



Galleria San Marco 4
33170 Pordenone
Tel. 0434 28465
Fax 0434 28466
E-mail info@csi-italia.eu
<http://www.csi-italia.eu>

CSi Italia – 22/03/2018 – ore 14

CSi Bridge – Ponti acciaio-cls

A cura di:
Ing. Leonardo Bandini
leonardo@csi-italia.eu
CSi Italia, Tel. 0434.28465

7.9.3 MODELLO STRUTTURALE

Il modello strutturale deve poter descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riprodurre fedelmente le caratteristiche di inerzia e di rigidità della struttura, e di vincolo degli impalcati. Nei modelli a comportamento non lineare, devono essere messi in conto anche gli effetti dell'attrito degli apparecchi di appoggio e il comportamento di eventuali dispositivi di fine corsa.

Quando l'impalcato abbia angolo di obliquità $\phi > 20^\circ$ (v. Fig. 7.9.1) o sia particolarmente largo rispetto alla lunghezza (rapporto tra larghezza B e lunghezza L , $B/L > 2,0$) particolare attenzione deve essere dedicata ai moti torsionali del ponte intorno all'asse verticale, in particolare evitando che la rigidità torsionale d'insieme del ponte sia affidata ad un'unica pila, nel caso di impalcati continui, o progettando gli apparecchi d'appoggio per resistere agli effetti torsionali, nel caso di impalcati semplicemente appoggiati.

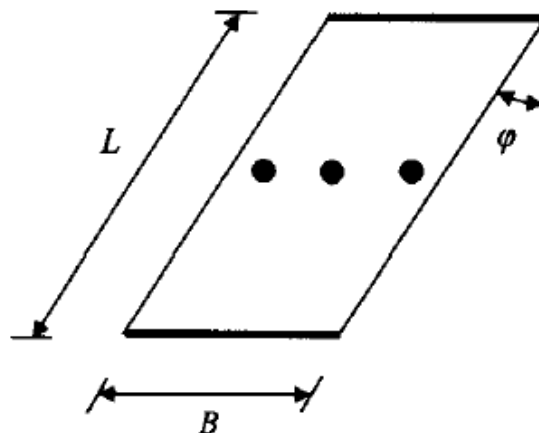


Figura 7.9.1 – Ponte obliquo

MODELLAZIONE NUMERICA: CONCETTI BASE

La rigidezza degli elementi in cemento armato deve essere valutata tenendo conto del loro effettivo stato di fessurazione, che è in generale diverso per l'impalcato (spesso interamente reagente) e per le pile. Per le pile che raggiungono lo stato limite ultimo alla base la rigidezza secante può essere ricavata dall'espressione:

$$E_c \cdot I_{\text{eff}} = \eta \cdot \frac{M_{Rd}}{\phi_y} \quad (7.9.3)$$

nella quale E_c è il modulo elastico del calcestruzzo, I_{eff} è il momento d'inerzia della sezione fessurata, $\eta \cong 1,20$ è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidezza della parte di pila non fessurata, M_{Rd} è il momento resistente di progetto nella sezione di base, e ϕ_y la curvatura di snervamento.

Per gli impalcati in calcestruzzo deve essere considerata la significativa riduzione di rigidezza torsionale dovuta alla fessurazione. In assenza di più precise determinazioni, per la rigidezza torsionale della sezione fessurata si possono assumere i seguenti valori:

- per sezioni aperte o solette, rigidezza nulla;
- per sezioni scatolari precomprese, rigidezza pari al 50% della rigidezza non fessurata;
- per sezioni scatolari in c.a., rigidezza pari al 30% della rigidezza non fessurata.

In assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6 è riferita all'impalcato e può essere assunta pari a 0,03 volte la dimensione dell'impalcato stesso misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

AZIONI SUI PONTI STRADALI

5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

5.1.3.3 Azioni Variabili da Traffico

5.1.3.3.1 *Premessa*

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

5.1.3.3.2 *Definizione delle corsie convenzionali*

Le larghezze w_l 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.I).

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:

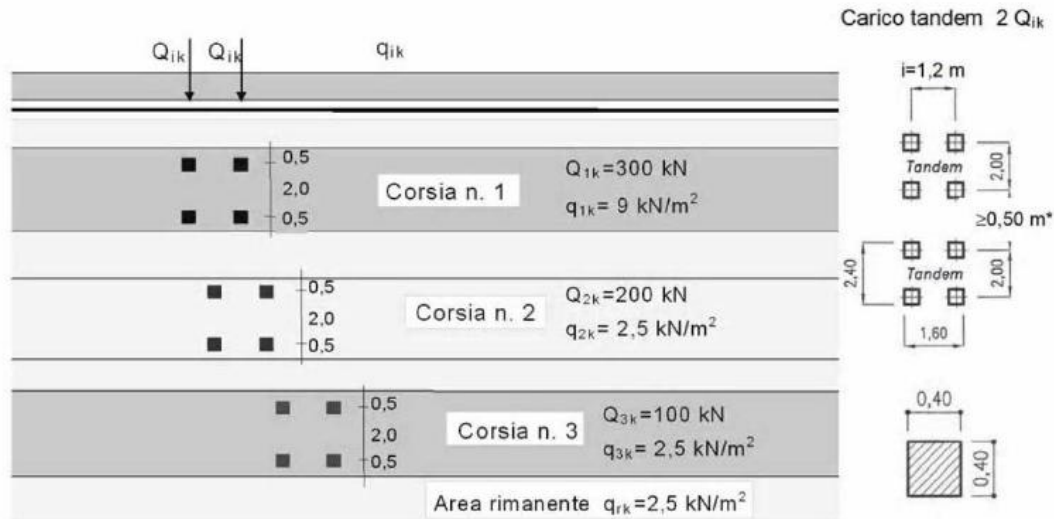
- a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

Nota aggiunta successivamente alla presentazione:

una buona interpretazione che mi è stata suggerita è che sia nel caso a) che nel caso b) si disporranno autonomamente corsie di tipo 1,2,3 ed altro, con la differenza che nel caso b) si occupa anche la porzione occupata dallo spartitraffico mobile.

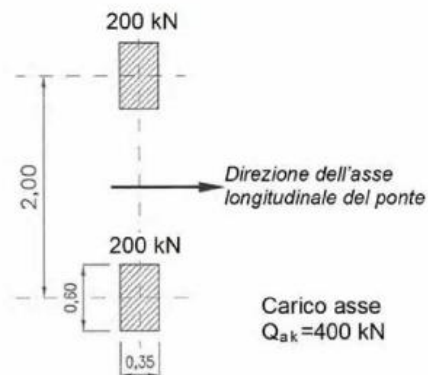
AZIONI SUI PONTI STRADALI

Schema di
carico 1:
verifiche
GLOBALI e
LOCALI

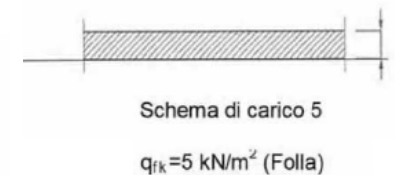
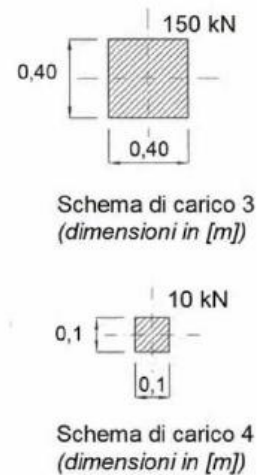


Schema di
carico 5:
folla
comprensiva
di effetti
dinamici

Schema di
carico 2:
verifiche
LOCALI

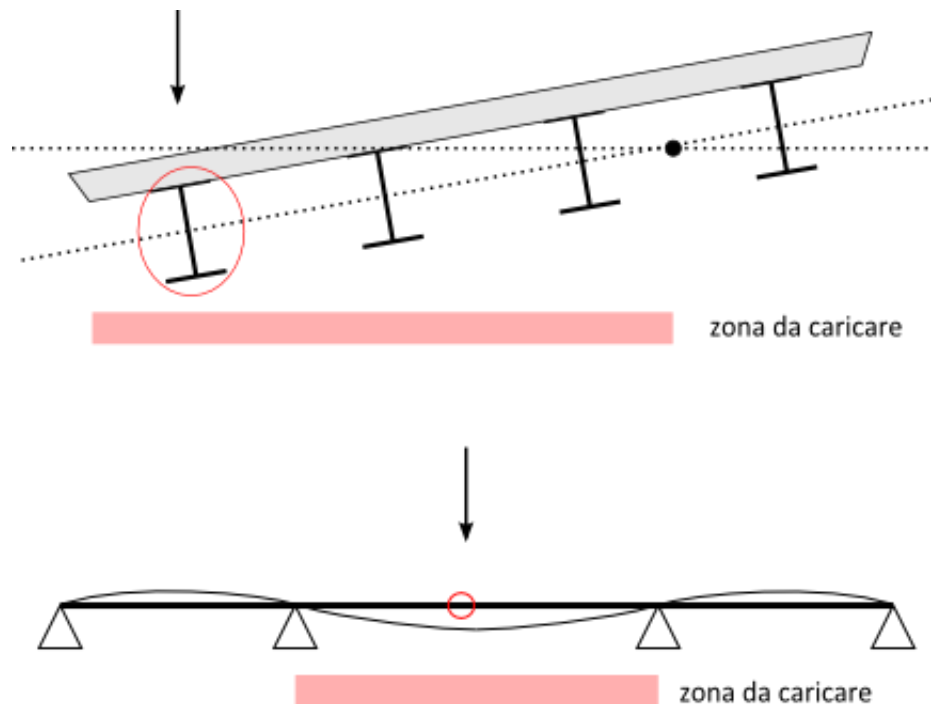


Schemi di
carico 3 e 4:
verifiche
LOCALI sui
marciapiedi

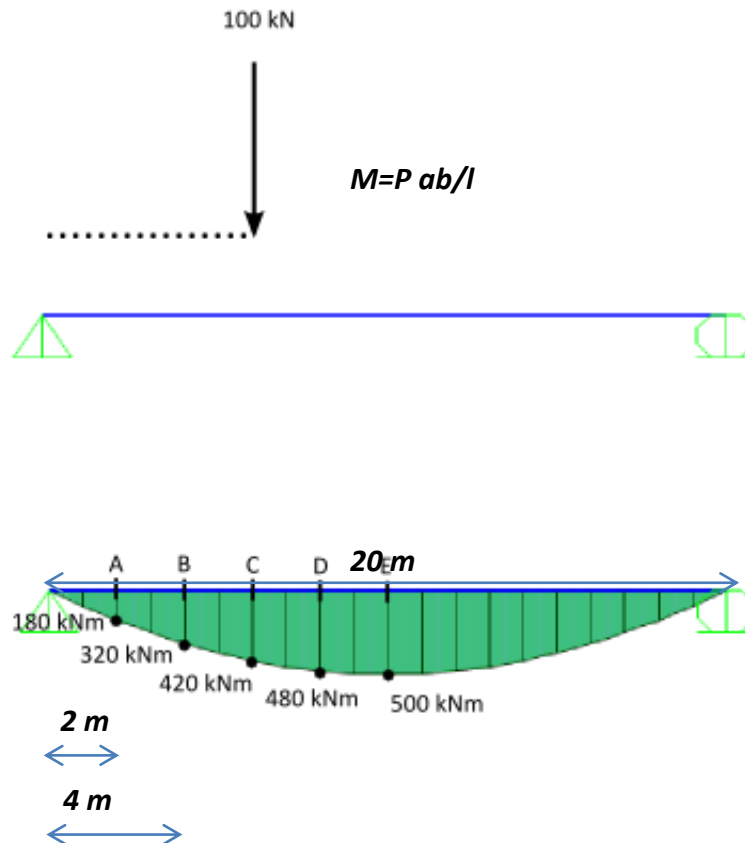
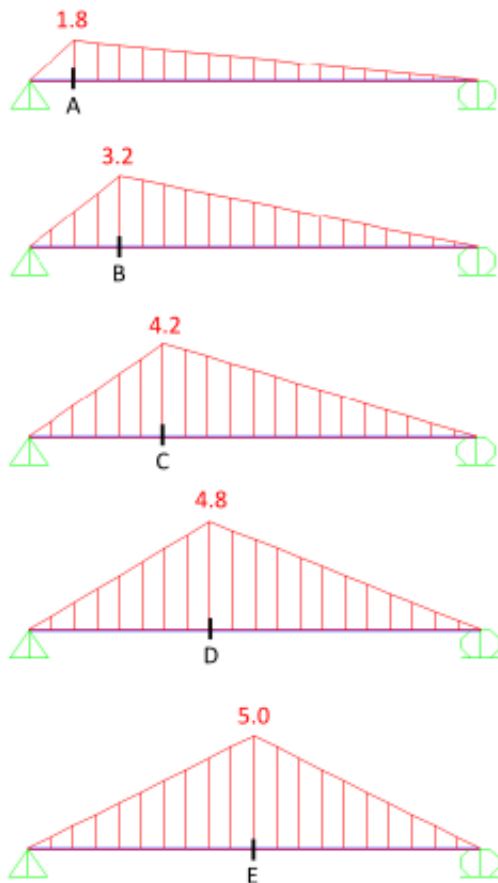


AZIONI SUI PONTI STRADALI

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.



LINEE DI INFLUENZA PER CARICHI MOBILI



Linea di influenza del Momento Flettente calcolato nella posizione E:
 Rappresenta il valore del momento flettente, normalizzato rispetto al carico, letto nella stazione E per tutte le posizioni del carico mobile lungo l'asta.

AZIONI SUI PONTI STRADALI

5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.4)$$

per i ponti di 1^a categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

per i ponti di 2^a categoria, essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

5.1.3.6 Azione centrifuga: Q_4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo $Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

AZIONI SUI PONTI STRADALI

Combinazioni di carico *secondo NTC 2008*

Combinazione per le verifiche con Sisma	Combinazione per le verifiche senza Sisma
$E + G_k + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$ E az. sismica dovuta a: $G_k + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$	$\gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_q [Q_{1k} + \sum_{i=2,n} (\psi_{0i} Q_{ik})]$ $\gamma_g = 1,30$ $\gamma_q = \gamma_{g2} = 1,50$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel caso dei ponti, nelle espressioni 3.2.16 e 3.2.17 si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0,2$, quando rilevante.

AZIONI SUI PONTI STRADALI

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	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 3 ^a categoria ^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana) ^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

AZIONI SUI PONTI STRADALI

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ 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.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

AZIONI SUI PONTI STRADALI

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	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
<i>Vento q_5</i>	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
<i>Neve q_5</i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
<i>Temperatura</i>	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

7.9.1 CAMPO DI APPLICAZIONE

Il presente capitolo tratta il progetto di ponti a pile e travate, queste ultime del tipo continuo su più pile o semplicemente appoggiate ad ogni campata e ad arco.

Le pile si intendono a fusto unico, con sezione trasversale di forma generica, piena o cava, mono o multicellulare. Anche pile in forma di portale sono trattabili con i criteri e le regole contenute in questo capitolo. Pile a geometria più complessa, ad es. a telaio spaziale, richiedono in generale criteri di progetto e metodi di analisi e verifica specifici.

Per ponti di tipologia diversa da quella indicata le ipotesi ed i metodi di calcolo devono essere adeguatamente documentati, con particolare riferimento al fattore di struttura adottato.

7.9.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo *SLV* essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile o ad appositi apparecchi dissipativi.

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio.

Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della "gerarchia delle resistenze" descritto nel seguito per ogni caso specifico.

La cinematica della struttura deve essere tale da limitare l'entità degli spostamenti relativi tra le sue diverse parti. L'intrinseca incertezza che caratterizza la valutazione di tali spostamenti rende il loro assorbimento economicamente e tecnicamente impegnativo. In ogni caso, deve essere verificato che gli spostamenti relativi ed assoluti tra le parti siano tali da escludere martellamenti e/o perdite di appoggio.

7.9.2.1 Valori del fattore di struttura

I valori massimi del fattore di struttura q_0 per le due componenti orizzontali dell'azione sismica sono riportati in Tab. 7.9.I nella quale $\lambda(\alpha)=1$ se $\alpha \geq 3$ e $\lambda(\alpha)=(\alpha/3)^{0,5}$ per $3 > \alpha \geq 1$, essendo $\alpha=L/H$ dove L è la distanza della sezione di cerniera plastica dalla sezione di momento nullo ed H è la dimensione della sezione nel piano di inflessione della cerniera plastica.

Per gli elementi duttili in calcestruzzo armato, i valori di q_0 della Tab. 7.9.I valgono se la sollecitazione di compressione normalizzata v_k ottenuta dividendo lo sforzo di calcolo N_{Ed} per la resistenza a compressione semplice della sezione ($v_k = N_{Ed}/A_c f_{ck}$) non eccede il valore 0,3. La sollecitazione di compressione normalizzata non può superare il valore $v_k = 0,6$. Per valori di v_k intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di q_0 è dato da

$$q_0(v_k) = q_0 - \left[\frac{v_k}{0,3} - 1 \right] (q_0 - 1) \quad (7.9.1)$$

essendo q_0 il valore applicabile per $v_k \leq 0,3$.

$$q = q_0 \times K_R$$

I valori massimi q_0 del fattore di struttura sono da applicare alle singole pile, per ciascuna delle due direzioni principali, nei casi di ponti isostatici e all'intera opera, ma ancora separatamente per le due direzioni, nei casi di ponti a travata continua. Nel caso di ponti con elementi strutturali duttili di diverso tipo, si adotta, per ciascuna delle due direzioni, il fattore di struttura degli elementi di ugual tipo che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

Tabella 7.9.I – Valori di q_0 .

Tipi di elementi duttili	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Pile in cemento armato		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5 λ
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,1 λ
Pile in acciaio:		
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
Spalle rigidamente connesse con l'impalcato		
In generale	1,5	1,5
Strutture che si muovono col terreno ⁷	1,0	1,0
Archi	1,2	2,0

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI

Il requisito di regolarità e quindi l'applicabilità di un valore $K_R = 1$ può essere verificato a posteriori mediante il seguente procedimento:

- per ciascun elemento duttile si calcoli il rapporto: $r_i = q_0 M_{Ed,i} / M_{Rd,i}$ dove $M_{Ed,i}$ è il momento alla base dell'elemento duttile i -esimo prodotto dalla combinazione sismica di progetto e $M_{Rd,i}$ il corrispondente momento resistente;
- la geometria del ponte si considera “regolare” se il rapporto tra il massimo ed il minimo dei rapporti r_i , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2 ($\tilde{r} = r_{i,max} / r_{i,min} < 2$).

Nel caso risulti $\tilde{r} \geq 2$, l'analisi deve essere ripetuta utilizzando il seguente valore ridotto di K_R

$$K_R = 2 / \tilde{r} \quad (7.9.2)$$

e comunque assumendo sempre $q = q_0 \cdot K_R \geq 1$.

Ai fini della determinazione di r_{max} e r_{min} nella direzione orizzontale considerata si possono escludere le pile la cui resistenza a taglio non ecceda il 20% della resistenza sismica totale diviso il numero degli elementi resistenti.

Per ponti a geometria irregolare (ad esempio con angolo di obliquità maggiore di 45°, con raggio di curvatura molto ridotto, ecc.) si adotta un fattore globale di struttura q pari a 1,5. Valori maggiori di 1,5, e comunque non superiori a 3,5, possono essere adottati solo qualora le richieste di duttilità vengano verificate mediante analisi non lineare.

7.9.4 ANALISI STRUTTURALE

Per i metodi di analisi si fa riferimento al § 7.3, salvo quanto specificato al successivo § 7.9.4.1. Quando si utilizzano i metodi lineari, l'incremento delle sollecitazioni flettenti nelle zone critiche per effetto delle non linearità geometriche possono essere prese in conto mediante l'espressione semplificata:

$$\Delta M = d_{Ed} \cdot N_{Ed} \quad (7.9.4)$$

dove d_{Ed} è lo spostamento valutato nella situazione sismica di progetto in accordo con quanto specificato nel § 7.3.3.3 e N_{Ed} è la forza assiale di progetto.

7.9.4.1 Analisi statica lineare

I requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare possono ritenersi soddisfatti nei casi seguenti:

- a) per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad $1/5$ della massa di impalcato da essa portata;
- b) nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad $1/5$ della massa dell'impalcato;
- c) nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione b) e siano simmetrici rispetto alla mezzzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidzze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione trasversale.

Per pile a sezione costante la massa efficace può essere assunta pari alla massa della metà superiore della pila.

7.9.5.1 Criterio di gerarchia delle resistenze

Il fattore γ_{Rd} (fattore di “sovrarresistenza”) viene calcolato mediante l’espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2q \geq 1 \quad (7.9.7)$$

nella quale q è il valore del fattore di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in cemento armato con armatura di confinamento, quando il rapporto ν_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovrarresistenza va moltiplicato per $1 + 2(\nu_k - 0,1)^2$.

Per le sollecitazioni che derivano da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovrarresistenza pari a $\gamma_{Rd} = 1,30$.

Le sollecitazioni calcolate a partire dai momenti resistenti amplificati, incrementati dell’effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ovvero ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze, si indicano con l’indice “gr”, ad es. F_{gr} .

7.9.5.2.1 *Verifiche a presso-flessione*

Nelle sezioni comprese nelle zone critiche deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (7.9.8)$$

nella quale:

M_{Ed} è il momento flettente (accompagnato dalla sollecitazione assiale e dal momento flettente in direzione ortogonale) derivante dall'analisi;

M_{Rd} è il momento resistente della sezione, calcolato tenendo conto della sollecitazione assiale e del momento ortogonale agenti.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone critiche deve risultare:

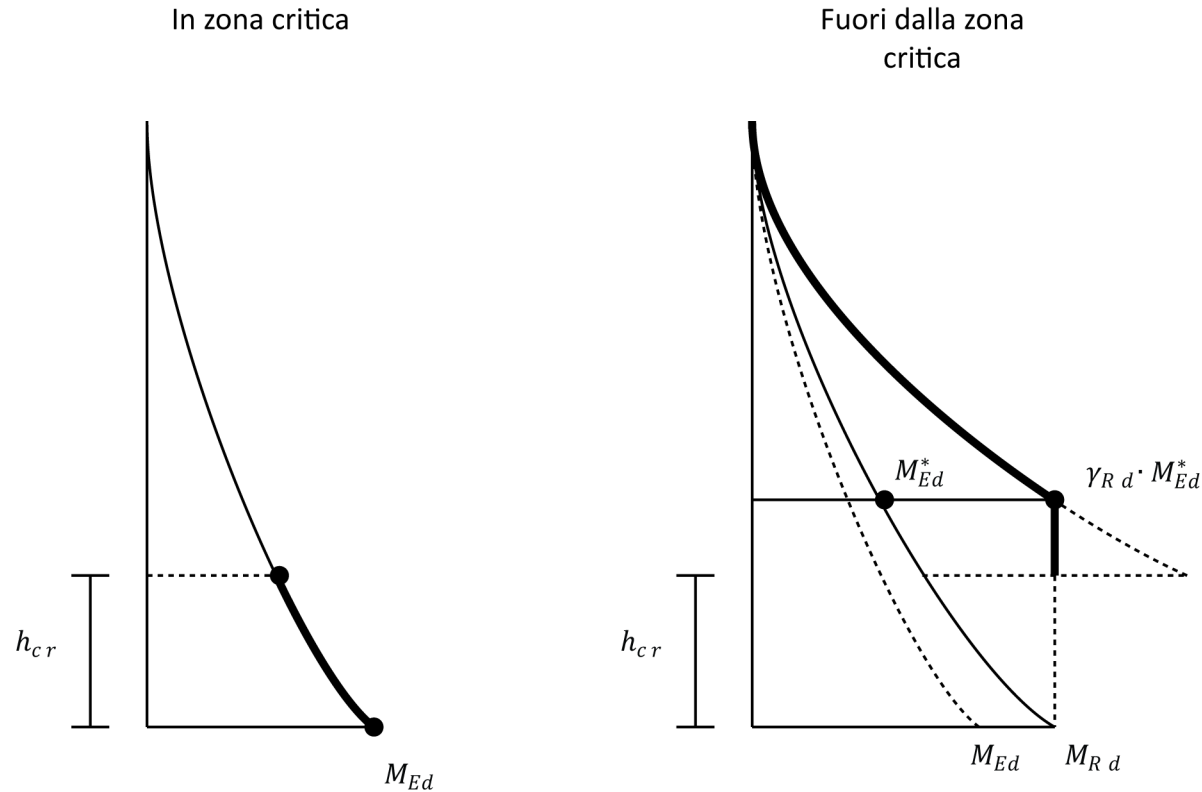
$$M_{gr} \leq M_{Rd} \quad (7.9.9)$$

nella quale

M_{gr} è il momento flettente agente (accompagnato dalla sollecitazione assiale e dal momento flettente in direzione ortogonale) calcolato come descritto al § 7.9.5.1.

Qualora, al di fuori delle zone critiche delle pile, il momento flettente M_{gr} superi il valore M_{Rd} della cerniera stessa, si adotta quest'ultimo al posto di M_{gr} .

AZIONE SISMICA E METODI DI ANALISI



Nei grafici soprastanti è visibile la procedura di inviluppo dei momenti da utilizzare per l'applicazione della gerarchia delle resistenze sulle pile. Come si può vedere i momenti di calcolo della porzione fuori dalla zona critica, vengono aumentati per garantire il raggiungimento di formazione di cerniera plastica al piede e permettere che la restante pila rimanga elastica.

7.9.5.2.2 Verifiche a taglio

Le sollecitazioni di progetto devono essere calcolate sulla base della gerarchia delle resistenze. I valori di resistenza degli elementi in calcestruzzo armato devono essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo V_{Ed} e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza $V_{gr,o}$

$$1 \leq \gamma_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{gr,o}} \leq 1,25 \quad (7.9.10)$$

In assenza di calcoli più accurati, per sezioni circolari di calcestruzzo di raggio r in cui l'armatura sia distribuita su una circonferenza di raggio r_s , l'altezza utile della sezione ai fini del calcolo della resistenza a taglio può essere calcolata come

$$d = r + \frac{2r}{\pi} \quad (7.9.11)$$

Il braccio delle forze interne può essere assunto pari a $z=0,9d$.

Nelle zone critiche, l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45° . Le dimensioni della sezione sono da riferirsi al solo nucleo confinato di calcestruzzo. Per elementi tozzi, con $\alpha < 2,0$ (si veda § 7.9.2.1), deve essere effettuata anche la verifica a scorrimento.

7.9.5.3 Impalcato

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo *SLV* ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dalla azione sismica di progetto.

La verifica di resistenza risulta in generale superflua nella direzione longitudinale per ponti ad asse rettilineo o con curvatura poco pronunciata, salvo effetti locali nelle zone di collegamento con gli apparecchi d'appoggio.

In direzione trasversale, le azioni di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

In particolare, in sommità della generica pila i si ha una sollecitazione di taglio data da:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \leq V_{E,i} \cdot q \quad (7.9.12)$$

nella quale $V_{E,i}$ è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi, $M_{E,i}$ il corrispondente momento flettente alla base della pila, ed $M_{Rd,i}$ l'effettivo momento resistente alla base della pila.

Se la pila trasmette anche momenti all'impalcato, i valori da assumere per la verifica di quest'ultimo sono dati dai valori dei momenti resistenti delle membrature che li trasmettono, moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} .

Per azione sismica diretta trasversalmente al ponte, quando si verifica l'impalcato con il criterio della gerarchia delle resistenze, deve essere considerata la riduzione della sua rigidità torsionale.

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato deve essere eseguita nei casi indicati al § 7.2.1, assumendo per l'azione sismica il valore $q = 1$.

7.9.5.4.1 *Apparecchi di appoggio fissi*

Gli apparecchi d'appoggio fissi devono essere dimensionati con il criterio della GR. Essi devono quindi essere in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, forze orizzontali tali da produrre, nella o nelle sezioni critiche alla base della pila, un momento flettente pari a: $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente della o delle sezioni critiche. Questa verifica può essere eseguita in modo indipendente per le due direzioni dell'azione sismica.

Le forze determinate come sopra possono risultare superiori a quelle che si ottengono dall'analisi ponendo $q = 1$; in tal caso per il progetto degli apparecchi è consentito adottare queste ultime.

Per il progetto degli apparecchi fissi posti sulle spalle vale quanto indicato al § 7.9.5.6.

7.9.5.4.2 *Apparecchi d'appoggio mobili*

Gli apparecchi di appoggio mobili devono consentire, mantenendo la piena funzionalità, gli spostamenti massimi in presenza dell'azione sismica di progetto calcolati come indicato nel § 7.3.

7.9.5.4.4 *Lunghezze di sovrapposizione*

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura (impalcato-pila, impalcato-spalle, seggiole ‘Gerber’, ecc.) deve essere comunque disponibile una lunghezza di sovrapposizione tra le parti che si sovrappongono.

Il valore minimo di tale lunghezza è dato dall’espressione:

$$l_s = l_m + d_{eg} + d_{Ed} \quad (7.9.13)$$

nella quale

- l_m è il valore necessario per disporre l’apparecchio di appoggio, purché non inferiore a 400 mm
- d_{eg} è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il § 3.2.5.2.
- d_{Ed} è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall’azione sismica di progetto, calcolato come indicato in § 7.3.

7.9.5.5 Pile

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di cerniere plastiche, generalmente rappresentate dalla sola sezione alla base della pila, il momento di calcolo è quello proveniente direttamente dall'analisi.

Dopo aver progettato le sezioni critiche (ad es. la sezione di base e la sezione di sommità) il diagramma dei momenti di calcolo per le altre sezioni si ottiene ponendo nelle sezioni critiche i valori $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}$.

Le sollecitazioni di taglio di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore della sollecitazione di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \quad (7.9.14)$$

in cui i simboli hanno il significato già visto nel § 7.9.5.3.

L'espressione precedente si estende direttamente al caso della pila doppiamente incastrata alle estremità.

7.9.5.6 Spalle

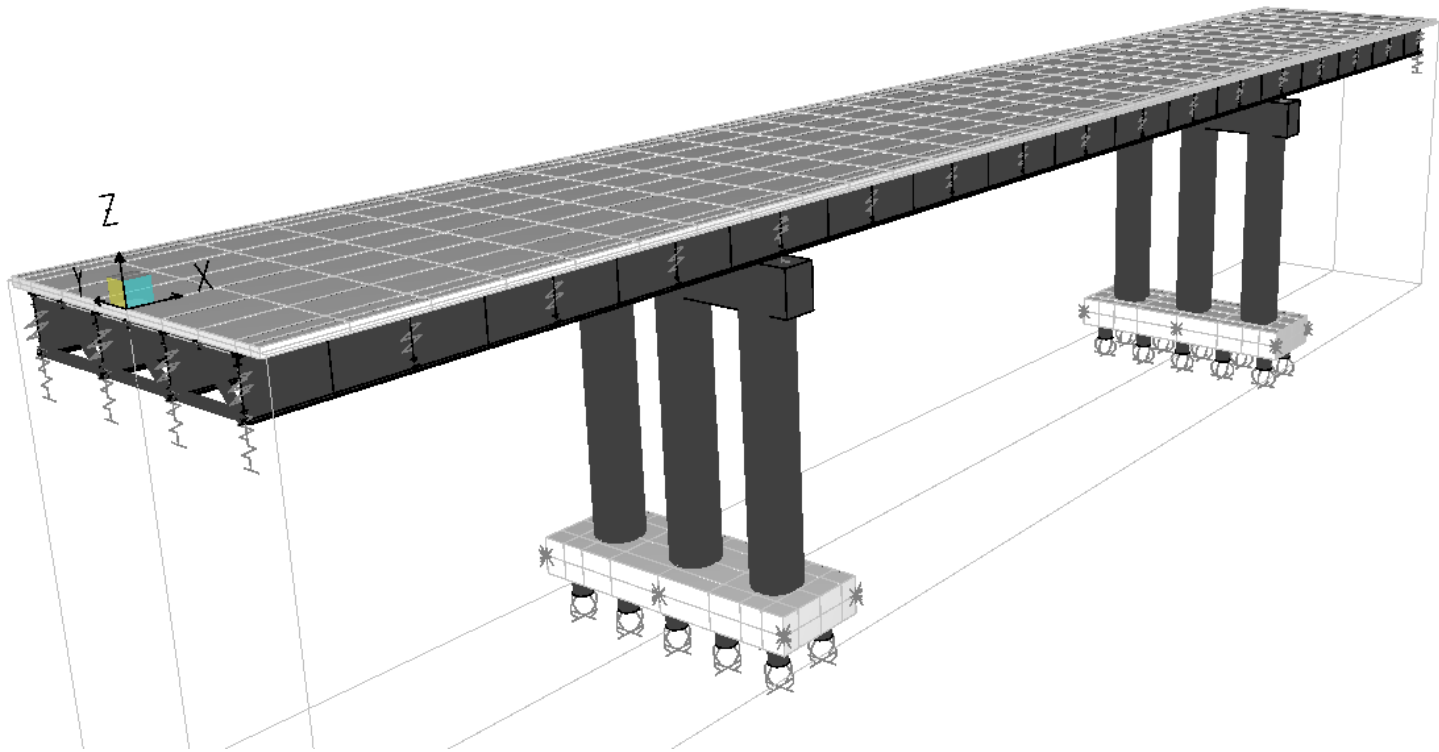
Le spalle dei ponti devono essere progettate in modo che tutte le parti componenti non subiscano danni che ne compromettano la completa funzionalità sotto l'azione sismica relativa allo SLV.

La verifica sismica delle spalle può venire eseguita, a titolo di accettabile semplificazione, separatamente per la direzione trasversale e per quella longitudinale.

Il modello da adottare per l'analisi delle spalle dipende dal grado di accoppiamento con l'impalcato che esse sostengono (vedi §§ 7.9.5.6.1 e 7.9.5.6.2).

ESEMPIO APPLICATIVO DI **MODELLAZIONE**

ESEMPIO DI MODELAZIONE

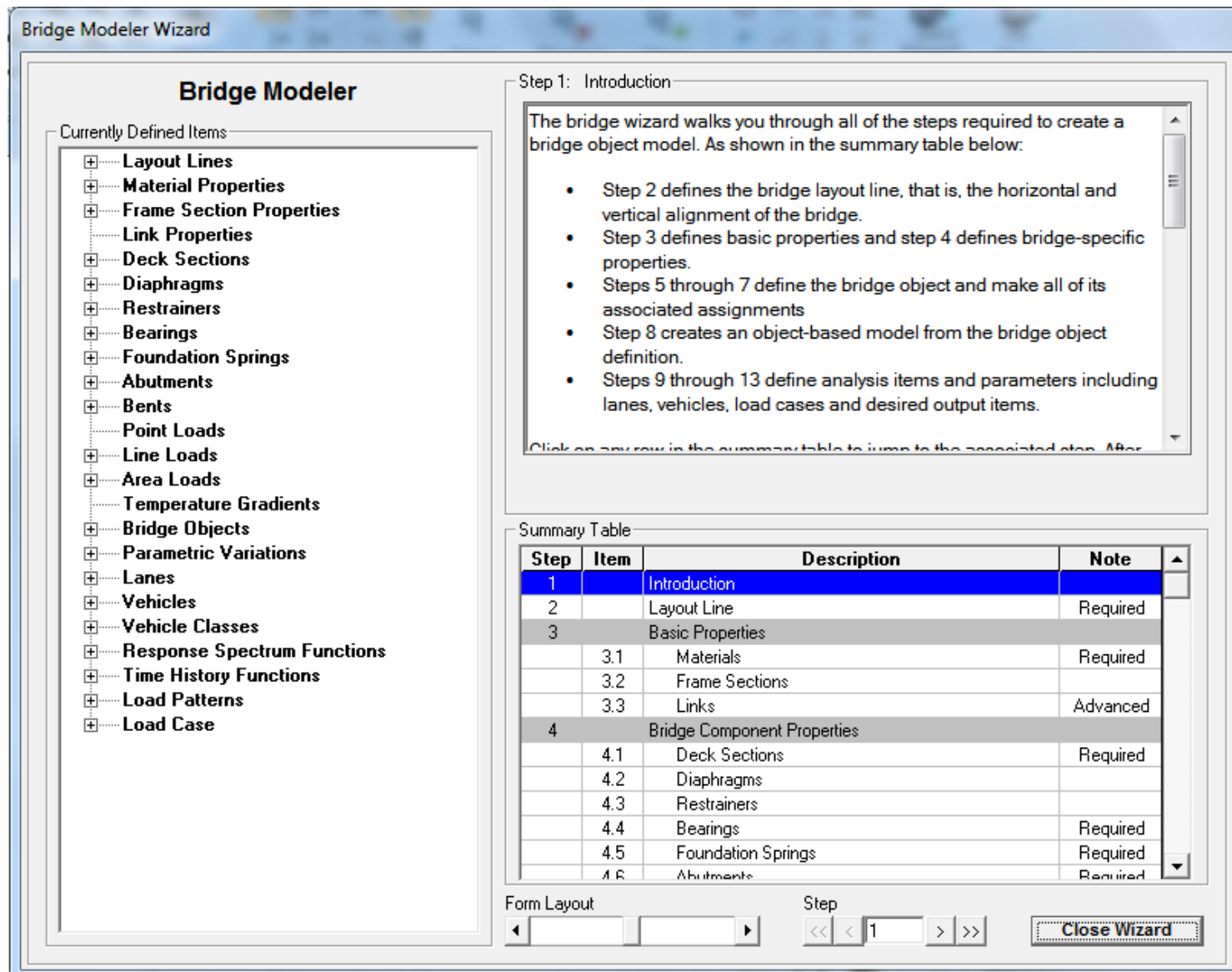


Ponte 3 campate: 20m; 40m; 20m.

Larghezza impalcato 11.5m

Travi in acciaio, sezione mista.

BRIDGE MODELER



BRIDGE MODELER

Bridge Layout Line Data

Bridge Layout Line Name: Coordinate System:

Shift Layout Line: Units:

Plan View (X-Y Projection)

Station: Bearing:

Radius: Grade:

X: Y: Z:

Coordinates of Initial Station

Global X: Global Y: Global Z:

Initial and End Station Data

Initial Station (m): Initial Bearing:

Initial Grade in Percent: End Station (m):

Horizontal Layout Data

Define Layout Data

Layout Data Selection

☐ Curve Right

☐ Curve Left

☐ Straight - Curve Right

☐ Straight - Curve Left

☐ Curve Right - Straight

☐ Curve Left - Straight

☐ Straight - Curve Right - Straight

☐ Straight - Curve Left - Straight

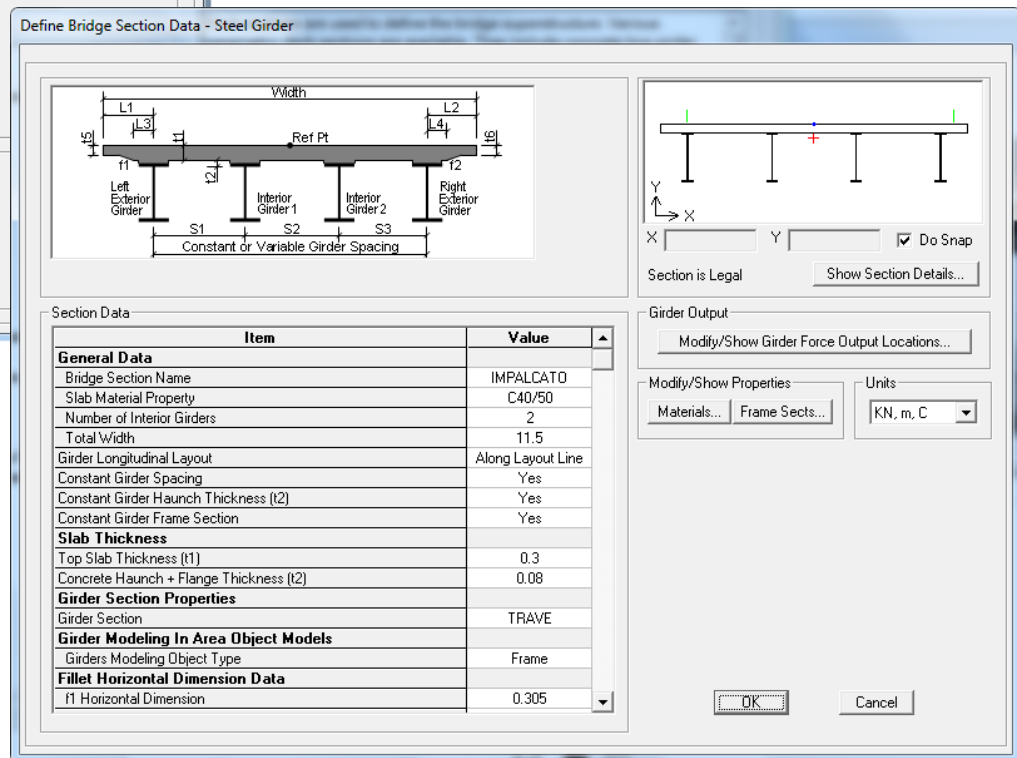
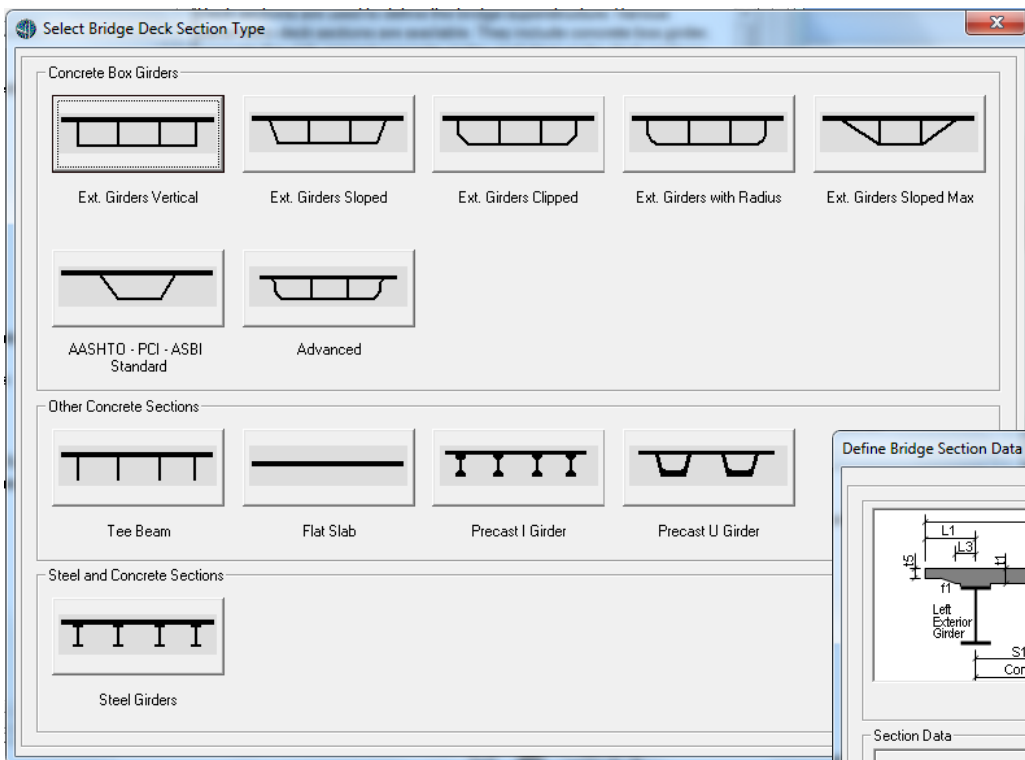
☐ Straight - Curve Right - Straight - Curve Right - Straight

☐ Straight - Curve Left - Straight - Curve Left - Straight

☐ Straight - Curve Right - Straight - Curve Left - Straight

☐ Straight - Curve Left - Straight - Curve Right - Straight

BRIDGE MODELER



BRIDGE MODELER

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: TRAVERSO

Select Diaphragm Type

☐ Solid (Applies to Concrete Bridges Only)
☒ Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
☐ Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)

Chord and Brace Diaphragm Parameters

☒ Include Top Chord + 2UPN260/10/
☒ Include Brace + 2UPN260/10/
☐ V Brace
☒ Inverted V Brace
☐ X Brace
☒ Include Bottom Chord + 2UPN260/10/

Brace Work Point Location

Elevation Change From Top Work Point to Top of Adjacent Girder: 0.
 Elevation Change From Bottom Work Point to Bottom of Adjacent Girder: 0.

OK Cancel

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: PILA Units: KN, m, C

Girder Support Condition

☐ Integral
☒ Connect to Girder Bottom Only

Bent Data

Cap Beam Length: 11.
 Number of Columns: 3
 Cap Beam Section: + PULVINO
 Modify/Show Column Data...

Bent Type

☒ Single Bearing Line (Continuous Superstructure)
☐ Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

OK Cancel

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: PILA Modify/Show Properties: Frame Section Properties... Foundation Spring Properties... Units: KN, m, C

Column Data

Column	Section	Distance	Height	Angle	Base Support
1	COLONNA	1.5	12	0.	BFSP1
2	COLONNA	5.5	12	0.	BFSP1
3	COLONNA	9.5	12	0.	BFSP1

Notes:

- The distance is measured from the left end of the cap beam to the center of the column.
- The column height is measured from the midheight of the cap beam to the bottom of the column.
- The column angle is measured in degrees counterclockwise from a line parallel to the bent to the column local 2 axis.

Moment Releases at Top of Column

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			
2	Fixed	Fixed	Fixed			
3	Fixed	Fixed	Fixed			

OK Cancel

BRIDGE MODELER

Bridge Object Name

PONTE

Layout Line Name

BLL1

Coordinate System

GLOBAL

Units

KN, m, C

Define Bridge Object Reference Line

Span Label	Station m	Span Type
Start Abutment	0.	Start Abutment
Start Abutment	0.	Start Abutment
span 1	20.	Full Span to End Bent
span 2	60.	Full Span to End Bent
span 3	80.	Full Span to End Abutment

Add

Modify

Delete

Delete All

Modify/Show Assignments

Spans

User Discretization Points

Abutments

Bents

In-Span Hinges (Expansion Jt)

In-Span Cross Diaphragms

Superelevation

Prestress Tendons

Girder Rebar

Staged Construction Groups

Point Load Assigns

Line Load Assigns

Modify/Show...

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection)

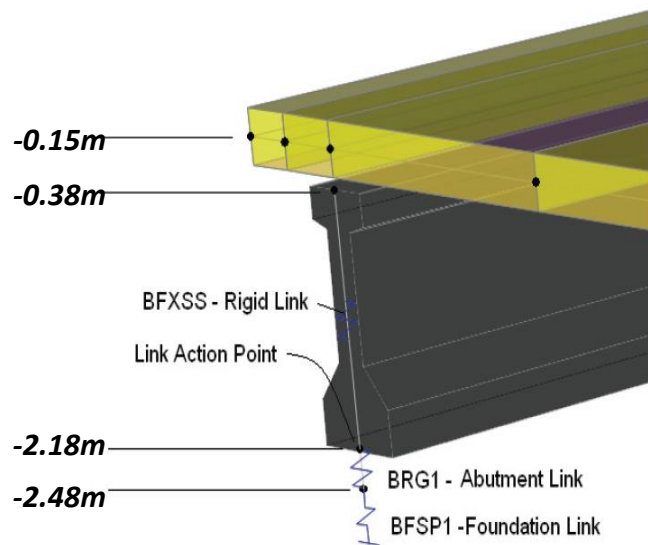
North

Show Enlarged Sketch...

OK

Cancel

BRIDGE MODELER



Bridge Object Bent Assignments

Bridge Object Name: Units:

Specify Bent Considered

Bent Is At the End of This Span:

Bent Is At This Station:

Superstructure Assignment

Superstructure Continuity Condition:

Mesh Superstructure to Match Bent Bearing:

Diaphragm Property:

Bearing Assignment

Bearing Property:

Restrainer Property at Bearing:

Elevation (At Layout Line, Global Z):

Rotation Angle from Bridge Default:

Girder-By-Girder Bearing Overwrites

No Overwrites Exist

Bent Assignment

Bent Property:

Bent Direction (Bearing Angle):

Bent Location

Elevation (Global Z):

Horizontal Offset:

Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

BRIDGE MODELER

Define Bridge Bearings

Bridge Bearings

- FISSO_L
- FISSO_T
- FISSO_T L**

Click to:

Add New Bridge Bearing...

Add Copy of Bridge Bearing...

Modify/Show Bridge Bearing...

Delete Bridge Bearing

OK Cancel

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

☐ Link/Support Property

☒ User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Free	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

☐ Link/Support Property

☒ User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

☐ Link/Support Property

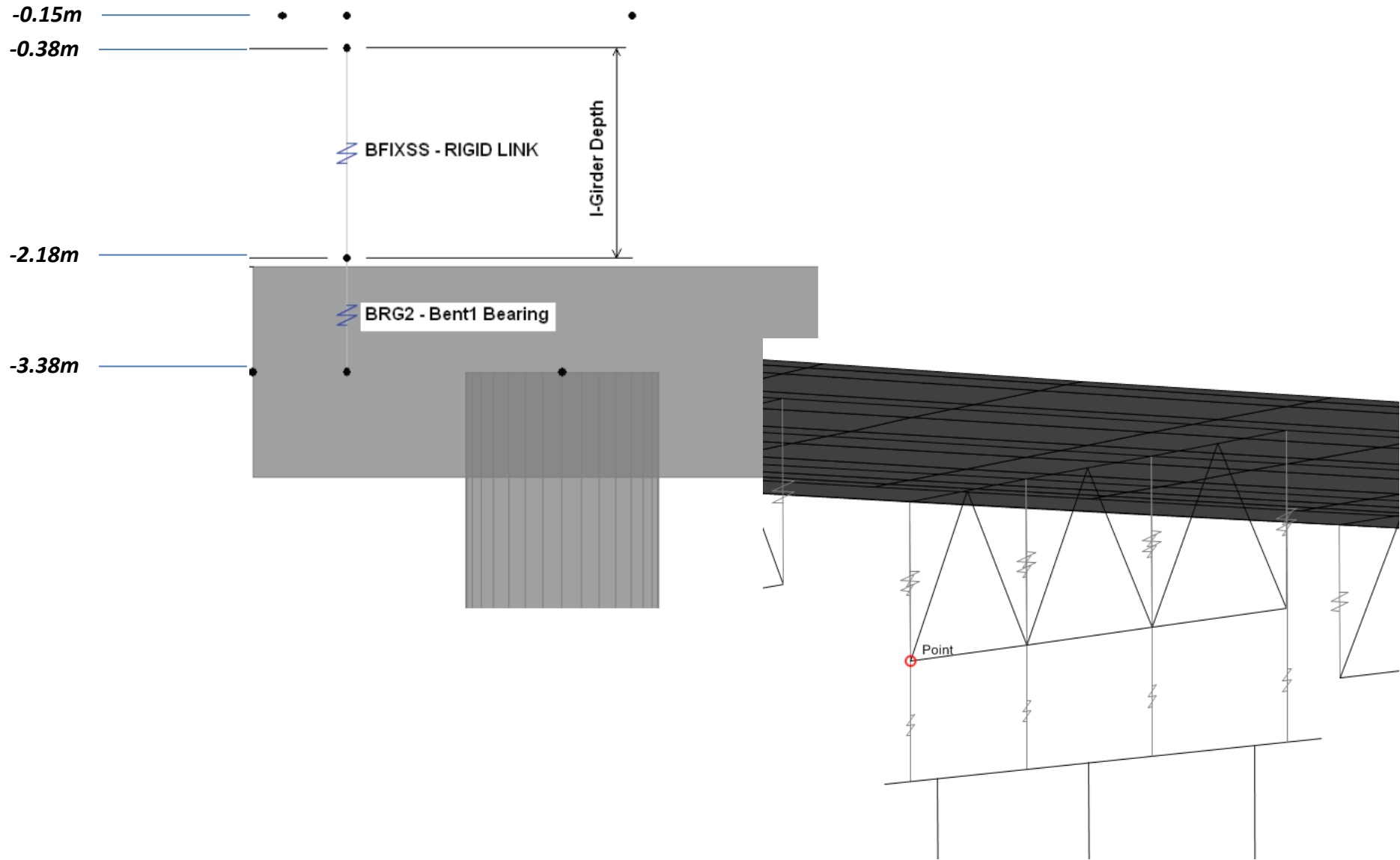
☒ User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

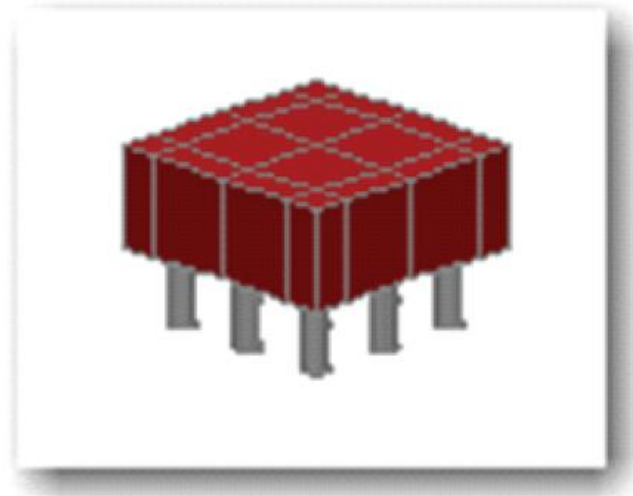
OK Cancel

BRIDGE MODELER

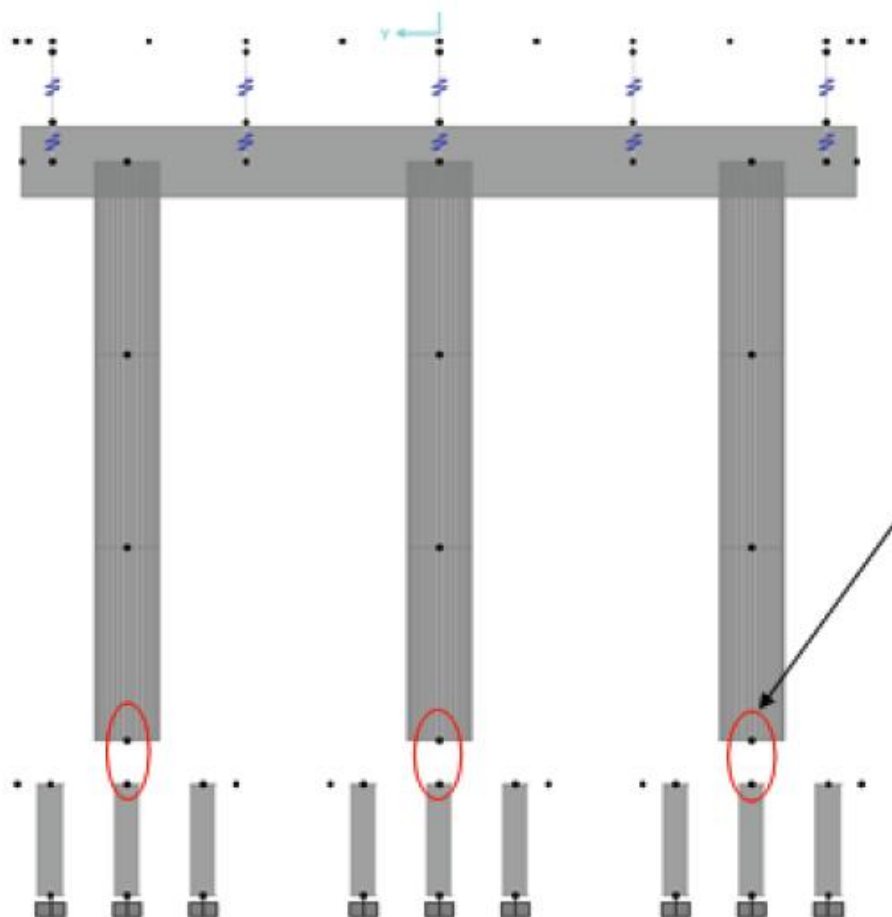


Sebbene non sia necessario includere gli elementi di fondazione (le fondazioni possono essere modellate come vincoli fissi, cerniere o parzialmente fissi alla base delle colonne), nell'esempio verranno inseriti i pali con una lunghezza equivalente alla rigidezza degli stessi.

- Point of fixity $(EI/f)^{1/5}$
- $K_{\delta} = EI/T^3$
- $K_{\theta} = EI/T$
- $K_{\delta\theta} = EI/T^2$
- f = yield calculated from an average spt blow count N .
- T = 5.1 feet; this effective length is used in modeling the bridge foundation.



CONNESSIONE PILA - FONDAZIONE



Le basi delle colonne, costituenti le pile, sono connesse alle zattere con un vincolo interno di tipo weld.

SORGENTE DELLE MASSE

Define Mass Source

Mass Definition

☐ From Element and Additional Masses

☐ From Loads

☒ From Element and Additional Masses and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
BINDER	1.
BINDER	1.
ALTRO	1.

Add

Modify

Delete

OK Cancel

BRIDGE MODELER

Update Bridge Structural Model

Select a Bridge Object and Action:

Bridge Object	Action
PONTE	Update Linked Model

Modify/Show Selected Bridge Object...

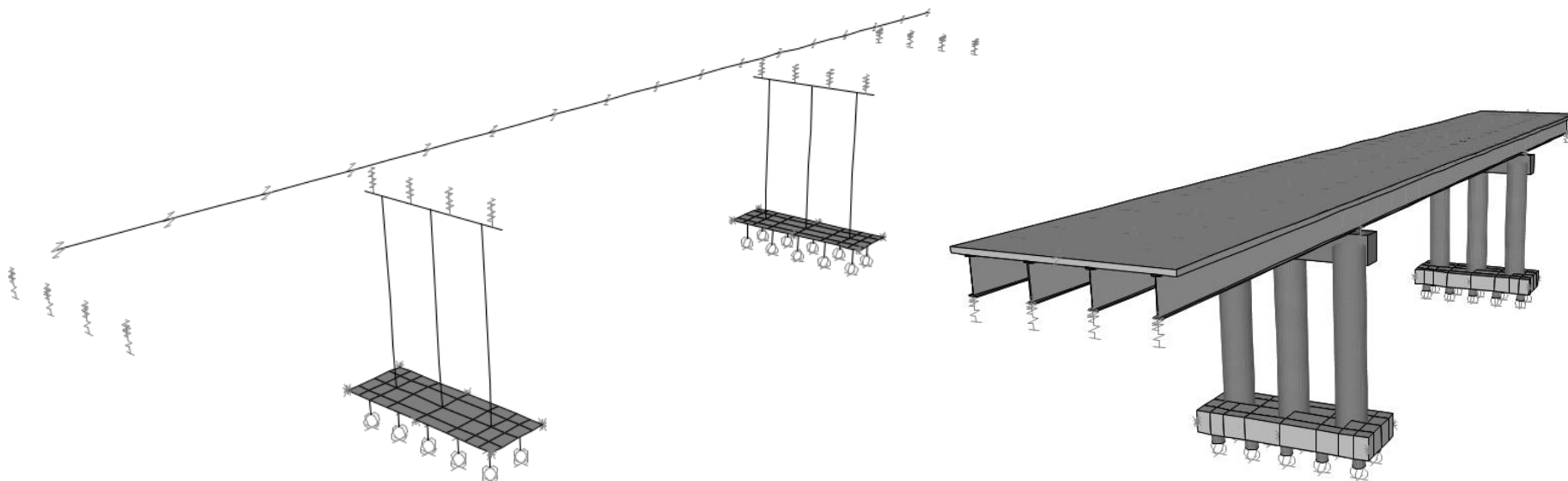
Discretization Information:

Maximum Segment Length for Deck Spans	3
Maximum Segment Length for Bent Cap Beams	3
Maximum Segment Length for Bent Columns	3

Structural Model Options:

- ☒ Update as Spine Model Using Frame Objects
- ☐ Update as Area Object Model
Preferred Maximum Submesh Size:
- ☐ Update as Solid Object Model
Preferred Maximum Submesh Size:

OK Cancel



BRIDGE MODELER

Update Bridge Structural Model

Select a Bridge Object and Action

Bridge Object: PONTE Action: Update Linked Model

Modify/Show Selected Bridge Object...

Discretization Information

Maximum Segment Length for Deck Spans: 3

Maximum Segment Length for Bent Cap Beams: 3

Maximum Segment Length for Bent Columns: 3

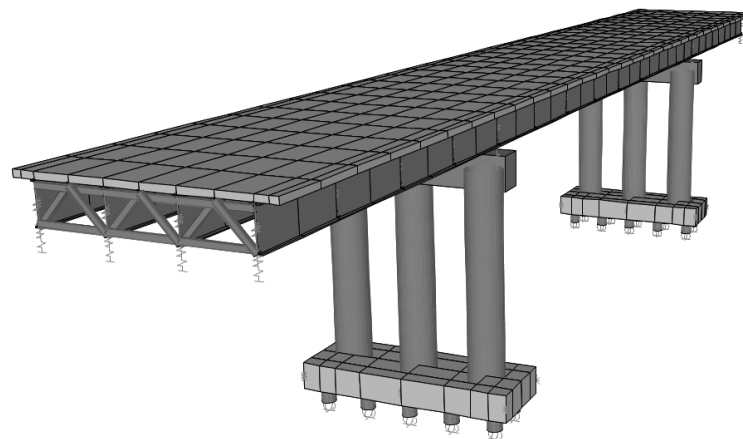
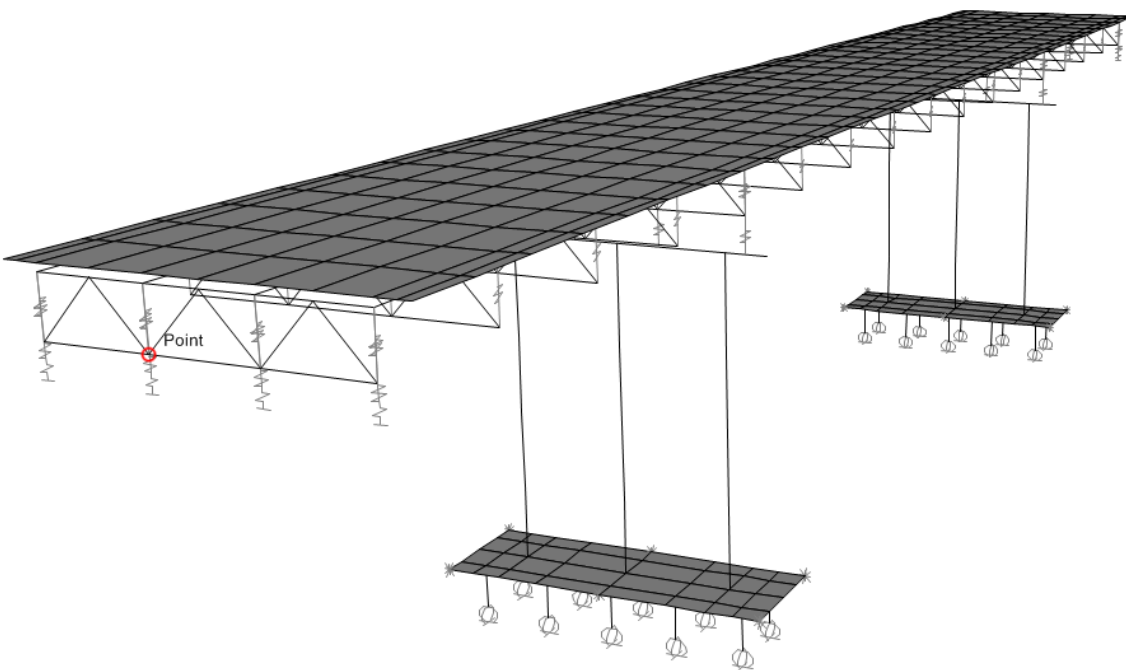
Structural Model Options

☐ Update as Spine Model Using Frame Objects

☒ Update as Area Object Model Preferred Maximum Submesh Size: 1.2

☐ Update as Solid Object Model Preferred Maximum Submesh Size:

OK Cancel



BRIDGE MODELER

Update Bridge Structural Model

Select a Bridge Object and Action

Bridge Object: PONTE Action: Update Linked Model

Modify/Show Selected Bridge Object...

Discretization Information

Maximum Segment Length for Deck Spans: 3

Maximum Segment Length for Bent Cap Beams: 3

Maximum Segment Length for Bent Columns: 3

Structural Model Options

☐ Update as Spine Model Using Frame Objects

☒ Update as Area Object Model
Preferred Maximum Submesh Size: 1.2

☐ Update as Solid Object Model
Preferred Maximum Submesh Size:

OK Cancel

Define Bridge Section Data - Steel Girder

Diagram illustrating the bridge section geometry with dimensions: Width, L1, L2, L3, L4, S1, S2, S3, and various points (f1, f2, Ref Pt, Interior Girder 1, Interior Girder 2, Left Exterior Girder, Right Exterior Girder). The diagram also shows the constant or variable girder spacing.

Section Data

Item	Value
Constant Girder Frame Section	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.3
Concrete Haunch + Flange Thickness (t2)	0.08
Girder Section Properties	
Girder Section	TRAVE
Girder Modeling In Area Object Models	
Girders Modeling Object Type	Shell
Maximum Meshed Element Width for Girder Flange	0.1524
Maximum Meshed Element Height for Girder Web	0.3048
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.305
f2 Horizontal Dimension	0.305
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	1
Left Overhang Distance to Fillet (L3)	0.3
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.3
Right Overhang Data	

Girder Output

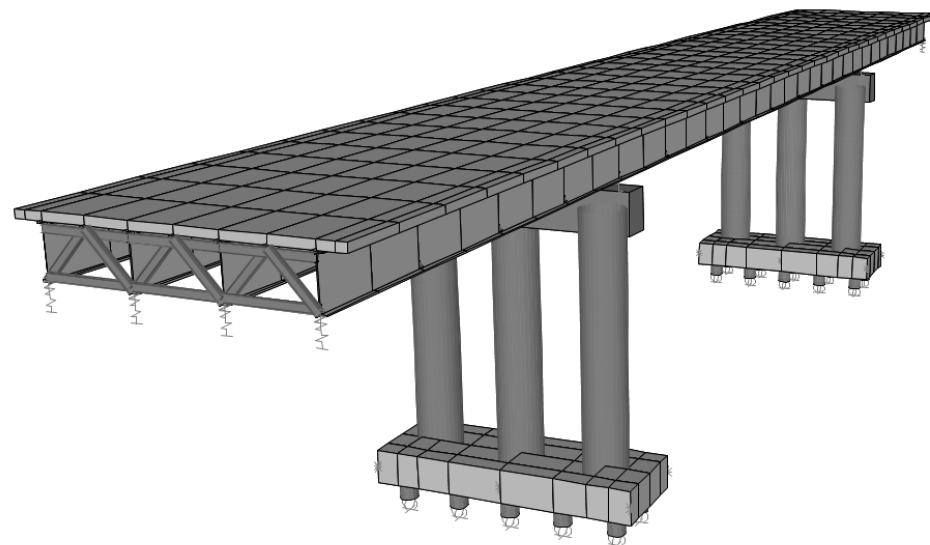
Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties

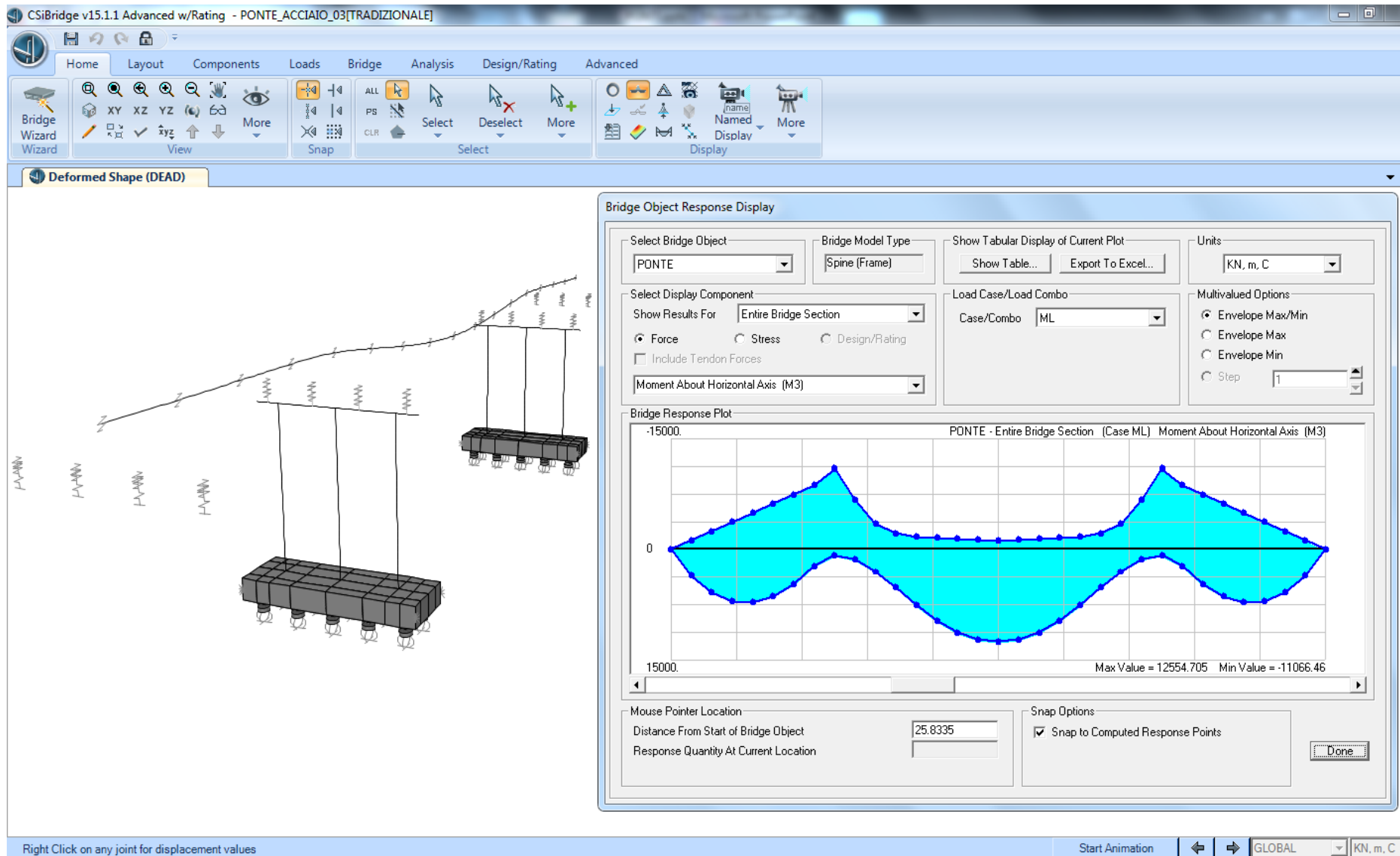
Materials... Frame Sects... Units: KN, m, C

Section is Legal Show Section Details...

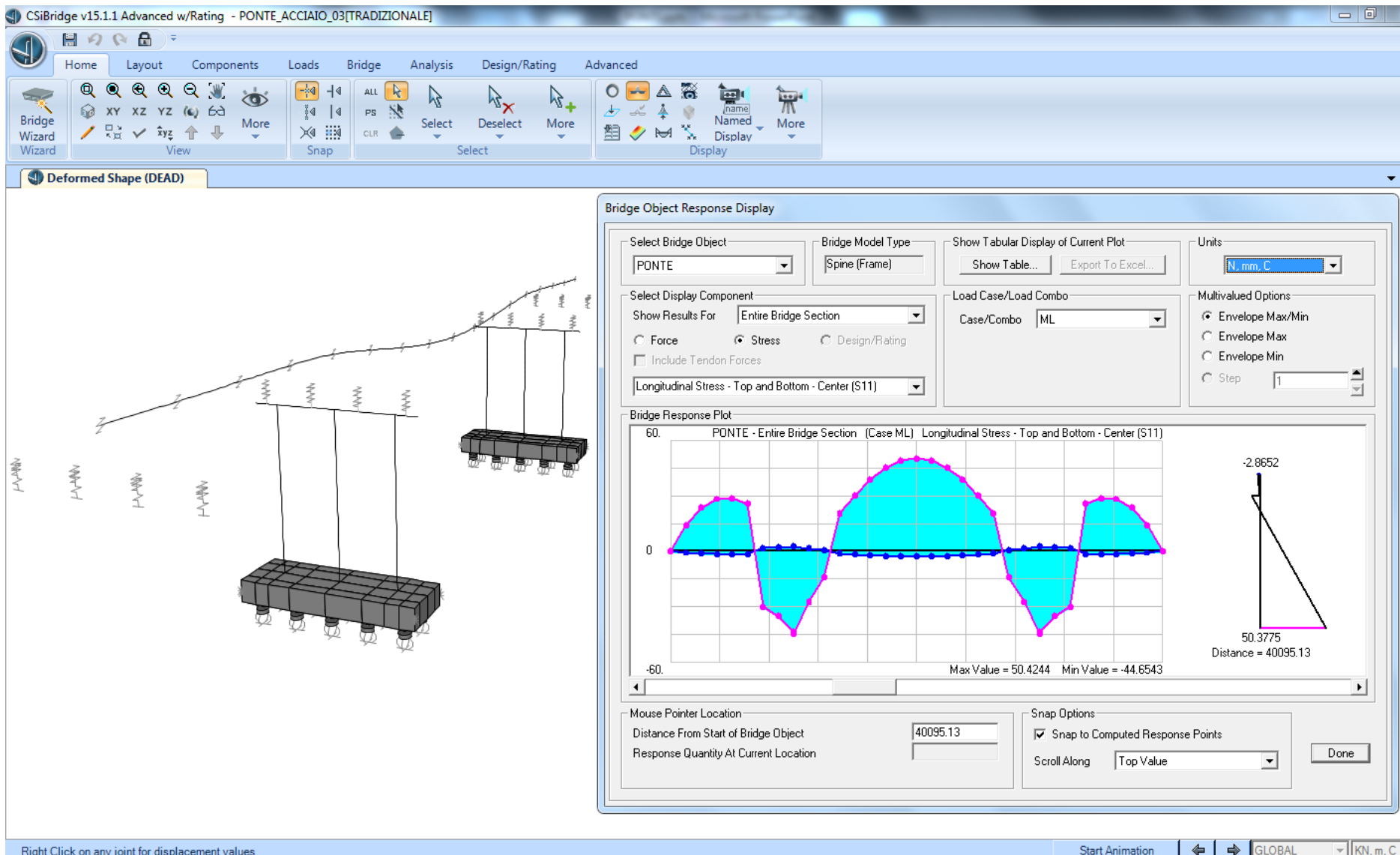
OK Cancel



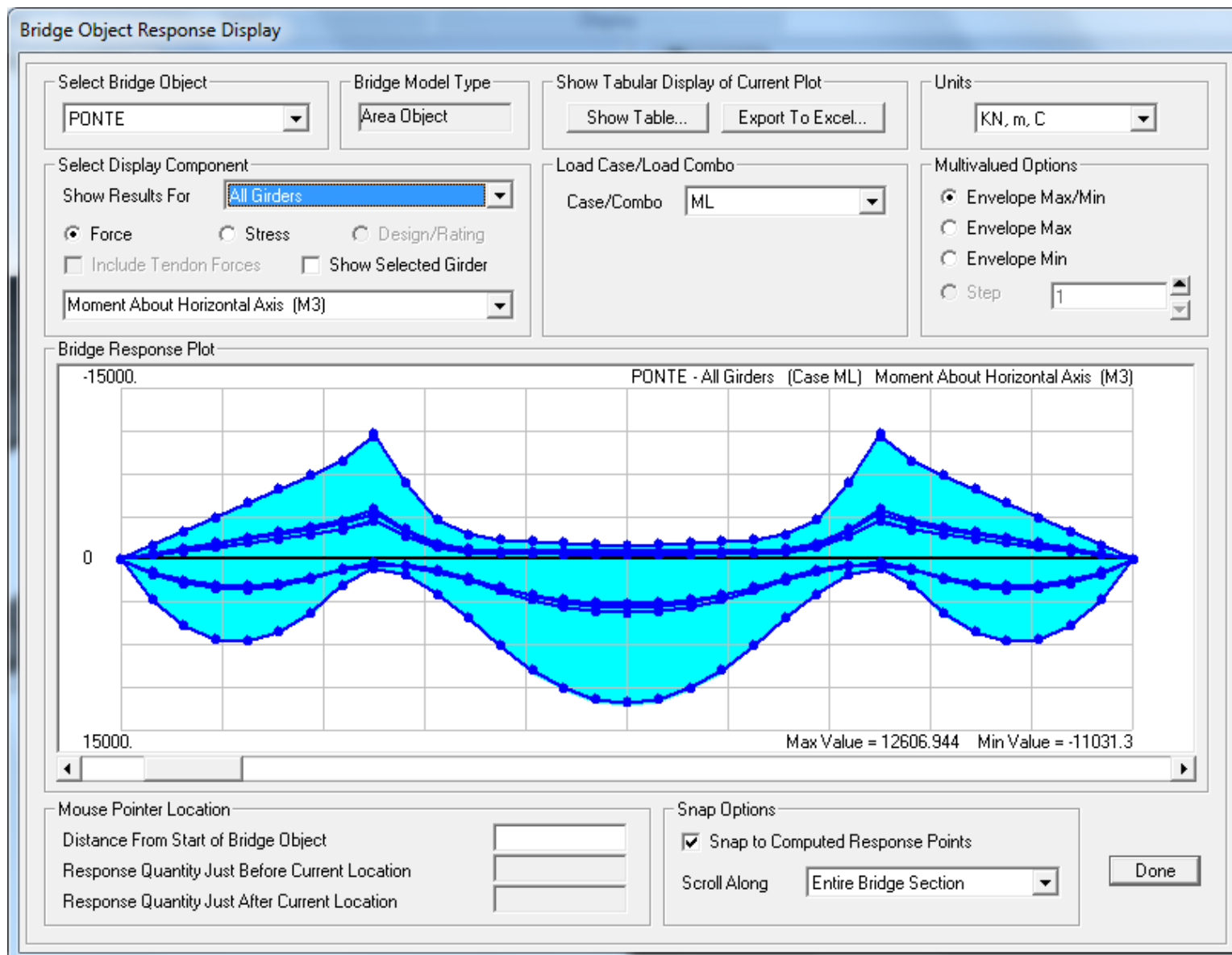
BRIDGE MODELER



BRIDGE MODELER



BRIDGE MODELER



CSi Bridge 2016, integra gli strumenti per le verifiche strutturali dei ponti, in particolare divide le verifiche in due: verifiche della sovrastruttura, verifiche per le opere sottostrutturali.

Le normative integrate comprendono gli Eurocodici

Combinazione di carico in accordo agli Eurocodici

Table 2-7 Partial Factors

Load Name	EQU		EQU + STR		STR/ GEO-B1 STR/ GEO-B2a		STR/ GEO-B2b		STR/ GEO-C		STR/ GEO-C+B		SEIS, ACC CARAC, FREQ, QUAS	
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
General Permanent Actions	1.05	0.95	1.35	1.15	1.35	1	1.15	1	1	1	1.35	1	1	1
Geotechnical Permanent Actions	1.05	0.95	1.35	1.15	1.35	1	1.15	1	1	1	1.35	1	1	1
Uneven Settlements - Linear analysis	1.05	0.95	1.35	1.15	1.20	0	1.02	0	1	0	1.20	0	1	0
Prestress	γ_p	γ_p	γ_p	γ_p	γ_p	γ_p	γ_p	γ_p	γ_p	γ_p	γ_p	γ_p	1	1
Traffic Actions	1.35	0	1.35	0	1.35	0	1.35	0	1.15	0	1.50	0	1	0
Horizontal Traffic Actions	1.35	0	1.35	0	1.35	0	1.35	0	1.15	0	1.50	0	1	0
Other Actions	1.50	0	1.50	0	1.50	0	1.50	0	1.30	0	1.50	0	1	0
Geotechnical Variable Actions	1.50	0	1.50	0	1.50	0	1.50	0	1.30	0	1.30	0	1	0
Seismic													1	1
Accidental													1	1

Combinazione di carico in accordo agli Eurocodici

Code-Generated Load Combinations for Bridge Design - User Defined: EUROCODE

Limit States for which User Defined Load Combinations are to be Generated

Select Ultimate Limite State

<input checked="" type="checkbox"/> EQU(A)	<input checked="" type="checkbox"/> EQU+STR(A)	<input checked="" type="checkbox"/> STR/GEO(B1)
<input checked="" type="checkbox"/> STR/GEO(B2a)	<input checked="" type="checkbox"/> STR/GEO(B2b)	<input checked="" type="checkbox"/> STR/GEO(C)
<input checked="" type="checkbox"/> STR/GEO(C+B)	<input checked="" type="checkbox"/> Seismic	<input checked="" type="checkbox"/> Accidental

Select Serviceability Limite State

<input checked="" type="checkbox"/> Characteristic
<input checked="" type="checkbox"/> Frequent
<input checked="" type="checkbox"/> Quasi-Permanent

Load Factors for Prestress Load

Gamma_P

Choose Load Cases to Use for Limit State

Limit State

List of Load Cases

Load Case Name	Load Case Type	Design Load Type
MODAL	LinModal	OTHER
MOVE1	LinMoving	VEHICLE LIVE

>> <<

☐ Show Only Load Cases with Valid Design Load Types

Load Cases for User Defined Load Combinations

Load Case Name	Load Case Type	Design Load Type
B	LinStatic	BRAKING
DEAD	LinStatic	DEAD
LM1	LinStatic	EURO LOADMOD
PT	LinStatic	PRESTRESS

Copy to

Show Load Case Definition...

Set Design Load Type...

OK Cancel

Ripartizione dei carichi sugli elementi trave

Legend:

Girder = beam + tributary area of composite slab or web + tributary area of top and bottom slab

Section Cut = all girders present in the cross-section at the cut location

LLD = Live Load Distribution

Methods for Determining Live Load Distribution

CSiBridge gives the user a choice of three methods to address distribution of live load to individual girders.

Method 1 – The LLD factors are specified directly by the user.

Method 2 – CSiBridge reads the calculated live load demands directly from individual girders (available only for Area or Solid models).

Method 3 – CSiBridge distributes the live load uniformly into all girders.

Verifica di un ponte a sezione mista: acciaio-cl

Bridge Design Request - Superstructure - AASHTO LRFD 2007

Name DReq1
Notes

Bridge Object BOBJ1
Check Type Steel-H Comp Strength

Station Ranges

	Location Type	Start Type	Start Station	End Type	End Station	
1.	Both	Bridge Start		Bridge End		<input type="button" value="Add"/>
						<input type="button" value="Delete"/>

Design Request Parameters

Demand Sets

Name	Combo	Parameters	
Mdnc Combo	None	Modify/Show	<input type="button" value="Add"/>
Mdc Combo	None	Modify/Show	<input type="button" value="Delete"/>
Mu Combo	None	Modify/Show	

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method Use Factors Specified by Design Code

Axle Width 72. **Curb to Wheel Distance** 24.
Lane Width 144. **Diaphragms Present** No

	One Lane	Two Lanes	Three Lanes	More Lanes
Multiple-presence Factor	1.2	1.	0.85	0.65

Verifica di un ponte a sezione mista: acciaio-clt

Chapter 8 Design Steel I-Beam Bridge with Composite Slab

This chapter describes the algorithms CSiBridge applies when designing steel I-beam with composite slab superstructures in accordance with the Eurocode 4 EN 1994-2:2005 code (Part 2).

8.1 Section Properties

8.1.1 Yield Moments

8.1.1.1 Composite Section in Positive Flexure

The depth of web in compression that is used in section classification is derived based on positive yield moment, M_y . The positive yield moment is determined by the program using the following user-defined input, which is part of the Ultimate Design Request (see Chapter 4 for more information about Design Requests).

M_{dnc} = The user specifies in the Design Request the name of the combo that represents the moment caused by the permanent load applied before the concrete deck has hardened or is made composite.

M_{dc} = The user specifies in the Design Request the name of the combo that represents the moment caused by the remainder of the permanent load (applied to the composite section).

The program solves for M_{AD} from the following equation,

$$F_{yr} = \frac{M_{dnc}}{S_{NC}} + \frac{M_{dc}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

and then calculates yield moment based on the following equation

$$M_y = M_{dnc} + M_{dc} + M_{AD}$$

where

S_{NC} = Noncomposite section modulus

S_{LT} = Long-term composite section modulus

S_{ST} = Short-term composite section modulus

M_y is taken as the lesser value calculated for the compression flange, M_{yc} , or the tension flange, M_{yt} . The positive M_y is calculated only once based on M_{dnc} and M_{dc} demands specified by the user in the Design Request. It should be noted that the M_y calculated in the procedure described here is used by the program to determine only the depth of web in compression that is used in classification of webs in accordance with EN 1993-1-1:2005 Table 5.2 for positive bending in the Ultimate Design Check.

Verifica di un ponte a sezione mista: acciaio-clt

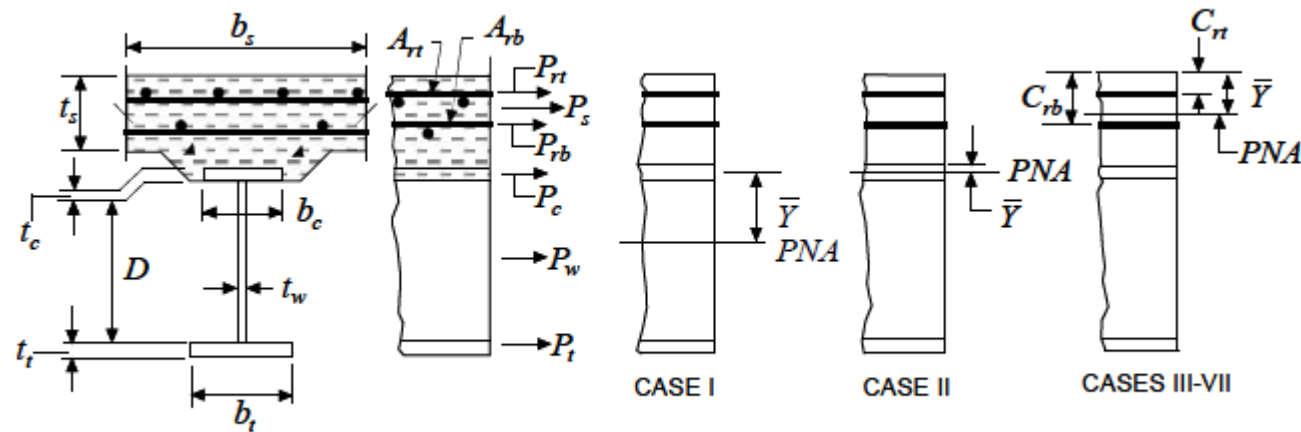


Figure 8-1 Plastic Neutral Axis Cases

VERIFICHE STRUTTURALI DEI PONTI INTEGRATE IN CSI BRIDGE 2016

Table 8-1 Calculation of PNA and M_p for Sections in Positive Flexure

Case	PNA	Condition	\bar{Y} and M_p
I	In Web	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_n - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$
II	In Top Flange	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_n - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$
III	Concrete Deck Below P_{rb}	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_c + P_w + P_t - P_n - P_{rb}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	Concrete Deck at P_{rb}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_n$	$\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	Concrete Deck Above P_{rb} and Below P_n	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_n}{t_s}\right) P_s + P_n$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_n}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	Concrete Deck at P_n	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_n \geq \left(\frac{c_n}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = c_n$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	Concrete Deck Above P_n	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_n < \left(\frac{c_n}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_n}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

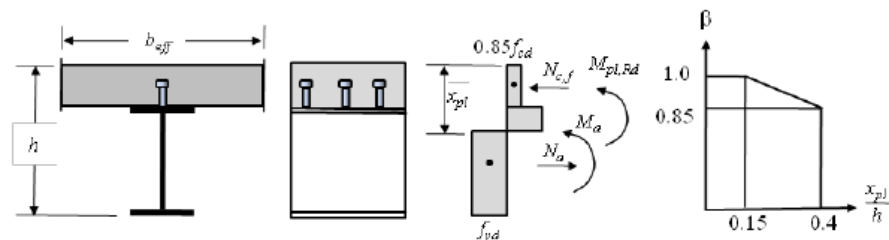


Figure 8-2 Composite Positive PNA Limits

in which

$$\begin{aligned}
 P_{rt} &= F_{yrt} A_{rt} \\
 P_s &= 0.85 f_{cd} b_s t_s \\
 P_{rb} &= F_{yrb} A_{rb} \\
 P_c &= F_{yc} b_c t_c \\
 P_w &= F_{yw} D t_w \\
 P_t &= F_{yt} b_t t_t
 \end{aligned}$$

Next the section is checked for ductility requirement in accordance with EN 4 1994-2:2005 6.2.1.2(2). For structural steel grades of web or bottom flanges where $f_{yd} > 355$ MPa, the M_{Rd} is taken as:

$$M_{pl} = \beta M_{pl,Rd}$$

where β is the reduction factor given in Figure 8-2. When the value of x_{pl}/h is greater than 0.4, the section is classified as Class 3 or higher, and the plastic moment of a composite section in positive flexure is set to zero.

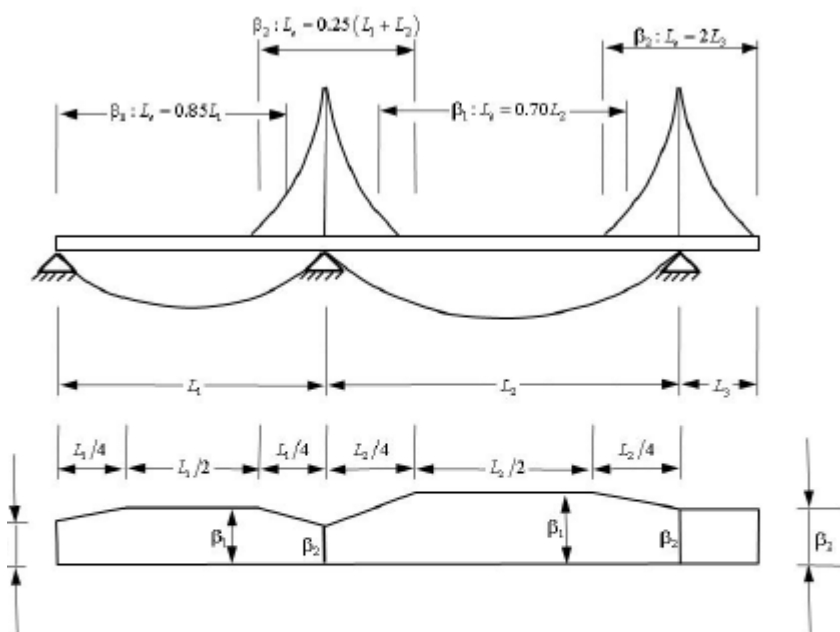


Figure 8-4 Determination of β Factors for Shear Lag Effects

For flanges where $b_0 > L_e/50$ (where b_0 is taken as the flange outstand, and L_e is the length between points of zero bending moment) the effective width b_{eff} for shear lag under elastic conditions is determined from:

$$b_{eff} = \beta b_0 \quad (\text{EN 1993-1-5:2006 (3.1)})$$

Method to evaluate distance b_0 , Specified Distance for b_0 and Multiplier of steel top flange width - these three design parameters give users control over how to determine the distance b_0 between the centers of the outstand shear connectors used in calculation of the effective width of the composite slab in accordance with EN 1994-2:2005 Section 5.4.1.2.

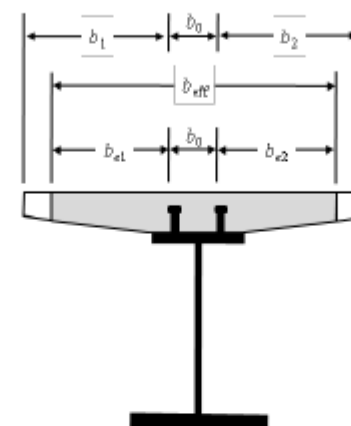


Figure 8-5 Determination of Effective Flange Width

The b_0 is determined based on the selected method. Note that the multiplier is always used to determine the minimum b_0 in both methods.

The available methods are as follows:

- 1) Multiplier of top flange width: $b_0 = \text{multiplier} \times \text{top flange width}$
- 2) Specified distance from the outside edge of the steel top flange: $b_0 = \max(\text{multiplier} \times \text{top flange width}, \text{top flange width} - 2 \times \text{distance})$

Slenderness limit 1_{LT0} for lateral torsional buckling in accordance with EN 1993-1-1 6.3.2.3 (1), default value = 0.2.

Use Stage Analysis to determine stresses on composite section, Yes or No

8.4.1 Bending

8.4.1.1 Positive Bending – Class 1 and 2

The demand over capacity ratio is evaluated as follows:

$$\text{DoverC} = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

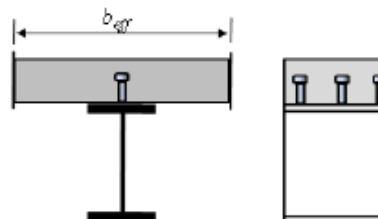
It should be noted that the additional rule in Section 6.2.1.3 (2) is not verified. It is a continuous beam, M_{Ed} does not exceed 0.9 $M_{pl,Rd}$ in sagging bending with the concrete in compression. The following conditions are present:

- the cross-section in hogging bending is Class 3 or 4, and
- the ratio of lengths of the spans adjacent to the support is less than 0.6.

8.4.1.2 Positive Bending Shear Interaction – Class 1 and 2

Where the vertical shear force V_{Ed} exceeds $V_{pl,Rd}$ in EN 1994-2-2005 Section 6.2.2.2, smaller allowance is made for its effect on the resistance of the vertical shear on the resistance of the reduced design steel strength $(1 - \rho)f_{yd}$ of the concrete.

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2$$



The demand over capacity ratio is calculated as follows:

$$\text{DoverC} = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

8.4.1.3 Positive Bending – Class 3

For derivation of stresses f_{bu} in flanges see Section 8.3.1 of this manual. The demand over capacity ratio is calculated as follows:

$$\text{DoverC} = \max\left(\frac{f_{buTop}}{f_{yTop}}, \frac{f_{buBot}}{f_{yBot}}, \frac{f_{deck}}{f_{cddeck}}\right)$$

8.4.1.4 Positive Bending Shear Interaction – Class 3

In accordance with EN 1993-1-2006, Section 7.1 (1),

if η_3 exceeds 0.5 and $\bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$, where $\bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$

the design resistance to bending moment is reduced. The demand over capacity ratio is calculated as follows:

$$\text{DoverC} = \bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)(2\bar{\eta}_1 - 1)^2$$

where

$M_{f,Rd}$ is the design plastic moment of resistance of the effective area of the flanges;

$M_{pl,Rd}$ is the design plastic resistance of the cross-section of the flanges and the fully effective section class.

8.4.1.5 Positive Bending - Class 4

If the Design Request parameter “Use Stage Analysis?” = No, the f_{bu} stresses on each flange are calculated based on the effective section properties (see Section 8.3.1 of this manual). The demand over capacity ratio is calculated as follows:

$$\text{DoverC} = \max\left(\frac{f_{buTop}}{f_{yTop}}, \frac{f_{buBot}}{f_{yBot}}, \frac{f_{deck}}{f_{cddeck}}\right)$$

If the Design Request parameter “Use Stage Analysis?” = Yes, the sections classified as Class 4 are flagged as invalid and skipped.

8.4.1.6 Positive Bending Shear Interaction – Class 4

The demand over capacity ratio is calculated using a procedure similar to that used for Class 3 sections (see Section 8.4.1.4 of this manual), although the design plastic moments of resistance $M_{f,Rd}$ and $M_{pl,Rd}$ are based on the effective area of the flanges.

$$\text{DoverC} = \bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)(2\bar{\eta}_1 - 1)^2$$

8.4.1.7 Negative Bending – Class 1 and 2

The demand over capacity ratio is evaluated as follows:

$$\text{DoverC} = \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,Rd}}$$

For derivation of lateral torsional buckling reduction factor χ_{LT} , see Section 8.1.6 of this manual.

8.8 Section Optimization

After at least one Steel Design Request has been successfully processed, CSiBridge enables the user to open a Steel Section Optimization module. The Optimization module allows interactive modification of steel plate sizes and definition of vertical stiffeners along each girder and span. It recalculates resistance “on the fly” based on the modified section without the need to unlock the model and rerun the analysis. It should be noted that in the optimization process the demands are not recalculated and are based on the current CSiBridge analysis results.

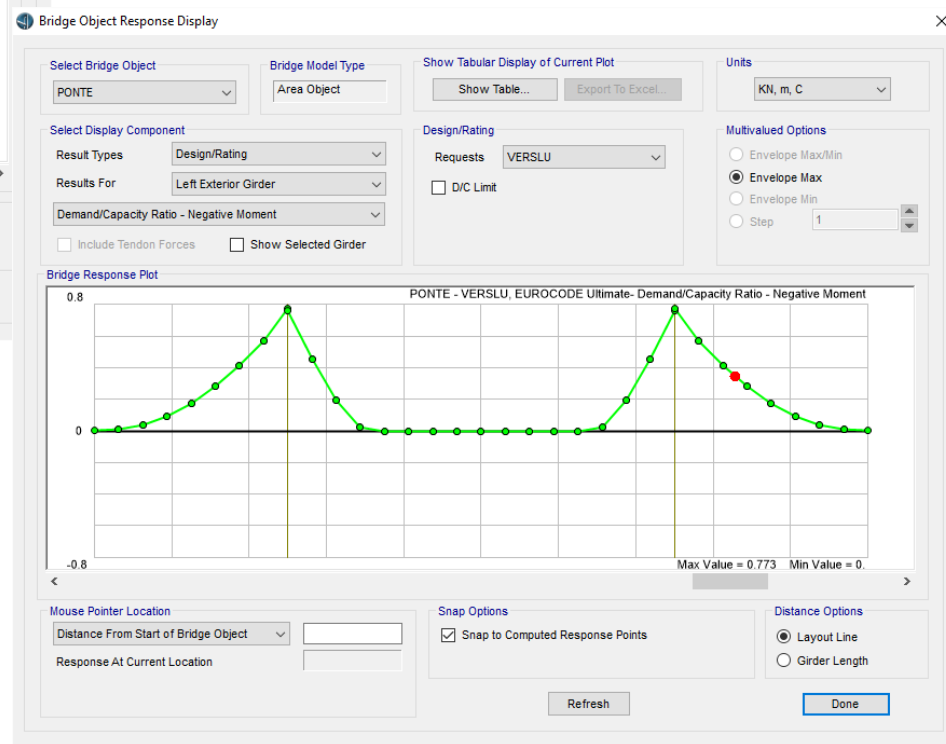
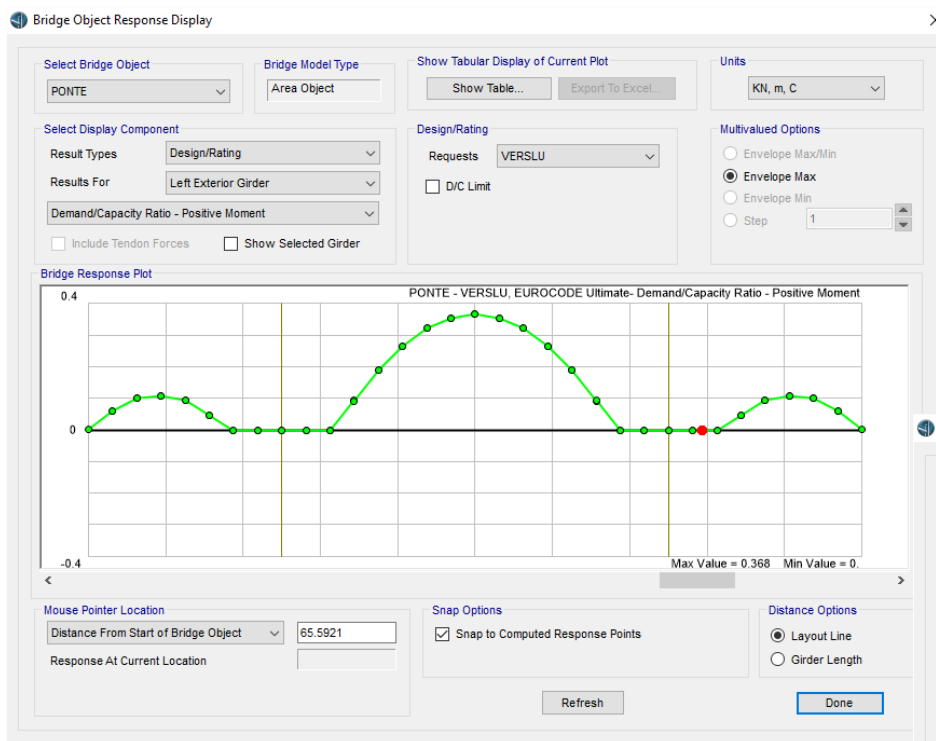
The Optimization form allows simultaneous display of three versions of the section sizes and associated resistance results. The section plate size versions are “As Analyzed,” “As Designed,” and “Current.” The section plots use distinct colors for each version – black for As Analyzed, blue for As Designed, and red for Current. When the Optimization form is initially opened, all three versions are identical and equal to “As Analyzed.”

Two graphs are available to display various forces, moments, stresses, and ratios for the As Analyzed or As Designed versions. The values plotted can be controlled by clicking the “Select Series to Plot” button. The As Analyzed series is plotted as solid lines and the As Designed series as dashed lines.

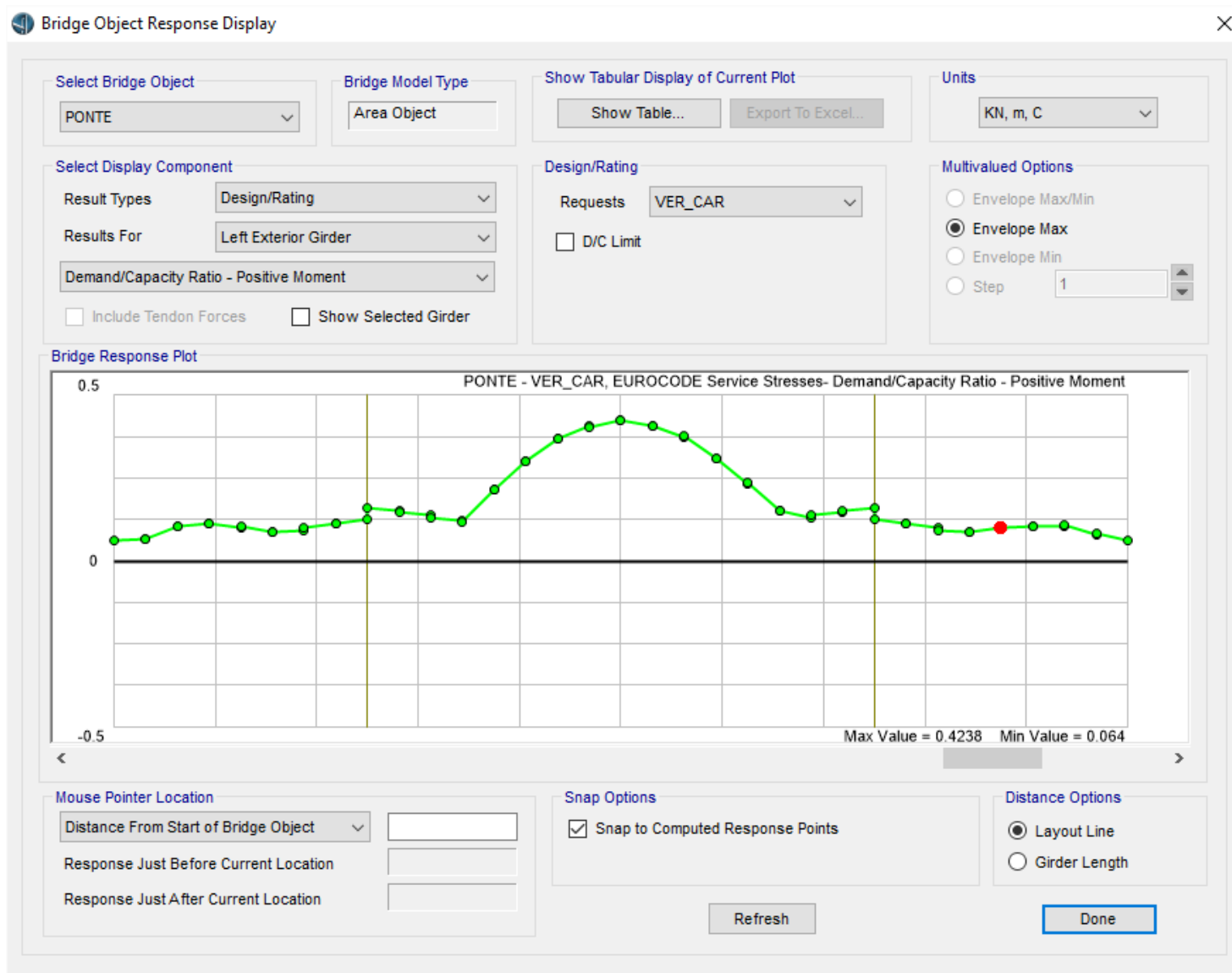
To modify steel plate sizes or vertical stiffeners, a new form can be displayed by clicking the **Modify Section** button. After the section modification has been completed, the Current version is shown in red in the elevation and cross-section views. After the resistance has been recalculated successfully by clicking the **Recalculate Resistance** button, the Current version is designated As Designed and displayed in blue.

After the section optimization has been completed, the As Designed plate sizes and materials can be applied to the analysis bridge object by clicking the **OK** button. The button opens a new form that can be used to **Unlock** the existing model (in that case all analysis results will be deleted) or save the file under a new name (**New File** button). Clicking the **Exit** button does not apply the new

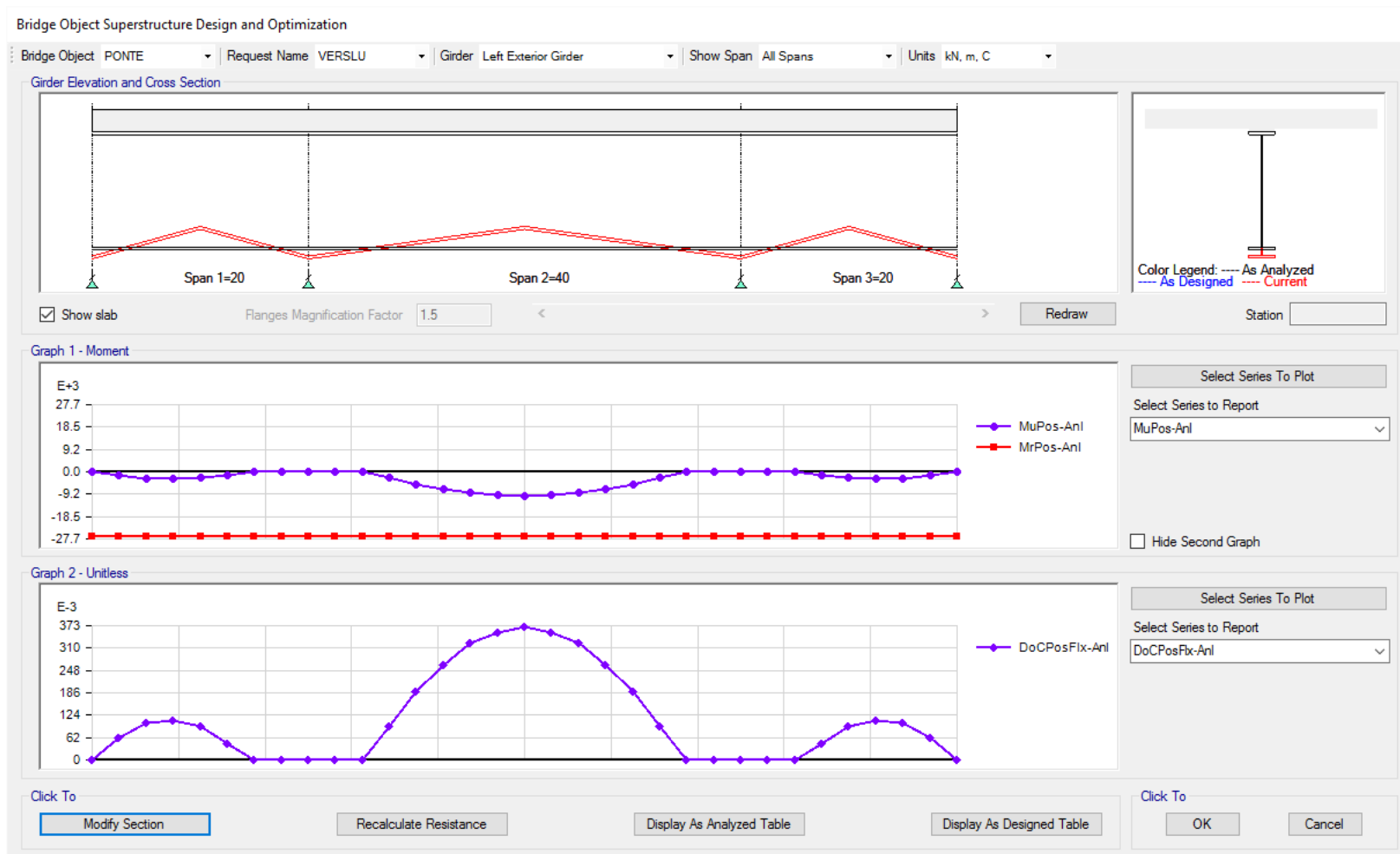
VERIFICHE STRUTTURALI DEI PONTI INTEGRATE IN CSI BRIDGE 2016



VERIFICHE STRUTTURALI DEI PONTI INTEGRATE IN CSI BRIDGE 2016



VERIFICHE STRUTTURALI DEI PONTI INTEGRATE IN CSI BRIDGE 2016



VERIFICHE STRUTTURALI DEI PONTI INTEGRATE IN CSI BRIDGE 2016

CSiBridge 2016 v18.1.1 Advanced w/Rating 64-bit - WEBINAR

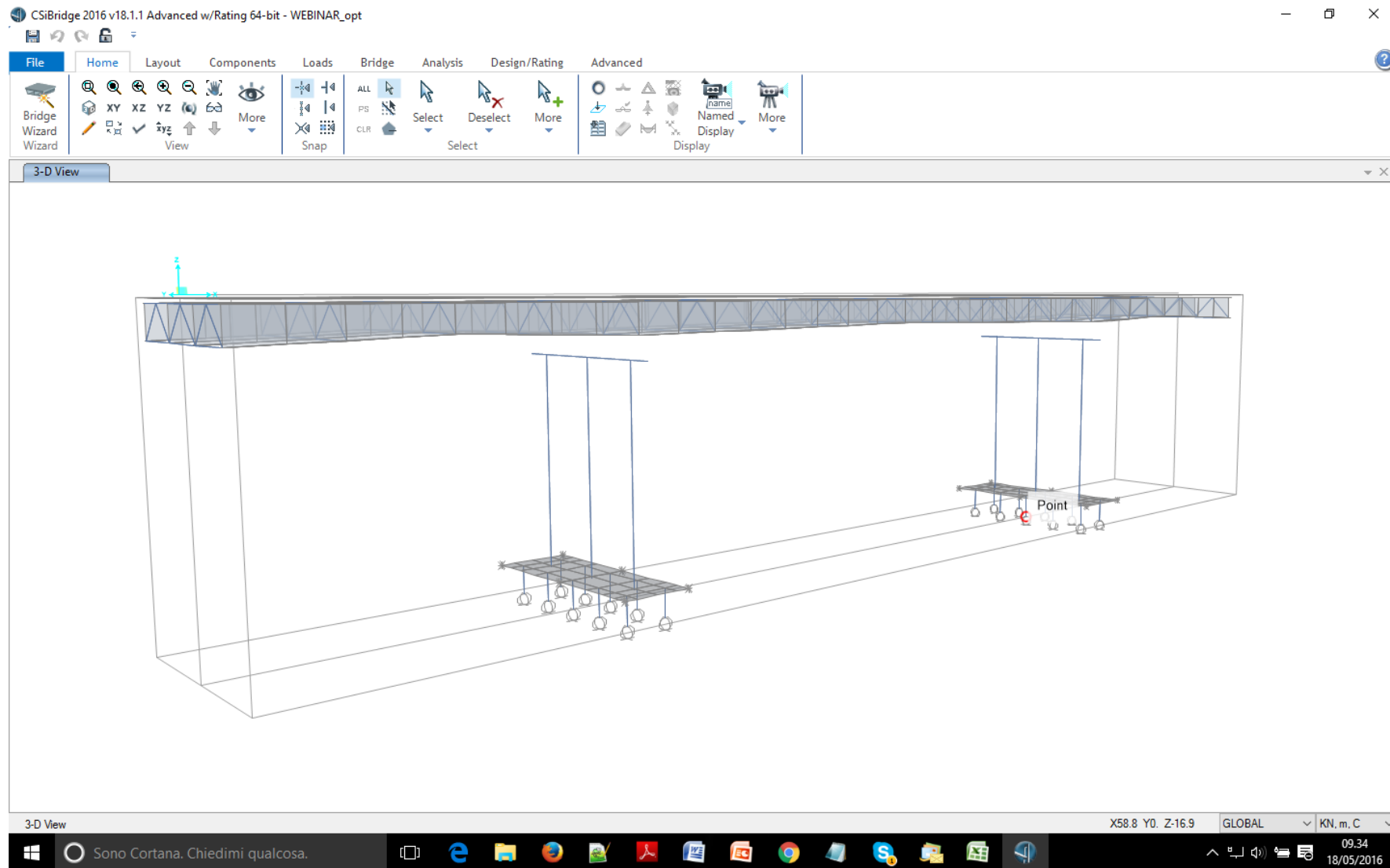
The screenshot displays the CSI Bridge 2016 software interface. The main window shows a bridge design project with a modal analysis dialog box open. The dialog box, titled "Select Option", provides instructions for the "Unlock" and "New File" operations, which are enabled only when the current version is preserved into "As Designed" by recalculating resistance. The dialog box includes buttons for "Unlock", "New File", "Exit", and "Cancel".

The background interface shows the "Bridge Object Superstructure Design and Optimization" window. The "Bridge Object" is set to "PONTE", the "Request Name" is "VERSLU", and the "Girder" is "Left Exterior Girder". The "Show Span" is set to "All Spans". The "Units" are "kN, m, C". The "Girder Elevation and Cross Section" view shows a bridge with a span of 20m. The "Color Legend" indicates: "As Analyzed" (black), "As Designed" (blue), and "Current" (red). The "Station" is set to "0".

The "Graph 1 - Moment" view shows a plot of moment (E+3) versus station. The "Graph 2 - Unitless" view shows a plot of unitless values (E-3) versus station. The "Click To" section includes buttons for "Modify Section", "Recalculate Resistance", "Display As Analyzed Table", and "Display As Designed Table".

The bottom status bar shows "Ready" and "GLOBAL KN, m, C". The Windows taskbar at the bottom displays the date and time: "18/05/2016 09:25".

VERIFICHE STRUTTURALI DEI PONTI INTEGRATE IN CSI BRIDGE 2016



ISOLAMENTO SISMICO DI PONTI

ISOLAMENTO SISMICO

La Norma fornisce criteri e regole per inserire un sistema di isolamento sismico tra l'impalcato e le pile/spalle allo scopo di migliorare la risposta nei confronti delle azioni orizzontali.

Strategie di isolamento

a) Incremento del periodo fondamentale della struttura (zona favorevole dello spettro)

b)Limitazione della forza orizzontale trasmessa

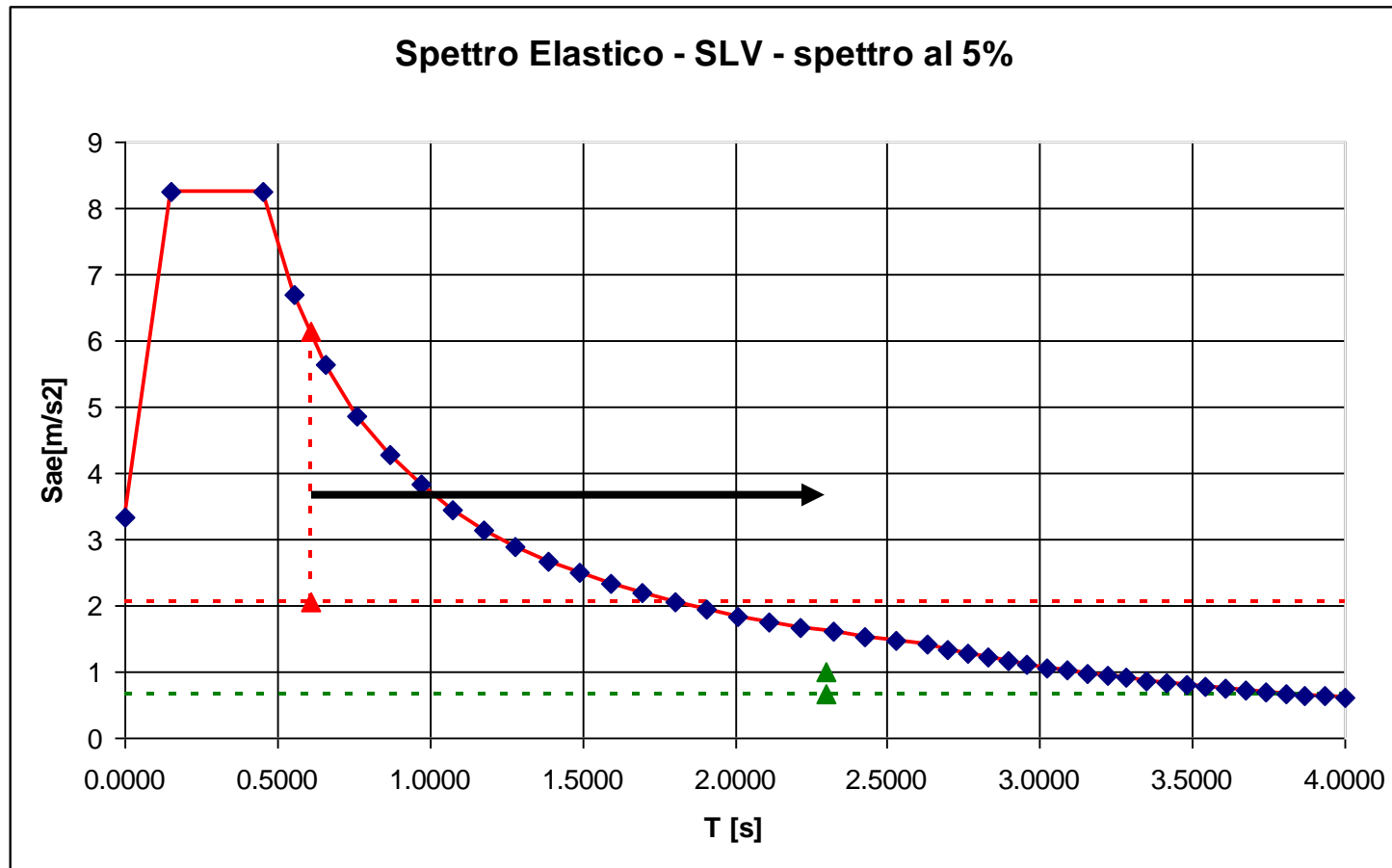
- Dissipazione dell'energia meccanica trasmessa alla costruzione con specifici dispositivi (anche insieme a a) e b).

Necessità di chiarezza di funzionamento:

Nei ponti isolati di regola si “rinuncia” all’abbattimento forfettario delle azioni sismiche conseguente alla formazioni delle cerniere plastiche.

Si attribuisce al solo sistema di isolamento il “controllo” del funzionamento sotto sisma.

ISOLAMENTO SISMICO



Requisiti generali:

Si richiede che sia la porzione di struttura al di sopra del sistema di isolamento (sovrastuttura) che quella al di sotto (sottostruttura) si mantengano in campo elastico anche per SLU.

Per questo la struttura potrà essere progettata senza applicare le regole del criterio GR e i dettagli costruttivi per duttilità

Affidabilità del sistema di isolamento (è vitale):

- ✓ Relazione che illustri il comportamento meccanico
- ✓ Modello strutturale sufficientemente realistico
- ✓ Piano di qualità riguardante la progettazione e la costruzione del dispositivo

Tutte le condutture degli impianti che attraversano i giunti non devono subire danni e rimanere funzionanti per valori di spostamento allo SLD.

Le condutture del gas e di impianti pericolosi devono sopportare gli spostamenti allo SLU (con lo stesso livello di sicurezza adottato per il sistema di isolamento).

ISOLAMENTO SISMICO

Tipologie di dispositivi di isolamento

Isolatori (sono anche appoggi)

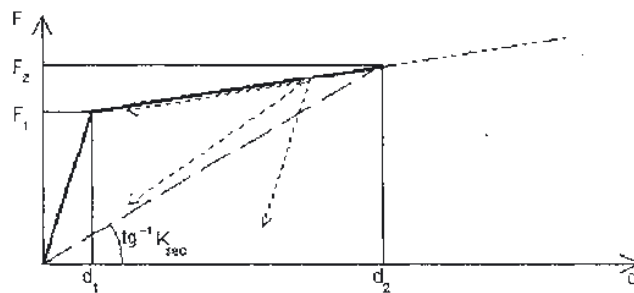
- ✓ Materiale elastomerico ed acciaio
- ✓ A scorrimento

Dispositivi ausiliari

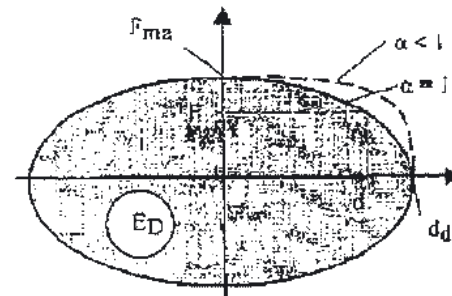
Hanno funzione di dissipazione di energia e/o ricentraggio del sistema e/o vincolo laterale sotto carichi di servizio (non sismici)

- ✓ A comportamento non lineare, indipendente dalla velocità di deformazione
- ✓ A comportamento viscoso, dipendente dalla velocità di deformazione
- ✓ A comportamento lineare o quasi lineare

Un sistema di isolamento può contemplare isolatori, dispositivi ausiliari o entrambi.



Comportamento non lineare



Comportamento viscoso

ISOLAMENTO SISMICO

Sono consentiti, a seconda delle caratteristiche del ponte e dell'isolamento:

- a) Analisi statica lineare
- b) Analisi dinamica lineare
- c) Analisi dinamica non lineare

Analisi statica lineare

E' analoga all'analisi semplificata per i ponti non isolati. Gli effetti sismici si assimilano a forze statiche equivalenti.

Sovrastruttura e sottostruttura si assumono infinitamente rigide e connesse dall'isolamento.

E' consentita per particolari requisiti di semplicità e regolarità, tra i quali:

- sistema di isolamento lineare;
- periodo equivalente T_{is} è compreso tra $3T_{bf}$ e $3sec$;
- $K_v > 800 K_{esi}$;
- periodo verticale $T_v < 0.1s$;
- assenza di trazione sui dispositivi di appoggio;
- regolarità in pianta;
- impalcati in semplice appoggio o continui diritti e regolari;
- massa della metà superiore delle pile (massa efficace) $< 1/5$ massa impalcato;
- pile di altezza inferiore a 20m;
- eccentricità trasversale inferiore al 5% della dimensione trasversale.

Analisi dinamica lineare

E' ammessa se il sistema di isolamento è modellabile elasticamente.

Sovrastruttura, sottostruttura e isolamento si assumono elastici lineari.

Contempla analisi con spettro di risposta o con accelerogrammi.

Analisi dinamica non lineare

E' sempre ammessa.

E' obbligatoria se il sistema di isolamento non è modellabile elasticamente.

(In alternativa all'uso degli spettri)

Entrambi gli stati limite di danno e di collasso potranno essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, simulati o naturali.

L'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali.

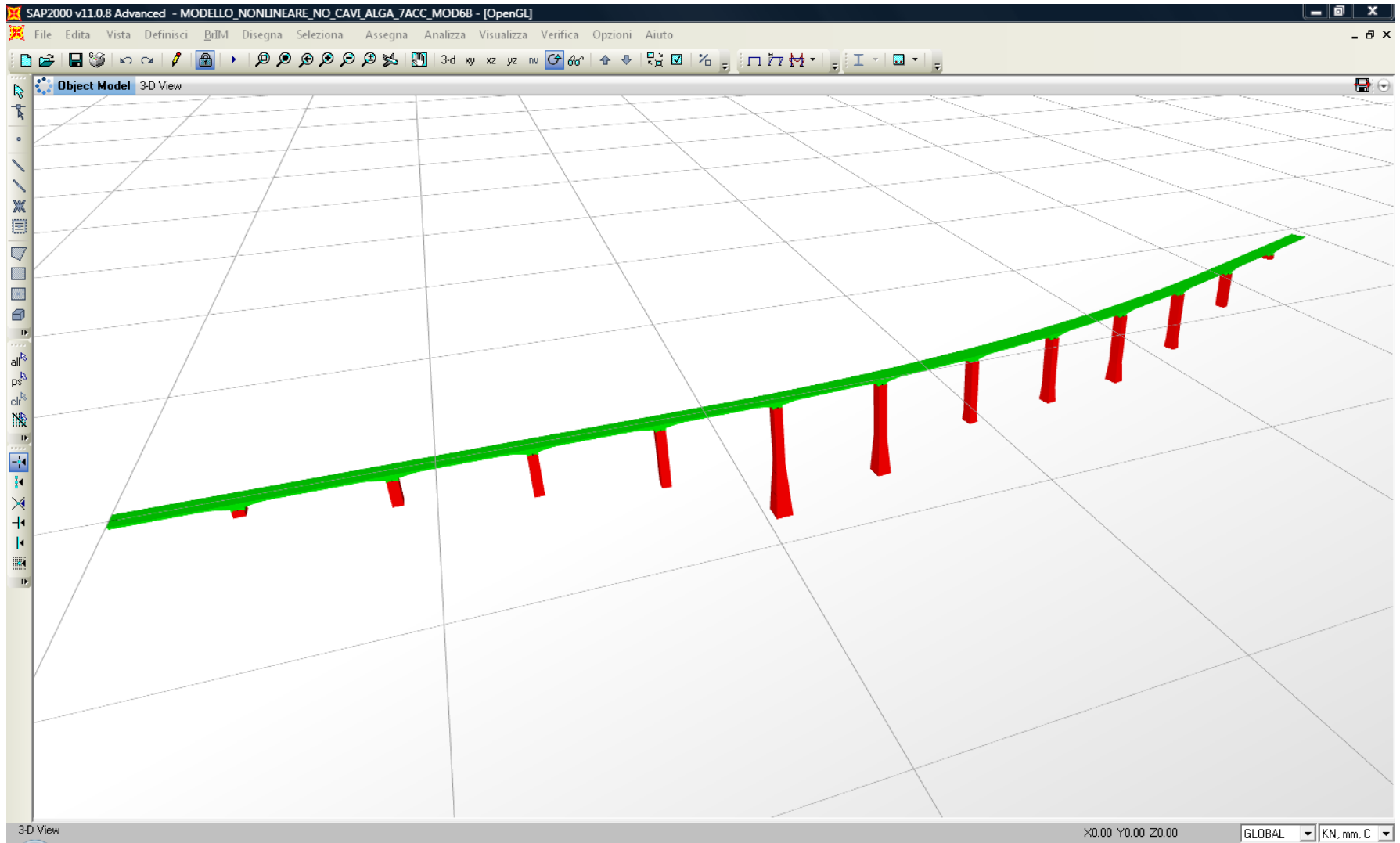
Il numero di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3; deve essere verificata la coerenza con lo spettro elastico in base alla media delle ordinate spettrali ottenute.

L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%.

CASI STUDIO

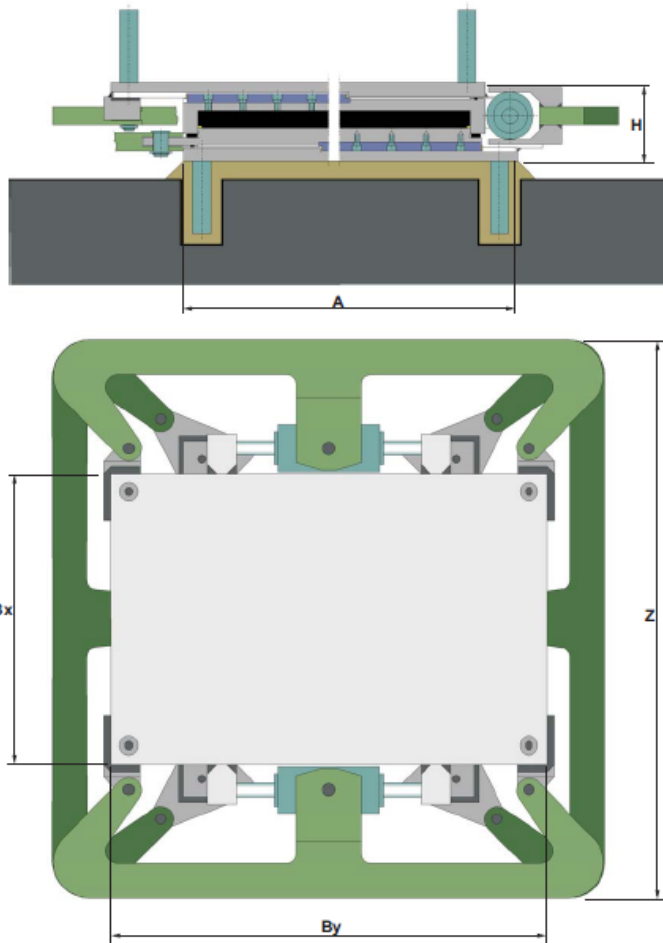
ISOLAMENTO VIADOTTO MOLLARINO

ISOLAMENTO SISMICO

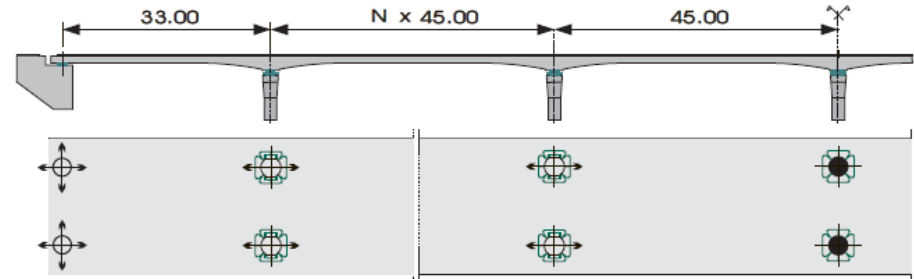


ISOLAMENTO SISMICO

SEZIONE E PIANTA - SECTION AND PLAN



ESEMPIO DI DISPOSIZIONE - TYPICAL LAYOUT



LEGENDA SIMBOLI - SYMBOLS



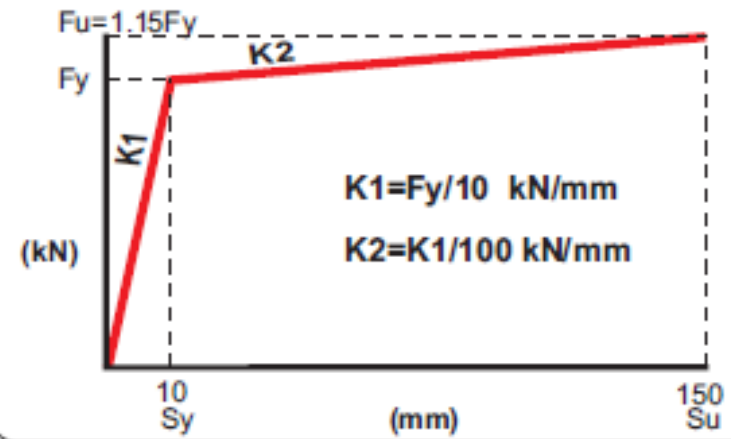
ALGAPOT PNM
Mobile Multi - Free sliding



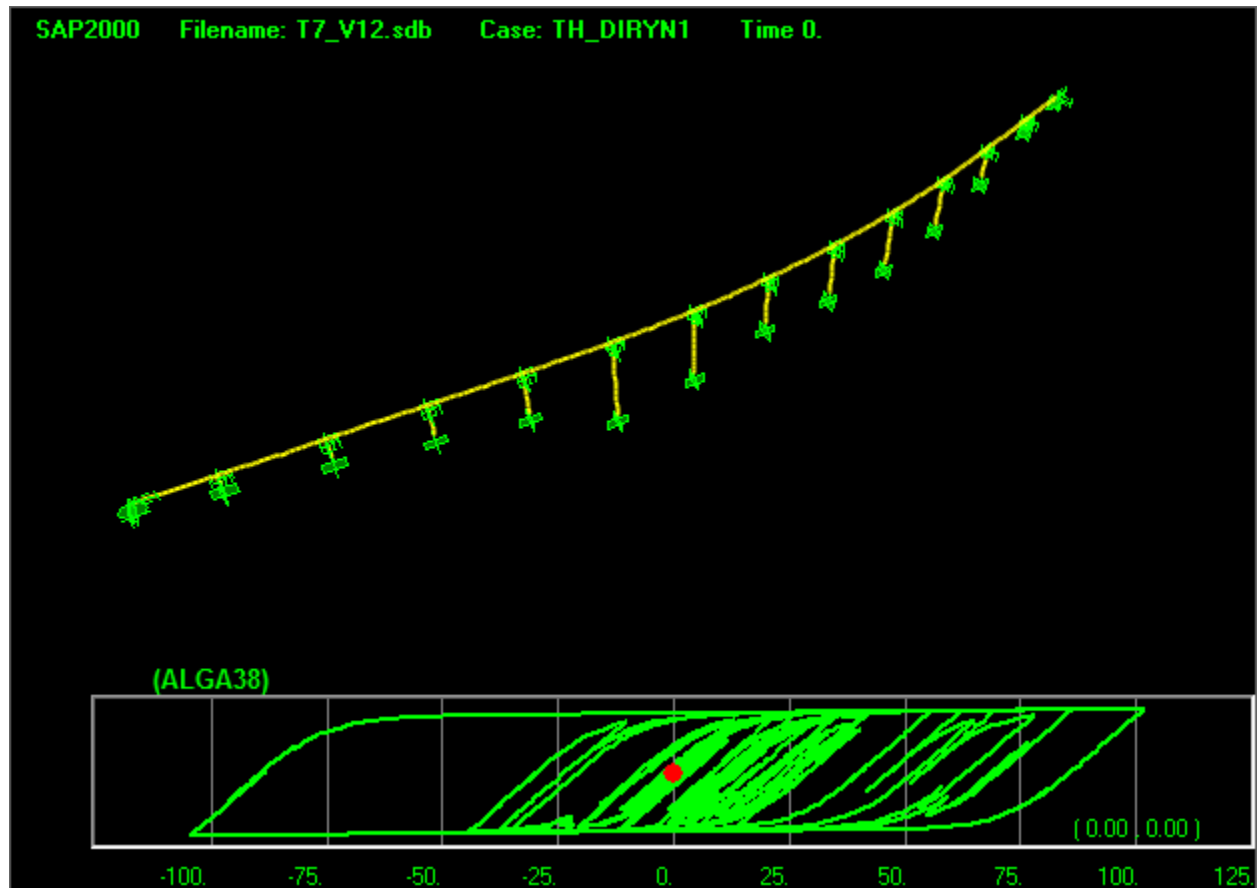
ALGASISM PNUD
Mobile - Sliding



ALGASISM PND
Fisso - Fixed



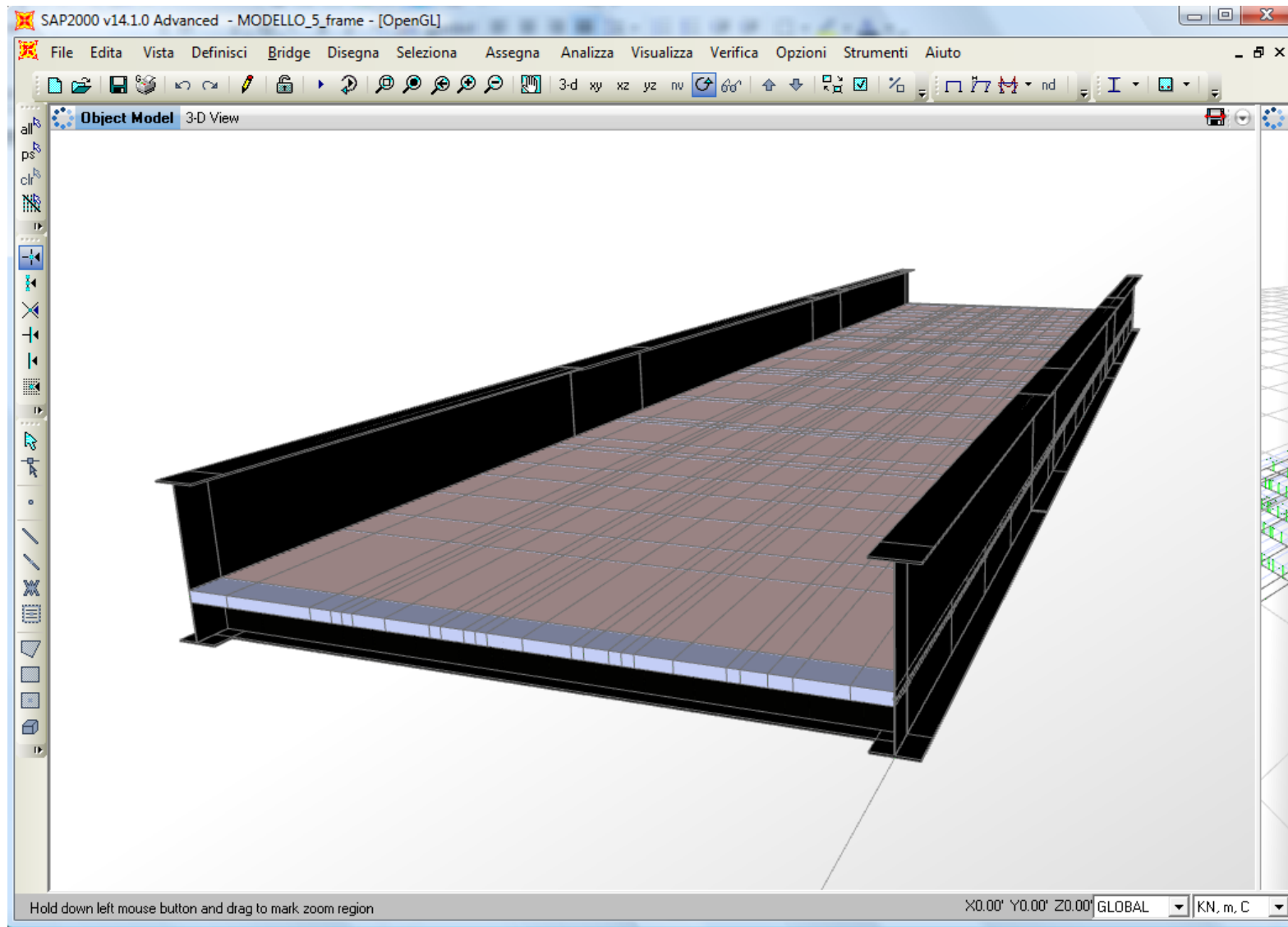
ISOLAMENTO SISMICO



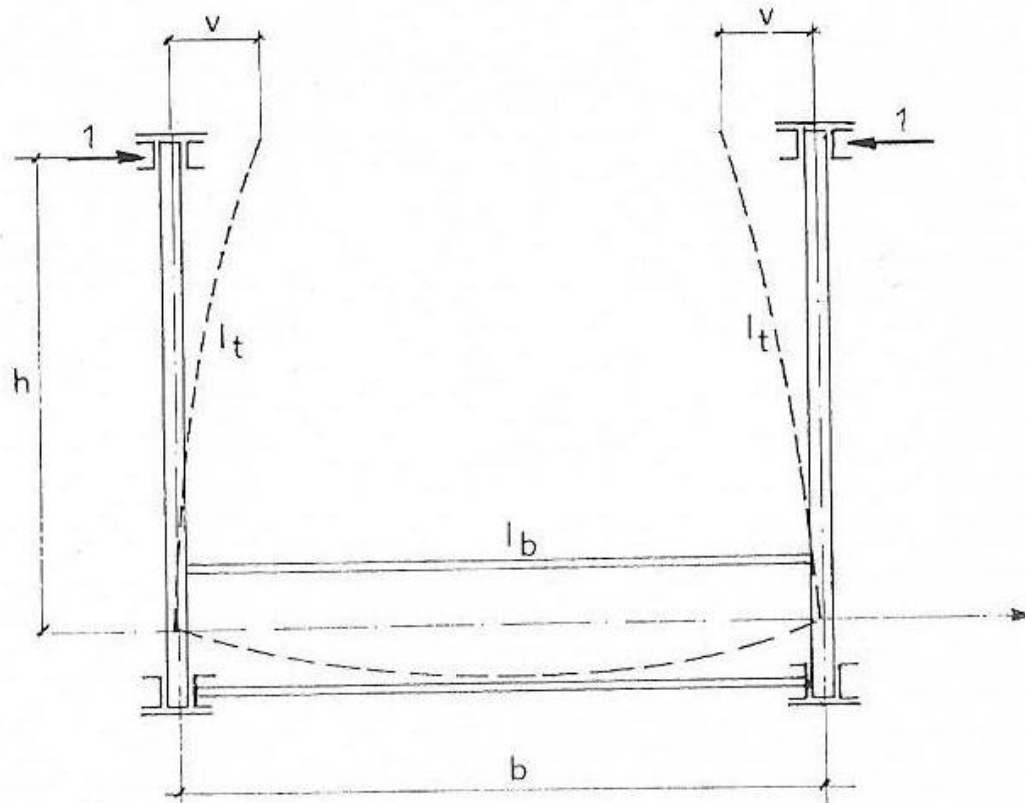
CASI STUDIO

PONTE A VIA INFERIORE

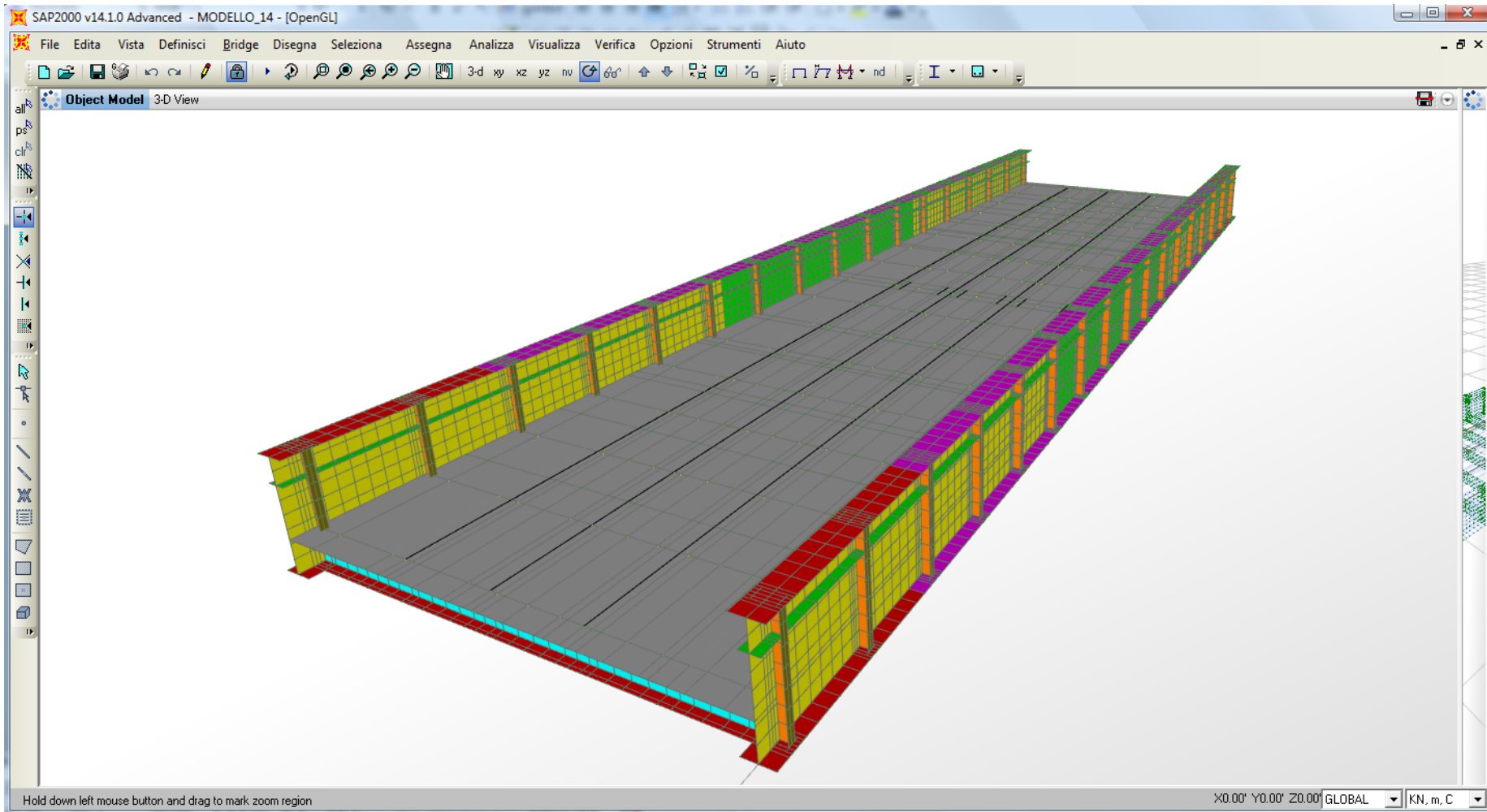
PONTE A VIA INFERIORE



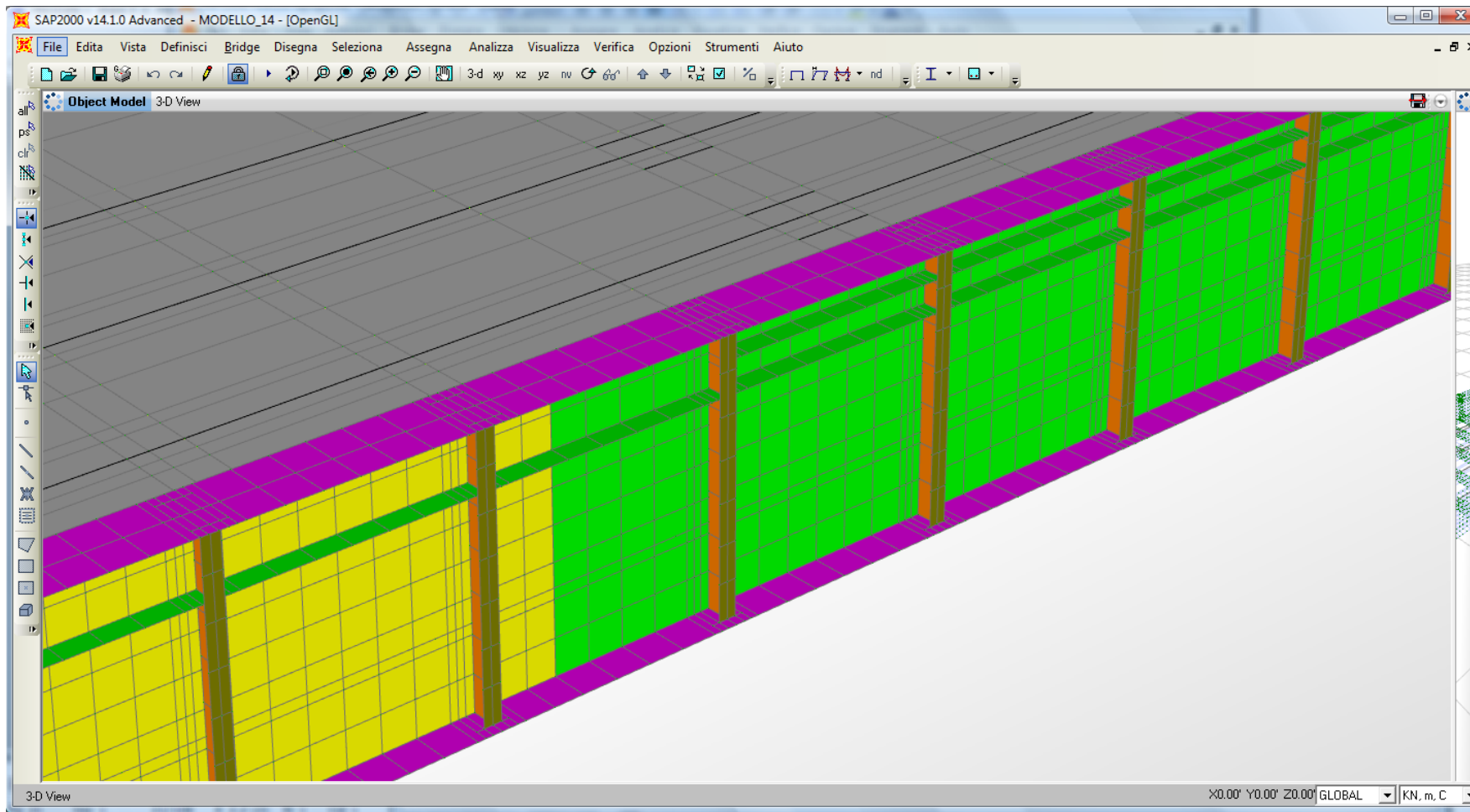
PONTE A VIA INFERIORE



PONTE A VIA INFERIORE



PONTE A VIA INFERIORE



PONTE A VIA INFERIORE

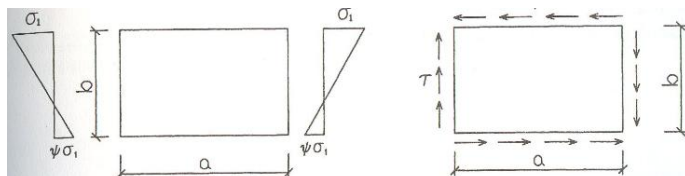

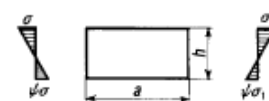
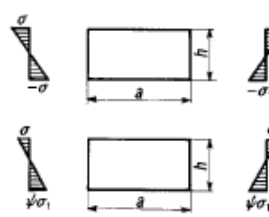
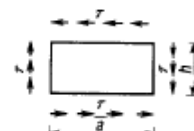


FIG. 6.2

$$\begin{cases} \sigma_{cr} = K_{\sigma} \cdot \sigma_{cr,0} \\ \tau_{cr} = K_{\tau} \cdot \sigma_{cr,0} \end{cases}$$

$$\sigma_{cr,0} = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

Numero d'ordine	Condizioni di carico del pannello	Tensioni ideali di imbozzamento*	$\alpha = \frac{a}{h}$	Coefficiente di imbozzamento
I	Tensione di compressione variabile linearmente $0 \leq \psi \leq 1$		$\alpha \geq 1$	$k_{\sigma} = \frac{8,4}{\psi + 1,1}$
			$\alpha < 1$	$k_{\sigma} = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 \frac{2,1}{\psi + 1,1}$
II	Tensione di compressione e trazione variabili linearmente, ma preponderante la tensione di compressione $-1 < \psi < 0$			$k_{\sigma} = 1 + \psi k_1 - \psi k_3 + 10 \psi (1 + \psi)$ dove: k_1 si ottiene dal caso I per $\psi = 0$; k_3 si ottiene dal caso III per $\psi = -1$
III	Tensione di compressione e trazione variabili linearmente, ma uguali i valori massimi di compressione e trazione $\psi = -1$ ovvero preponderante la tensione di trazione $\psi < -1$		$\alpha \geq \frac{2}{3}$	$k_{\sigma} = 23,9$
			$\alpha < \frac{2}{3}$	$k_{\sigma} = 15,87 + \frac{1,87}{\alpha^2} + 8,6 \alpha^2$
IV	Tensione tangenziale uniformemente distribuita		$\alpha \geq 1$	$k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$
			$\alpha < 1$	$k_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$

* Per i valori della tensione di riferimento $\sigma_{cr,0}$ vedere prospetto 74X.

PONTE A VIA INFERIORE

$\sigma_{cr,ld}$ è la tensione di confronto da valutarsi come segue:

$$\sigma_{cr,ld} = \sqrt{3} \tau_{cr} \text{ per } \sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{cr,ld} = \sigma_{cr} \text{ per } \tau = 0$$

$$\sigma_{cr,ld} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \text{ per } \sigma_1 \neq 0 \text{ e } \tau \neq 0$$

ψ è il coefficiente definito al punto 7.1;

$$\beta = \frac{\sigma_N + 0,80 \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M} \text{ per } \alpha \leq 1,5; \beta = 1 \text{ per } \alpha \geq 1,5$$

essendo σ_N e σ_M i valori delle tensioni normali dovute allo sforzo normale N ed al momento flettente M rispettivamente;

ψ il coefficiente che definisce la legge di variazione lineare della σ ;

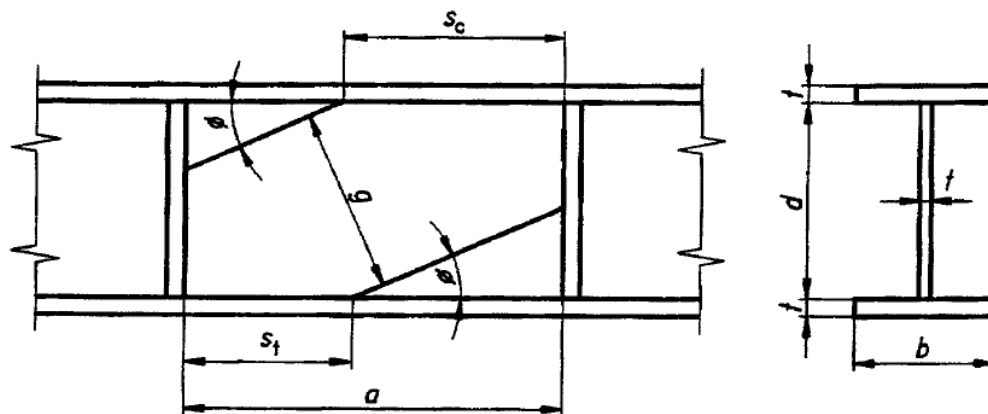
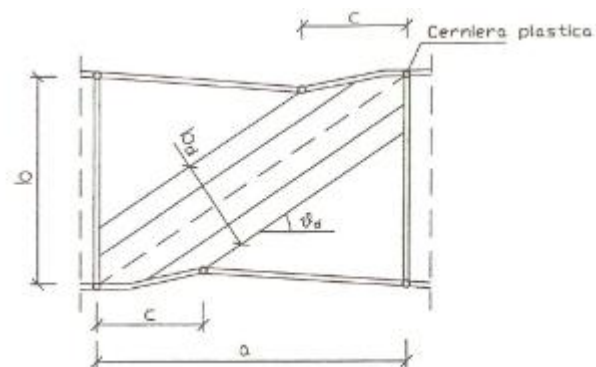
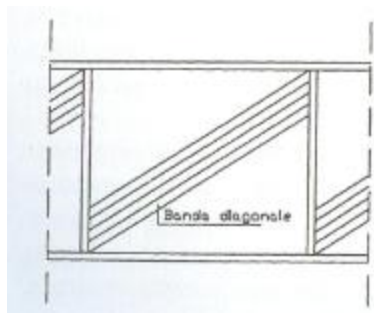
$$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_{cr,0}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_{cr,0}$$

in cui $\sigma_{cr,0} = 186\,200 (t/h)^2$ è la tensione di riferimento, in N/mm², indicata nel prospetto 7-IX;

k è il coefficiente di imbozzamento, i cui valori si ricavano dal prospetto 7-VIII in funzione del coefficiente ψ e del rapporto $\alpha = a/h$. Qualora il rapporto tra il passo degli irrigidimenti e l'altezza totale dell'anima sia maggiore di 1,5, i valori del coefficiente k_τ per tensioni tangenziali desunti dal prospetto 7-VIII devono essere moltiplicati per 0,8.

PONTE A VIA INFERIORE



PONTE A VIA INFERIORE

$$V_{bb.Rd} = [(d/t_w \tau_{bb}) + 0,9 (g t_w \sigma_{bb} \sin \phi)] / \gamma_{M1}$$

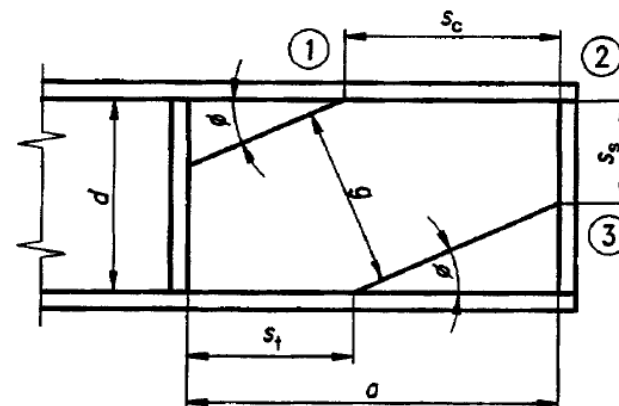
$$\sigma_{bb} = [f_{yw}^2 - 3\tau_{bb}^2 + \psi^2]^{0,5} - \psi$$

nella quale $\psi = 1,5 \tau_{bb} \sin 2\phi$

dove: ϕ è l'inclinazione delle bande diagonali di trazione;

g è la larghezza delle bande diagonali di trazione: vedere fig. 5.6.1;

τ_{bb} è la resistenza iniziale all'instabilità per taglio.



La larghezza delle bande diagonali di trazione g è data da:

$$g = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \sin \phi$$

dove: s_c e s_t sono le lunghezze di ancoraggio delle bande diagonali di trazione rispettivamente lungo le piattabande compressa e tesa, ottenute dalla formula:

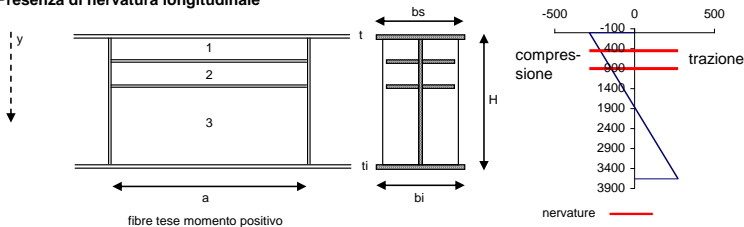
$$s = \frac{2}{\sin \phi} \left[\frac{M_{Nf.Rk}}{t_w \sigma_{bb}} \right]^{0,5} \quad \text{con la limitazione } s \leq a$$

dove: $M_{Nf.Rk}$ è il momento resistente plastico ridotto della piattabanda.

PONTE A VIA INFERIORE

1. DATI DI INGRESSO, VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' TRAVE

Presenza di nervatura longitudinale



CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Snervamento	f_y	355 N/mm ²	
Resistenza di calcolo	f_d	355 N/mm ²	
Modulo di elasticità normale	E	210,000 N/mm ²	

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE:

Momento massimo	M_{sd}	69,111 kNm	se positivo teso fibre inferiori
Sforzo Normale massimo	N_{sd}	-950 kN	compressione negativa
Taglio Massimo - SLU	V_{sd}	900 kN	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE:

Altezza Totale	H	3,660 mm	
Larghezza piattabanda sup	bs	879 mm	
Spessore piattabanda sup	ts	70 mm	
Spessore anima	tf	16 mm	
Larghezza piattabanda inf	bi	879 mm	
Spessore piattabanda inf	ti	70 mm	
Area	A	179,320 mm ²	
Baricentro (lembo inferiore)	y_g	1,830 mm	
Area anima	A_w	56,320 mm ²	
Inerzia max trave	J	4,5451E+11 mm ⁴	ρ_{max} 1,592 mm
Inerzia min trave	J	7,9119E+09 mm ⁴	ρ_{min} 210 mm
Modulo di resistenza elastico	W_e	248,366,982 mm ³	

TENSIONI:

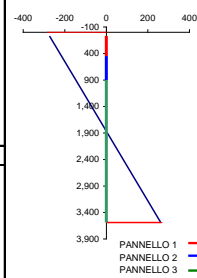
sigma massima M	σ_M	278 N/mm ²	OK
sigma massima N	σ_N	-5 N/mm ²	OK
tensione lembo superiore	σ_{sup}	-284 N/mm ²	
tensione lembo inferiore	σ_{inf}	273 N/mm ²	
tensione tangenziale	τ	16 N/mm ²	OK

DATI GENERALI PANNELLI:

larghezza pannello	a	3,550 mm	
Altezza pannello	h	3,520 mm	
rapporto	α	1.01	
Altezza Totale	H	3,660 mm	
Tensione tangenziale	τ	15.98 N/mm ²	
tensione lembo superiore	σ_{sup}	-284 N/mm ²	
tensione lembo inferiore	σ_{inf}	273 N/mm ²	

DATI PANNELLO 1:

posizione fibra 1	$y1$	70.00 mm	
posizione fibra 2	$y2$	450.00 mm	
a pannello	a	3,550.00 mm	
h pannello	h	380.00 mm	
rapporto	α	9.34	
spessore pannello	tf	16.00 mm	



tensione lembo sup	σ	-283.56 N/mm ²	compressione negativa
tensione lembo inf	σ	272.96 N/mm ²	compressione negativa

tensione fibra 1	$\sigma1$	-272.92 N/mm ²	compressione negativa
tensione fibra 2	$\sigma2$	-215.13 N/mm ²	compressione negativa

TENSIONI CARATTERISTICHE PANNELLO (COMPRESSIONE POSITIVA):

max compr. / min traz.	σ'	272.92	compressione positiva
min compr. / max traz.	σ''	215.13	compressione positiva
	τ	15.98 N/mm ²	

VERIFICA PANNELLO 1:

	ψ	0.79	σ'' / σ'	
tensione di riferimento	$\sigma_{cr,0}$	330.11 N/mm ²		
	$K\sigma$	4.45	$K\tau$	4.31
Tensione critica	σ_{cr}	1.4685E+03 N/mm ²		
	τ_{cr}	1,422.31 N/mm ²		
Tensione critica ideale	$\sigma_{cr,id}$	1,471.15 N/mm ²		
Tensione critica ridotta	$\sigma_{cr,red}$	352.93 N/mm ²		
	$\sigma_{i,id}$	274.32 N/mm ²		
	β	1.00		
	v	1.00		
Verifica $\sigma_{i,id}$		1.29	\geq	1.00 OK
Verifica τ		12.75	\geq	1.10 OK

DATI PANNELLO 2:

fibra inferiore pannello	$y1$	450.00 mm	dal lembo superiore
fibra superiore pannello	$y2$	900.00 mm	
a pannello	a	3,550.00 mm	
h pannello	h	450.00 mm	0.122950819672131H
rapporto	α	7.89	
spessore pannello	tf	16.00 mm	
tensione max lembo compresso	σ	-283.56 N/mm ²	compressione negativa
fibra inferiore pannello	$\sigma1$	-215.13 N/mm ²	compressione negativa
fibra superiore pannello	$\sigma2$	-146.71 N/mm ²	compressione negativa

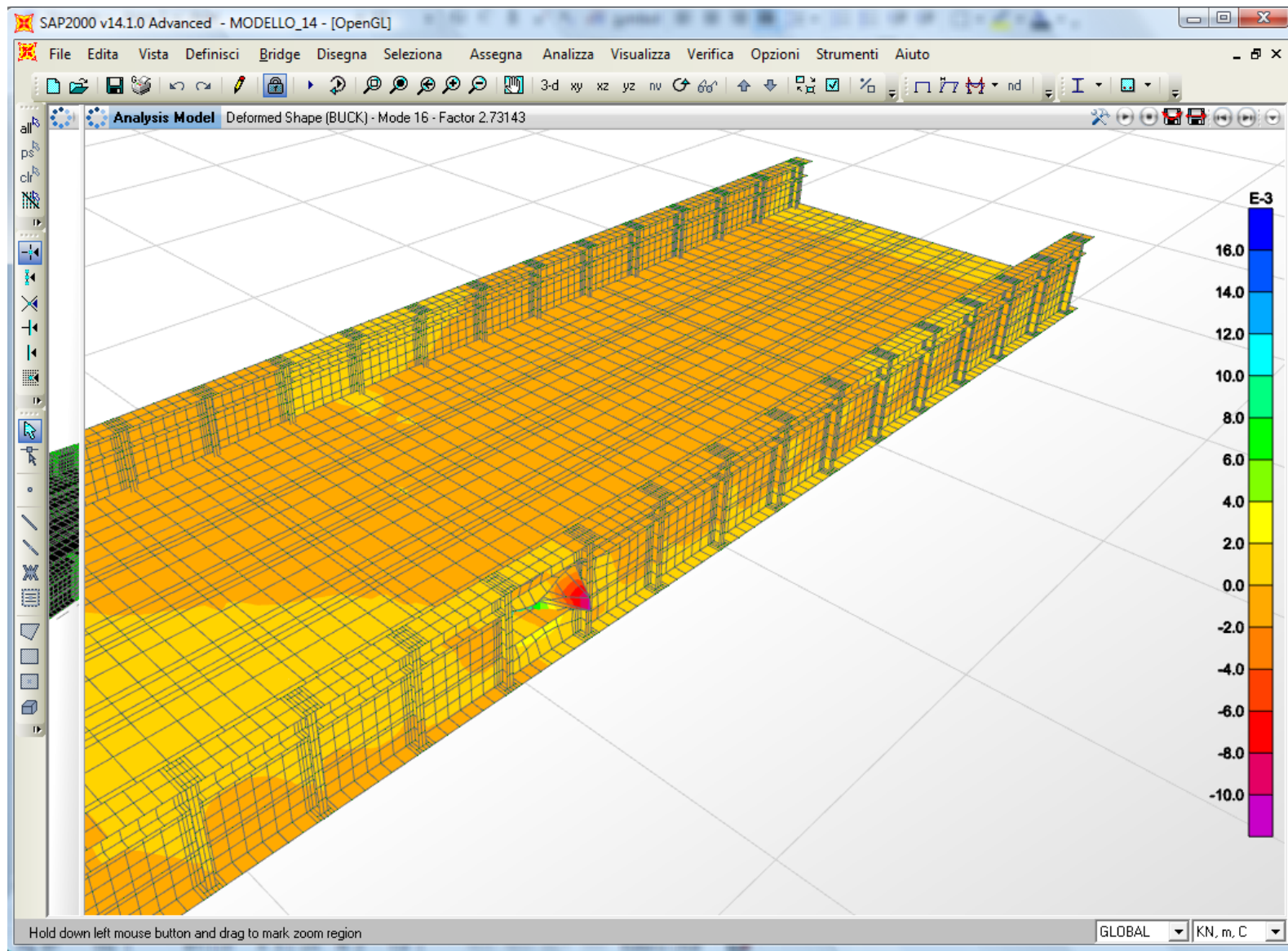
TENSIONI CARATTERISTICHE PANNELLO (COMPRESSIONE POSITIVA):

max compr. / min traz.	σ'	215.13 N/mm ²	compressione positiva
min compr. / max traz.	σ''	146.71 N/mm ²	compressione positiva
	τ	15.98 N/mm ²	

VERIFICA PANNELLO 2:

	ψ	0.68		
tensione di riferimento	$\sigma_{cr,0}$	235.39 N/mm ²		
	$K\sigma$	4.71	$K\tau$	4.32
Tensione critica	σ_{cr}	1,109.63 N/mm ²		
	τ_{cr}	1,017.70 N/mm ²		
Tensione critica ideale	$\sigma_{cr,id}$	1,112.52 N/mm ²		
Tensione critica ridotta	$\sigma_{cr,red}$	351.37 N/mm ²		
	$\sigma_{i,id}$	216.91 N/mm ²		
	β	1.00		
	v	1.00		
Verifica $\sigma_{i,id}$		1.62	\geq	1.00 OK
Verifica τ		12.69	\geq	1.10 OK

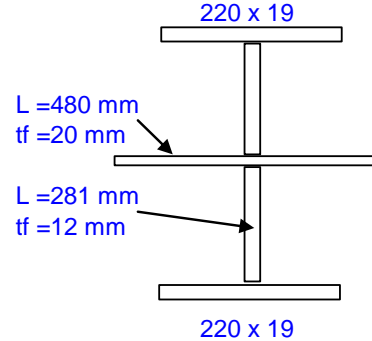
PONTE A VIA INFERIORE



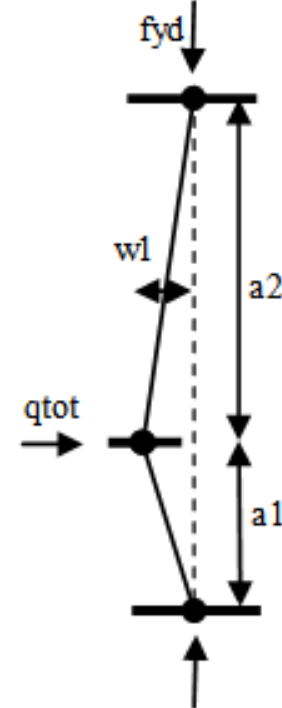
PONTE A VIA INFERIORE

2.14 - Verifiche della nervatura trasversale di appoggio

Spessore anima	$t_f =$	20 mm
Spessore nervatura	$t_t =$	12 mm
larghezza nervatura (< largh.piattab)	$l_t =$	620 mm
spessore ala nervatura	$t_{tb} =$	19 mm
larghezza ala nervatura	$l_{tb} =$	220 mm
lunghezza collaborante anima	$L_{b,eff} =$	480 mm
lunghezza effettiva nervatura	$L_{t,eff} =$	281 mm
inerzia nervatura	$I_t =$	952610955 mm ⁴
Modulo di resistenza elastico	$W_e =$	3072939 mm ³
Area sezione	$A =$	24704 mm ²
raggio giratore di inerzia	$\rho =$	196 mm
Lunghezza di inflessione	$L_0 =$	7,320 mm
Reazione all'appoggio	$V_{sd} =$	5,318 kN
Instabilità piana	σ_s	215.27 N/mm ²
	σ_c	292.76 N/mm ²
	α	0.38
	λ_c	76.41
	λ_s	0.49
	max λ	37.28
	ω	1.21



INCASTRO, BETA = 2



Verifica tensione di compressione	f_{sd}	261.03 N/mm ²	322.73 N/mm ²	OK
-----------------------------------	----------	--------------------------	--------------------------	----