

UN METODO PER L'ANALISI INTEGRATA TERRENO- STRUTTURA DI PONTI INTEGRALI

AN INTEGRATED SOIL-STRUCTURE METHOD FOR THE STATIC ANALYSIS OF INTEGRAL BRIDGE

Fabio Dall'Aglio Ph.D. Civil Engineer,
Luca Barani Civil Engineer
Università di Modena e Reggio Emilia,
Dipartimento di Ingegneria "Enzo Ferrari"
Modena, Italia
E-mail: fabio.dallaglio@unimore.it

Filippo Cardinetti PH.D. Civil Engineer
Modena, Italia
E-mail: filippo.cardinetti@gmail.com

ABSTRACT

This paper deals with a design method for the integrated analysis of soil-structure interaction for integral bridges. Integral bridges present structural continuity between deck and abutments. The method is based on the definition, within a FEM code that allows to perform non-linear static analysis, of a multilinear spring able to describe in a satisfactory manner the stiffness and the strength of the soil on which the bridge is founded. The efficiency of the proposed approach is tested in the first instance through the study of a bulkhead comparing the results with those obtained with a program dedicated to bulkheads design, then recalculating an integral bridge already built, designed with the traditional approach which is based on the division in two substructures to be checked separately.

SOMMARIO

Il presente lavoro illustra un metodo di calcolo per l'analisi integrata dell'interazione terreno-struttura per i ponti integrali. I ponti integrali sono opere che presentano continuità strutturale tra impalcato e sottostrutture. Il metodo è basato sulla definizione, all'interno di un codice FEM che consenta di effettuare analisi statiche non lineari, di una molla a comportamento multilineare in grado di descrivere in modo soddisfacente le caratteristiche di rigidità e di resistenza del terreno su cui viene fondata l'opera. L'efficienza dell'approccio proposto viene testata in prima istanza mediante lo studio di una paratia confrontando i risultati con quelli ottenuti con un programma dedicato al calcolo delle opere controterra, quindi ricalcolando un ponte integrale già costruito, progettato con l'approccio tradizionale secondo il quale si suddivide l'opera in due sottostrutture da verificare separatamente.

1 INTRODUZIONE

Nella tradizionale prassi costruttiva, il ponte è un sistema dotato di un ben definito schema statico con una altrettanto chiara definizione del flusso di forze che trasferiscono i carichi dall'impalcato al sistema di fondazione. Nel ponte tradizionale l'impalcato è connesso alla struttura di sostegno, spalla o pila, mediante appoggi atti ad assorbire i carichi di notevole entità dovuti al peso proprio e al traffico veicolare. Inoltre sono presenti giunti di dilatazione in grado di assorbire le deformazioni cicliche di espansione e di contrazione dovute alla temperatura e le deformazioni dovute a ritiro e viscosità del calcestruzzo. 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.

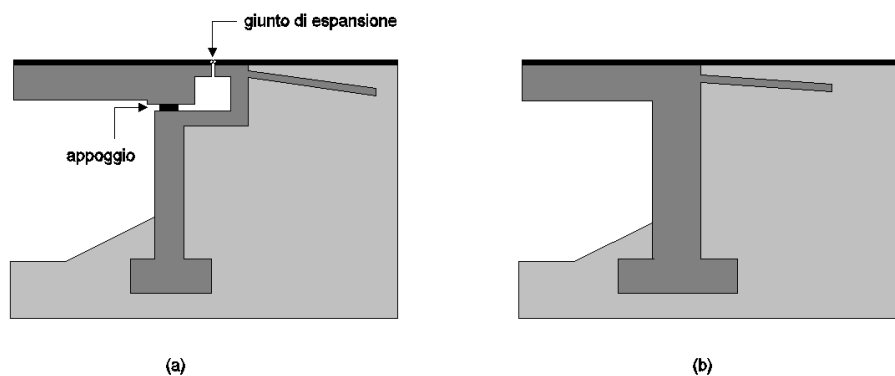


Figura 1 - Dettaglio nodo spalla-impalcato di un ponte tradizionale (a) e di un ponte integrale (b)

La gestione delle infrastrutture stradali ha evidenziato come la maggior parte dei problemi relativi alla manutenzione ordinaria abbia origine dal danneggiamento del giunto.

I giunti quindi sono l'elemento più vulnerabile, la loro durata è molto inferiore rispetto alla vita nominale dell'opera e il loro degrado pregiudica la conservazione dell'opera stessa in cui è inserito. Per tale motivo da diversi anni sta suscitando sempre più interesse, per opere di luce complessiva non superiore ai 100m, la soluzione del ponte integrale che non presenta giunti sulla pavimentazione né apparecchi di appoggio per le travi.

2 STATO DELL'ARTE

Fino agli inizi del 1900 quasi la totalità dei ponti costruiti erano per loro natura integrali, essendo realizzati prevalentemente mediante l'utilizzo di murature in pietre o mattoni riempite con materiale permeabile per favorire il drenaggio delle acque. Tuttavia su questo tipo di opere si evidenziarono problematiche importanti legate prevalentemente ai fenomeni di viscosità e ritiro del calcestruzzo, alle variazioni termiche e ai cedimenti delle sottostrutture.

Dall'inizio del '900 i progettisti iniziarono ad adottare schemi statici di semplice appoggio, che permettessero deformazioni longitudinali del ponte (mediante l'adozione di giunti e appoggi scorrevoli) e contestualmente un calcolo più semplice della struttura.

Solo dalla metà del secolo scorso si è assistito ad un nuovo interesse per la tipologia del ponte integrale, in particolare negli Stati Uniti, grazie all'economicità della costruzione, all'economicità della manutenzione e alle buone caratteristiche di resistenza agli effetti dell'azione sismica.

3 METODO CLASSICO DI ANALISI DELLA STRUTTURA

L'aspetto fondamentale nella progettazione di un ponte integrale consiste senza dubbio nella esigenza di interpretare l'interazione terreno-struttura tenendo in conto della non linearità di tale interazione. L'approccio classico al problema si basa sui seguenti accorgimenti:

- terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici;
- eventuale falda introdotta definendo le quote piezometriche di valle e di monte;
- spinta del terreno sulla spalla calcolata con il detensionamento del cuneo di spinta, cioè variabilità della spinta in funzione della deformazione del paramento;
- deformazione e sollecitazione residua in casi di scaricamento della struttura nell'ambito delle storie di carico.

L'analisi strutturale del ponte integrale si è basata sino ad ora sulla separazione del modello globale in due sottomodelli come illustrato nella figura 2: il primo viene sviluppato con un programma agli elementi finiti FEM ed è utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni dell'impalcato (modello A); il secondo viene sviluppato con un programma dedicato alle strutture di contenimento del terreno ed è preposto al calcolo delle sollecitazioni sulle spalle (modello B).

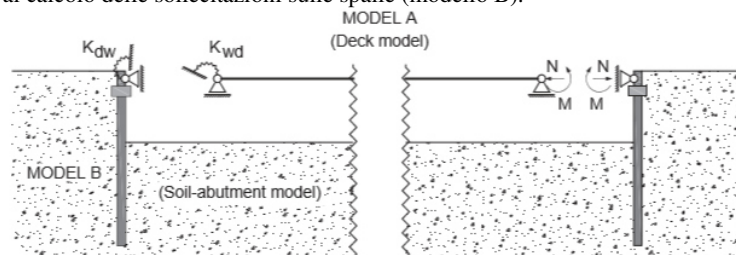


Figura 2 – Separazione della struttura in due sottostrutture

Occorre quindi garantire la compatibilità tra i due modelli sotto l'effetto dei carichi agenti mediante una procedura iterativa di ricerca dell'equilibrio (e della congruenza) del nodo impalcato-spalla attuata sino ad ora in modo pressochè manuale, per lo scambio delle sollecitazioni tra i due sottomodelli. La ricerca delle condizioni di equilibrio del nodo spalla-impalcato è qualitativamente rappresentata in figura 3. E' evidente come questa procedura risulti molto laboriosa.

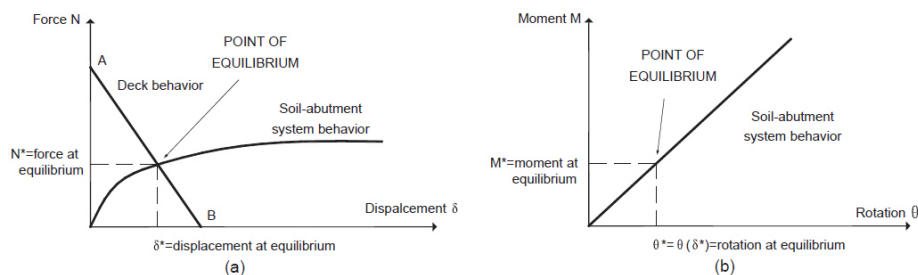


Figura 3 - Condizione di equilibrio per spostamento e rotazione del nodo impalcato-spalla

4 MODELLAZIONE INTEGRATA AGLI ELEMENTI FINITI

L'approccio che viene proposto nel presente lavoro consiste in una modellazione integrata della sovrastruttura e delle sottostrutture, mediante analisi agli elementi finiti (si è utilizzato il programma STRAUS 7). Il modello proposto è piano, ma con opportuni accorgimenti, è possibile passare ad una analisi 3D senza stravolgerne l'impostazione.

Il terreno viene schematizzato come un letto di molle definite da una legge costitutiva spiccatamente non lineare che tiene conto dei più importanti aspetti del comportamento del terreno. Perché questi modelli forniscano risultati in buon accordo con l'evidenza sperimentale, è necessario che la rigidità delle molle dipenda non solo dalle caratteristiche meccaniche del terreno, ma anche dal grado di vincolo della paratia, ovvero dalla configurazione deformata del sistema e quindi dalle sue caratteristiche di snellezza e deformabilità (vedi ad esempio Jamiolkowski e Pasqualini 1979). Poiché la configurazione deformata da cui dipende la rigidità del terreno non è nota a priori, è ovvio che la soluzione non possa che essere ottenuta iterativamente mediante analisi statica non-lineare.

Sia allora H l'altezza, corrente, dello scavo ed l la lunghezza totale della paratia. In prima approssimazione la zona di terreno che viene interessata dal movimento è legata alle zone di spinta attiva e passiva come illustrato in figura 4.

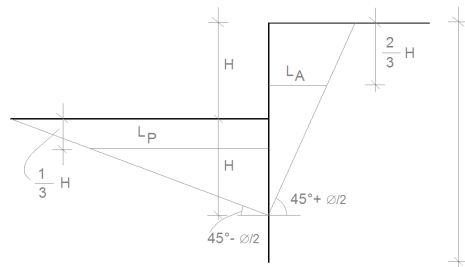


Figura 4 - Definizione delle lunghezze caratteristiche L_A e L_P

Il valore di L , dunque, rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

Si è scelto, in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} l_A \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (1)$$

e in zona passiva (downhill):

$$L_P = \frac{2}{3} l_P \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2)$$

dove l_A e l_P valgono rispettivamente:

$$l_A = \min\{l, 2H\} \quad l_P = \min\{l - H, H\} \quad (3)$$

e dove l = altezza totale della paratia e H = altezza corrente dello scavo.

Per quanto riguarda la scelta del modulo E occorrerebbe distinguere il valore della rigidità a seconda che il terreno si trovi nella fase di scarico-ricarico o in quella di terreno vergine, adottando rispettivamente il valore E_{ur} o E_{vc} .

Per decidere se ci si trova in una o nell'altra condizione, basterà confrontare lo stato di sforzo attuale con il massimo valore dello sforzo mai sopportato dal campione.

Nel presente lavoro si è scelto di risolvere due diversi modelli per confrontare lo scarto tra i risultati e valutare quale influenza possa avere il grado di consolidamento del terreno sullo stato di sollecitazione della struttura:

- modello con terreno sempre in condizione vergine
- modello con terreno sempre in condizione di scarico e ricarico

Tali modelli sono caratterizzati da un comportamento delle molle multilineare di tipo elastico perfettamente plastico con legge costitutiva differente in compressione e in trazione.

Per definire completamente la legge costitutiva occorre definire i parametri di spinta del terreno e cioè il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_A e il coefficiente di spinta passiva K_P .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (4)$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} (OCR)^m \quad \text{con} \quad K_0^{NC} = 1 - \sin \phi' \quad (5)$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono presi in accordo con Rankine per una parete liscia:

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{e} \quad K_P = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (6)$$

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da:

$$\sigma'_h = K_A \sigma'_v - 2c\sqrt{K_A} \quad \text{e} \quad \sigma'_h = K_P \sigma'_v + 2c\sqrt{K_P} \quad (7)$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente.

Si ottiene quindi il valore limite della spinta attiva e spinta passiva:

$$S_A = (K_A \sigma'_v - 2c\sqrt{K_A}) \Delta \quad (8)$$

$$S_P = (K_P \sigma'_v + 2c\sqrt{K_P}) \Delta \quad (9)$$

Con l'utilizzo dei parametri geotecnici appena descritti è possibile ricavare i valori delle spinte (S_A , S_P e S_0) e delle rigidezze (K_A e K_P) che definiscono univocamente la legge costitutiva della molla multilineare che modella il terreno il cui comportamento qualitativo è rappresentato nella figura 5.

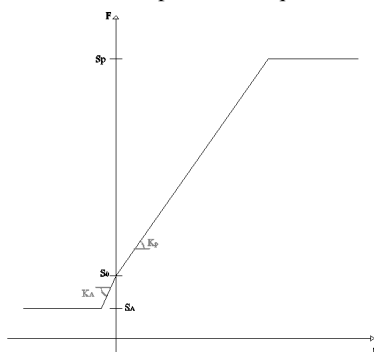


Figura 5 – Legame costitutivo multilineare della molla che modella il terreno

5 VALIDAZIONE DEL MODELLO PROPOSTO

Per poter utilizzare nella progettazione il modello appena descritto occorre valutarne l'attendibilità; a tale scopo sono state effettuate diverse prove di confronto tra una paratia modellata su STRAUS con il terreno implementato a molle discrete secondo la legge costitutiva illustrata nel paragrafo precedente, e la medesima paratia calcolata con il codice dedicato a strutture di contenimento del terreno PARATIE. Sono state studiate diverse configurazioni geometriche:

- H=6m monostrato a mensola
- H=6m monostrato con appoggio in sommità
- H=6m monostrato con appoggio e molla rotazionale in sommità
- H=6.5m con appoggio e molla rotazionale in sommità
- H=6.5m con appoggio in sommità
- H=6.5m con appoggio in sommità e falda
- H=6m bistrato a mensola
- H=6m bistrato con appoggio in sommità
- H=6m bistrato con appoggio e molla rotazionale in sommità

A titolo di esempio si riportano nella figura 6 i diagrammi di azione flettente e taglio per il caso di scavo alto 6.50 e paratia dotata di vincolo traslazionale in sommità.

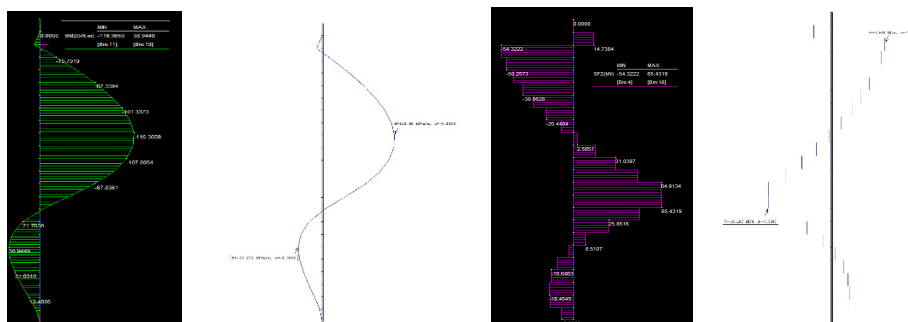


Figura 6 – Diagramma del momento flettente: STRAUS (a sinistra), PARATIE (a destra)

Nella tabella 1 è riportata una sintesi dei valori massimi delle sollecitazioni e degli spostamenti e lo scostamento tra i valori del modello STRAUS rispetto i valori del modello PARATIE. Si osserva un ottimo accordo tra i risultati ottenuti mediante il modello STRAUS e i risultati ottenuti mediante PARATIE.

PARATIE			STRAUS7			ERRORI		
Mmax	Tmax	smax	Mmax	Tmax	smax	M	T	s
[kNm]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	[m]			
115.7	-65.1	0.0069	116.4	-65.4	0.0069	0.99	0.99	0.99

Tabella 1 – Massima azione flessionale, tagliante e spostamenti

L'accordo è ottimo anche per tutte le altre configurazioni studiate, elencate all'inizio del presente capitolo 5.

6 CASO STUDIO

Per la validazione del metodo proposto si è considerato un caso studio di cui si sono ripetuti i passaggi principali della progettazione. L'opera è il cavalcavia di svincolo dell'uscita autostradale Valle del Rubicone, finito di costruire dall'impresa Pavimental S.p.A. nel 2012 e progettato dallo studio di ingegneria Piacentini Ingegneri di Bologna.

Per la realizzazione dello svincolo Rubicone dell'autostrada A14, sito nel comune di Gatteo (FC), si è previsto il sovrappasso delle esistenti carreggiate autostradali tramite la costruzione di un cavalcavia.

L'opera prevista è un ponte di tipo integrale, prima opera di questo tipo sulla rete di Autostrade per l'Italia costruita di recente.

Il ponte è a campata unica di luce di calcolo di 50.40m. Esso si sviluppa con andamento rettilineo su un'unica carreggiata con l'impalcato di larghezza complessiva $B = 13.30\text{m}$ (dei quali 10.50m transitabili). Il manufatto è realizzato mediante quattro travate metalliche con soletta in c.a. collaborante disposte con interasse 3.10m e traversi metallici a parete piena aventi interasse pari a 9.68m. Le quattro travi in acciaio hanno una sezione variabile ma l'altezza rimane costante lungo il loro sviluppo longitudinale, ed è pari a 1.90 m. La spalla è costituita da un setto in calcestruzzo di spessore costante pari a 2.20 m. Per quanto riguarda le fondazioni esse sono costituite da una fila di 7 pali in calcestruzzo del diametro di 1.2 m, posti ad un interasse di 1.85 m tra loro, della lunghezza di 48m.

Le travi vengono appoggiate alla spalla parzialmente costruita, poi viene completato il getto delle sottostrutture insieme al getto della soletta ottenendo la continuità del nodo di collegamento fra spalla e impalcato.

Si riporta, nella tabella 88, il confronto tra le sollecitazioni sulla sezione di collegamento alla spalla dell'impalcato, calcolate con il metodo tradizionale di suddivisione in due sottostrutture e con analisi integrata secondo il criterio proposto nel presente lavoro. Le sollecitazioni sono riferite ad una striscia di struttura larga 3.10m afferente a ciascuna delle quattro travi metalliche.

SOLLECITAZIONI SULL'IMPALCATO ALL'ATTACCO DELLA SPALLA						
FASI	MOD. SEPARATO		MOD. INTEGRATO		ERRORE	
	T(kN)	M(kNm)	T(kN)	M(kNm)	T(kN)	M(kNm)
Terreno	0	-3841	0	-3170	0	0.83
Sovraccarico	0	-1007	0	-673	0	0.67
Permanententi	550	-5170	493	-3653	0.90	0.71
Ritiro	0	1078	0	1120	0	1.04
Termica uniforme	0	-508	0	-608	0	1.04
Accidentali	1447	-11188	1240	-6465	0.86	0.58
Vento	46	-327	45	-270	0.99	0.83
Termica differenziale	0	1003	0	1004	0	1.00

Si osserva un buon accordo dei risultati con una leggera sovrastima delle sollecitazioni con il metodo tradizionale. Tale approccio infatti, richiedendo numerose iterazioni con passaggio di dati da un modello all'altro, conduce a scelte conservative per diminuire l'onere computazionale dell'analisi. Il metodo integrato, viceversa, una volta opportunamente calibrate le molle che simulano il terreno, consente una maggiore accuratezza del risultato contestualmente ad una velocizzazione del calcolo.

10 CONCLUSIONI

L'approccio proposto per il calcolo di ponti integrali mostra un ottimo accordo con i risultati ottenuti da analisi effettuate mediante il metodo classico di suddivisione della struttura in due sottostrutture calcolate separatamente, consente di velocizzare la fase di analisi e di studiare agevolmente diverse storie di carico.

Il metodo va sicuramente approfondito per quanto riguarda il calcolo in condizioni di sisma per valutare come l'interazione terreno-struttura, che presenta caratteristiche spiccatamente non-lineari, possa essere compresa in un approccio unitario con i carichi di esercizio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] L. Ferretti Torricelli, A. Marchiondelli, R. Pefano & R. Stucchi, "Integral bridge design solutions for Italian highway overpasses";
- [2] Burke M. P., "Integral and Semi-integral Bridges";
- [3] B. Becci, R. Nova, "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie";
- [4] Precast/Prestressed Concrete Institute, "The state of art of precast/prestressed Integral Bridges";
- [5] England, G. L. & Tsang, N. C. M. & Bush, D. I., "Integral Bridges: A Fundamental Approach to the Time-Temperature Loading Problem";
- [6] Howard, T., "Integral Bridges";
- [7] Conboy D., Stoothoff E., Integral Abutment design and Construction: The New England Experience, FHWA Conference 2005 Lock, R. J., "Integral bridge abutments";
- [8] Caquot, A. & Kerisel, J. (1948). "Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundation";
- [9] Tandon, M., "Recent Integral Bridges";
- [10] M. Gherardi, "Ponti Integrali"; Burke, M.P. (1993). "Integral bridges: attributes and limitations";
- [11] Condoleo A., "Ponti Integrali: Analisi statica e sismica";
- [12] Burke, M. P., "Jointless bridges experience in the United States";
- [13] Vasant, C. Mistry, "Integral abutment and jointless bridges";
- [14] Dreier, D., "Influence of soil-structure interaction on structural behavior of integral bridge piers";
- [15] Hällmark, R., "Low-cycle fatigue of steel piles in Integral Abutments Bridges";
- [16] M. Marcanti, "Travi prefabbricate reticolari miste: Comportamento statico e applicazioni per ponti integrali";

PAROLE CHIAVE

Ponte Integrale, Pratia, Non-Lineare, Interazione Terreno-Struttura, Manutenzione, Sicurezza.