



Ponte Don Acciai - Un sostanziale intervento di ripristino progettato con la nuova tecnologia BIM

Prof. Ing. Donatella Mascia

Dott. Ing. Gaspare Cascino

Dott. Ing. Diego Massa

Dott. Ing. Gian Luigi Gatti

Dott. Geol. Luca Maldotti

Dott. Ing. Elisa Spallarossa

Sommario

Viene qui presentata la soluzione progettuale relativa alla messa in sicurezza del Ponte Don Acciai, ubicato a Genova, nella località denominata "Lagaccio", consistente nella demolizione e ricostruzione della parte centrale dell'opera.

Il ponte Don Acciai, la cui realizzazione risale all'anno 1975, è costituito da 5 campate con schema a travi Gerber ed è interamente realizzato in calcestruzzo armato. Esso è ubicato all'interno del sedime dell'ex lago del Lagaccio ed è fondato su micropali, all'interno di un'area interessata da ricoprimenti di materiale di riporto.

A causa di ulteriori riempimenti di materiale sciolto che, successivamente alla realizzazione, si sono succeduti negli anni, e del conseguente aggravio dei carichi sulle fondazioni indirette, si sono manifestati cedimenti differenziali che hanno gravemente compromesso la porzione centrale dell'opera, nella zona compresa tra le due selle Gerber.

La parte di nuova costruzione, prevede, in sostituzione della seconda e terza pila, un'unica pila centrale, dotata di sbalzi su cui ritrovano appoggio le bielle.

La progettazione è stata sviluppata con metodologia digitale a partire dal rilievo fino all'allestimento di cantiere.



Figura 1: Vista 3D del Ponte Don Acciai estratta da google maps

1 INDAGINI E MONITORAGGI

Il Ponte Don Acciai è interessato da uno stato deformativo visibile ad occhio nudo, dovuto ad un abbassamento e ad una rotazione della seconda e della terza pila lato ponente.

La struttura era da tempo sotto osservazione e, a partire dall'anno 2012, erano in corso monitoraggi sia topografici, sia inclinometri in foro e di superficie, in grado di seguire da vicino l'evolvere del degrado. Le risultanze delle misure più recenti, datate luglio 2018, hanno portato alla necessità di tempestiva chiusura al transito.

I risultati dei monitoraggi avevano infatti evidenziato che il fenomeno dei cedimenti delle fondazioni delle pile n° 2 e n° 3 era in atto, e che esso si manifestava con componenti in direzione verticale z, longitudinale x e trasversale y provocando la rotazione delle pile stesse, e conseguentemente dell'impalcato.



Figura 2: Vista dell'impalcato con evidenza degli effetti del cedimento fondazionale

2 ATTIVITÀ PROPEDEUTICHE ALLA PROGETTAZIONE

In fase di progettazione definitiva, venivano condotte una serie di indagini integrative di tipo geologico-geotecnico sul terreno di fondazione, dalle quali emergeva con evidenza una situazione ben più gravosa di quella su cui si era basato il progetto preliminare, redatto alcuni anni prima.

Le mutate condizioni ambientali e il conseguente aggravamento della situazione statica del manufatto richiedevano di abbandonare la soluzione prospettata nel progetto preliminare e di ricercare tra le alternative possibili, la migliore scelta progettuale sia dal punto di vista tecnico, sia dal punto di vista economico e di cantierabilità. La prima difficoltà insita nella ricerca della migliore soluzione era rappresentata proprio dalla coltre di riempimento caratterizzata, in alcuni punti, da uno spessore di oltre 12 metri e la cui rimozione avrebbe richiesto onerose movimentazioni di terre, significativi sostegni provvisori e conseguenti interventi di smaltimento e/o risistemazione. Inoltre la presenza, in prossimità della seconda pila lato ponente, di una tombinatura di dimensioni significative, adiacente ai micropali esistenti, costituiva un elemento fortemente condizionante nello sviluppo del progetto del ponte. La situazione era ulteriormente aggravata dalla condizione di degrado strutturale riscontrata sulla tombinatura.

Un altro aspetto delicato e condizionante nella scelta era costituito dalla difficoltà di accessibilità del cantiere, da posizionarsi a monte dell'infrastruttura, in una zona fortemente urbanizzata, con vie d'accesso a carreggiata ristretta e con un punto singolare rappresentato da un sottopasso ferroviario di limitata altezza.

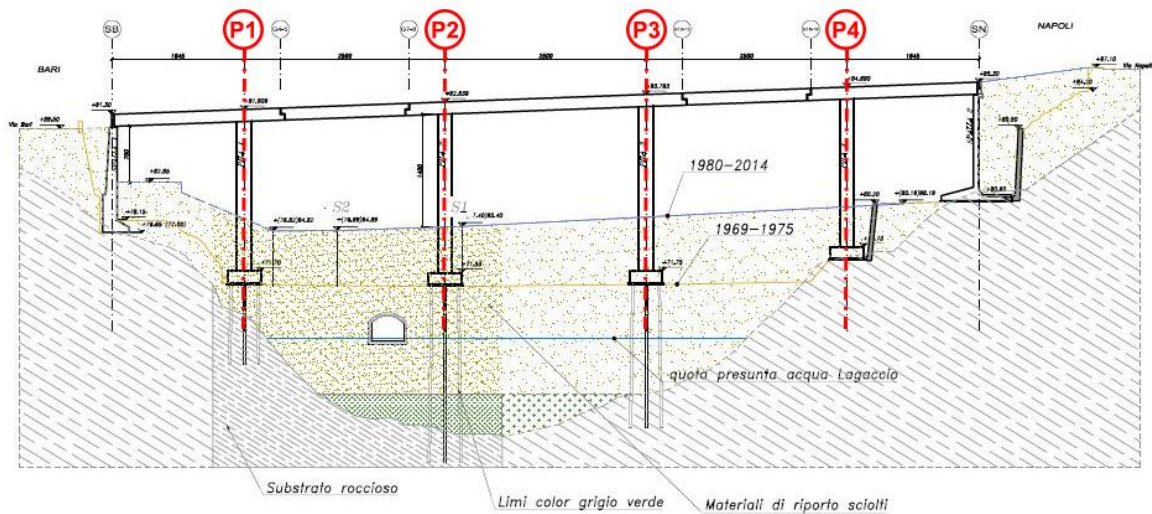


Figura 3: Prospetto longitudinale con rappresentazione delle coltri di riempimento ed evidenziazione della tominatura in adiacenza alla seconda pila

Attraverso analisi visive, accompagnate da un'indagine fotografica e da un rilievo aerofotogrammetrico eseguito con drone, sono state acquisite le informazioni sullo stato effettivo del manufatto. È così emerso che le pile centrali (n° 2 e n° 3) presentavano fessurazioni giustificabili con una elevata sollecitazione flessionale nel piano di minor rigidezza. L'osservazione delle fessure con giacitura a 45° sulla pila 3 denotava la presenza di fenomeni torsionali in sommità della pila stessa.



Figura 4: nuvola di punti

I movimenti subiti dall'impalcato erano resi evidenti dall'apertura dei giunti, i cui lembi risultavano in contatto nella campata di completamento fra le pile 1 e 2, mentre essi presentavano significativi distacchi in corrispondenza del giunto fra le pile 3 e 4.



Per interpretare la reale situazione deformativa-fessurativa osservata, a partire dagli elaborati originali relativi al progetto (datato 1973 a firma ing. Morando e ing. Villaggio), fu sviluppato un modello FEM con l'impiego del software Midas Civil.

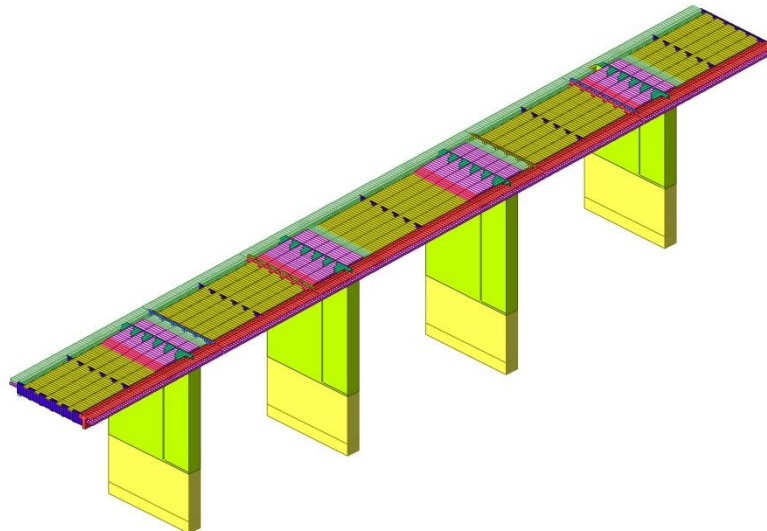


Figura 5: Modello FEM ponte esistente

Su tale modello sono stati applicati, alla base delle pile, i cedimenti massimi rilevati, confrontando e verificando le deformazioni presenti sul manufatto con quelli del modello FEM e stimandone gli stati di sollecitazione conseguenti, che risultarono inaccettabili.

Tramite la procedura sopra descritta è stata trovata conferma che gli interventi considerati nel progetto preliminare non risultavano più idonei e che si configurava l'esigenza di procedere con nuove elaborazioni.

2.1 Possibili soluzioni

Le soluzioni alternative esaminate preliminarmente hanno riguardato sia l'ipotesi di ripristino della struttura esistente, sia quella della demolizione completa con sostituzione integrale del ponte. A tal fine sono state prese in esame e messe a confronto due soluzioni alternative:





- recupero della struttura esistente
- realizzazione di nuova opera a due campate con pila centrale

La soluzione a campata unica fu scartata perché troppo onerosa sia in termini economici, sia operativamente per quanto concerneva la sua realizzabilità, tenuto conto dei vincoli di accessibilità al cantiere.



2.1.1 Recupero della struttura esistente con interventi di rinforzo fondazionali e sull'impalcato

Gli interventi che sarebbero risultati indispensabili per soddisfare i requisiti di sicurezza di cui al capitolo 8 della NTC2008 comprendono:

- sostituzione parziale dell'impalcato 
- sostituzione delle relative selle di appoggio 
- incamiciature delle pile centrali (pila 2 e pila 3) 
- realizzazione di nuove fondazioni su pali di grande diametro 

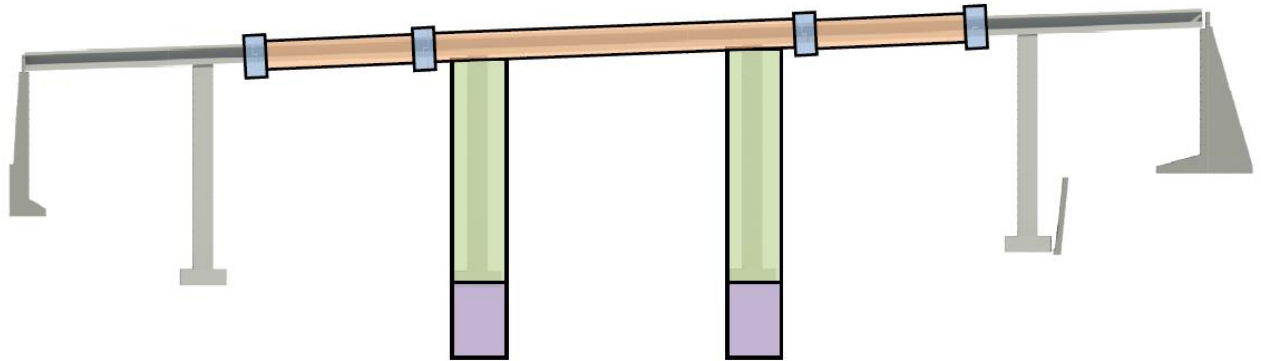


Figura 6: Schema relativo alla prima proposta progettuale

Tale soluzione lascerebbe comunque irrisolti i problemi connessi con la movimentazione terre e con le possibili interferenze con l'adiacente tombinatura.

2.1.2 Realizzazione di una nuova opera

La soluzione presa in esame è una struttura a due campate con trave continua e appoggio intermedio. Lo schema prescelto consentirebbe di contenere i costi e di limitare le opere di fondazione, in modo da non modificare, se non in modo minimale, la conformazione attuale del terreno.



Figura 7: Tipologico relativo alla seconda soluzione proposta

L'impalcato, costituito da travi in acciaio ad anima piena e soletta collaborante in calcestruzzo, ha una larghezza pari a 10m (due corsie di 3.5m e due marciapiedi di 1.5m).

L'intervento prevederebbe:

- realizzazione ex-novo delle spalle, compatibili con i carichi dovuti al nuovo schema statico;
- realizzazione di una pila centrale in c.a. avente altezza libera pari a circa 10m, fondata su pali di grosso diametro intestati sul substrato roccioso posto a circa 30m di profondità.

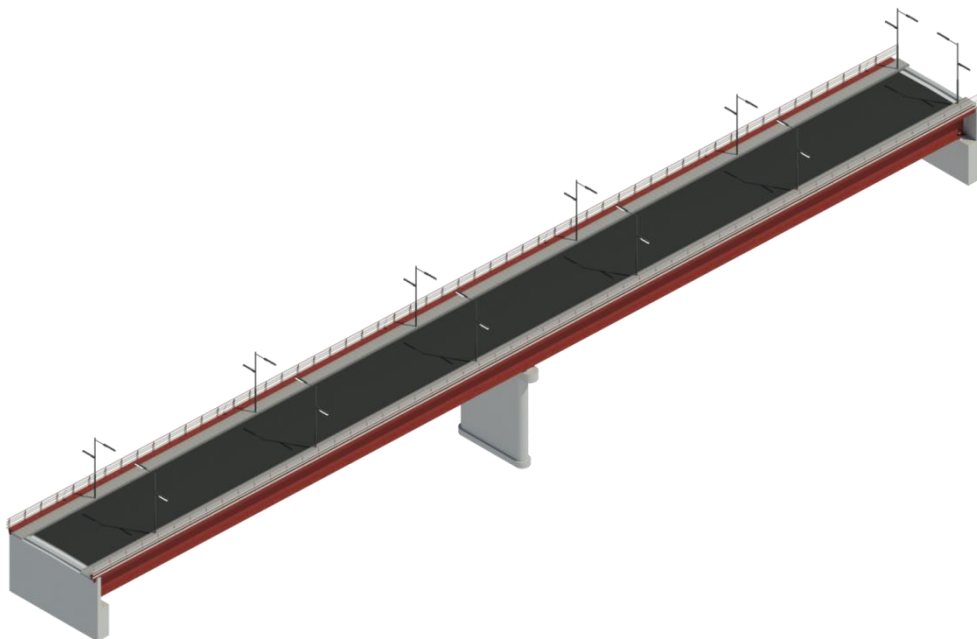


Figura 8: Modello BIM della seconda proposta progettuale, vista assonometrica

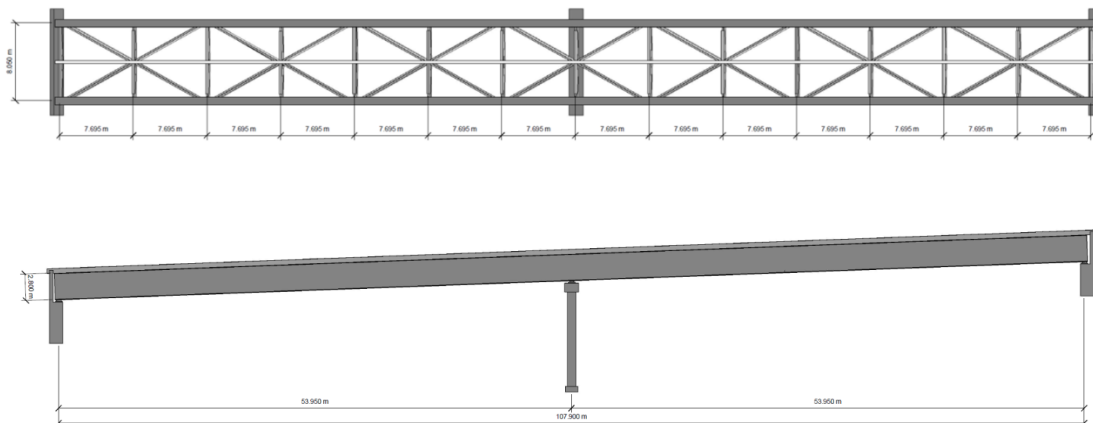


Figura 9: Modello BIM della seconda proposta progettuale, pianta e sezioni della struttura

La soluzione di ricostruzione totale offrirebbe alcuni vantaggi rilevanti, quali l'eliminazione dei fattori di incertezza relativi agli interventi di consolidamento delle fondazioni e in particolare le interferenze con la tombinatura esistente.

La necessità tuttavia di dover intervenire con significativi rinforzi delle spalle avrebbe comportato l'interruzione per periodi significativi della viabilità locale sulla strada esistente, posta al di sotto della prima campata.

2.2 Soluzione adottata

Le soluzioni sopra illustrate contenevano elementi non completamente risolti in termini di complessità esecutive, esigenze di cantierizzazione, tempi di esecuzione, ecc... Esse risultavano peraltro troppo onerose in termini economici, rispetto alle somme stanziare dalla Committenza. Si è quindi ricercata una soluzione che potesse compendiare i vari aspetti e costituire una via di mezzo tra le due alternative della riparazione e della ricostruzione, conseguendone il giusto compromesso.

La soluzione prescelta consiste nella demolizione e ricostruzione della sola porzione centrale del ponte, significativamente compromessa in termini di sollecitazioni e fessurazioni e quindi non più recuperabile. La parte da sostituire comprendente il telaio iperstatico costituito da Pila 2, Pila 3 e impalcato tra esse compreso, oltre agli sbalzi. Vengono invece mantenute le due ali laterali del ponte e i due impalcati (bielle) tra le selle Gerber.

La porzione centrale, di cui è prevista la demolizione, sarà sostituita da una pila unica, dotata di sbalzi, destinati a sostenere le bielle, smontate e rimontate. Le fondazioni della pila sono costituite da pali di grande diametro che attraversano la coltre di riempimento e si ancorano nella roccia posta ad una profondità di circa 30 m dal piano di campagna.



I principali vantaggi della soluzione progettuale adottata possono essere così enumerati:

- eliminazione delle parti della struttura dell'impalcato e delle pile che dalle analisi risultano collassate;
- eliminazione delle interferenze con la tombinatura, che risulta sufficientemente lontana dalla zona di intervento;
- rimozione delle incertezze di carattere fondazionale e strutturale, che necessariamente si sarebbero incontrate nell'intervenire sulle parti non visibili delle pile;
- risoluzione del problema della deformazione permanente sull'impalcato, che la parte visibilmente deformata viene demolita e ricostruita;
- recupero delle parti sane dell'impalcato, con conseguente riduzione dei costi di intervento;
- minimizzazione di movimentazione terre e opere provvisoriale e abbattimento dei relativi costi; la movimentazione delle terre si limita infatti al solo strato superficiale della zona su cui è ubicata la fondazione della nuova pila;
- minimizzazione delle demolizioni: per le pile esistenti la demolizione prevede solo le parti fuori terra;
- recupero completo delle porzioni di impalcato costituenti le bielle;
- programmazione certa delle lavorazioni e conseguente organizzazione di cantiere;
- rapidità di esecuzione.

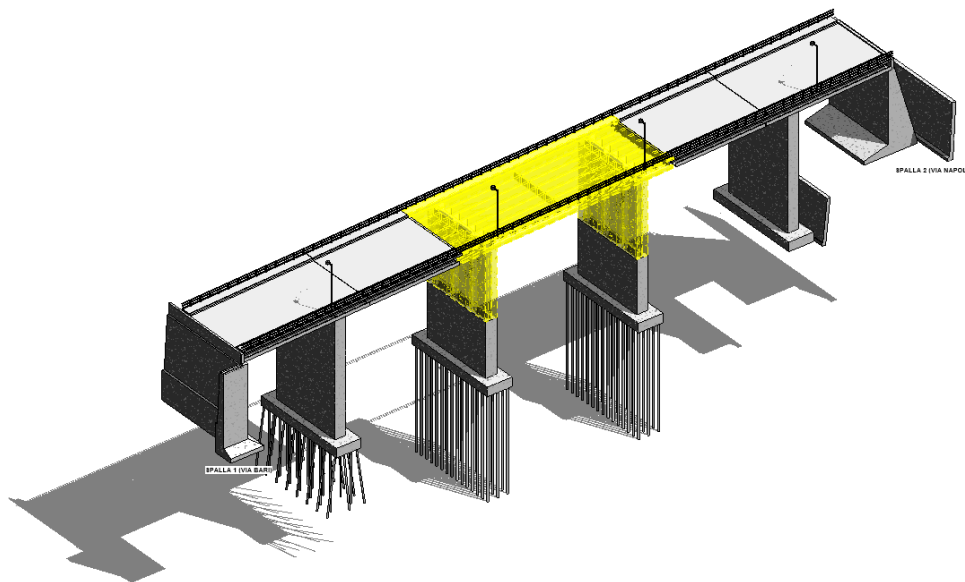


Figura 10: Modello BIM con indicazione delle parti da demolire

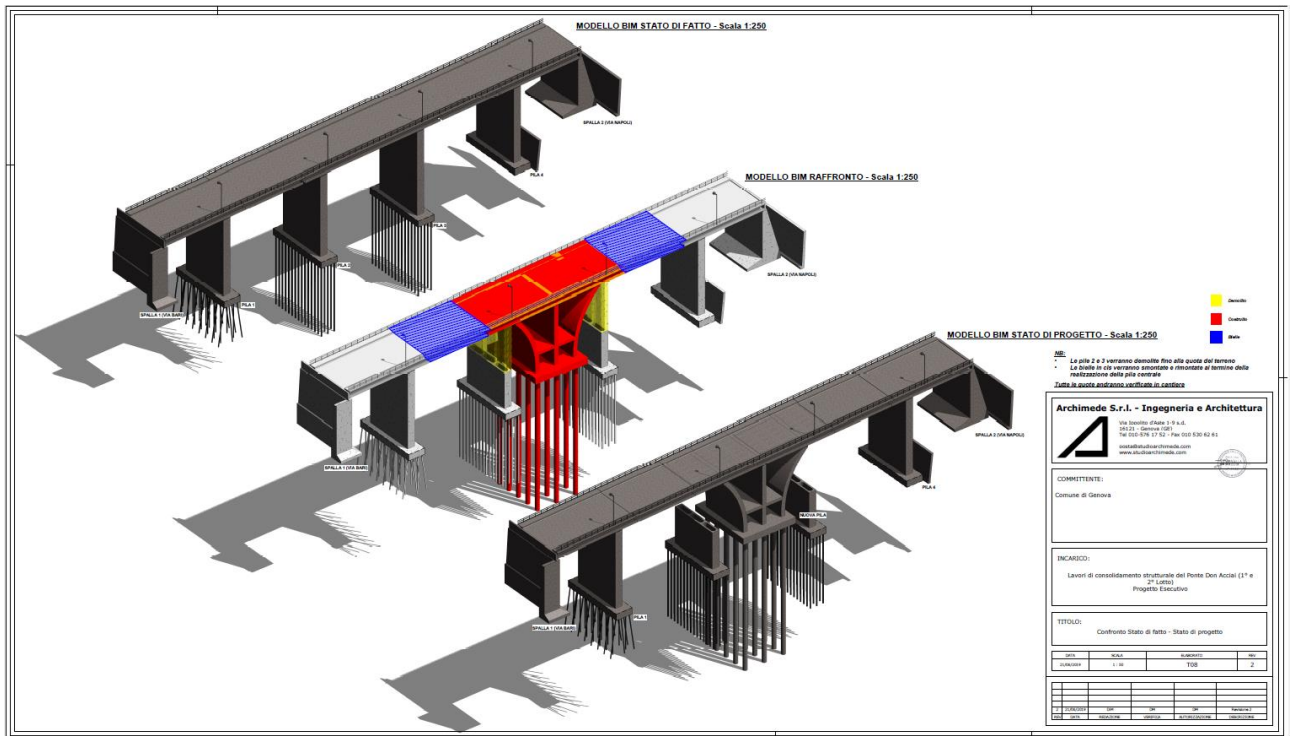


Figura 11: Tavola del confronto Stato di Fatto - Stato di Progetto



3 Metodologia di progettazione

A partire dagli elaborati del progetto originale, per le porzioni non oggetto di demolizione, è stato formulato il modello tridimensionale completo dell'opera, introducendo le parti di nuova realizzazione. Tale modello è stato creato mediante tecnologia Bim (building information modeling) utilizzando il codice di modellazione Revit di Autodesk. Con tale procedura metodologica è stato prodotto il modello parametrico tridimensionale dell'opera completa, costituita da elementi cui vengono associati i parametri di interesse.



Figura 12: Modellazione BIM di progetto, vista assonometrica

A partire dalla geometria così messa a punto è stato sviluppato il modello FEM per lo sviluppo delle analisi numeriche.

Le caratteristiche dell'opera sono:

- Vita nominale (VN) 100 anni;
- Classe d'uso IV (Coefficiente d'uso $C_u = 2.0$)

da cui deriva un periodo di riferimento V_R di 200 anni.

3.1 Caratteristiche dei materiali

Per la progettazione dell'opera in elevazione si è ritenuto, ai fini della durabilità in relazione alla vita prevista di adottare per il calcestruzzo la classe C32/40, con classe di esposizione XS1, ambiente aggressivo per esposizione a nebbia salina (rif. UNI EN 206-1).

Le tabelle 1 e 2 contengono le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati.

**Tabella 1: Proprietà meccaniche calcestruzzo C32/40**

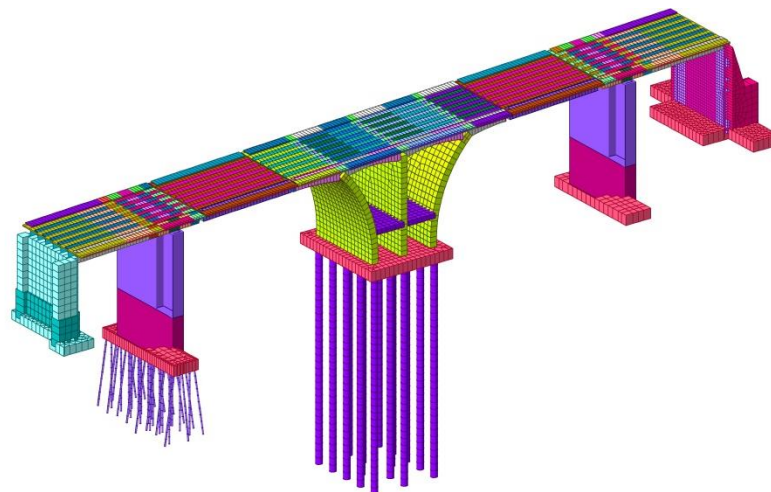
C32/40	
fck	32 Mpa
Rck	40 MPa
E	33345 MPa
v	0.2
ρ	2500 kg/m ³

Tabella 2: Proprietà meccaniche acciaio per barre di armatura B450C

B450C	
f _{yk}	450 MPa
f _{tk}	540 MPa

3.2 Modellazione di calcolo

Il modello di calcolo FEM utilizzato, illustrato in Figura 13, è stato formulato in modo da analizzare la struttura sia durante le varie fasi di realizzazione, sia finali ad opera completamente realizzata.

**Figura 13: Modello di calcolo FEM**

L'interazione suolo struttura, sia per le spalle e la pila con fondazioni dirette, sia della pila su micropali originale e della nuova pila centrale su pali di grande diametro è stato simulato con vincoli elasticamente cedevoli alla Winkler. Per quanto riguarda i pali le rigidità sono state



fatte variare in funzione della profondità, per tenere conto dell'effettiva stratigrafia del terreno risultante dalle indagini geologiche e dai carotaggi.

Per le sole combinazioni sismiche è stato sviluppato un calcolo aggiuntivo, a favore di sicurezza, considerando l'ipotesi che il terreno costituisca un vincolo rigido.

Le diverse fasi di esecuzione ritenute significative per le analisi delle sollecitazioni in corso d'opera e i relativi tempi necessari per l'esecuzione sono indicate in tabella 3.

Tabella 3: Fasi costruttive di calcolo

Name	Duration [days]	Date [day]	N° Step
FASE1-Fondazioni	60	60	10
FASE2-Platea	28	88	5
FASE3-Pila parte 1	15	103	4
FASE4-Pila parte 2	25	128	7
FASE5-Impalcato	28	156	9
FASE6-Tampone	1	157	0
FASE7-Rimozione puntelli	30	187	6
FASE8-Esercizio	10000	10187	29

Per tenere conto del grado di maturazione del calcestruzzo è stata assunta la legge di legame costitutivo proposta da CEB-FIP (2010), nella quale la dipendenza dal tempo del modulo elastico è funzione dei seguenti fattori:

- caratteristiche di resistenza del cls
- tipologia di inerte
- tipologia di cemento
- condizioni di umidità ambientale di maturazione

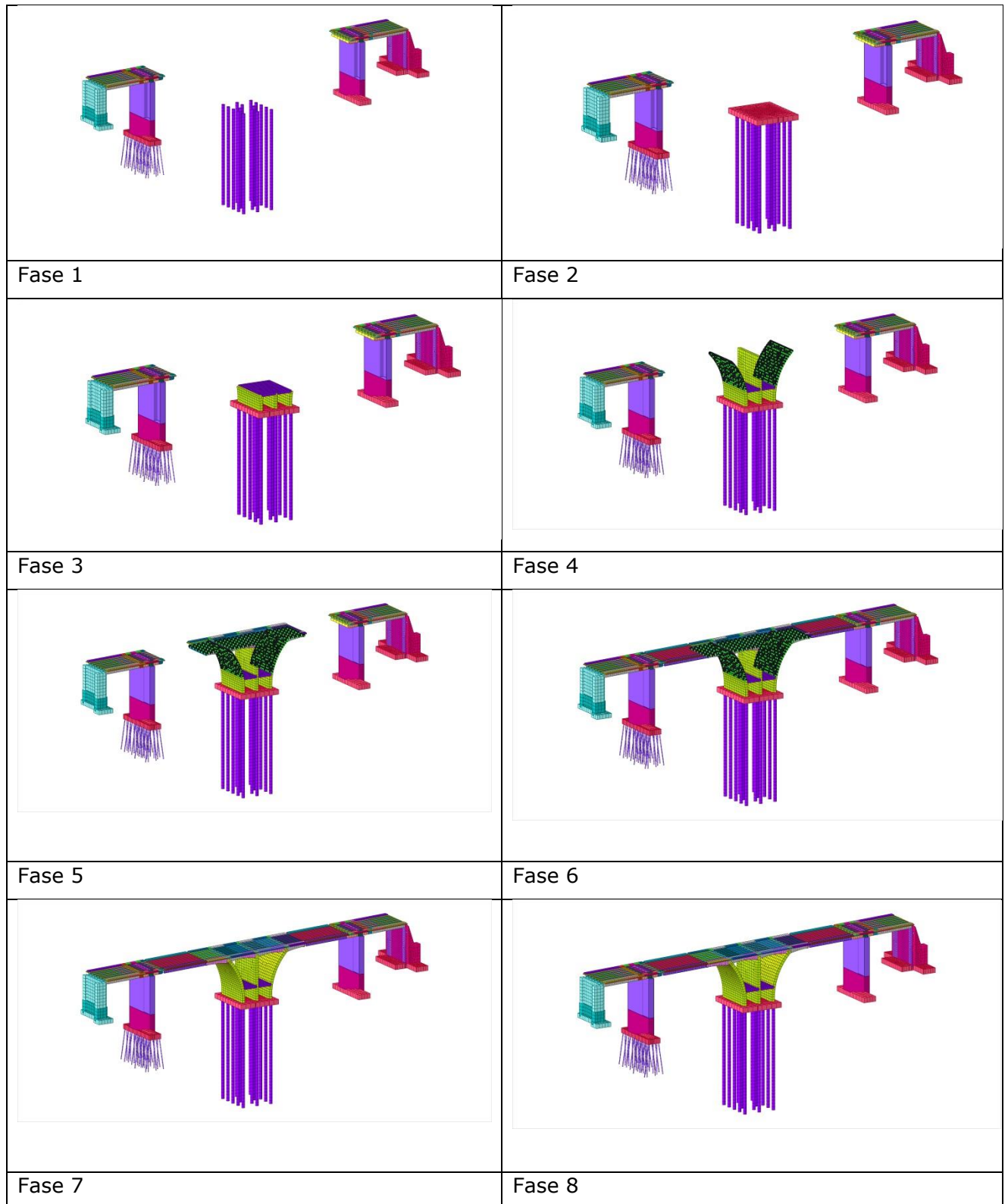


Figura 14: Modello di calcolo FEM, fasi costruttive

Durante le analisi che caratterizzano le fasi costruttive, nel modello sono stati introdotti vincoli rigidi, a simulare gli effetti dei puntellamenti provvisori (fase 4) e (fase 5). Si è quindi via via



aggiornato lo schema statico, in funzione dell'avanzamento dei lavori e delle opere provvisorie di sostegno corrispondenti.

Sul modello completo, contenente le sollecitazioni "congelate" dovute alle sopra dette fasi costruttive, sono stati applicati i carichi previsti dalla normativa NTC 2018.

Sono state così considerate:

- 80 combinazioni per le fasi costruttive
- 818 combinazioni per gli SLU
- 414 combinazioni per gli SLE combinazione rara
- 14 combinazioni per gli SLE combinazione frequente
- 8 combinazioni per gli SLE quasi permanente
- 32 combinazioni per gli SLV
- 32 combinazioni per gli SLD
- 32 combinazioni per gli SLO

Per rientrare nelle limitazioni imposte dal software sul numero massimo di combinazioni di carico consentito le analisi sono state condotte su due modelli gemelli, separando le combinazioni in due gruppi, rispettivamente senza e con fenomeni a lungo termine. Complessivamente sono state considerate n° 1430 combinazioni.

3.3 Frequenze proprie

L'analisi modale, condotta con il metodo di Lanczos, ha analizzato i primi 100 modi di vibrare della struttura.

La massa partecipante¹ dell'85%, conforme alle prescrizioni della normativa, è stata raggiunta con i primi 89 modi di vibrare per la direzione X e nei primi 100 per la direzione Y.

La combinazione dei singoli modi di vibrare viene eseguita con il metodo CQC (Combinazione Quadratica Completa).

Nelle immagini seguenti sono rappresentati i principali modi di vibrare in direzione longitudinale e trasversale.

¹ NTC 2018 par. 7.3.3.1

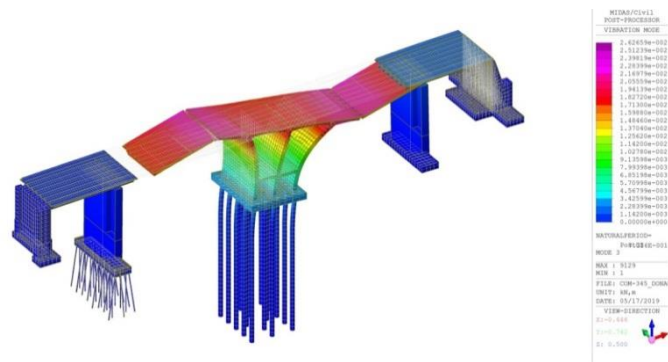


Figura 15: Modo di vibrare Principale per la direzione X: Freq. = 1,365.

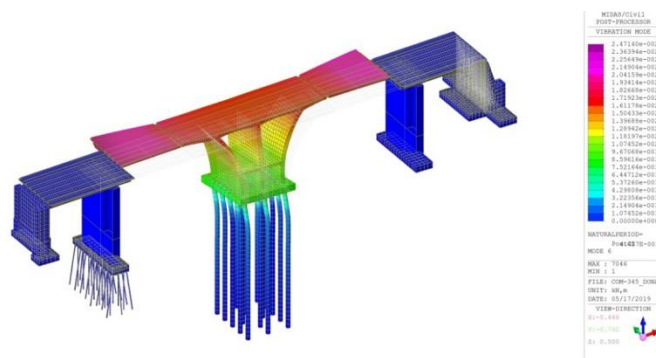


Figura 16: Modo di vibrare Principale per la direzione Y: Freq. = 2,263.

3.4 Risultati delle analisi

Le analisi sono state condotte nei confronti di:

- Azioni statiche:
 - CS (fasi costruttive)
 - SLU (stati limite ultimo)
 - SLE (stati limite di esercizio)
- Sisma
 - SLV (stati limite di salvaguardia della vita)
 - SLD (stati limite di danno)
 - SLO (stati limite di operatività)

Per le verifiche si sono considerati gli involuipi delle caratteristiche di sollecitazione; a titolo esemplificativo si riportano di seguito le immagini di alcuni involuipi per le combinazioni di carico maggiormente significative, con riferimento sia alle pile sia all'impalcato:

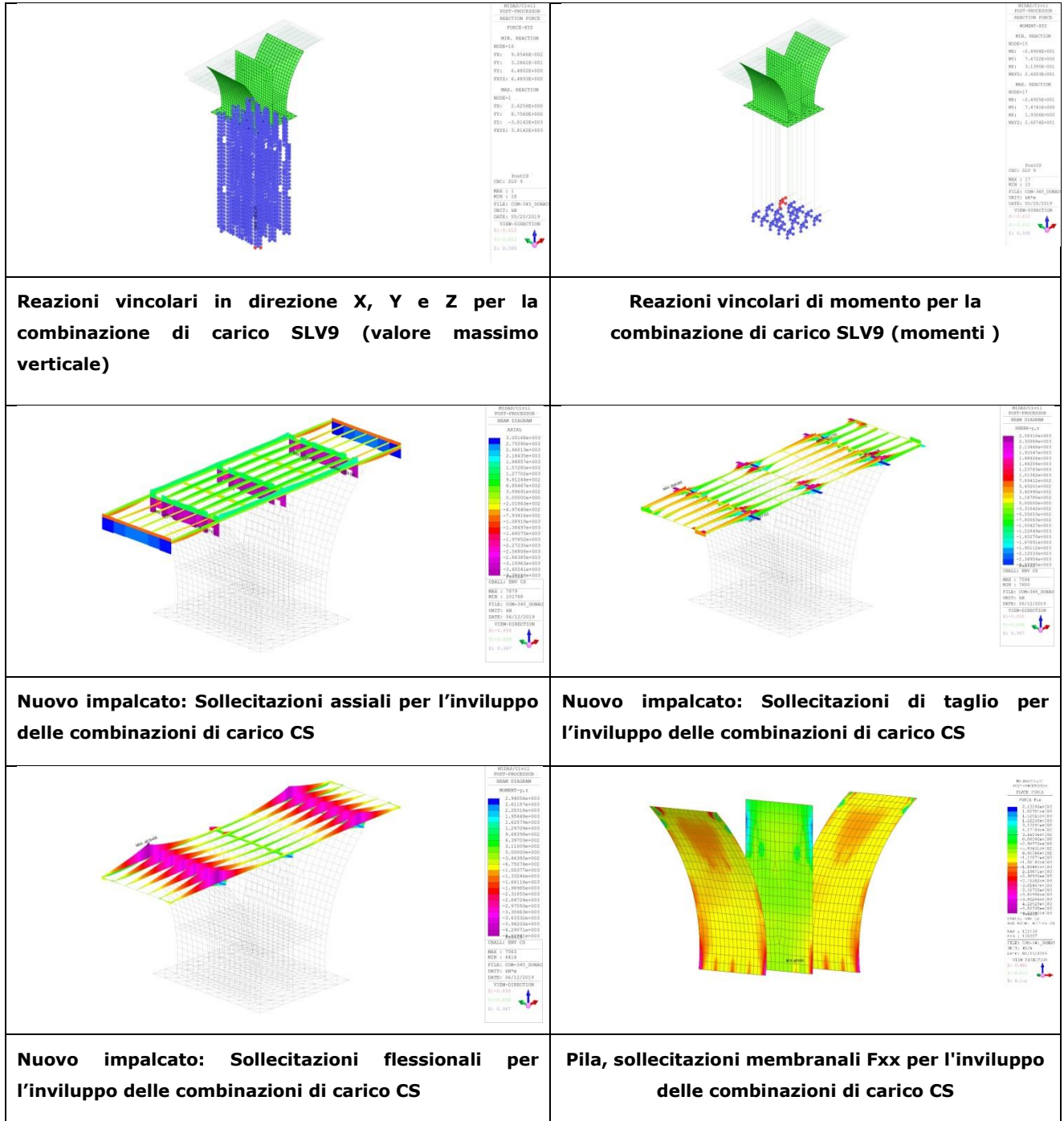


Figura 17: Alcuni risultati di involucro delle sollecitazioni massime

3.5 Nuova fondazione su pali

Per evitare movimentazioni di terre, proibitive sia in termini di costi, che di esecuzione, si è ritenuto di impostare la nuova fondazione a quota del livello del riempimento attuale. La nuova fondazione si trova quindi ad insistere su di un terreno fondamentalmente costituito da quattro



strati con caratteristiche differenti, di cui si è tenuto conto nelle elaborazioni di calcolo, attraverso i parametri riportati in tabella 4.

Tabella 4: Parametri relativi agli strati del terreno in corrispondenza della nuova fondazione

Livello	γ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c (kPa)	φ (°)	σ_c (MPa)	E (MPa)
Riporti	2,1	2,3	0	29,6	-	-	-	18,9
Limi (depositi lacustri)	1,8	2,0	10	26	-	-	-	-
Cappellaccio di alterazione del substrato roccioso	2,5	-	-	-	80	30	-	-
Substrato roccioso fratturato	2,6	-	-	-	150	33	38,4	-

Nel modello di calcolo, ai fini delle verifiche geotecniche, il terreno di fondazione è stato così suddiviso:

- Dal piano di campagna a - 15.00 m di profondità: terreno di riporto;
- Da - 15.00 m a - 30.00 m di profondità: terreno limoso
- Da - 30.00 m: substrato roccioso.

La resistenza a compressione del substrato roccioso è stata ottenuta come valore mediato dai risultati sperimentali di compressione uniassiale riportati in tabella 5.

Tabella 5: Resistenza a compressione su campioni

RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE UNIASSIALE SU ROCCIA (A.S.T.M. D7012-10 METODO D)	
	<i>Resistenza alla compressione uniassiale (MPa)</i>
S6-CL1	<u>20,51</u>
S6-CL2	<u>26,67</u>
S7-CL1	<u>34,76</u>
S7-CL2	<u>32,86</u>
S8-CL1	<u>45,62</u>
S8-CL2	<u>69,75</u>

Le fondazioni della nuova pila sono costituite da 16 pali di diametro 1000 mm, infissi in roccia per almeno 2 m. Il 17° palo è stato predisposto per la prova ai fini del collaudo.



A favore di sicurezza, come suggerito in letteratura, la resistenza di calcolo viene assunta pari al 35% del valore medio; si assume quindi nel calcolo il valore di 13 MPa.

Il calcolo del palo isolato è stato effettuato utilizzando il software IS PALIFICATE della DOLMEN. Nel condurre le verifiche si è tenuto conto della riduzione di portata dovuta al comportamento in "gruppo" di tali elementi.

Nella modellazione FEM completa, comprendente strutture in elevazione e fondazioni, i pali sono stati modellati come elementi beam vincolati orizzontalmente con molle a rigidità variabile ad un interasse di 1.00 m.

La resistenza del terreno ai carichi orizzontali, è stata determinata attraverso il metodo di Broms secondo il quale la pressione ammissibile è pari a tre volte la resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine.

A favore di sicurezza è stata considerata, quale superficie di applicazione della spinta passiva, un'area di larghezza pari al diametro del palo. Le condizioni più gravose si verificano in presenza di sisma.

Per verificare che in caso di sisma non vi sia interazione del sistema terreno-strutture e che non si manifestino fenomeni di doppia risonanza tra terreno e strutture, le frequenze proprie della struttura sono messe a confronto con le risultanze della prova HSRV.

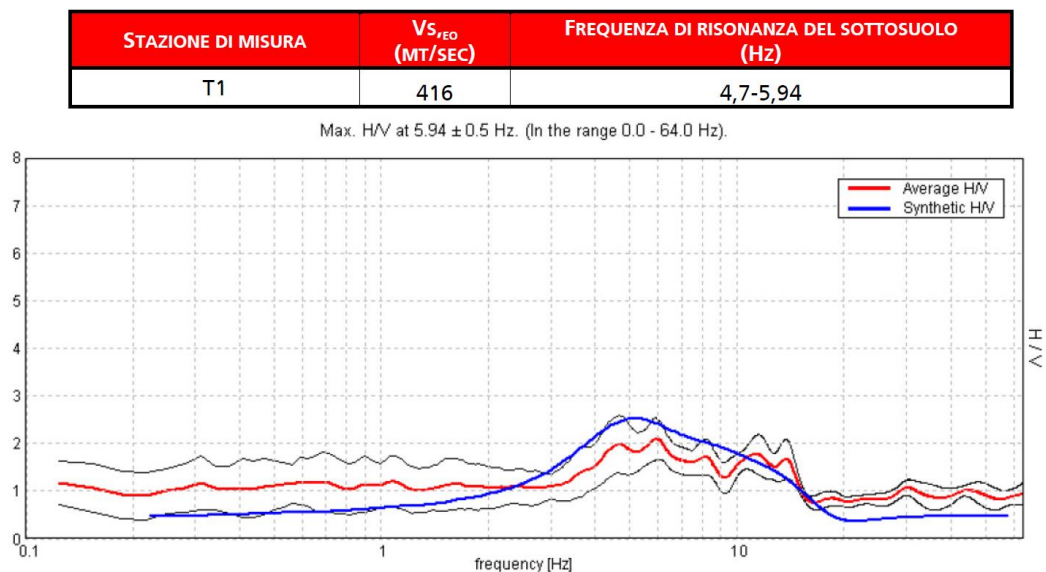


Figura 18: Risultati della prova HSRV

Le frequenze dei principali modi di vibrare con le relative masse partecipanti della struttura risultano tutte al di fuori del range **4.70 ÷ 5.94 Hz**, che rappresenta l'intervallo critico per il terreno; in tale dominio è presente un solo modo principale, cui è associata una massa partecipante pari al 2.9%.

Il confronto eseguito ha permesso di verificare l'assenza di fenomeni di risonanza tra terreno e struttura.



Le analisi sui pali, lunghi 32 m, armati con barre 18Φ24 e staffe Φ12/20, sono state condotte in condizioni SLU e SLV. Nella figura 18 si riportano i diagrammi involuppo per le diverse combinazioni considerate.

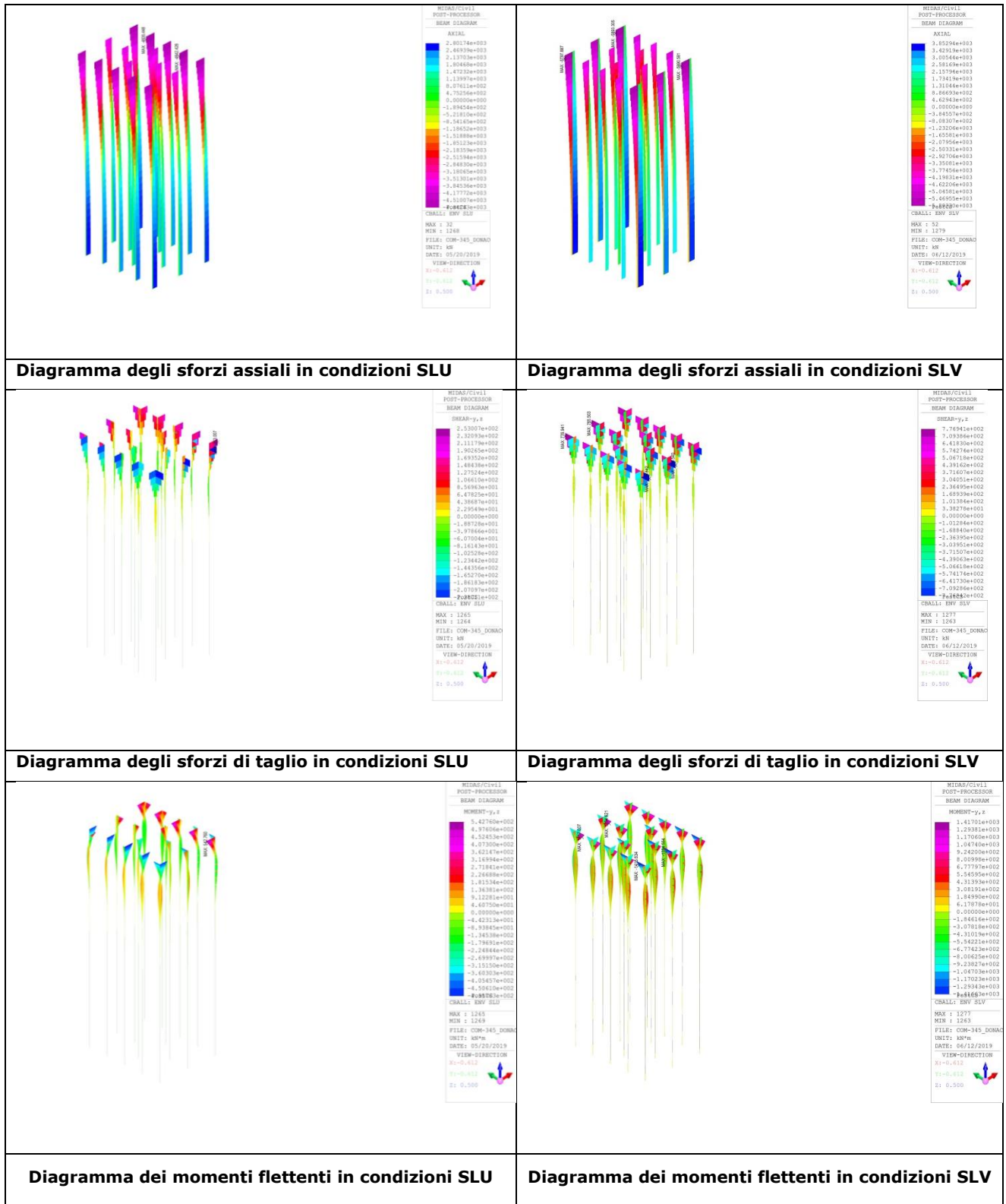


Figura 19: Diagrammi di involuppo per le combinazioni SLU e SLV



4 IL MODELLO BIM DELL'OPERA COMPLETA

Alla conclusione del progetto viene realizzato un modello BIM della struttura completa, corredata con le necessarie opere accessorie, comprendenti sottoservizi, ringhiere, sistema di illuminazione.

Il modello BIM contiene ogni singolo elemento, modellato e dotato degli specifici parametri che lo caratterizzano.

Nelle figure seguenti sono presentate alcune visualizzazioni che consentono di comprendere, anche se in modo sommario, la qualità dei contenuti e i vantaggi del disporre di un unico oggetto informatico al cui interno si può navigare per acquisire tutte le informazioni in esso memorizzate, utili sia in fase di realizzazione, sia soprattutto per le successive attività manutentive e per il monitoraggio funzionale dell'opera. A titolo esemplificativo, sul modello possono essere memorizzate date di intervento di ripristino, tipologie, costi, eventuali monitoraggi, informazioni sul traffico veicolare e qualsiasi altra informazione ritenuta utile dal gestore, che consentono una corretta gestione dell'opera d'arte.

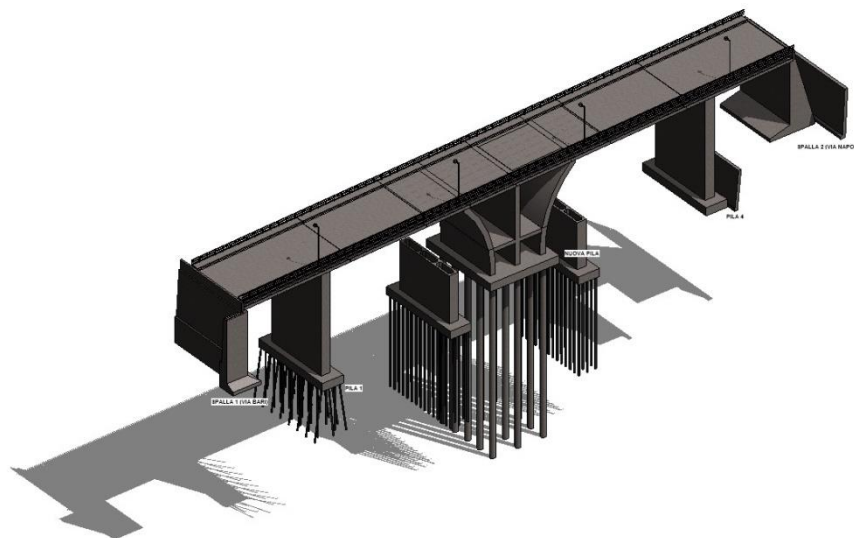


Figura 20: Vista assometrica dell'opera completa

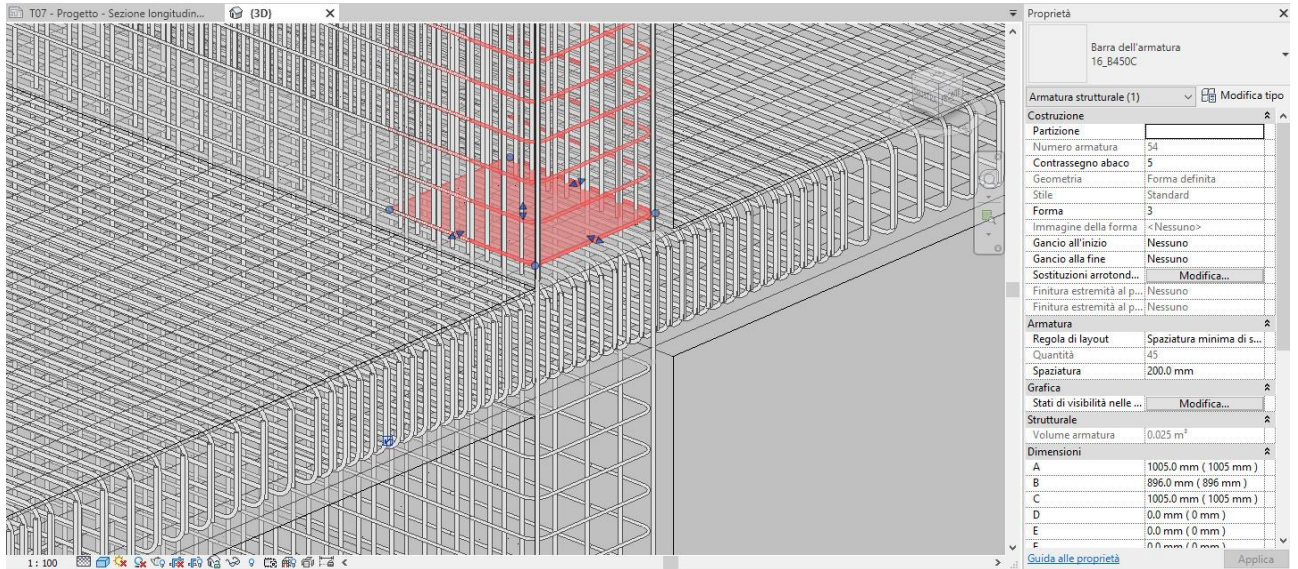


Figura 21: Modello BIM - dettaglio dell'oggetto "armature della pila" con tabella delle relative proprietà

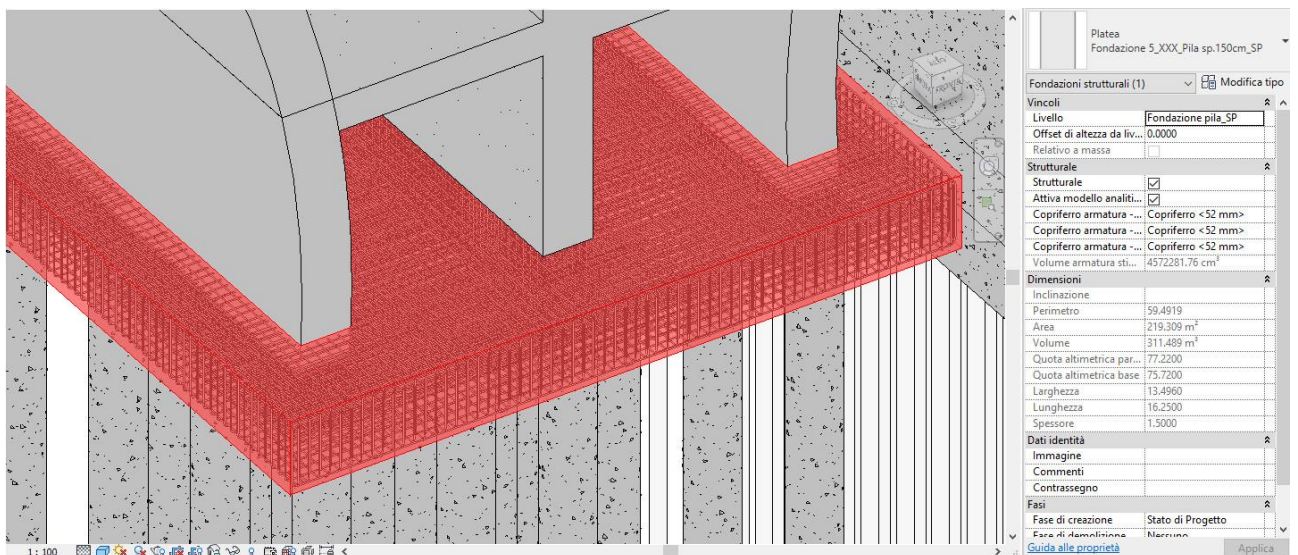


Figura 22: Modello BIM - dettaglio dell'oggetto "platea di fondazione" con tabella delle relative proprietà

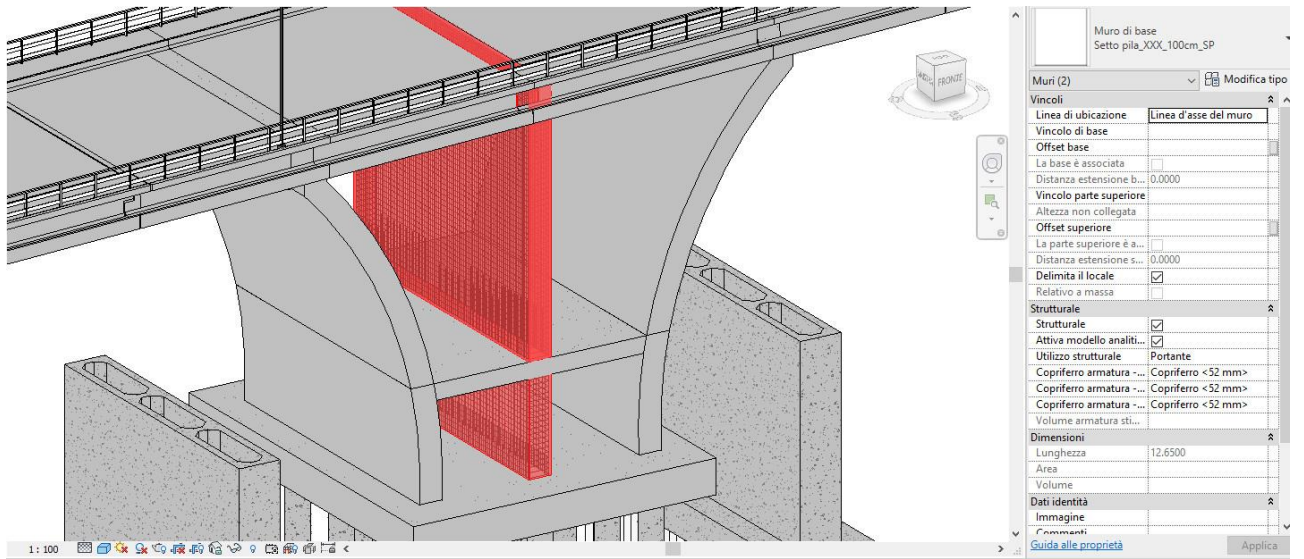


Figura 23: Modello BIM – dettaglio dell’oggetto “setto centrale della pila” con tabella delle relative proprietà