale dell'asta da stabilizzare.



Modello numerico assunto per la determinazione delle sollecitazioni sul traliccio orizzontale che controventa le aste di parete.

Poiché le saldature non realizzeranno incastri perfetti tra i profili tondi in senso orizzontale e verticale, gli elementi verticali (blu) che trasmettono le sollecitazioni instabilizzanti vengono modellati come *truss*, mentre gli elementi orizzontali (rossi) che fungono da stabilizzatori come elementi *beam*. Non vi sarà quindi passaggio di momento tra elementi orizzontali e verticali del sistema controventante.



Sollecitazioni sulle aste della reticolare che controventa le aste di parete.

Le aste più sollecitate saranno quelle in prossimità degli estremi della struttura dove l'azione tagliante della trave produce carichi di instabilizzazione ancora rilevanti e la sollecitazione assiale dovuta ai carichi gravitazionali inizia a crescere.

Poiché sulle aste sarà presente contemporaneamente sia una sollecitazione flessionale che assiale, si dovrà effettuare una verifica ad instabilità per presso-flessione. Il valore del momento equivalente viene calcolato in funzione dell'andamento del momento flettente sui correnti. In relazione alle condizioni di carico e vincolo degli elementi orizzontali il momento varierà linearmente andando ad annullarsi in corrispondenza delle aste tese.

Si calcola  $M_{ed,Ed}=1.3 M_{m,Ed}=1.3*(0.5M_{max})$ .

La verifica condotta su queste ipotesi porta a sollecitazioni più gravose è infatti necessario passare a barre di diametro  $\phi 16$ mm.

| Verifica instabilità controvento asta di parete_<br>max sollecitazioni (car. inst. + car. gravitazionali) |          |                         | Verifica instabilità controvento asta di parete_<br>max sollecitazioni (car. inst. + car. gravitazionali) |                              |          |                         |         |
|---|----------|-------------------------|---|------------------------------|----------|-------------------------|---------|
| Controvento   |          | Area [mm <sup>2</sup> ] | 200.96  | Controvento                  |          | Area [mm <sup>2</sup> ] | 200.96  |
| num   | 1        | Jxx [mm <sup>4</sup> ]  | 3215.36   | num                          | 1        | Jxx [mm <sup>4</sup> ]  | 3215.36 |
| lato [mm]   | 16       | $\lambda$               | 1.59  | lato [mm]                    | 16       | $\lambda$               | 1.59    |
| Area [mm <sup>2</sup> ]   | 200.96   | $\alpha$                | 0.49  | Area [mm <sup>2</sup> ]      | 200.96   | $\alpha$                | 0.49    |
| W [mm <sup>3</sup> ]  | 401.92   | $\varphi$               | 2.10  | W [mm <sup>3</sup> ]         | 401.92   | $\varphi$               | 2.10    |
| N <sub>ed</sub> [N]   | 2940     | $\chi$                  | 0.29  | N <sub>ed</sub> [N]          | 3550     | $\chi$                  | 0.29    |
| M <sub>ed,x</sub> [Nmm]   | 94900    |                         |   | M <sub>ed,x</sub> [Nmm]      | 89050    |                         |         |
| M <sub>ed,y</sub> [Nmm]   | 0        |                         |   | M <sub>ed,y</sub> [Nmm]      | 0        |                         |         |
| N <sub>crit</sub> Eulero [N]  | 28373.58 | Verifica                | 0.97  | N <sub>crit</sub> Eulero [N] | 28373.58 | Verifica                | 0.97    |
| l <sub>0</sub> [mm]   | 480      |                         | OK!   | l <sub>0</sub> [mm]          | 480      |                         | OK!     |
| f <sub>yk</sub> [MPa]   | 355      |                         |   | f <sub>yk</sub> [MPa]        | 355      |                         |         |

## 6.9.4 Effetto delle eccentricità nodali

Fino ad ora si è fatto riferimento ad una struttura reticolare ideale in cui le aste di parete presentano nodi finali coincidenti. In realtà i collegamenti reali tra le aste vengono realizzate mediante saldature che determinano un'eccentricità nodale delle aste di parete. Tale eccentricità dipenderà dalle dimensioni geometriche delle aste e delle saldature.

Nel caso in cui le eccentricità tra le aste di parete siano tali da non poter modellare la trave come una reticolare ideale si dovrà quindi verificare le singole aste componenti la reticolare per flessione e compressione allo stesso tempo (NTC'08 §C4.2.4.1.3.3):

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{min} f_{yk} A} + \frac{M_{yeq,Ed} \gamma_{M1}}{f_{yk} W_y \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \leq 1$$

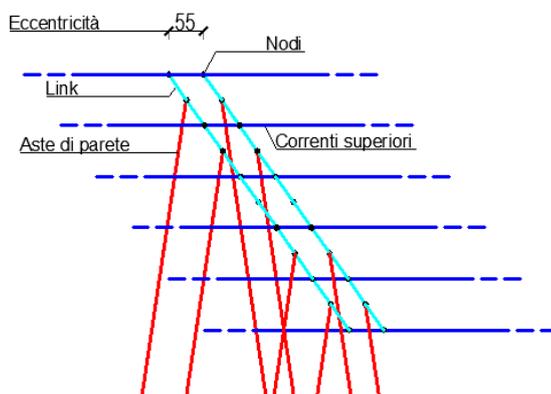
Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità  $M_A$  e  $M_B$ ,  $|M_A| > |M_B|$  si può assumere come  $M_{y_{eq,Ed}}$ :

$$M_{y_{eq,Ed}} = 0,6M_a - 0,4M_b \geq 0,4M_a$$

Dove  $M_A$  è il massimo tra i due ed il segno si riferisce al verso della coppia  $M$  (se  $M_A = -M_B$  il diagramma di  $M$  è costante e  $M_{y_{eq,Ed}} = M_A$ ).

In funzione dell'eccentricità prodotte dalle dimensioni relative delle aste e delle saldature si dovrà eseguire nuovamente un modello numerico con le geometrie della trave corrette controllando le verifiche ad instabilità secondo le relazioni proposte precedentemente.

Si suppone che le geometrie dei profili adottati unitamente alle saldature creino un'eccentricità di 55 mm tra gli assi delle aste di parete.



Rappresentazione semplificata delle eccentricità introdotte nel modello numerico.

Dalle immagini proposte di seguito si può vedere come le sollecitazioni taglianti e flettenti, che nella struttura reticolare ideale erano trascurabili, ora non si possano più trascurare ai fini della sicurezza strutturale.

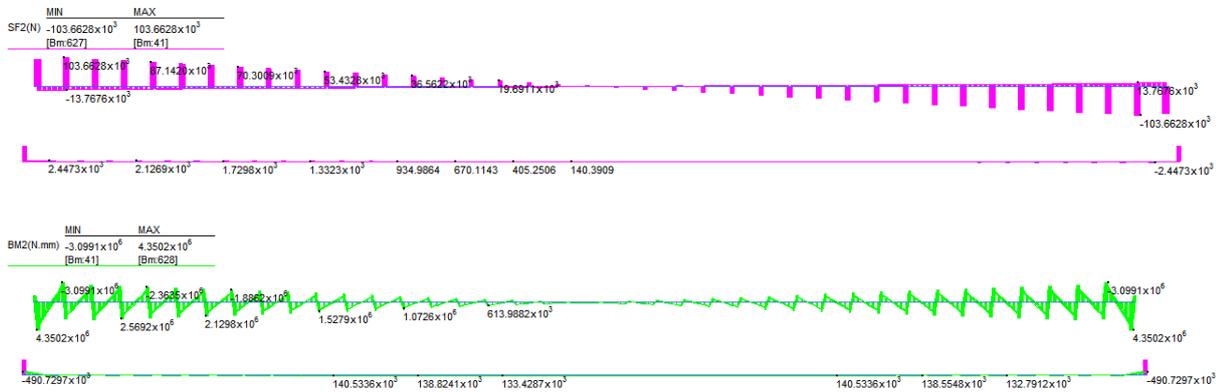
Il modello agli elementi finiti realizzato ha permesso, quindi, di comprendere gli effetti in termini di sollecitazioni sulla reticolare e per quali elementi l'approssimazione a trave reticolare ideale sia meno indicata.

Gli elementi che risentono meno dell'eccentricità nodale delle aste di parete sono i correnti longitudinali.

La sollecitazione dimensionante per questi elementi è il momento flettente in campata, in corrispondenza del quale si ha taglio nullo e quindi nullo effetto delle eccentricità appena introdotte.

Agli appoggi, invece, queste eccentricità producono sollecitazioni flessionali e taglianti sui correnti superiori, ma, poiché il momento flettente sulla trave, ed anche lo sforzo normale sui correnti longitudinali, va ad annullarsi in appoggio, le verifiche ad instabilità saranno comunque verificate.

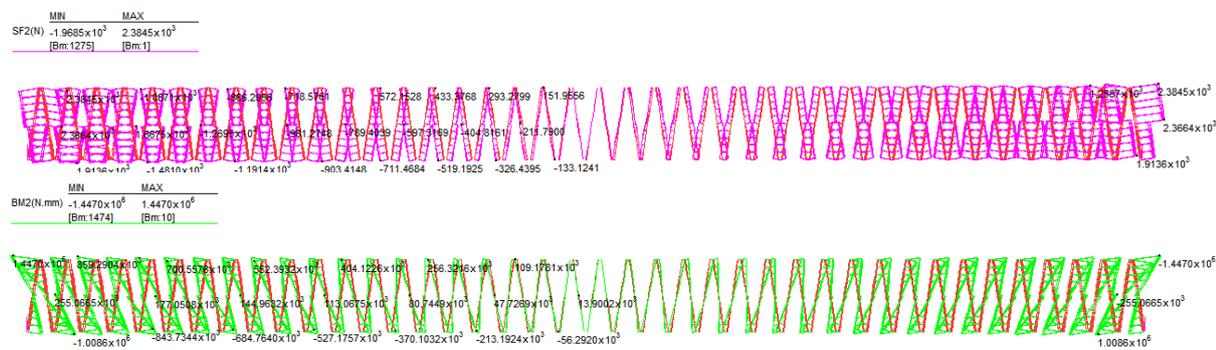
Per i correnti longitudinali al fine della verifica ad instabilità sarà trascurabile l'effetto delle eccentricità.



**Sollecitazioni taglianti e flessionali sui correnti longitudinali, modello con eccentricità nodali.**

Discorso opposto vale per le aste di parete. Nelle zone in appoggio infatti il taglio della trave PREM si scarica come azione assiale sulle aste di parete. Queste saranno sollecitate anche da azioni taglianti e flessionali aumentando lo sfruttamento del materiale.

La valutazione delle eccentricità nodali delle aste di parete risulta quindi fondamentale per la verifica ad instabilità locale delle stesse.



**Sollecitazioni taglianti e flessionali sulle aste di parete, modello con eccentricità nodali.**

Di seguito vengono proposte la verifica ad instabilità locale per il corrente compresso superiore nella sezione in campata e quelle per le aste di parete con sollecitazione assiale maggiore e sollecitazione flessionale maggiore.

Il rapporto tra la sollecitazione agente e quella resistente mostra come la percentuale di sfruttamento del materiale aumenti del 10% circa per il corrente longitudinale e del 30% circa per le aste di parete.

| Verifica instabilità locale corrente compresso_<br>max sforzo assiale |          |                                   |           |
|---|----------|-----------------------------------|-----------|
| Corrente  |          | Area 1corr sup [mm <sup>2</sup> ] | 2500      |
| num   | 6        | Jxx cor inf. [mm <sup>4</sup> ]   | 520833.33 |
| lato [mm]   | 50       | $\lambda$                         | 0.44      |
| Area [mm <sup>2</sup> ]   | 2500     | $\alpha$                          | 0.49      |
| W [mm <sup>3</sup> ]  | 20833.33 | $\varphi$                         | 0.66      |
| N <sub>ed</sub> [N]   | 385330   | $\chi$                            | 0.87      |
| M <sub>ed,x</sub> [Nmm]   | 144520   |                                   |           |
| M <sub>ed,y</sub> [Nmm]   | 0        |                                   |           |
| N <sub>crit Eulero</sub> [N]  | 4235705  | Verifica                          | 0.60      |
| l <sub>0</sub> [mm]   | 500      |                                   | OK!       |
| f <sub>yk</sub> [MPa]   | 335      |                                   |           |
| M <sub>a,x</sub> [Nmm]  | 144520   |                                   |           |
| M <sub>b,x</sub> [Nmm]  | -144520  |                                   |           |
| M <sub>a,y</sub> [Nmm]  | 0        |                                   |           |
| M <sub>b,y</sub> [Nmm]  | 0        |                                   |           |

| Verifica instabilità locale corrente compresso_<br>max mom flettente |          |                                   |           |
|--|----------|-----------------------------------|-----------|
| Corrente   |          | Area 1corr sup [mm <sup>2</sup> ] | 2500      |
| num  | 6        | Jxx cor inf. [mm <sup>4</sup> ]   | 520833.33 |
| lato [mm]  | 50       | $\lambda$                         | 0.44      |
| Area [mm <sup>2</sup> ]  | 2500     | $\alpha$                          | 0.49      |
| W [mm <sup>3</sup> ]   | 20833.33 | $\varphi$                         | 0.66      |
| N <sub>ed</sub> [N]  | 33950    | $\chi$                            | 0.87      |
| M <sub>ed,x</sub> [Nmm]  | 1029200  |                                   |           |
| M <sub>ed,y</sub> [Nmm]  | 0        |                                   |           |
| N <sub>crit Eulero</sub> [N]   | 4235705  | Verifica                          | 0.21      |
| l <sub>0</sub> [mm]  | 500      |                                   | OK!       |
| f <sub>yk</sub> [MPa]  | 335      |                                   |           |
| M <sub>a,x</sub> [Nmm]   | 2573000  |                                   |           |
| M <sub>b,x</sub> [Nmm]   | 3524000  |                                   |           |
| M <sub>a,y</sub> [Nmm]   | 0        |                                   |           |
| M <sub>b,y</sub> [Nmm]   | 0        |                                   |           |

| Verifica instabilità locale asta di parete compressa_<br>max sforzo assiale |          |                                   |           |
|---|----------|-----------------------------------|-----------|
| Asta di parete  |          | Area 1asta par [mm <sup>2</sup> ] | 1600      |
| num   | 4        | Jxx asta par. [mm <sup>4</sup> ]  | 213333.33 |
| lato [mm]   | 40       | $\lambda$                         | 0.76      |
| Area [mm <sup>2</sup> ]   | 1600     | $\alpha$                          | 0.49      |
| W [mm <sup>3</sup> ]  | 10666.67 | $\varphi$                         | 0.92      |
| N <sub>ed</sub> [N]   | 178760   | $\chi$                            | 0.69      |
| M <sub>ed,x</sub> [Nmm]   | 557976   |                                   |           |
| M <sub>ed,y</sub> [Nmm]   | 0        |                                   |           |
| N <sub>crit Eulero</sub> [N]  | 989714   | Verifica                          | 0.70      |
| l <sub>0</sub> [mm]   | 662      |                                   | OK!       |
| f <sub>yk</sub> [MPa]   | 355      |                                   |           |
| M <sub>a,x</sub> [Nmm]  | 1100000  |                                   |           |
| M <sub>b,x</sub> [Nmm]  | 255060   |                                   |           |
| M <sub>a,y</sub> [Nmm]  | 0        |                                   |           |
| M <sub>b,y</sub> [Nmm]  | 0        |                                   |           |

| Verifica instabilità locale asta di parete compressa_<br>max mom flettente |          |                                   |           |
|--|----------|-----------------------------------|-----------|
| Asta di parete   |          | Area 1asta par [mm <sup>2</sup> ] | 1600      |
| num  | 4        | Jxx asta par. [mm <sup>4</sup> ]  | 213333.33 |
| lato [mm]  | 40       | $\lambda$                         | 0.76      |
| Area [mm <sup>2</sup> ]  | 1600     | $\alpha$                          | 0.49      |
| W [mm <sup>3</sup> ]   | 10666.67 | $\varphi$                         | 0.92      |
| N <sub>ed</sub> [N]  | 147060   | $\chi$                            | 0.69      |
| M <sub>ed,x</sub> [Nmm]  | 589000   |                                   |           |
| M <sub>ed,y</sub> [Nmm]  | 0        |                                   |           |
| N <sub>crit Eulero</sub> [N]   | 989714   | Verifica                          | 0.61      |
| l <sub>0</sub> [mm]  | 662      |                                   | OK!       |
| f <sub>yk</sub> [MPa]  | 355      |                                   |           |
| M <sub>a,x</sub> [Nmm]   | -1472500 |                                   |           |
| M <sub>b,x</sub> [Nmm]   | 0        |                                   |           |
| M <sub>a,y</sub> [Nmm]   | 0        |                                   |           |
| M <sub>b,y</sub> [Nmm]   | 0        |                                   |           |

## 6.10 Verifiche Trave PREM in Fase 2 Stati Limite Ultimi

### 6.10.1 Verifica a taglio Trave PREM

Come già ampiamente discusso precedentemente la normativa per travi reticolari miste di categoria A obbliga il progettista a considerare resistente al taglio solamente il traliccio metallico.

Oltre a questa sollecitazione bisogna anche considerare che i tralicci d'anima della trave PREM funzionano come connettori della trave rispetto alla soletta. Dovranno quindi essere in grado di sopportare uno sforzo aggiuntivo calcolato secondo la formula di Jouraswky:

$$T_{scorrimento} = \frac{V S}{J} * Passo anime$$

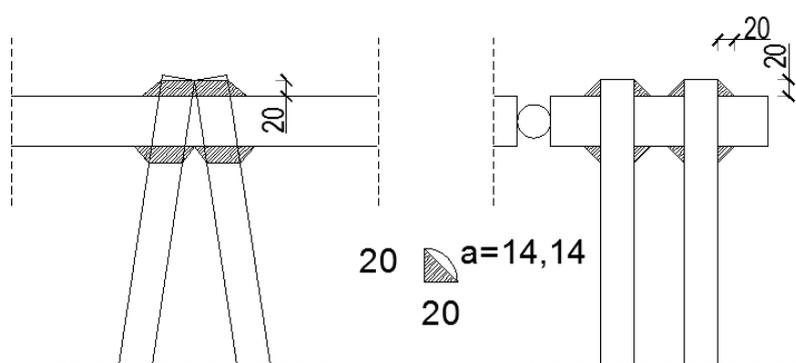
Dove  $V$  è il taglio della trave relativo ai carichi di seconda fase  $S$ , momento statico alla base della soletta.

Si prende in considerazione la sezione all'incastro con la spalla dove si sviluppa il massimo taglio.

| Verifica di resistenza aste di parete "Fase2" |                    |      |     |
|---|--------------------|------|-----|
| Taglio 1° fase                                | [kN]               | 612  |     |
| Taglio 2° fase                                | [kN]               | 785  |     |
| Taglio Tot                                    | [kN]               | 1397 |     |
|   |                    |      |     |
| $N_{Ed}$                                      | [kN]               | 2063 |     |
|   |                    |      |     |
| num <sub>aste di parete</sub>                 |                    | 4    |     |
| lato <sub>asta</sub>                          | [mm]               | 40   |     |
| Area <sub>asta</sub>                          | [mm <sup>2</sup> ] | 1600 |     |
| Area <sub>tot</sub>                           | [mm <sup>2</sup> ] | 6400 |     |
| $N_{Rd}$                                      | [kN]               | 2164 |     |
| $N_{Ed}/N_{Rd}$                               |                    | 0.95 | OK! |

## 6.10.2 Saldature

Le applicazioni esistenti mostrano saldature a cordone d'angolo con sezioni di gola molto importanti. La guida Tecnico-Operativa prodotta da Assoprem auspica una resistenza della saldatura non inferiore a quella del singolo elemento convergente nel nodo. Appare però difficile la realizzazione di un tale particolare costruttivo in relazione alle dimensioni delle sollecitazioni e delle geometrie delle aste previste. Facendo riferimento al dimensionamento proposto nella guida Tecnico-Operativa si considera di progettare quindi delle saldature a cordone d'angolo con spessori pari a metà larghezza del profilo d'anima, come proposto nel seguente disegno.



Sezione longitudinale e trasversale delle saldature.

Tale spessore, assunto come limite massimo, dipende sempre dal comportamento a taglio della trave previsto. Poiché tutto il taglio viene affidato al traliccio metallico isostatico, le saldature saranno chiaramente proporzionali alle sollecitazioni agenti. Ipotizzando inoltre che le aste di parete fungano da connettori per la soletta, vi sarà un ulteriore contributo sollecitante. Una formulazione meno cautelativa rispetto alle prescrizioni normative attuali consentirebbero quindi il progetto di saldature meno importanti.

Il dimensionamento e verifica del collegamento è avvenuto considerando la sezione di gola ribaltata nel piano del foglio. Si avranno quindi una  $\tau_{parallela}$  ed una  $\tau_{perpendicolare}$ . Le verifiche di resistenza vengono condotte con riferimento al NTC'08 §4.2.8.2.4, nel caso di sezioni di gola in posizione ribaltata, indicando con  $n_{\perp}$  e con  $t_{\perp}$  la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone si dovranno verificare contemporaneamente le due condizioni:

$$\sqrt{\sigma_{perp}^2 + \tau_{perp}^2 + \tau_{paral}^2} \leq \beta_1 f_{yk}; \quad |\sigma_{perp}| + |\tau_{perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

| Verifiche saldature |       |       |     |
|---------------------|-------|-------|-----|
| spess sald.         | [mm]  | 20    |     |
| altezza gola sald.  | [mm]  | 14.14 |     |
| Lungh. sald.        | [mm]  | 40    |     |
| $N_{asta}$          | [kN]  | 2063  |     |
| $\theta$            | [°]   | 81    |     |
| num cord. sald.     |       | 16    |     |
| $\tau_{parall}$     | [MPa] | 36    |     |
| $\tau_{perp}$       | [MPa] | 225   | OK! |
| $\tau$              | [MPa] | 228   | OK! |

|           |      |                  |       |        |
|-----------|------|------------------|-------|--------|
|           |      | $f_{yk}$         | [MPa] | 335    |
| $\beta_1$ | 0.7  | $f_{yk} \beta_1$ | [MPa] | 234.5  |
| $\beta_2$ | 0.85 | $f_{yk} \beta_2$ | [MPa] | 284.75 |

Tale soluzione appare comunque inadeguata. Per spessori di saldatura così importanti, infatti, i coefficienti di sicurezza da applicare al calcolo dovrebbero essere aumentati, per tener conto di possibili difetti di realizzazione.

Dalle immagini proposte di seguito relative a produzioni di CSP® (Prefabbricati S.p.A) sembra comunque che anche la parte verticale dell'anima venga saldata al corrente.

Il dettaglio costruttivo della connessione anima-corrente, determinante per la realizzazione della struttura reticolare, dipenderà da numerose considerazioni (economicità, realizzabilità, ecc....) ma soprattutto dalla competenza ed esperienza maturata sia in campo progettuale che industriale-tecnologica dall'azienda produttrice dell'elemento prefabbricato.



Particolari saldature: Trave REP® NOR TLQ® - CSP® PREFABBRICATI.

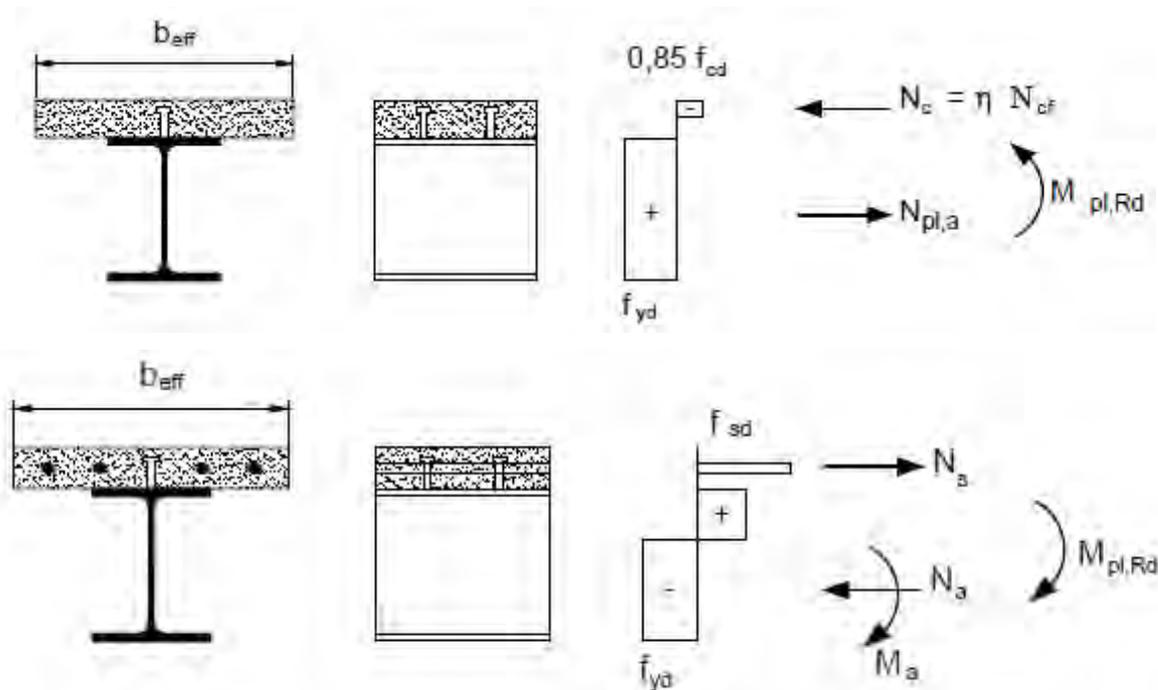
### 6.10.3 Verifiche flessionali Trave PREM

Per la verifica del momento resistente di trave miste acciaio-calcestruzzo le NTC'08 permettono il calcolo della resistenza a flessione secondo un metodo plastico. Il momento resistente,  $M_{pl,Rd}$ , si valuta introducendo le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra armatura e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione nulla del calcestruzzo.

Si assume quindi una configurazione equilibrata delle tensioni nella sezione in esame.

L'armatura longitudinale in soletta viene considerata plasticizzata, così come i correnti della reticolare in acciaio. A momento positivo, la sezione efficace del calcestruzzo ha una tensione di compressione pari a  $0,85 f_{cd}$ , fornendo una risultante di compressione che tiene conto del grado di connessione a taglio (NTC'08 C4.3.4.2).



Distribuzione tensioni plastiche allo SLU per il calcolo dei momenti resistenti.

Si calcola la posizione dell'asse neutro con la relazione:

$$x = \frac{(A_s - A'_s) f_{yd}}{0,85 * 0,8 f_{cd} b_{eff}}$$

Si calcola poi la posizione della risultante delle forze di compressione rispetto al lembo compresso della trave:

$$y = \frac{\left[ 0.85 * f_{cd} b_{eff} \frac{(0.8 x)^2}{2} \right] + (A'_s f_{yd} c)}{(0.85 f_{cd} b_{eff} 0.8 x) + (A'_s f_{yd})}$$

Il momento resistente sarà infine calcolato con:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} (d - y)$$

Poiché però l'armatura nei vari casi in oggetto si presenta simmetrica, la profondità dell'asse neutro si presenta nulla ed il momento resistente sarà dato dai contributi delle armature, o meglio i correnti della reticolare.

Si è preferito utilizzare le relazioni tipiche delle travi ordinarie in calcestruzzo armato che considerano un coefficiente di sfruttamento dell'acciaio compresso in relazione alla tensione agente sull'armatura.

Le sperimentazioni presenti in letteratura mostrano perfetta aderenza alle formule indicate dalle NTC'08 per le sezioni in calcestruzzo armato ordinario (Scotta, 2012).

Il momento resistente sarà quindi calcolato con la relazione:

$$M_{Rd} = f_{cd} b d^2 \xi \alpha (1 - k_a \xi) - f_{yd} k' A'_s (d - c')$$

Dove

$$\xi = \frac{(A_s k + A'_s k') f_{yd}}{\alpha b d f_{cd}}$$

Per semplificare la verifica e tener conto di tutte le sollecitazioni presenti sull'elemento si andrà a valutare la resistenza a pressoflessione (o tensoflessione) delle travi con il software VCA Slu del prof. Gelfi.

### Schema 1\_M1\_SLU\_max mom camp3

|           |                  |
|-----------|------------------|
| Trave num | 2                |
| N         | -11 kN           |
| Mx        | 2655 (+3003) kNm |
| My        | 15.82 kNm        |

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione con soletta\_6 correnti

Titolo: \_\_\_\_\_

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 14 Zoom

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

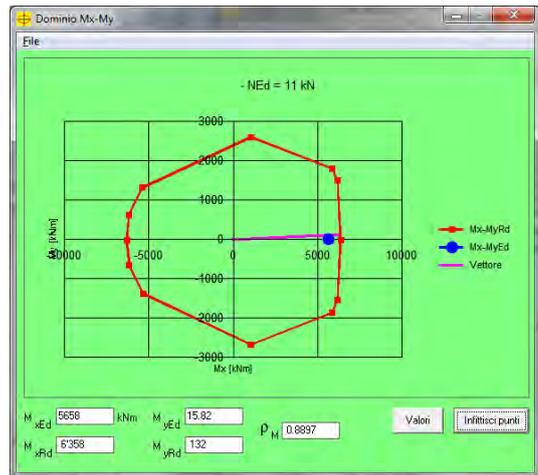
N<sub>Ed</sub>: 11 kN  
M<sub>xEd</sub>: 5658 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 15.82 kNm

Materiali: S355 C30/37  
E<sub>su</sub>: 67.5 % E<sub>c2</sub>: 2 %  
f<sub>yd</sub>: 319 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub>: 3.5  
E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 17  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 6.12 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
E<sub>syd</sub>: 1.595 % C<sub>c,adm</sub>: 11.5  
C<sub>s,adm</sub>: 319 N/mm<sup>2</sup> T<sub>co</sub>: 0.6933  
T<sub>c1</sub>: 2.029

M<sub>xRd</sub>: 6'359 kNm  
M<sub>yRd</sub>: -13.66 kNm  
α<sub>c</sub>: -17 N/mm<sup>2</sup>  
α<sub>s</sub>: 319 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub>: 3.5 %  
ε<sub>s</sub>: 35.92 %  
d: 140 cm  
x: 12.43 x/d: 0.08878  
δ: 0.7

angolo asse neutro θ°: 0

Precompresso



### Schema 1\_M1\_SLU\_max mom inc36

|           |           |
|-----------|-----------|
| Trave num | 2         |
| N         | -260 kN   |
| Mx        | -1787 kNm |
| My        | 156.4 kNm |

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione con soletta\_6 correnti

Titolo: \_\_\_\_\_

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 14 Zoom

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

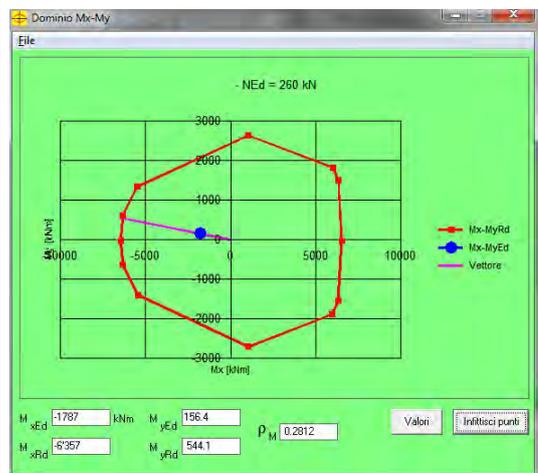
N<sub>Ed</sub>: 260 kN  
M<sub>xEd</sub>: -1787 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 156.4 kNm

Materiali: S355 C30/37  
E<sub>su</sub>: 67.5 % E<sub>c2</sub>: 2 %  
f<sub>yd</sub>: 319 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub>: 3.5  
E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 17  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 6.12 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
E<sub>syd</sub>: 1.595 % C<sub>c,adm</sub>: 11.5  
C<sub>s,adm</sub>: 319 N/mm<sup>2</sup> T<sub>co</sub>: 0.6933  
T<sub>c1</sub>: 2.029

M<sub>xRd</sub>: -6'357 kNm  
M<sub>yRd</sub>: 544.1 kNm  
α<sub>c</sub>: -17 N/mm<sup>2</sup>  
α<sub>s</sub>: 319 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub>: 3.5 %  
ε<sub>s</sub>: 10.99 %  
d: 153.1 cm  
x: 36.98 x/d: 0.2416  
δ: 0.742

angolo asse neutro θ°: 25

Precompresso



## 6.11 Verifica Stati Limite di Esercizio *Fase 1 e Fase 2*

### 6.11.1 Controllo delle deformazioni (SLE)

Il controllo delle deformazioni viene condotto controllando direttamente la freccia sviluppata nel modello numerico.

Lo spostamento verticale può anche essere calcolato analiticamente in via approssimata.

Un approccio approssimato, nel caso di strutture reticolari con correnti paralleli, è costituito dal “metodo dell’anima equivalente” (Ballio e Bernuzzi, 2010). L’abbassamento della trave si calcola come somma di due contributi distinti:

$$v = v_f + v_t$$

In cui  $v_f$  è la freccia flessionale di una trave fittizia ad anima piena il cui momento di inerzia viene calcolato considerando l’inerzia dei correnti longitudinali inferiori e superiori, mentre  $v_t$  rappresenta il contributo dovuto alla deformabilità a taglio relativo all’accorciamento/allungamento delle aste di parete.

Considerando una trave in semplice appoggio con carico simmetrico, il contributo tagliante alla freccia in mezzzeria si può calcolare con:

$$v_t = \frac{M_0}{G A_w}$$

Dove  $M_0$  rappresenta il momento nella sezione in mezzzeria,  $G$  il modulo di elasticità tangenziale e  $A_w$  l’area dell’anima equivalente definita come:

$$A_w = 2,6 \left[ \frac{\cot \theta_1 + \cot \theta_2}{\frac{1}{A_{d1} \sin^3 \theta_1} + \frac{1}{A_{d2} \sin^3 \theta_2}} \right]$$

In cui gli angoli  $\theta_1$  e  $\theta_2$  sono gli angoli riferiti agli elementi diagonali ed  $A_{d1}$  e  $A_{d2}$  sono le rispettive aree.

Per tener conto della fessurazione del calcestruzzo che interviene durante la *Fase1* si dimezza il modulo elastico del calcestruzzo. I risultati analitici semplificati mostrano buona aderenza con le frecce del modello numerico.

Le frecce in campata relative alla *Fase2* vengono lette direttamente dal modello numerico. La rigidità dell’impalcato tiene conto sia della fessurazione dello zoccolo pregettato che degli effetti della viscosità del calcestruzzo. Si considera la freccia relativa alla combinazione SLE Rara più gravosa che sommata al freccia di *Fase1* verrà confrontata con la freccia limite  $1/250L$ .

Il secondo confronto viene valutato sulla freccia relativa ai soli carichi mobili, confrontata con il valore 1/500L.

Il problema della deformabilità della struttura dovrà comunque essere messo in relazione allo smaltimento delle acque piovane e quindi alla pendenza longitudinale e trasversale del piano carrabile.

Nel caso in esame entrambi i controlli risultano verificati.

Nell'ottica di voler realizzare travi PREM per ponti di luce maggiore la verifica di deformabilità in *Fase1* potrebbe essere una verifica critica a meno di non progettare una contromonta iniziale sufficiente ad annullare la deformazione elastica della reticolare.

**Freccia in mezzeria allo sle c. rara**

| Correnti sup.           |       |
|-------------------------|-------|
| num                     | 6     |
| lato [mm]               | 50    |
| Area [mm <sup>2</sup> ] | 15000 |

| Correnti inf.           |             |
|-------------------------|-------------|
| num                     | 6           |
| lato [mm]               | 50          |
| Area [mm <sup>2</sup> ] | 15000       |
| J [mm <sup>4</sup> ]    | 520833.3333 |

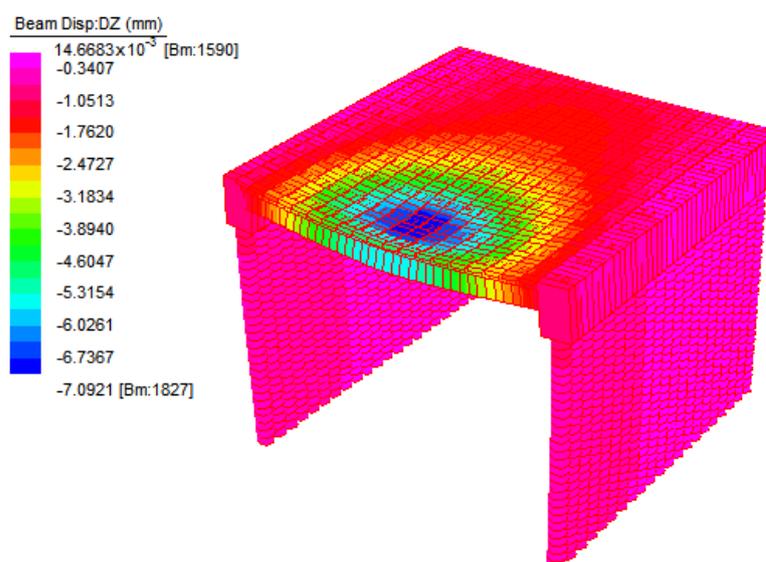
| Zoccolo                 |        |
|-------------------------|--------|
| bz [mm]                 | 800    |
| hz [mm]                 | 250    |
| Area [mm <sup>2</sup> ] | 200000 |
| Ecls [MPa]              | 16820  |
| n                       | 0.08   |
| yg                      | 530    |

|                         |          |
|-------------------------|----------|
| Jtot [mm <sup>4</sup> ] | 1.69E+10 |
|-------------------------|----------|

|                                     |       |
|-------------------------------------|-------|
| deformabilità flex. [mm]            | 24.12 |
| deformabilità tagl. [mm]            | 9.02  |
| freccia <i>Fase1</i> analitica [mm] | 33.14 |

**Metodo anima equivalente**

|                                   |         |
|-----------------------------------|---------|
| θ                                 | 80      |
| num                               | 4       |
| lato [mm]                         | 40      |
| Area [mm <sup>2</sup> ]           | 1600    |
| A <sub>w</sub> [mm <sup>2</sup> ] | 2802.38 |
|                                   | 0.3     |
| E [MPa]                           | 206000  |
| G [MPa]                           | 79230.8 |
| M <sub>0</sub> [kNm]              | 2002    |
| freccia [mm]                      | 9.02    |



Massimi abbassamenti (DZ) dovuti ai carichi veicolari.

|                  |                             | Ponte sul Fiume Meolo |                              |                    |
|------------------|-----------------------------|-----------------------|------------------------------|--------------------|
| SLE deformazioni | Fase1<br>(modello numerico) | 32.24 mm<br>1/620     | Fase1<br>(met. anima equiv.) | 33.14 mm<br>1/603  |
|                  | Fase2 (SLE Rara)            | 14.26 mm<br>1/1402    | Fase2 (SLE Rara)             | 14.26 mm<br>1/1402 |
|                  | Fase1+Fase2                 | 46.5 mm<br>1/430      | Fase1+Fase2                  | 47.4 mm<br>1/422   |
|                  | Fase2 (carichi mobili)      | 7.1 mm<br>1/2816      | Fase2 (carichi mobili)       | 7.1 mm<br>1/2816   |

### 6.11.2 Controllo delle tensioni (SLE)

Il controllo delle tensioni in *Fase1* viene eseguito con lettura degli stress sul modello numerico.

In *Fase2* le tensioni vengono determinate con il metodo implementato nel software VCA SLU del Prof. Gelfi andando a considerare le sezioni più sollecitate (ossia quelle in campata).

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare le seguenti limitazioni (NTC'08 §4.1.2.2.5.1):

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)=19.2MPa}$$

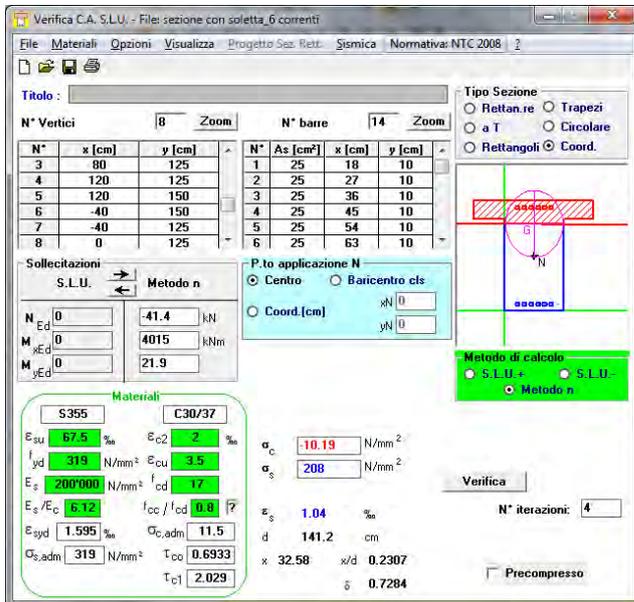
$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente=14.4MPa}$$

La massima tensione sull'acciaio  $\sigma_y$ , deve rispettare la condizione (NTC'08 §4.1.2.2.5.2):

$$\sigma_y < 0,8 f_{yk} \text{ per combinazione caratteristica (rara)=268MPa}$$

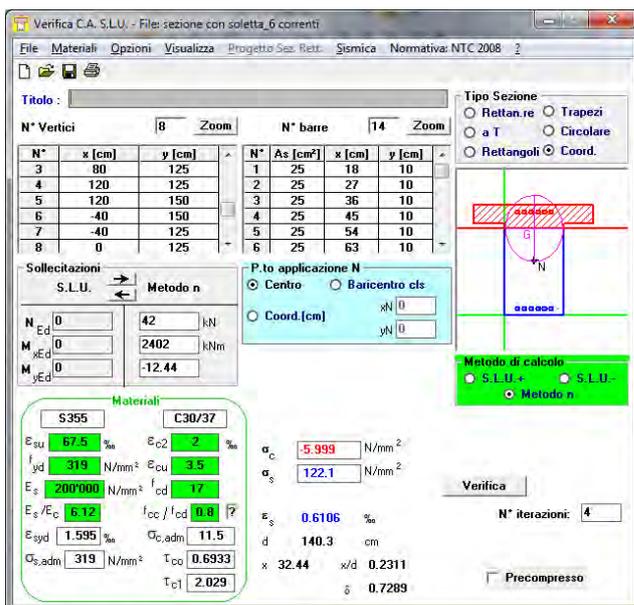
Di seguito si propongono le sollecitazioni relative alle combinazioni di carico massime agli stati limite di esercizio evidenziate dagli involucri delle sollecitazioni del modello numerico del ponte completo che verrà presentato. A queste sollecitazioni non si dovrà dimenticare di sommare anche il momento flettente relativo alla *Fase1* nel momento in cui si valuta la tensione in *Fase2*.

|  |           |                  |
|--|-----------|------------------|
| <b>Schema 1_M1_Comb RARA_SLE_max mom camp3</b> | Trave num | 2                |
|  | N         | 41.4 kN          |
|  | Mx        | 2015+(+2002) kNm |
|  | My        | 21.9 kNm         |



$\sigma_c = -10.2 \text{ MPa} > -19.2 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_s = 208.5 \text{ MPa} < 268 \text{ MPa}$ ;

|   |           |                 |
|---|-----------|-----------------|
| <b>Schema 1_M1_Comb QP_SLE_max mom camp17</b> | Trave num | 1               |
|   | N         | -42 kN          |
|   | Mx        | 362+(+2002) kNm |
|   | My        | -12.44 kNm      |



$\sigma_c = -6 \text{ MPa} > -14.4 \text{ MPa}$ ;

|              |                     | Ponte sul Fiume Meolo |       |
|--------------|---------------------|-----------------------|-------|
| SLE tensioni | Fase1               | $\sigma_s$ [MPa]      | 104   |
|              | Fase2_C. RARA       | $\sigma_s$ [MPa]      | 208   |
|              |                     | $\sigma_c$ [MPa]      | -10.2 |
|              | Fase2_C. QUASI PERM | $\sigma_c$ [MPa]      | -6    |

### 6.11.3 Controllo delle fessurazioni (SLE)

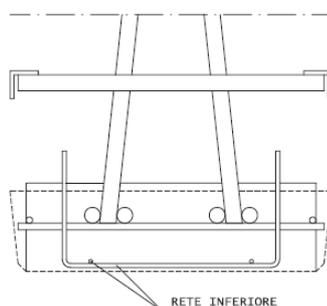
Come già anticipato precedentemente, al fine di garantire il contenimento della fessurazione del fondello prefabbricato si additiva l'impasto con fibre ed agenti espansivi.

La sperimentazione effettuata (Plizzarri e C.S.P. Prefabbricati, 2009) su varie tipologie di miscele ha mostrato i risultati migliori aggiungendo al calcestruzzo fibre in poliestere tipo Graminflex PE40 (prodotte da La Matassina Technology S.r.L.) ed agenti espansivi tipo Exocem 32 (prodotto da Ruredil S.p.A.).

Le fibre adottate sono realizzate in poliestere estruso a fibre orientate stirate con superficie corrugata su entrambi i lati. Vengono inoltre opportunamente sagomate in modo da ottenere alle estremità una doppia uncinatura.

Si ipotizza quindi di arricchire il calcestruzzo di base C32/40 con tali prodotti. Per una trattazione più completa sull'argomento si rimanda al "Rapporto di ricerca Assoprem 2007-2009".

Poiché comunque l'altezza del copriferro è superiore a 4 cm la guida Tecnico-Operativa di Assoprem consiglia di disporre una rete metallica al lembo inferiore del fondello agente come armatura di pelle.



**Rete inferiore nei fondelli di calcestruzzo (Raccomandazioni per la Progettazione e l'esecuzione di travi PREM, Assoprem).**

La verifica finale fa riferimento a due stadi successivi di vita della trave PREM.

Il primo stadio è relativo alla *Fase1* dove lo zoccolo pregeettato di calcestruzzo funziona come un tirante in calcestruzzo armato. La verifica verrà effettuata considerando il calcestruzzo come fibrorinforzato.

Durante tale fase si ipotizza che avvenga la massima fessurazione dell'elemento.

Il secondo stadio considera invece la trave PREM una volta che si è consolidato il calcestruzzo con i carichi agenti relativi alla *Fase2*.

Si farà riferimento, in questa fase, ad una sezione in c.a. ordinario trascurando il fatto che il fondello in realtà è costituito da calcestruzzo fibrorinforzato.

Si nota comunque come la fessurazione che si sviluppa in *Fase2* sia quasi trascurabile, in relazione alle combinazioni di carico assunte ed all'entità dei carichi agenti in tale fase.

La fessurazione totale sull'elemento sarà infine data dalla somma dai due contributi sopra descritti, e dovrà essere confrontata con i limiti proposti da normativa.

Per la verifica delle fessurazione si deve seguire il paragrafo 4.1.2.2.4.1 delle NTC'08, in cui si riconoscono 3 stati limite di fessurazione in ordine crescente di severità:

- 1) Stato limite di decompressione.
- 2) Stato limite di formazione delle fessure.
- 3) Stato limite di apertura delle fessure.

Il caso in esame rientra nella terza definizione, secondo la quale per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura, calcolato al livello considerato, è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2mm \quad w_2 = 0.3mm \quad w_3 = 0.4mm$$

Per tale verifica si devono prendere in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione quasi permanente
- Combinazione frequente.

Il valore nominale da verificare viene scelto in base alle condizioni ambientali. Per la determinazione dell'aggressività ambientale si fa riferimento alla Tabella 4.1.III §4.1.2.2.4.3 NTC'08.

| <b>CONDIZIONI AMBIENTALI</b> | <b>CLASSE DI ESPOSIZIONE</b>      |
|------------------------------|-----------------------------------|
| Ordinarie                    | X0, XC1, XC2, XC3, XF1            |
| Aggressive                   | XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3 |
| Molto aggressive             | XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4      |

Tab. 4.1.III – descrizione delle condizioni ambientali (§4.1.2.2.4.3 NTC'08).

Nel caso in esame facciamo riferimento alla classe XC4 (intradosso delle travi PREM).

Va infine definita la sensibilità delle armature alla corrosione. Le NTC'08 non danno particolari descrizioni, definiscono semplicemente come acciai sensibili il gruppo degli acciai da precompresso, mentre come poco sensibili tutti i rimanenti.

Nella Tabella 4.1.IV §4.1.2.2.4.5 NTC'08 vengono infine indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione relativamente alla combinazione di carico da verificare, l'aggressività ambientale e la sensibilità delle armature.

| Gruppi di esigenze | Condizioni ambientali | Combinazione di azioni | Armatura           |            |                |            |
|--------------------|-----------------------|------------------------|--------------------|------------|----------------|------------|
|                    |                       |                        | Sensibile          |            | Poco sensibile |            |
|                    |                       |                        | Stato limite       | $w_d$      | Stato limite   | $w_d$      |
| a                  | Ordinarie             | frequente              | ap. fessure        | $\leq w_2$ | ap. fessure    | $\leq w_3$ |
|                    |                       | quasi permanente       | ap. fessure        | $\leq w_1$ | ap. fessure    | $\leq w_2$ |
| b                  | Aggressive            | frequente              | ap. fessure        | $\leq w_1$ | ap. fessure    | $\leq w_2$ |
|                    |                       | quasi permanente       | decompressione     | -          | ap. fessure    | $\leq w_1$ |
| c                  | Molto aggressive      | frequente              | formazione fessure | -          | ap. fessure    | $\leq w_1$ |
|                    |                       | quasi permanente       | decompressione     | -          | ap. fessure    | $\leq w_1$ |

Tab. 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (§4.1.2.2.4.5 NTC'08).

Dalla tabella precedente si evince che il valore di  $w_d$  non deve superare l'apertura corrispondente al limite  $w_2$  (combinazione SLE frequente) e  $w_1$  (combinazione SLE quasi permanente).

Tale valore di calcolo di apertura delle fessure viene determinato con la relazione:

$$w_d = 1.7w_m$$

Dove  $w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure che viene calcolata come prodotto della deformazione media delle barre di armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ .

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

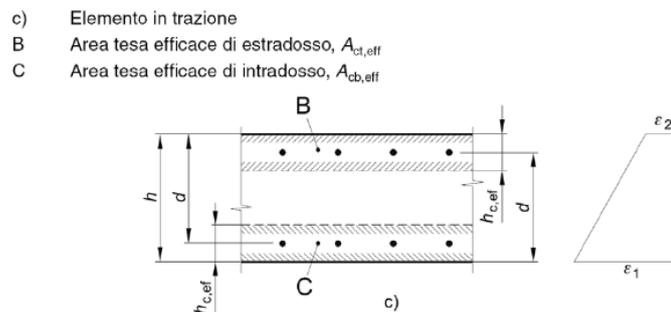
La deformazione unitaria media delle barre  $\varepsilon_{sm}$  può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Dove:

- $\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- $\alpha_e$  è il rapporto  $E_s/E_{cm}$ ;
- $\rho_{eff}$  è il rapporto  $A_s/A_{c,eff}$ ;

- $A_{c,eff}$  è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza  $h_{c,eff}$ , dove  $h_{c,eff}$  è il minimo tra  $2.5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  o  $h/2$ . Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;
- $k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale (= 0.6 per carichi di breve durata) (= 0.4 per carichi di lunga durata).



Per il calcolo del valore medio della distanza delle fessure si distinguono due fasi.

In *Fase1* si fa riferimento unicamente allo zoccolo prefabbricato in calcestruzzo fibrorinforzato e quindi si utilizzerà la relazione proposta nelle CNR-DT 204/2006 (Istruzioni per la Progettazione. L'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato) al paragrafo 2.5.2.3.

$$s_{rm} = \xi \left( 50 + 0.25 k_1 k_2 \frac{\varphi}{\rho} \right)$$

- $y$  è la distanza dell'asse neutro dal bordo teso della sezione valutata in fase fessurata trascurando la resistenza a trazione (pre e post-fessurazione) del fibrorinforzato;
- $\xi$  è un coefficiente adimensionale da assumersi pari a :

$$\xi = \begin{cases} 1.0 & \text{per } \frac{l_f}{d_f} < 50 \\ 50 \frac{d_f}{l_f} & \text{per } 50 \leq \frac{l_f}{d_f} \leq 100 \\ 0.5 & \text{per } \frac{l_f}{d_f} < 100 \end{cases}$$

- $d_f$  è il diametro delle fibre.
- $l_f$  è la lunghezza delle fibre.

- $\phi$  è il diametro delle barre di armatura (nel caso di diametri diversi si assume la loro media pesata).
- $k_1=0.8$  per barre ad aderenza migliorata (=1.6 per barre lisce).
- $k_2=1$  nel caso di trazione.
- $h$  è l'altezza della sezione.
- $\rho_{eff}$  è il rapporto  $A_s/A_{c,eff}$

In *Fase2* si considera invece l'intera sezione della trave una volta che si è consolidato il getto. Per semplicità si considera la sezione formata interamente di calcestruzzo normale C32/40.

La distanza massima tra le fessure viene calcolata come indicato in NTC'08 C4.1.2.2.4.6.

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

- $\phi$  è il diametro delle barre di armatura (nel caso di diametri diversi si assume la loro media pesata);
- $k_1=0.8$  per barre ad aderenza migliorata (=1.6 per barre lisce);
- $k_2=0.5$  nel caso di flessione;
- $k_3=3.4$ ;
- $\rho$  è il rapporto geometrico tra l'area delle armature e l'area della parte tesa della sezione, individuata dalla distanza  $y$ .

Si valuta la fessurazione per la sezione più sollecitata ovvero quella in campata. Si considerano tutte le armature presenti nello zoccolo pregettato, compresi i reggi staffe.

Di seguito si riporta una tabella con la composizione delle fessurazioni per le due combinazioni di carico da verificare secondo normativa vengono e le tabelle di verifica relative alle diverse fasi di vita della struttura. (Nota: il momento flettente relativo alla combinazione di carico "frequente" è pari a  $M=1533$  kNm).

|  |       | Ponte sul Fiume Meolo |       |
|--|-------|-----------------------|-------|
| <b>SLE fessurazione<br/>Combinazione Frequente</b> | Fase1 | Ampiezza media [mm]   | 0.162 |
|  | Fase2 | Ampiezza media [mm]   | 0.125 |
|  | Tot   | Ampiezza media [mm]   | 0.287 |
| <b>SLE fessurazione Quasi<br/>Permanente</b>       | Fase1 | Ampiezza media [mm]   | 0.162 |
|  | Fase2 | Ampiezza media [mm]   | 0.022 |
|  | Tot   | Ampiezza media [mm]   | 0.184 |

| Fessurazione "Fase1"   |                        |
|------------------------|------------------------|
| Proprietà calcestruzzo |                        |
| h                      | 250 mm                 |
| b                      | 810 mm                 |
| d                      | 150 mm                 |
| c                      | 75 mm                  |
| x                      | 0 mm                   |
| A <sub>c</sub>         | 202500 mm <sup>2</sup> |
| f <sub>ctm</sub>       | 3.10 MPa               |
| E <sub>cm</sub>        | 33643 MPa              |

| Proprietà acciaio    |                          |
|----------------------|--------------------------|
| num                  | 6                        |
| I <sub>profilo</sub> | 50 mm                    |
| Area <sub>tot</sub>  | 15615.75 mm <sup>2</sup> |
| E <sub>acc</sub>     | 206000 MPa               |
| n                    | 6.1                      |

| Fessurazione "Fase2" Comb FREQ. |                         |
|---------------------------------|-------------------------|
| Proprietà calcestruzzo          |                         |
| h                               | 1500 mm                 |
| b                               | 810 mm                  |
| d                               | 1422 mm                 |
| c                               | 74 mm                   |
| x                               | 358 mm                  |
| A <sub>c</sub>                  | 1215000 mm <sup>2</sup> |
| f <sub>ctm</sub>                | 3.10 MPa                |
| E <sub>cm</sub>                 | 33643 MPa               |

| Proprietà acciaio    |                           |
|----------------------|---------------------------|
| num                  | 6                         |
| I <sub>profilo</sub> | 50 mm                     |
| A <sub>profilo</sub> | 2500 mm <sup>2</sup>      |
| Area <sub>tot</sub>  | 15615.752 mm <sup>2</sup> |
| E <sub>acc</sub>     | 206000 MPa                |
| n                    | 6.12                      |

| Sforzo normale alla 1a fess |          |
|-----------------------------|----------|
| N                           | 431.1 kN |

| Sforzo normale modello f.e.m. |         |
|-------------------------------|---------|
| N                             | 1540 kN |

|                |          |
|----------------|----------|
| w <sub>d</sub> | 0.162 mm |
|----------------|----------|

| Momento dal modello f.e.m. |          |
|----------------------------|----------|
| Mom.                       | 1533 kNm |

|                |          |
|----------------|----------|
| w <sub>d</sub> | 0.125 mm |
|----------------|----------|

|                    |                       |
|--------------------|-----------------------|
| σ <sub>s</sub>     | 98.62 MPa             |
| α <sub>e</sub>     | 6.12                  |
| ρ <sub>eff</sub>   | 0.077115              |
| A <sub>c,eff</sub> | 67500 mm <sup>2</sup> |
| k <sub>t</sub>     | 0.6                   |
| ε <sub>sm</sub>    | 0.000306              |

|                 |             |
|-----------------|-------------|
| φ               | 50.40 mm    |
| d <sub>f</sub>  | 0.81 mm     |
| I <sub>f</sub>  | 40 mm       |
| ξ               | 1           |
| k <sub>1</sub>  | 1.6         |
| k <sub>2</sub>  | 1           |
| y               | 250 mm      |
| ρ               | 0.077115    |
| Δ <sub>sm</sub> | 311.4165 mm |

|                    |                        |
|--------------------|------------------------|
| σ <sub>s</sub>     | 80.55 Mpa              |
| α <sub>e</sub>     | 6.12                   |
| ρ <sub>eff</sub>   | 0.098865               |
| A <sub>c,eff</sub> | 157950 mm <sup>2</sup> |
| k <sub>t</sub>     | 0.4                    |
| ε <sub>sm</sub>    | 0.000293               |

|                   |           |
|-------------------|-----------|
| φ                 | 50.40 mm  |
| c                 | 74 mm     |
| k <sub>1</sub>    | 1.6       |
| k <sub>2</sub>    | 0.5       |
| k <sub>3</sub>    | 3.4       |
| k <sub>4</sub>    | 0.425     |
| Δ <sub>smax</sub> | 424.91914 |

| Fessurazione "Fase2" Comb QP. |                         |
|-------------------------------|-------------------------|
| Proprietà calcestruzzo        |                         |
| h                             | 1500 mm                 |
| b                             | 810 mm                  |
| d                             | 1422 mm                 |
| c                             | 74 mm                   |
| x                             | 358 mm                  |
| A <sub>c</sub>                | 1215000 mm <sup>2</sup> |
| f <sub>ctm</sub>              | 3.10 MPa                |
| E <sub>cm</sub>               | 33643 MPa               |

| Proprietà acciaio    |                          |
|----------------------|--------------------------|
| num                  | 6                        |
| I <sub>profilo</sub> | 50 mm                    |
| A <sub>profilo</sub> | 2500 mm <sup>2</sup>     |
| Area <sub>tot</sub>  | 15615.75 mm <sup>2</sup> |
| E <sub>acc</sub>     | 206000 MPa               |
| n                    | 6.12                     |

| Momento dal modello f.e.m. |         |
|----------------------------|---------|
| Mom.                       | 362 kNm |

|                |          |
|----------------|----------|
| w <sub>d</sub> | 0.022 mm |
|----------------|----------|

|                    |                        |
|--------------------|------------------------|
| σ <sub>s</sub>     | 17.50 Mpa              |
| α <sub>e</sub>     | 6.12                   |
| ρ <sub>eff</sub>   | 0.098865               |
| A <sub>c,eff</sub> | 157950 mm <sup>2</sup> |
| k <sub>t</sub>     | 0.4                    |
| ε <sub>sm</sub>    | 0.000051               |

|                   |          |
|-------------------|----------|
| φ                 | 50.40 mm |
| c                 | 74 mm    |
| k <sub>1</sub>    | 1.6      |
| k <sub>2</sub>    | 0.5      |
| k <sub>3</sub>    | 3.4      |
| k <sub>4</sub>    | 0.425    |
| Δ <sub>smax</sub> | 424.9191 |

## 6.12 Dimensionamento spondine laterali e zoccolo prefabbricati

Le spondine prefabbricate laterali hanno la funzione oltre che di sostegno delle lastre predalles che costituiscono l'impalcato, anche di cassero per il getto di completamento della trave prefabbricata.

Dovranno quindi essere dimensionate per resistere alla pressione idrostatica del getto di calcestruzzo ( $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$ ).

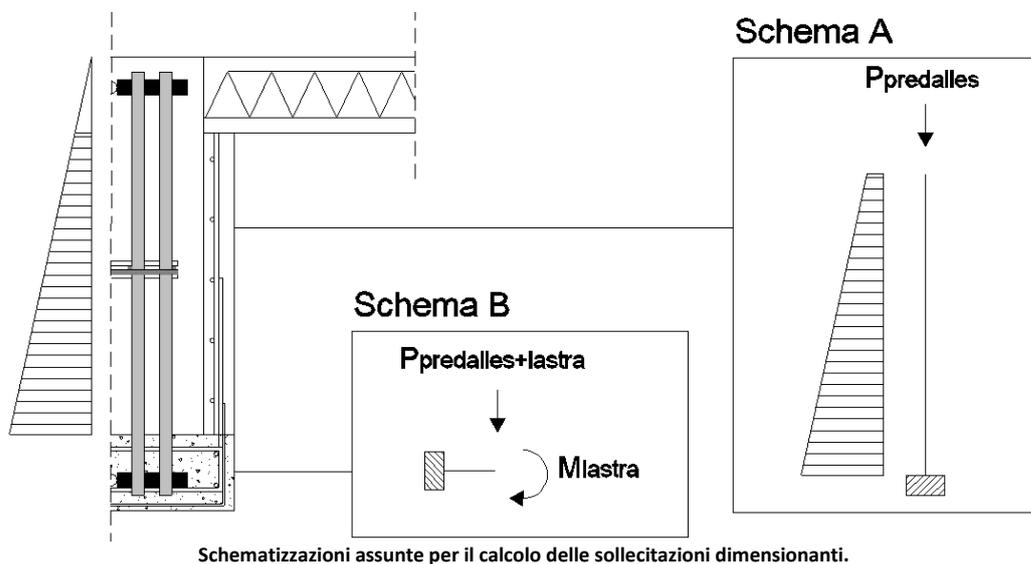
Si dimensiona la lastra come una trave alta 1m, spessa 10 cm e profonda 1m. Tale trave viene considerata come una mensola incastrata alla base (Schema A).

Si prevede un'armatura interna realizzata con  $\phi 12/25\text{cm}$ . Orizzontalmente si inserisce un'armatura di ripartizione pari al 20% dell'armatura principale.

Si dimensiona lo zoccolo progettato sempre come una trave le cui geometrie sono: spessa 25cm, alta 20.5cm e profonda 1m.

Lo zoccolo progettato viene sempre modellato come una trave incastrata alla base in corrispondenza dell'attacco dell'asta di parete. Tale elemento sarà sollecitato dai carichi concentrati relativi al peso proprio della lastra predalles e della lastra "casserante" (Schema B). L'armatura dell'elemento sarà realizzata con staffe  $\phi 14/25\text{cm}$ .

Tutte le armature utilizzate si considerano del tipo acciaio da c.a. B450C.



Il momento alla base dell'incastro della lastra ( $M_{lastra}$ ) viene calcolato decomponendo la spinta del calcestruzzo in due spinte, una costante (pressione idrostatica fino alla quota di posa della predalles) ed una variabile linearmente.

$$M_{lastra} = \gamma_{Azioni} \left[ (\gamma_{cls} * h_{predalles}) \frac{l^2}{2} + \gamma_{cls} \frac{l^2}{6} \right] = 1.5 \left[ (25 * 0.25) \frac{1^2}{2} + 25 \frac{1^2}{6} \right] = 10.9 \text{ kNm}$$

$$T_{lastra} = \gamma_{Azioni} \left[ (\gamma_{cls} * h_{predalles}) l + \gamma_{cls} \frac{l}{2} \right] = 1.5 \left[ (25 * 0.25) 1 + 25 \frac{1}{2} \right] = 28.12 \text{ kN}$$

$$M_{zoccolo} = M_{lastra} + \gamma_{Azioni} * [(P_{lastra} + P_{predalles}) * h] = 10.9 + 1.5 * [(4.37 + 2.5) * 0.15] = 12.44 \text{ kNm}$$

$$T_{zoccolo} = 1.5 * (P_{lastra} + P_{predalles}) = 1.5 * (4.37 + 2.5) = 10.3 \text{ kNm}$$

Si calcola quindi il momento flettente resistente delle "travi" ipotizzando un'altezza utile  $d=7\text{cm}$  per la lastra poggia predalles e  $d=21\text{cm}$  per lo zoccolo pregettato.

$$M_{Rd\_lastra} = 0.9 d f_{yd} A_s = 11.13 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd\_zoccolo} = 0.9 d f_{yd} A_s = 45.40 \text{ kNm}$$

La verifica a taglio sarà effettuata secondo il paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NTC'08 considerando l'elemento non armato a taglio.

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 * k * (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp} \right\} b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ ;
- $d, b_w$  sono l'altezza utile della sezione e la larghezza minima della sezione (mm);
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w * d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ );
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ ).

| <b>Verifica elementi senza armatura a taglio</b><br><b>NTC'08 §4.1.2.1.3.1</b> |                    |        | <b>Verifica elementi senza armatura a taglio</b><br><b>NTC'08 §4.1.2.1.3.1</b> |                    |        |
|--|--------------------|--------|--|--------------------|--------|
| <b>Lastra Poggia Predalles</b>   |                    |        | <b>Zoccolo pregettato</b>  |                    |        |
| d  | [mm]               | 70     | V <sub>Sd</sub>  | [kN]               | 28.12  |
| b <sub>w</sub>   | [mm]               | 1000   | V <sub>Rd</sub>  | [kN]               | 46.11  |
| k  |                    | 2      | <b>VERIFICATO!</b>   |                    |        |
| f <sub>ck</sub>  | [MPa]              | 32     | d  | [mm]               | 210    |
| v <sub>min</sub>   |                    | 0.56   | b <sub>w</sub>   | [mm]               | 1000   |
| A <sub>sl</sub>  | [mm <sup>2</sup> ] | 452.16 | k  |                    | 1.9759 |
| ρ <sub>1</sub>   |                    | 0.006  | f <sub>ck</sub>  | [MPa]              | 32     |
| N <sub>ed</sub>  | [N]                | 0      | v <sub>min</sub>   |                    | 0.5499 |
| σ <sub>cp</sub>  | [MPa]              | 0      | A <sub>sl</sub>  | [mm <sup>2</sup> ] | 616    |
|  |                    |        | ρ <sub>1</sub>   |                    | 0.003  |
|  |                    |        | N <sub>ed</sub>  | [N]                | 0      |
|  |                    |        | σ <sub>cp</sub>  | [MPa]              | 0      |
|  |                    |        | V <sub>Sd</sub>  | [kN]               | 10.3   |
|  |                    |        | V <sub>Rd</sub>  | [kN]               | 105.04 |
|  |                    |        | <b>VERIFICATO!</b>   |                    |        |

## 6.13 Dimensionamento incastro

L'ultima paragrafo del caso studio riguarda la progettazione dell'incastro tra impalcato e spalla del ponte. Nonostante l'utilizzo di travi PREM, le quali consentirebbero un effettivo inghisaggio tra spalla ed impalcato, la progettazione del dettaglio costruttivo è notevolmente complicata dalla congestione di armature presenti.

Come evidenziato precedentemente le sollecitazioni dimensionanti cambiano a seconda se si considera o meno il contributo del terreno dietro alla spalla in termini di rigidità aggiunta al sistema globale dell'impalcato.

Di seguito si presenteranno comunque entrambi i dimensionamenti. I disegni riportati faranno invece riferimento al dimensionamento più gravoso (modello senza interazione del terreno).

La trasmissione del momento flettente negativo dalla trave PREM alla spalla viene permessa per mezzo di barre di ripresa  $\phi 40$  infilate sotto i correnti longitudinali superiori. Al fine di sorreggere tali armature verranno predisposti in officina dei ferri saldati alle aste di parete che fungeranno da supporti per le barre di ripresa.

Nelle spalle questi ferri di ripresa saranno infilati in tubi corrugati annegati nel getto iniziale della spalla.

La trasmissione del momento positivo avviene invece per mezzo di barre di ripresa  $\phi 32$ .

In realtà nelle zone terminali delle travi PREM dovranno essere previsti dei monconi ( $\phi 32$ ) posti superiormente ai correnti inferiori (eventualmente saldati a questi anche) e sporgenti dallo zoccolo prefabbricato. Il collegamento con le barre di ripresa sarà poi permesso da connettori meccanici che verranno descritti successivamente.

Il momento positivo verrà quindi trasmesso alla spalla sempre con barre  $\phi 32$  alloggiate in tubi corrugati annegati nel getto di prima fase della spalla.

Il braccio delle forze interne, utilizzato per scomporre il momento flettente in azioni assiali sulle armature, è rappresentato dall'interasse tra i tubi corrugati ed è posto uguale al braccio delle forze interne della trave PREM ( $b=1300\text{mm}$ ). Di seguito si riporta il numero di armature necessarie, in funzione del diametro della armatura utilizzata, per assorbire i momenti flettenti ottenuti dall'involuppo delle sollecitazioni nei due modelli numerici.

Si suppone che l'acciaio delle armature sia del tipo B450C.

### Modello numerico con interazione del terreno

Nel caso di modello con interazione del terreno l'effetto dell'azione sismica viene mitigata. Quindi, il massimo momento negativo all'incastro è relativo alle combinazioni di carico statiche, mentre il massimo momento positivo è relativo chiaramente alle combinazioni sismiche.

| COMBINAZIONI STATICHE (con molle) |                 |     |       |      |   |           |                         |      |
|-----------------------------------|-----------------|-----|-------|------|---|-----------|-------------------------|------|
| <b>Momento negativo</b>           |                 | fyk | [MPa] | 450  | ϕ | Diam [mm] | Area [mm <sup>2</sup> ] | num  |
| -1787                             | kNm             | γ   |       | 1.15 |   | 40        | 1256                    | 2.47 |
| <b>Armatura superiore</b>         |                 | fyd | [MPa] | 391  |   | 32        | 803.84                  | 3.86 |
| -3107                             | mm <sup>2</sup> | b   | [mm]  | 1470 |   | 30        | 706.5                   | 4.40 |
| COMBINAZIONI SISMICHE (con molle) |                 |     |       |      |   |           |                         |      |
| <b>Momento positivo</b>           |                 | fyk | [MPa] | 450  | ϕ | Diam [mm] | Area [mm <sup>2</sup> ] | num  |
| 1045                              | kNm             | γ   |       | 1.15 |   | 40        | 1256                    | 1.45 |
| <b>Armatura superiore</b>         |                 | fyd | [MPa] | 391  |   | 32        | 803.84                  | 2.26 |
| 1817                              | mm <sup>2</sup> | b   | [mm]  | 1470 |   | 30        | 706.5                   | 2.57 |

### Modello numerico senza interazione terreno-struttura

Il secondo modello numerico non prevede l'interazione terreno-struttura a livello delle spalle in termini di rigidità. Le sollecitazioni dimensionanti saranno relative sia come momento positivo sia negativo alle combinazioni sismiche.

| COMBINAZIONI SISMICHE (senza molle) |                 |     |       |      |   |           |                         |      |
|-------------------------------------|-----------------|-----|-------|------|---|-----------|-------------------------|------|
| <b>Momento negativo</b>             |                 | fyk | [MPa] | 450  | ϕ | Diam [mm] | Area [mm <sup>2</sup> ] | num  |
| -1940                               | kNm             | γ   |       | 1.15 |   | 40        | 1256                    | 3.04 |
| <b>Armatura superiore</b>           |                 | fyd | [MPa] | 391  |   | 32        | 803.84                  | 4.74 |
| -3814                               | mm <sup>2</sup> | b   | [mm]  | 1300 |   | 30        | 706.5                   | 5.40 |
| COMBINAZIONI SISMICHE (senza molle) |                 |     |       |      |   |           |                         |      |
| <b>Momento positivo</b>             |                 | fyk | [MPa] | 450  | ϕ | Diam [mm] | Area [mm <sup>2</sup> ] | num  |
| 1587                                | kNm             | γ   |       | 1.15 |   | 40        | 1256                    | 2.48 |
| <b>Armatura superiore</b>           |                 | fyd | [MPa] | 391  |   | 32        | 803.84                  | 3.88 |
| 3120                                | mm <sup>2</sup> | b   | [mm]  | 1300 |   | 30        | 706.5                   | 4.42 |

L'aderenza tra le barre di ripresa ed il tubo corrugato viene permessa da betoncino cementizio premiscelato colabile espansivo tipo EMACO® (BASF Construction chemical Italia Spa).

La piegatura delle barre deve essere eseguita adottando un diametro minimo del mandrino in modo da evitare la formazione di fessure nelle barre e la rottura del calcestruzzo all'interno della piegatura.

Nel caso di barre con diametro superiore a 16mm il diametro minimo del mandrino per evitare la fessurazione delle barre deve essere  $7\phi$ . Quindi nel caso di barre  $\phi 32$  si adotterà un diametro minimo del mandrino di 224 mm, mentre nel caso di barre  $\phi 40$  si adotterà 280 mm.

In aggiunta a questa prescrizione, al fine di evitare la rottura del calcestruzzo all'interno della piegatura, si dovrà adottare un diametro minimo del mandrino:

$$\phi_{m,\min} \geq F_{bt} \frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} f_{cd}$$

Dove:

- $F_{bt}$  è la forza di trazione allo stato limite ultimo applicata alla singola barra all'inizio della piegatura.
- $a_{b,rqd}$  per una data barra è metà della distanza tra i baricentri delle barre perpendicolari al piano della piegatura.

A favore di sicurezza si valuterà il diametro minimo del mandrino con riferimento alla minima distanza baricentrica tra le armature di ripresa adottate.

| Barre $\phi 40$ |       |       |
|-----------------|-------|-------|
| $F_{bt}$        | [kN]  | -373  |
| $a_b$           | [mm]  | 45    |
| $2\phi$         | [mm]  | 80    |
| $f_{cd}$        | [MPa] | 18.81 |

| Barre $\phi 32$ |       |       |
|-----------------|-------|-------|
| $F_{bt}$        | [kN]  | 305   |
| $a_b$           | [mm]  | 45    |
| $2\phi$         | [mm]  | 80    |
| $f_{cd}$        | [MPa] | 18.81 |

|                 |      |     |
|-----------------|------|-----|
| $\phi_{m,\min}$ | [mm] | 689 |
|-----------------|------|-----|

|                 |  |     |
|-----------------|--|-----|
| $\phi_{m,\min}$ |  | 563 |
|-----------------|--|-----|

A favore di sicurezza si assume un diametro del mandrino pari a 900mm per entrambe le armature.

La lunghezza di ancoraggio di base ( $l_{b,rqd}$ ) necessaria per ancorare la forza  $A_s\sigma_s$  applicata ad una barra nell'ipotesi di tensione di aderenza uniforme pari a  $f_{bd}$  è data dalle relazioni (UNI EN 1991-1-1 §8.4.2/3):

$$l_{b,rqd} = \frac{\varphi}{4} \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}; \quad f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

| Barre $\phi 40$ |       |         |
|-----------------|-------|---------|
| $R_{ck}$        | [MPa] | 40      |
| $f_{ck}$        | [MPa] | 33.2    |
| $f_{ctm}$       | [MPa] | 3.10    |
| $f_{ctd}$       | [MPa] | 1.45    |
| $\eta_1$        |       | 0.7     |
| $\eta_2$        |       | 0.92    |
| $f_{bd}$        | [MPa] | 2.10    |
| $\sigma_{bd}$   | [MPa] | 297.04  |
| $f_{bd,rqd}$    | [mm]  | 1417.49 |

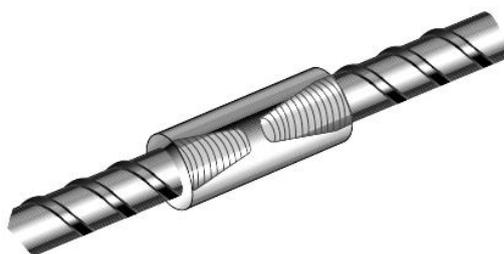
| Barre $\phi 32$ |       |        |
|-----------------|-------|--------|
| $R_{ck}$        | [MPa] | 40     |
| $f_{ck}$        | [MPa] | 33.2   |
| $f_{ctm}$       | [MPa] | 3.10   |
| $f_{ctd}$       | [MPa] | 1.45   |
| $\eta_1$        |       | 0.7    |
| $\eta_2$        |       | 1      |
| $f_{bd}$        | [MPa] | 2.28   |
| $\sigma_{bd}$   | [MPa] | 192.31 |
| $f_{bd,rqd}$    | [mm]  | 675.44 |

Per barre di grande diametro ( $\phi > 32\text{mm}$ ) sarebbe necessaria la predisposizione di dispositivi meccanici per evitare fenomeni di *splitting*. Bisogna comunque ricordare che le armature sono ricoperte da malta ad alta resistenza che ne assicurano l'aderenza (le tabelle del produttore indicano resistenze allo sfilamento di oltre 30MPa).

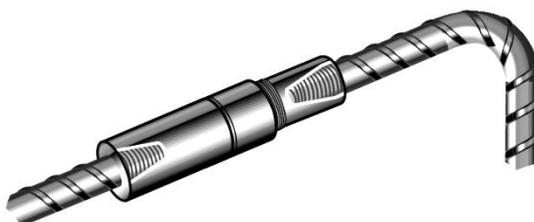
Al fine di limitare il più possibile la congestione di armature nel particolare costruttivo si adottano dispositivi meccanici in grado di ripristinare la continuità delle armature senza abbisognare delle classiche lunghezze di sovrapposizione tra le armature.

Tali dispositivi presenti in commercio sono disponibili in più tipologie sia nel caso in cui la barra di ripresa possa ruotare attorno al proprio asse, sia nel caso in cui nessuna delle due barre collegate possa ruotare, andando quindi a coprire ogni esigenza del progettista.

Di seguito si propongono alcune immagini dei prodotti LENTON® della ERICO® International Corporation.

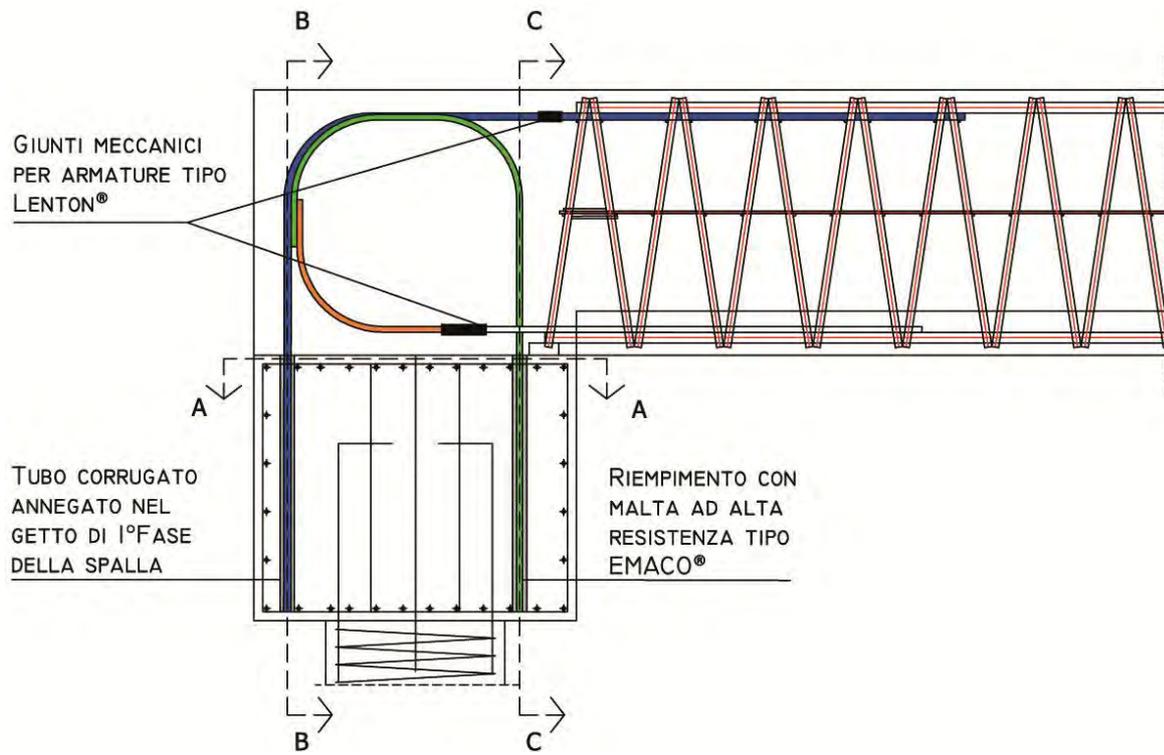


Giunto meccanico standard tipo LENTON®, prodotto da ERICO®.

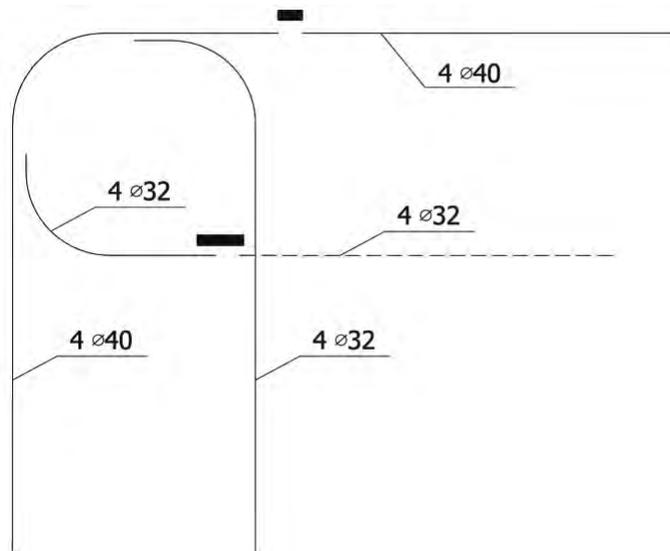


Manicotto di posizione tipo LENTON®, prodotto da ERICO®.

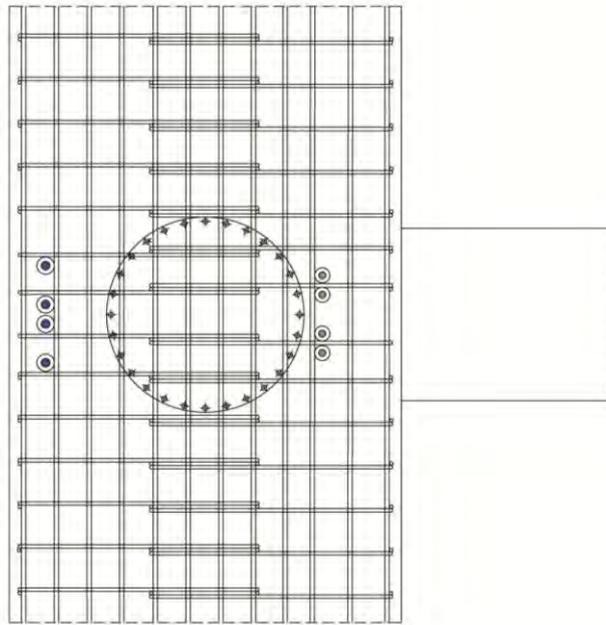
Si riportano infine alcuni disegni relativi al dettaglio costruttivo previsto.



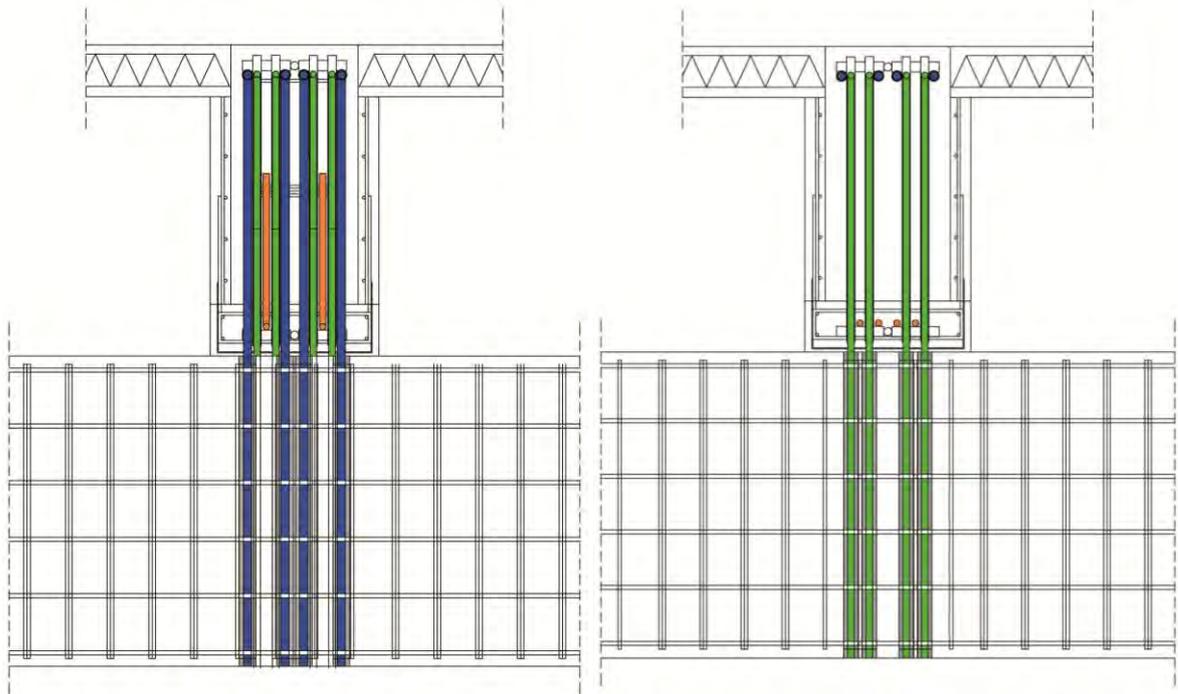
Sezione longitudinale della trave PREM e della spalla.



Schematizzazione armature di ripresa.



Sezione AA disposizione dei tubi corrugati nella gabbia della spalla di 1° Fase.



Sezione BB (immagine a sinistra) e Sezione CC (immagine a destra).



## **7. Conclusioni e commenti**

Dall'analisi appena svolta si può vedere come l'iniziale ampio sovradimensionamento della struttura reticolare sia giustificato relativamente alle verifiche di instabilità globale di *Fase1* e delle verifiche resistenziali in *Fase2* soprattutto.

La verifica ad instabilità globale semplificata reperita dalla letteratura e modificata in base alle geometrie in esame appare cautelativa e rappresentativa rispetto al caso studiato.

Nella prospettiva futura di affrontare casi studio con ponti di luce maggiore andrebbe verificato se tale formulazione sia ancora adottabile e rappresentativa rispetto ai parametri geometrici in gioco.

Probabilmente sarebbe più adeguata un'analisi numerica non lineare per geometria e materiale che tenesse conto, oltre che di eventuali imperfezioni della reticolare, anche delle condizioni di vincolo agli appoggi delle travi.

La definizione delle imperfezioni della reticolare non possono comunque prescindere dai processi produttivi in officina e, quindi, dovranno essere stabilite in concerto con l'azienda produttrice degli elementi prefabbricati.

Le verifiche allo stato limite di esercizio sia in *Fase1* che in *Fase2* non hanno evidenziato grosse problematiche. Progettando però travi PREM per impalcati con luce maggiore potrebbero risultare problematiche le verifiche che riguardano il controllo della fessurazione e delle deformazioni in *Fase1*. Il problema della deformazione eccessiva può essere mitigato con l'adozione di una contro monta iniziale. Nel caso in cui tale accorgimento non fosse più compatibile con il getto dello zoccolo prefabbricato, il cassero della trave si può costituire con un lamierino in acciaio Corten salvando la durabilità dell'acciaio ed eliminando il problema della fessurazione del calcestruzzo.

Per risolvere il problema della fessurazione si dovrà porre attenzione al mix design del calcestruzzo utilizzato per lo zoccolo prefabbricato ed in generale nel particolare costruttivo dello stesso (staffe dello zoccolo, armatura di pelle e correnti longitudinali) al fine di garantire la durabilità del manufatto e la resistenza al fuoco se richiesta.

Una criticità nella progettazione di strutture con luce così importanti è data dalla progettazione e verifica delle saldature tra aste di parete e correnti. Tale verifica viene complicata anche dalle sollecitazioni di taglio affidate per normativa unicamente al traliccio d'anima. Una corretta valutazione del taglio resistente della trave in *Fase2* porterebbe vantaggi non solo per il dimensionamento delle aste di parete, ma anche delle stesse saldature.

La proposta di collegamento presente nella tesi appare inadeguata a fronte delle procedure realizzative in stabilimento. Per spessori di saldatura così importanti i coefficienti di sicurezza da applicare dovrebbero essere maggiori di quelli proposti in normativa.

Un dettaglio costruttivo più verosimile dovrebbe sfruttare tutte le superfici a contatto tra correnti longitudinali ed aste di parete. In alternativa si dovrebbe aumentare il numero delle aste di parete alle estremità delle travi per spalmare la sollecitazione tagliante della trave reticolare su un numero maggiore di elementi.

Dal dimensionamento delle saldature e delle aste di parete dipende anche la determinazione delle eccentricità tra queste che si è visto incidere profondamente sulle verifiche ad instabilità delle stesse. Nell'ottica di una realizzazione su strutture stradali questi collegamenti dovrebbero essere verificati anche a fatica. In relazione alla particolarità del dettaglio costruttivo la verifica andrà condotta necessariamente con un'analisi agli elementi finiti.

Un altro aspetto importante per la valutazione della concorrenzialità di tali elementi prefabbricati rispetto a soluzioni tradizionali è rappresentato dal peso di queste travi e dell'impalcato finito.

In *Fase0* le travi PREM raggiungono già il 90% del peso delle travi in c.a.p. utilizzate nel progetto originale.

In *Fase2* la trave pesa il 30% in più, ma bisogna anche tenere conto del minore interasse tra le travi.

L'impalcato realizzato con travi PREM (si considera anche il peso relativo ai carichi permanenti portati) pesa globalmente 1,67 volte l'impalcato originale realizzato con travi in c.a.p..

Tale peso maggiore si traduce in un'enorme massa inerziale che durante l'azione sismica può essere contrastata solo dalla rigidità del terreno dietro alla spalla ed i pali di fondazione.

Mancano inoltre indicazioni normative precise che guidino il progettista nella valutazione della rigidità del terreno dietro alla spalla in condizioni sismiche, se ne esclude quindi il contributo a vantaggio della sicurezza.

Per un ponte di tipo integrale queste considerazioni si traducono però nello sviluppo di importanti momenti positivi da gestire all'incastro che non vengono compensati dai momenti negativi relativi ai pesi propri della struttura, poiché la maggior parte di questi ultimi vengono portati in *Fase1* con la trave in schema isostatico.

Appare quindi evidente che in situazioni a grande pericolosità sismica un ponte integrale debba essere risolto con una trave mista acciaio-clc ordinaria sacrificando la durabilità del ricoprimento di calcestruzzo a fronte di una maggior leggerezza.

La reale competitività delle travi PREM si avrà pertanto per tutte quelle soluzioni che prevedono già l'adozione di masse di calcestruzzo importanti come i sottopassi.

In letteratura si possono vedere alcune soluzioni progettuali di questo tipo in cui le travi PREM vengono accostate una all'altra formando un solettone.

In questo caso si avrà l'enorme vantaggio di avere strutture autoportanti già prima del getto e quindi non si dovrà ricorrere a puntellazioni.

Gli altri enormi vantaggi sono relativi alla veloce messa in opera delle travi, unita alla sicurezza di dare immediatamente agli operatori in cantiere un piano di lavoro sicuro.

Le eventuali problematiche sono rappresentate dall'inserimento delle armature di ripartizione trasversali e dalla casseratura delle sponde laterali.

Una soluzione alternativa per impalcati con travi singole, volendo comunque ricorrere a travi PREM, potrebbe essere quella di dare alla struttura una geometria ad arco.



Ponte Parco Ausa, RIMINI( elementi prodotti da EdilRipa®, [www.edilripa.it](http://www.edilripa.it)).

Così facendo si potrebbero sfruttare appieno le caratteristiche dei materiali acciaio e calcestruzzo, conferendo alla struttura anche un'estetica più gradevole.

Le problematiche relative alla progettazione di una simile struttura risiederebbero nella valutazione della stabilità della trave durante la fase di getto in funzione della distribuzione del calcestruzzo all'interno del cassero. In secondo luogo, nel progetto di opere di fondazione decisamente superiori ai classici dimensionamenti per i ponti integrali come conseguenza della spinta orizzontale dello schema statico.

Chiaramente la realizzazione di elementi prefabbricati ad arco pronti per il getto di completamento successivo prevede l'adozione di spondine laterali e fondello in acciaio Corten che riusciranno a garantire la durabilità alla corrosione ma non la protezione al fuoco.



## **Bibliografia**

### **Normativa di Riferimento**

- *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, American Concrete Institute®
- *CNRT-DT 204/2006 Istruzioni per la Progettazione, e l'Esecuzione ed il Controllo di strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato*, Consiglio nazionale delle Ricerche
- *DMRB, Volume1 - Section 3 - Part 7, BA57/01, "Design for durability"*
- *DMRB, Volume1 - Section 3 - Part 12, BA42/96, "The design of integral Bridges"*
- *UNI ENV 1991-1-4: Azioni in generale – Azioni del vento*, 2005
- *UNI ENV 1991-1-5: Azioni in generale – Azioni termiche*, 2003
- *UNI ENV 1993-1-1: Regole generali e regole per gli edifici*, 2005
- *UNI EN 206-1:2006, Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.*
- *Linee Guida sul calcestruzzo strutturale*, Presidenza del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici, Servizio Tecnico Centrale
- *Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 14 gennaio 2008 e successivi aggiornamenti
- *Seismic Design Criteria version 1.4, Section n°7*, Caltrans 2006

### **Testi Consultati**

- Aicap, (Autori Vari), *Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato*, Pubblicamento s.r.l. , 2011
- Assoprem (Autori Vari), *Progettare con le Travi Prefabbricate Reticolari Miste, PREM*, Tecniche Nuove, 2011
- Autori Vari, *Economic and durable design of composite bridges with integral abutments*, 2010
- Ballio G., Bernuzzi C. *Progettare costruzioni in acciaio*, Ulrico Hoepli Editore, 2010
- Carpinteri A., *Scienza delle costruzioni Vol.1*, Bologna, Pitagora Editrice III Edizione, 1995
- Cavaliere M., Cavaliere A., *Ponti analisi-progettazione-dimensionamento*, Dario Flaccovio Editore, I edizione, 2008
- Giuliani G., *Costruzioni in calcestruzzo armato*, Ulrico Hoepli Editore, 2012
- Leone S., *Procedimenti di calcolo per travi REP®*, Associazione Produttori travi REP, Milano, 1972

- Leonhardt F., *Le basi del dimensionamento nelle costruzioni in cemento armato*, Edizioni Tecniche Milano, 1973
- Petrangeli M. P., *Progettazione e costruzione di Ponti*, Casa editrice Ambrosiana, IV edizione, 1996
- Rühsh H., *Conglomerato armato e precompresso vol.1*, Edizioni Tecniche Milano, 1978
- Tecnostrutture S.r.l., *Prontuario REP®:Progettare con il sistema REP®: Travi REP® Pilastrri e Setti*, Maggioli Editore, IV Edizione
- User's Manual, *DIANA Finite Element Analysis release 9.4.4*
- User's Manual, *Midas FEA: Analysis and Algorithm*
- Viggiani C., *Fondazioni*, Hevelius Edizioni, 1999
- Vitaliani R., Scotta R., Sietta A., *Il calcolo limite agli Stati limite delle strutture di calcestruzzo armato*, Edizioni Libreria Progetto Padova, 2002

#### **Articoli/ Report di ricerca consultati**

- Itani A., Pekcan G., *Seismic Performance of steel Plate Girder Bridges with Integral abutments*, University of Nevada, FHWA Report 2011
- Belletti B., Damoni C., Hendriks M., *Linee guida olandesi per l'analisi non lineare ad elementi finite di strutture in c.a. e c.a.p.: alcune indicazioni per la verifica agli stati limite di elementi inflessi*, Structural Modeling num°3-4 ,2011
- Bozorgzadeh A., Ashford S., Restrepo J., et al., *Effect of backfill soil type on stiffness and capacity of bridge abutments*, World Conference on Earthquake Engineering 2008 Beijing
- Bozorgzadeh A., Ashford S., Restrepo J., Nimityongskul N., *Experimental and analytical investigation on stiffness and ultimate capacity of bridge abutments*, University of California 2008
- Braun A., Seidl G., Weizenegger M., *Frame structures in bridge construction: design, analysis and economic considerations*, International Workshop on the bridges with Integral Abutments, Lulea University of Technology 2006
- Conboy D., Stoothoff E., *Integral Abutment design and Construction: The New England Experience*, FHWA Conference 2005
- De Borst R., *Fracture in quasi brittle materials: a review of continuum damage-based approaches*, Engineering Fracture Mechanics, num 69, pp. 95-112, 2002.
- Giussani F., Mola F., *L'analisi di elementi in calcestruzzo armato in fase fessurata*, Structural Modeling num°5 ,2011

- Horvarth J., *Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics*, 2006
- Hube M., Mosalam K., *Experimental and Computational Evaluation of Current and Innovative In-Span Hinge Details in Reinforced Concrete Box-Girder Bridges*, 2009
- Iles D., *Integral Bridges in the UK*, International Workshop on the bridges with Integral Abutments, Lulea University of Technology 2006
- Kerokoski O., *Haavistonjoki Bridge field Test*, International Workshop on the bridges with Integral Abutments, Lulea University of Technology 2006
- Minstry V., *Integral Abutment and Jointless Bridges*, FHWA Conference 2005
- Maruri R., Petro S., *Integral abutments and Jointless Bridges 2004 Survey Summary*, FHWA Conference 2005
- Olson S. et al., *Modification of Illinois Department of Transportation Abutment design limitations and details*, University of Illinois, Research Report 2009
- Pétursson H., Collin P., *Innovative solutions for Integral Abutment*, International Workshop on the bridges with Integral Abutments, Lulea University of Technology 2006
- Plizzari G., CSP Prefabbricati S.p.A., *Indagine sperimentale sul ritiro di travi prefabbricate reticolari miste con base in calcestruzzo*, Ricerca Assoprem 2007-2009: Rapporto Finale di Ricerca
- Minelli F., Riva P., *Comportamento a taglio di travi prefabbricate miste*, Ricerca Assoprem 2007-2009: Rapporto Finale di Ricerca
- Sassone M., Casalegno C., *Effetti delle deformazioni differite del calcestruzzo sulle travi reticolari miste*, Ricerca Assoprem 2007-2009: Rapporto Finale di Ricerca
- Scotta R., *L'attività sperimentale sul comportamento strutturale di travi miste autoportanti REP®. Sintesi della ricerca svolta nel periodo 2005-2009. Interpretazione analitica secondo D.M. 14.01.2008*, Structural Modeling num Speciale1 2011
- Scotta R., *Approccio alla modellazione e progettazione di un edificio in zona sismica con sistema REP®*, Seminario REP® febbraio 2012, Venezia
- Tandon M., *Recent Integral Bridges*, International workshop on innovative bridge deck technologies, Canada 2005
- Tilly G., *Historical review of the development of continuity and expansion joints in bridges*, dal testo : *Continuous and integral bridges. Proceedings of the Henderson Colloquium 'Towards Joint-Free Bridges' organized by the British Group of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, 1996

- Trentadue F., Quaranta G., Marano G., Monti G., *Simplified Lateral-Torsional Buckling Analysis in Special Truss-Reinforced Composite steel-Concrete Beams*, Journal of Structural Engineering, num:137, 2011
- Savoia M., Mazzotti C., Vincenzi L., *Stabilità in Fase I del traliccio metallico delle travi reticolari miste*, Ricerca Assoprem 2007-2009: Rapporto Finale di Ricerca
- Weakley K., *Virginia department of transportation Integral Bridge Design Guidelines*, FHWA Conference 2005
- White H. II, *Integral abutment bridges: Comparison of current practice between European countries and the United State of America*, 2007
- Yannoti A., Alampalli S., White H., *New York State Department of transportation's Experience with Integral Abutment Bridges*, FHWA Conference 2005
- Zordan T., Briseghella B., Siviero E., *Soluzioni innovative per l'adeguamento e la progettazione di ponti*, 2005

#### **Report di conferenze e workshop consultati**

- Autori Vari, *Continuous and integral bridges: Proceedings of the Henderson Colloquium 'Towards Joint-Free Bridges' organized by the British Group of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, edito da Brian Prithchard, 1994
- Autori Vari, *International Workshop on the Bridges with Integral abutments*, Svezia, 2006
- Autori Vari, *Ricerca Assoprem 2007-2009: Rapporto Finale di Ricerca*
- Autori Vari, *The 2005-FHWA Conference: Integral abutment and Jointless Bridges*, 2005

#### **Tesi consultate**

- Condoleo A., *Ponti integrali: analisi statica e sismica*, Tesi di laurea magistrale, Università degli studi di Padova, 2012
- Gherardi M., *Ponti integrali*, Tesi di laurea specialistica, Politecnico di Milano, 2010
- Hallmark R., *Low-cycle fatigue of steel piles in Integral Abutments Bridges*, Master's Thesis, Lulea University of Technology, 2006
- Kerokoski O., *Soil-structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments*, Tesi di dottorato, Tampere University of Technology, 2006
- Petrovich F., *Un nuovo sistema strutturale per edifici multipiano in zona sismica realizzato mediante elementi tralicciati misti acciaio-calcestruzzo: analisi numeri e sperimentale*, Tesi di dottorato, Università degli studi di Trieste, 2008

- Sorgon S., *Analisi di un sistema ibrido sismo-resistente costituito da elementi tralicciati in acciaio inglobati nel calcestruzzo*, Tesi di dottorato, Università degli studi di Trieste, 2009
- Stievanin E., *Studio sperimentale di tecniche per il ripristino e il rinforzo di strutture storiche in cemento armato*, Tesi di dottorato, Università degli studi di Padova, 2012
- Tesser L., *Composite steel truss and concrete beams and beam-column joints for seismic resistant frames*, Tesi di dottorato, Università degli studi di Padova, 2009