

# **MODELLAZIONE 3D DEGLI EFFETTI DEL FENOMENTO DI INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA PER UNA FONDAZIONE A CASSONE**

Davide Pauselli

*Università degli Studi di Perugia – Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale  
davide.pauselli@studenti.unipg.it*

Diana Salciarini

*Università degli Studi di Perugia – Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale  
diana.salciarini@unipg.it*

Filippo Ubertini

*Università degli Studi di Perugia – Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale  
filippo.ubertini@unipg.it*

## **Sommario**

La necessità crescente di verificare ed incrementare gli standard di sicurezza delle infrastrutture ha richiesto negli ultimi anni lo sviluppo di approcci di modellazione sempre più affidabili e vicini al reale comportamento delle strutture oggetto di analisi. La presente nota illustra un confronto tra l'adozione di un approccio tradizionale di progettazione, dove la risposta del sistema strutturale trascura gli effetti del fenomeno di interazione terreno-struttura (schematizzazione a *base incastrata*) e un approccio, più complesso e oneroso, di schematizzazione tridimensionale del problema di interazione, attraverso un modello agli elementi finiti. Il caso oggetto di analisi è una pila da ponte a sezione rettangolare fondata su un cassone circolare di grandi dimensioni e il comportamento della stessa viene valutato sia nel campo dinamico delle piccole oscillazioni sia nel campo della risposta sismica ad eventi *strong motion*. I risultati mostrano che, in termini di sollecitazioni, il modello a base incastrata appare più conservativo, ma sottostima significativamente spostamenti e rotazioni, sia elastiche che residue.

## **1. Introduzione**

La corretta schematizzazione dei fenomeni di interazione terreno-struttura assume un ruolo determinante sia per la valutazione dello stato di salute e conservazione delle strutture da ponte, sia per la valutazione della risposta dinamica a seguito di eventi sismici di media e forte intensità. La maggior parte della progettazione delle strutture di fondazione dei ponti è sviluppata sotto l'ipotesi che gli elementi strutturali della sovrastruttura siano perfettamente incastrati a terra. Tuttavia è noto che sia la risposta statica che la risposta dinamica (a qualsiasi livello di deformazione) sono fortemente condizionate dai rapporti di rigidezza tra sovrastruttura, fondazione e terreno, nonché dai fenomeni dissipativi e dalle non linearità del problema. Nella presente nota si illustrano i principali risultati di una modellazione diretta e completa della risposta dinamica di una pila da ponte in direzione trasversale all'impalcato. Questo approccio viene confrontato con quello comunemente utilizzato nella progettazione classica, in cui una pila da ponte fondata su cassone profondo poggianti su uno strato di marna dalle buone caratteristiche meccaniche viene tipicamente modellato come incastrato alla base.

## **2. Caso studio**

Il caso studio scelto riguarda un viadotto del raccordo autostradale Perugia-Autostrada A1 nel comune

di Perugia, di cui sono note le caratteristiche strutturali e geotecniche. La documentazione utilizzata per la ricostruzione, sebbene parziale, della configurazione principale dell'opera risale alla fase di progettazione (1981) (Fig. 1). Il viadotto, con asse planimetrico curvilineo, consta di 9 campate con interasse delle pile pari a circa 19 m ed altezza media pari a 12 m. La struttura è costituita da impalcati a cassone in c.a.p. con appoggio a seggiola su pulvini in cemento armato. La pila scelta per gli approfondimenti oggetto della presente nota è a sezione piena pseudo-rettangolare di dimensioni 6 m x 2 m (direzione trasversale all'impalcato-direzione longitudinale) e di altezza pari a 12 m. Il peso proprio dell'impalcato (carichi permanenti strutturali e non strutturali) è pari a circa 4880 kN. Tale peso molto consistente, vista la luce ridotta delle campate, giustifica il ricorso a fondazioni del tipo profondo a cassone pieno.

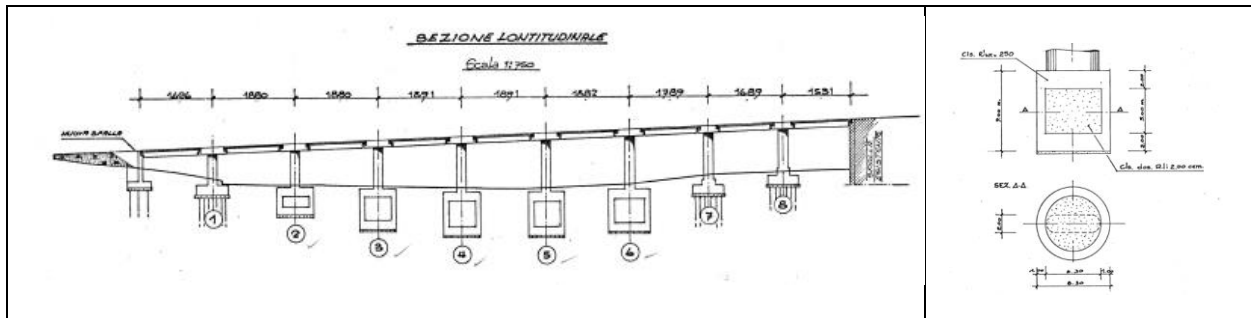


Fig 1. Schema caso studio – Estratto degli elaborati di progetto originali.

La Fig. 2 mostra la schematizzazione del problema, le caratteristiche geometriche della fondazione e il profilo stratigrafico. In Tab. 1 si riassumono le principali caratteristiche meccaniche.

### 3. Modellazione numerica

Sono stati sviluppati due modelli numerici tridimensionali ad elementi finiti, al fine di confrontarne i risultati. Un primo modello, realizzato per mezzo del software SAP2000, riguarda la sola pila a sezione rettangolare a base fissa (incastrata alla base); un secondo modello, realizzato per mezzo del software PLAXIS 3D, considera il sistema completo costituito da pila, fondazione, e volume di terreno sottostante. Con questi due modelli sono state condotte le seguenti analisi: **A)** Applicazione di un carico concentrato in testa alla pila (nella direzione di maggior rigidezza) e analisi delle oscillazioni libere del sistema strutturale per la determinazione del periodo proprio in regime di piccole deformazioni. **B)** Analisi dinamica al passo, lineare per il modello SAP e non lineare per il modello PLAXIS, a seguito dell'applicazione di un input accelerometrico nella direzione di maggior rigidezza della pila (direzione trasversale rispetto all'impalcato). Si noti che le non linearità sono interamente concentrate nel terreno (la pila da ponte è stata schematizzata come una trave a comportamento elastico lineare). Condurre le analisi nella direzione trasversale alla struttura da ponte ha permesso di trascurare ragionevolmente l'interazione tra pile successive (vista anche la luce ridotta delle campate).

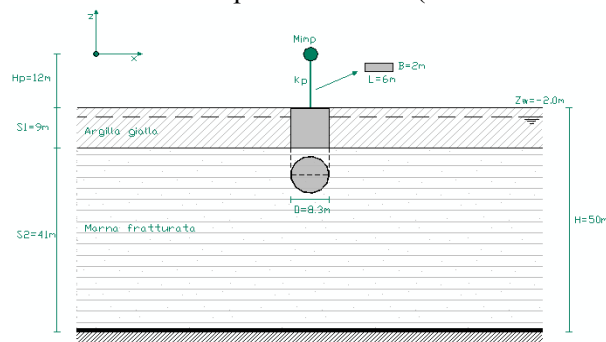


Fig 2. Schematizzazione del problema

Parametro	Simbolo	Argilla gialla	Marna fratturata	CLS	Unità
Modello costitutivo	-	HS-small	Mohr-Coulomb	Linear Elastic	-
Peso secco	$\gamma_s$	17	20	25/22	kN/m <sup>3</sup>
Peso saturo	$\gamma_{sat}$	20	22		kN/m <sup>3</sup>
Mod. sec	$E'^{ref}_{50}$	20	-		MPa
Mod. tan	$E'^{ref}_{oed}$	20	-		MPa
Mod. scarico/ricarico	$E'^{ref}_{ur}$	100	-		MPa
Modulo di Young	$E'$	-	1350	30000/25000	MPa
Coesione	$c'$	20	50	-	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	$\phi'$	25	28	-	°
Modulo di taglio iniz.	$G'^{ref}_0$	150	-	-	MPa
Livello di def. di taglio	$\gamma_{0.7}$	0.1E-3	-	-	-
Coeff. Poisson	$\nu'$	0.25	0.35	0.2	-
Smorz. Rayleigh	$\delta$	3%	5%	5%	-

Tab. 1. Parametri fisici e meccanici utilizzati nelle analisi FEM.

### 3.1 Modellazione con PLAXIS 3D

Per ragioni di spazio, ometteremo la descrizione del modello SAP2000 e ci concentreremo solo sul modello PLAXIS 3D. Il dominio in esame ha dimensioni  $x=100$  m  $y=100$  m e  $z=50$  m, in modo da ritenere che i contorni laterali non influenzino i risultati delle analisi. Il diametro del pozzo analizzato è pari a 8.3 m e i rapporti estensione del dominio/diametro del pozzo sono pari a  $x/D=12$  (seguendo Zaifarakos & Gerolymos, 2013). La discretizzazione del modello è stata effettuata mediante 28415 elementi tetraedrici a 10 nodi e 4 punti di Gauss con interpolazione del secondo ordine sugli spostamenti e del primo ordine delle pressioni interstiziali (Fig. 3). Sia i terreni di fondazione che il pozzo di fondazione sono stati modellati tramite elementi cluster (parametri meccanici in Tab. 1). Al contatto pozzo terreno sono stati inseriti elementi interfaccia che in prima istanza sono stati considerati con un legame pozzo/terreno circostante di tipo rigido. La dimensione massima degli elementi tridimensionali ha tenuto in conto del contenuto in frequenza dell'input (non significativo sopra i 10 Hz) al fine di evitare problematiche di distorsione numerica nella propagazione del segnale. La pila da ponte sia nel modello PLAXIS che SAP è stata schematizzata come un elemento *beam* del tipo trave di Timoshenko. L'impalcato è stato considerato come una massa attribuita ad un elemento *beam* molto corto (0.05 m) di peso proprio pari a 4880 kN. La pila, il cassone di fondazione e l'impalcato sono assimilati ad un mezzo visco-elastico lineare con rapporto di smorzamento  $\xi_s$  pari al 5% tipico delle strutture in calcestruzzo armato. I rapporti di smorzamento in fase sismica sono stati calibrati mediante una analisi preliminare lineare equivalente di propagazione del segnale dal *bedrock* in superficie tenendo conto sia della frequenza del deposito che delle frequenze del segnale in input mediante la procedura di Amorosi et al. (2010).

### 3.2 Caratteristiche dell'input sismico

L'input accelerometrico selezionato per le analisi dinamiche è stato estratto dal catalogo European Strong-Motion Database tramite il software REXEL (Iervolino et al., 2009). Ai fini della presente nota si presentano i risultati delle analisi dinamiche svolte con un unico input accelerometrico orizzontale registrato in affioramento che fa riferimento al terremoto del Friuli (ID 134y-Event 63) di magnitudo momento pari a 6.0 e distanza epicentrale pari a 14 km. La Figura 4 riporta il plot del segnale accelerometrico e lo spettro di risposta in pseudo-accelerazione al 5% di smorzamento. In Tab. 2 sono riassunte le caratteristiche principali del segnale scalato.

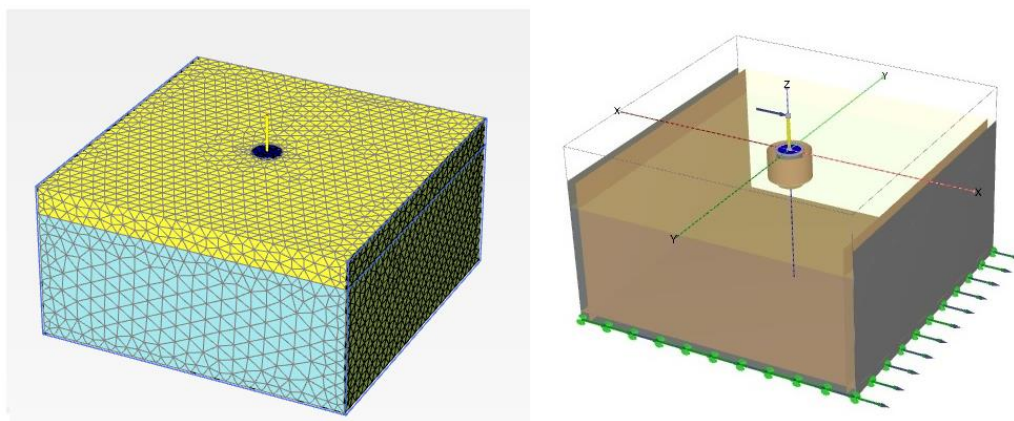


Figura 3. Modello PLAXIS 3D: a) discretizzazione del dominio; b) vista 3D

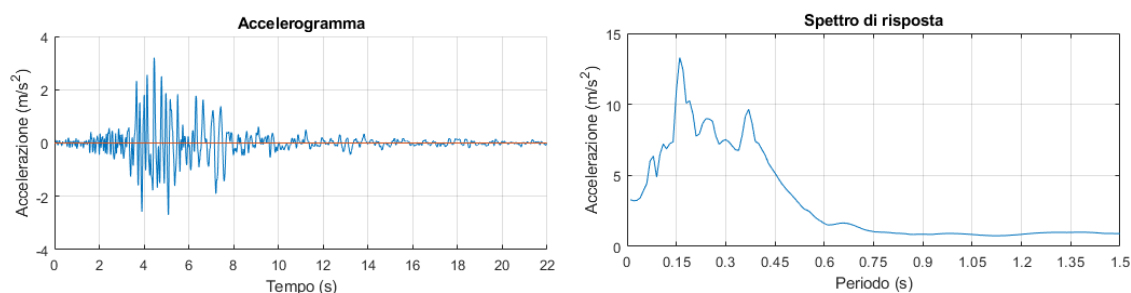


Figura 4. 00134y-Accelerogramma e spettro di risposta del terremoto Friuli (ID 134y-Event 63)

	ID	Fa	Durata (s)	Pga	Int.Arias (m/s)
#1	00134y	1.5	44.17	0.326	0.87

	ID	Frequenza picco (Hz)	Frequenza media (Hz)	Periodo medio (s)	Durata significativa (s)
#1	00134y	2.66	4.48	0.304	4.609

Tab. 2. Caratteristiche del segnale di input 00134y FA=1.5

### 3.3 Programma delle simulazioni

Entrambe le analisi condotte con il modello PLAXIS seguono le seguenti fasi:

- definizione dello stato tensionale efficace iniziale.
- attivazione del cassone di fondazione in condizioni drenate, e successivo annullamento degli eventuali spostamenti residui.
- attivazione della pila e dell'impalcato in condizioni drenate e annullamento degli eventuali spostamenti residui.

La prima analisi condotta con il modello PLAXIS è finalizzata alla valutazione delle oscillazioni libere della struttura a seguito dell'applicazione di un carico nella direzione di maggior rigidità della pila a livello dell'impalcato pari a 1000 kN, al fine di stimare il periodo proprio a piccole oscillazioni del sistema struttura-terreno. Parallelamente, è stato valutato il periodo nell'ipotesi di base incastrata della struttura con un'analisi modale tramite il modello SAP.

La seconda analisi condotta con il modello PLAXIS è finalizzata alla valutazione della risposta dinamica della struttura all'input sismico selezionato. L'analisi condotta è una analisi dinamica non lineare al passo risolto con integrazione diretta nel dominio tempo mediante il metodo di Newmark in termini di tensioni efficaci ed in condizioni drenate.

I risultati dell'analisi mediante il modello PLAXIS sono stati confrontati con quelli ottenuti mediante l'analisi dinamica al passo in campo elastico lineare con il modello SAP nell'ipotesi di base incastrata, risolta sempre mediante il metodo di Newmark. L'input accelerometrico utilizzato è il segnale sismico illustrato al Par. 3.2 propagato dal *bedrock* fino alla quota di intestazione del cassone di fondazione (-9 m dal p.c.). In analogia all'approccio utilizzato per il modello PLAXIS la propagazione del segnale è stata ottenuta mediante uno studio di risposta sismica locale non lineare del mezzo stratificato con lo stesso set di parametri geotecnici di cui al Par. 3.

#### 4. Risultati

La Fig. 5a mostra le *time-history* degli spostamenti relativi ottenute con i due diversi modelli (considerando o trascurando l'interazione terreno-struttura); mentre la Fig 5b mostra quella delle rotazioni subite dal pozzo. Le Fig. 6a,b, mostrano invece le *time-history* del momento flettente e del taglio alla base della pila ottenute con i due diversi modelli.

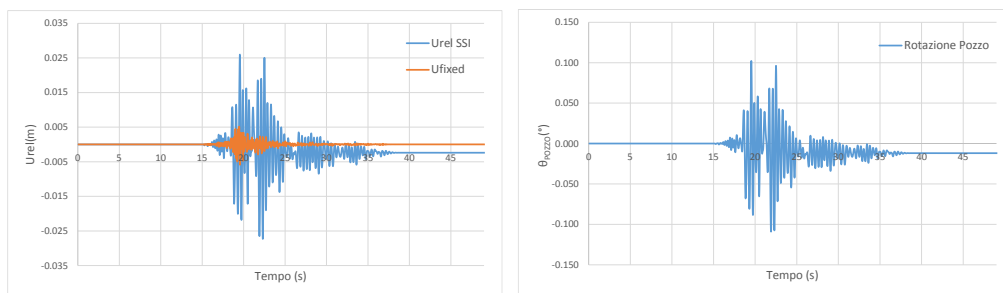


Fig 5. Confronto delle time history considerando il modello completo e il modello a base incastrata per: a) spostamenti relativi; e b) rotazioni.

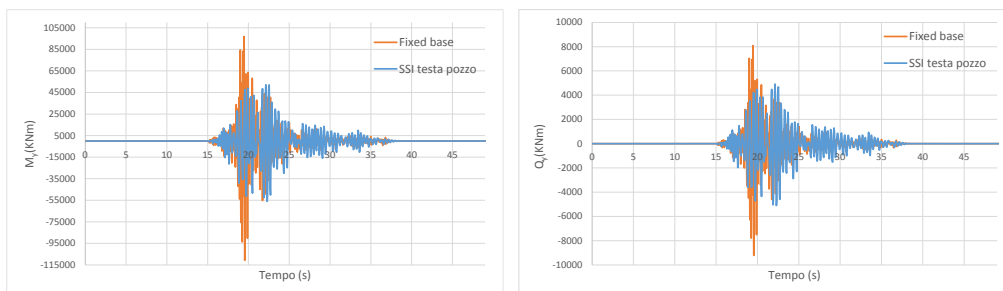


Fig 6. Confronto delle time history considerando il modello completo e il modello a base incastrata per: a) momento flettente e, b) sollecitazione a taglio alla base della pila

In Tab. 3 si riassumono i risultati principali ottenuti dalla modellazione dinamica completa con PLAXIS e nell'ipotesi di modello a base incastrata mediante SAP, in termini di: i) Periodo proprio del sistema nel campo delle piccole oscillazioni ( $T_{libere}$ ). Si noti che il valore del periodo del modello completo (in Tab. 3 indicato con SSI) è in perfetto accordo con le formulazioni semplificate proposte da Tsigginos et al. (2011) e con i risultati degli studi parametrici di De Angelis et al. (2017); ii) Periodo proprio del sistema in condizioni sismiche. ( $T_{sisma}$ ). Nel modello completo (in Tab. 3 indicato con SSI), il periodo proprio è stato stimato come il periodo in corrispondenza del massimo rapporto degli spettri di risposta in accelerazione al 5% di smorzamento valutati in sommità ed alla base della pila (Elia e Rouinia, 2013); iii) Spostamento massimo in testa alla pila ( $U_{maxtesta,pila}$ ) e in testa al pozzo ( $U_{maxtesta,pozzo}$ ), spostamento massimo relativo ( $U_{max,rel}$ ), rotazione massima del pozzo ( $\theta_{max,rel}$ ), spostamenti residui in testa alla pila e in testa al pozzo ( $U_{testapila,res}$  e  $U_{testapozzo,res}$ ); spostamenti relativi e rotazioni residue ( $U_{rel,res}$  e  $\theta_{res}$ ); iv) Momento flettente e sollecitazione di taglio massimi alla base della pila ( $M_{max}$  e  $V_{max}$ ). Si osserva come la differenza tra periodi propri della struttura in campo “statico” e

dinamico sia sostanziale quando si considera l'interazione terreno-struttura rispetto a quando si trascura (ipotesi a base fissa). Stessa considerazione vale per gli spostamenti relativi di picco, residui e per le sollecitazioni.

	$T_{libere}$ (s)	$T_{sisma}$ (s)	$U_{MAX\ TESTA\ PILA}$ (m)	$U_{MAX\ TESTA\ POZZO}$ (m)	$U_{MAX\ REL}$ (m)	$\theta_{max}$ (rad)
<b>SSI</b>	0.29	0.37	0.078	0.057	0.027	0.002
<b>BASE FISSA</b>	0.148	0.148	0.0059	0	0.0059	0
<b>RAPPORTO</b>	<b>1.96</b>	<b>2.50</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>4.58</b>	<b>/</b>

	$U_{TESTA\ PILA\ RES}$ (m)	$U_{TESTA\ POZZO\ RES}$ (m)	$U_{REL\ RES}$ (m)	$\theta_{RES}$ (rad)	$M_{max}$ (KNm)	$V_{max}$ (KN)
<b>SSI</b>	0.0046	0.0023	0.0024	0.0002	56053	5097
<b>BASE FISSA</b>	0	0	0	0	110621	9218
<b>RAPPORTO</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>0.51</b>	<b>0.55</b>

Tabella 3. Sintesi dei risultati ottenuti dalle analisi della struttura nelle due ipotesi di modello completo (PLAXIS-3D) e modello con base incastrata (SAP).

## 5. Discussione conclusiva

Il caso studio presentato in questa nota conferma l'importanza di tenere in debito conto gli effetti di interazione terreno struttura e mostra quale sia la distanza rispetto ad un approccio di progettazione classico (pur considerando degli effetti di risposta sismica locale).

I risultati sopra esposti mostrano come la risposta sia nel campo delle piccole oscillazioni che nel caso di eventi *strong motion* differisca in maniera sostanziale nei due approcci. Benchè in termini di sollecitazioni di picco il modello a base fissa appare sicuramente conservativo, esso sottostima in maniera determinante spostamenti, rotazione e deformazioni in generale, sia elastiche che residue. Per un ponte esistente questo significa trascurare tutte le vulnerabilità derivanti ad esempio dalla presenza di appoggi in neoprene o acciaio con capacità ridotta di escursione e assorbimento di spostamenti e rotazioni, nonché problematiche di accoppiamento su sistemi isolati piuttosto che lo sviluppo di effetti *P-Delta*. Un approccio a base fissa tende inoltre a mitigare molto gli effetti sull'impalcato derivanti dalla differente risposta dinamica di pile successive ad esempio per mere variazioni di condizioni di natura geotecnica e quindi di accoppiamento con le caratteristiche strutturali. Anche nel campo dell'identificazione dinamica delle strutture (analisi operativa), magari volto alla valutazione del danneggiamento, l'interazione terreno struttura risulta determinante per il confronto e l'interpretazione dei fenomeni in atto.

## Bibliografia

- Zafeirakos A., Gerolymos N. (2013). On the seismic response of under-designed caisson foundations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(5), 1337-1372.
- De Angelis A., Mucciacciaro M., Pecce M.R., Sica S. (2017). Influence of SSI on the stiffness of bridge systems founded on caissons. *J. Bridge Eng.* 22(8).
- Elia G., Rouinia M. (2013). Seismic Performance of Earth Embankment Using simple and advanced numerical approaches. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 139, 115-1129.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8. 339-362.
- Amorosi A., Boldini D., Elia G. (2010). Parametric study on seismic ground response by finite element modelling. *Computer and Geotechnics*, 37, 515-528.
- SAP2000 [Computer software]. Computers & Structures ., Inc., Walnut Creek, CA.
- Plaxis 3D Foundation [Computer software]. Bentley, 2000.