

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE - GELA

TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE - GELA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

S.O. OPERE CIVILI

RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA

LOTTO 2: RIPRISTINO TRATTA NISCEMI - GELA

VIADOTTI

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329

Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS6K 00 R 09 CL VI0600 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	MP&A 	Mag. 2022	A. Ferri 	Mag. 2022	P. Mosca 	Mag. 2022	A. Vittozzi

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	2 di 108

Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	8
2.1	INTERVENTI SUGLI ARCHI.....	8
2.2	INTERVENTI SULLE PILE	8
2.3	INTERVENTI SULLE SPALLE	9
2.4	ALTRI INTERVENTI DI FINITURA E COMPLETAMENTO	9
3	NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	10
4	MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI.....	11
4.1	MODELLAZIONE.....	11
4.1.1	<i>Il modello di calcolo</i>	11
4.1.2	<i>Caratteristiche dei materiali</i>	15
4.2	TIPO DI ANALISI.....	18
5	ANALISI DEI CARICHI.....	19
5.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)	19
5.2	PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	19
5.3	AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO (Q _{TRENI}).....	20
5.4	AZIONE DEL VENTO (Q _{VENTO})	21
5.5	CEDIMENTO FONDAZIONALE (E _{CED})	21
5.6	AZIONI SISMICHE (E)	22
6	ANALISI MODALE	26
7	ANALISI SISMICA	28
7.1	SISMA X - GRUPPO 1	31
7.2	SISMA X - GRUPPO 2	34

7.3	SISMA Y - GRUPPO 1	39
7.4	SISMA Y - GRUPPO 2	43
7.5	SINTESI DEI RISULTATI	48
8	VERIFICA DELL'INTERVENTO DI RINFORZO DEGLI ARCHI	49
8.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI	49
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO	50
8.3	VERIFICHE STRUTTURALI	52
8.3.1	<i>Verifiche pressoflessione</i>	53
8.3.2	<i>Verifiche taglio</i>	55
9	VERIFICA DELL'INCAMICIATURA DELLE PILE	58
9.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI	58
9.2	COMBINAZIONI DI CARICO	60
9.2.1	<i>Verifiche Sezione di spiccato</i>	62
10	VERIFICA DELLE IMPOSTE	68
10.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI	68
10.2	VERIFICHE STRUTTURALI	69
10.2.1	<i>Verifiche a taglio</i>	72
11	VERIFICA DEGLI ANGOLARI METALLICI DI RINFORZO DELLE PILE	74
12	VERIFICA DEGLI INTERVENTI IN FONDAZIONE	77
12.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	77
12.1.1	<i>Unità geotecniche</i>	77
12.1.2	<i>Falda</i>	77
12.1.3	<i>Parametri geotecnici di calcolo</i>	77
12.2	COMBINAZIONI DI CARICO	78



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	4 di 108

12.3	SOLLECITAZIONI	81
12.4	VERIFICHE	83
12.4.1	Verifiche geotecniche.....	86
12.4.2	Verifiche strutturali.....	102
13	INCIDENZA ARMATURE	108
14	CONCLUSIONI	108

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto l'analisi degli interventi di rinforzo strutturale in relazione alla risposta statica e sismica del ponte ad archi individuato alla chilometrica 350+329 della linea ferroviaria Gela-Caltagirone, a valle delle analisi dello stato di fatto (per le quali si rimanda al documento "Relazione sullo stato di fatto dell'opera" RS3K02D09CLVI0600001A).

L'opera è stata sottoposta ad un rilievo geometrico completo, a una campagna di indagini strutturali e geotecniche e, infine, ad uno studio di valutazione della sicurezza statica e sismica in relazione allo stato attuale di conservazione.

Il viadotto, a binario singolo, sviluppa una lunghezza complessiva di circa 90 m (spalla-spalla). Il tracciato che attraversa l'opera è planimetricamente in rettilineo; altimetricamente il ponte presenta una pendenza discendente secondo le progressive crescenti ($i \approx 1.7\%$).

La struttura è costituita da 4 pile e due spalle che scandiscono 5 arcate con luce netta di circa 15m.

Gli archi sono realizzati con elementi in calcestruzzo magro di spessore costante circa pari a 0.83m. Sopra di essi si poggiano i muri andatori (o timpani) realizzati in muratura di pietra con spessore circa 1.2m, internamente è presente un riempimento in materiale sciolto.

Le pile sono realizzate in muratura di pietra, esternamente è presente una cortina di limitato spessore con pietrame squadrato e di dimensioni piuttosto regolari, mentre il nucleo risulta essere composto da elementi naturali di pezzatura molto disomogenea e il cui grado di compattezza, ossia la presenza di legante, è risultato molto variabile dalle indagini effettuate in situ.

Le fondazioni sono realizzate con plinti massicci in calcestruzzo (è ignota l'eventuale presenza di armature) a pianta rettangolare con dimensioni di circa 5.4 m in direzione longitudinale e 8.4 m in direzione trasversale. La geometria delle fondazioni è stata ricostruita in analogia ai risultati dei sondaggi conoscitivi effettuati per la pila 1 del viadotto.

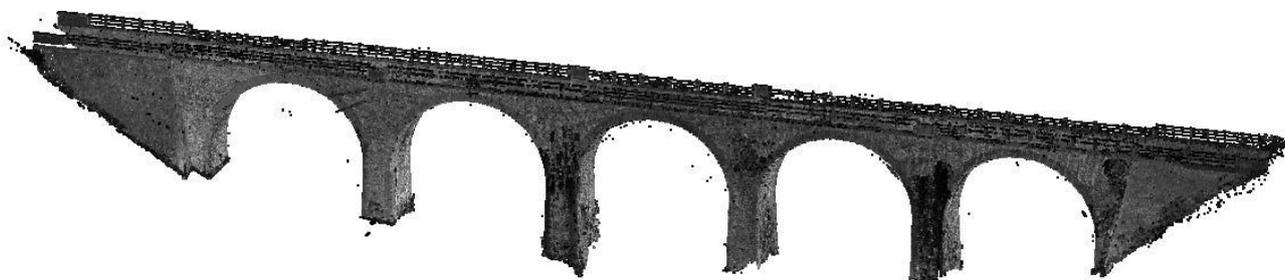


Figura 1: Restituzione laser-scanner dell'opera

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	6 di 108



VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	7 di 108



Figura 2: Viste dell'opera



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	8 di 108

2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Ai fini del recupero della funzionalità dell'opera, che presuppone la rispondenza agli standard di sicurezza delle vigenti normative in materia di costruzioni esistenti (NTC2018), sono previsti interventi di natura strutturale che coinvolgono vari elementi dell'opera, come appresso specificato.

2.1 Interventi sugli archi

È prevista la realizzazione di una struttura in cemento armato a forma di cassone aperto internamente all'impalcato. Tale struttura continua ha lo scopo di realizzare una sorta di catena che colleghi tutte le arcate del viadotto, impedendo di fatto meccanismi di disarticolazione locali dell'opera.

Come intuibile, la sezione tipo della struttura di rinforzo ha forma di "U" ad altezza variabile, minima in corrispondenza della chiave degli archi e massima in asse pila (da 0.4m a 4.7 m), e larghezza di circa 3.5m. Le pareti risultano gettate direttamente a ridosso dei paramenti in muratura delle arcate (timpani) e presentano uno spessore di 40 cm. Queste verranno collegate alle murature mediante inghisaggi diffusi di inserti metallici. La soletta inferiore (contro-soletta) presenta invece uno spessore corrente di 30 cm che si riduce a circa 15 cm nella zona di chiave dell'arco. È previsto il collegamento con la struttura esistente dell'arco in calcestruzzo, impiegando la medesima tecnica summenzionata per gli elementi verticali.

La parte interna della nuova struttura sarà successivamente riempita con calcestruzzo alleggerito al fine di ristabilire il piano di posa per la sovrastruttura ferroviaria.

2.2 Interventi sulle pile

Si prevedono due ordini di interventi per le elevazioni delle pile in muratura del viadotto:

1) Il nucleo interno degli elementi, il quale dalle analisi stratigrafiche effettuate presenta una notevole variabilità nella composizione con rilevamenti di ampie zone con materiale non legato, verrà interessato da un massiccio interventi di iniezione di malta. La cui natura (di calce, cementizia o resine) sarà scelta sulla base delle risultanze di analisi chimiche dei preesistenti.

2) Esternamente è previsto il cerchiaggio attivo delle murature e la successiva incamiciatura mediante pareti in c.a. Il primo intervento si concretizza con l'apposizione di angolari metallici ai quattro vertici della sezione delle pile, intercalati con passo di circa 3m da barre dywidag orizzontali che saranno tensionate per fornire un confinamento laterale attivo alla muratura. Tali strutture metalliche verranno poi inglobate in pareti di cemento armato le quali avranno spessore costante pari a 25cm.

Le fondazioni delle pile saranno poi rinforzate mediante la realizzazione di un cordolo sommitale che raccoglie la preesistente fondazione e che mette in continuità le nuove strutture di elevazione con le nuove fondazioni su pali. È prevista, infatti, la realizzazione di pali di medio diametro (D600) perimetralmente alla fondazione esistente su un'unica fila. I pali spazati, l'uno coll'altro di circa 85cm, avranno lunghezza di 12m.



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	9 di 108

2.3 Interventi sulle spalle

Le spalle, le cui analisi non evidenziano particolari criticità, saranno comunque precauzionalmente interessate da un intervento atto a prevenire fenomeni di cedimento fondazionale. È stata prevista dunque la realizzazione di due limitate palificate lungo i muri andatori del manufatto, collegate in testa da un cordolo che a sua volta viene solidarizzato alla fondazione esistente. Saranno impiegati pali del medesimo diametro impiegato per le pile (D600) e lunghezza pari a 10m.

2.4 Altri interventi di finitura e completamento

A completamento degli interventi riguardanti le opere civili, è prevista la realizzazione dei nuovi marciapiedi lungo tutto il viadotto, la sostituzione dei parapetti, la realizzazione delle impermeabilizzazioni dell'impalcato e del sistema di scolo delle acque meteoriche.

	RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA					
VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 06 00 002	REV. A	FOGLIO 10 di 108

3 **NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO**

Ai fini del presente studio sono stati presi a riferimento i seguenti documenti tecnici:

- D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- Progetto DOC-Reluis 2005-2008 – linea 3: Valutazione e riduzione del rischio sismico di ponti esistenti – “linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a.”, Marzo 2009.
- FEMA 440 “Improvement of Non-Linear static Seismic Analysis Procedures”, June 2005.
- ATC 40 “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Vol.1”, Applied Technology Council, November 1996.
- Chopra, A.K., and Goel, R.K. (1999). “Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems”. Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Fajfar P. “Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999 (28).
- Albanesi T., Biondi S., Petrangeli M., “Pushover Analysis: an energy-based approach”, Elsevier Science Ltd 12th European Conference on Earthquake Engineering, London England, 2002.



RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	11 di 108

4 MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI

4.1 Modellazione

L'opera è stata analizzata a mezzo di modelli di calcolo agli elementi finiti tridimensionali, impiegando elementi solidi "brick", infatti la particolarità dell'opera non consente una modellazione attraverso elementi finiti tipo mono ("beam") o bidimensionali ("shell") se non accettando una perdita significativa di accuratezza della risposta strutturale, specialmente in relazione alle azioni orizzontali quali quelle di natura sismica.

Inoltre, in considerazione dei materiali di costruzione (muratura e calcestruzzo magro), caratterizzati dall'assenza (o quasi) di resistenza a trazione, si è altresì optato per l'assunzione di un comportamento di materiale (legame costitutivo) non lineare.

Mentre la non linearità di materiale è abbastanza diffusa nei software commerciali di analisi strutturale per quanto riguarda gli elementi monodimensionali, nella modellazione con elementi 2D e 3D essa risulta disponibile solo in software specialistici, tendenzialmente orientati alla ricerca piuttosto che alla professione. Fra di essi certamente un posto di rilievo è occupato da MIDAS FEA NX, il cui ambito di applicazione è specificatamente rivolto alla modellazione solida lineare e non.

Tale software ha nella sua libreria di legami costitutivi (LC) il cosiddetto *Concrete Smeared Crack*. Tale legame, di natura isotropa, appartiene ai cosiddetti modelli costitutivi *smeared crack* ossia ai modelli con plasticità diffusa. Questo legame nasce per simulare il comportamento del calcestruzzo non armato, ma esistono già diverse applicazioni che applicano con successo il *Concrete Smeared Crack* su strutture in muratura. Questo perché il legame simula la parte in compressione del materiale usando un tipico modello isotropico elasto-plastico, e la parte in trazione con un modello a fessurazione diffusa. Questo permette di simulare la fessurazione regolando la tensione e la rigidità al punto di integrazione, senza riconfigurare la mesh.

In corrispondenza della formazione della fessura, la direzione della massima deformazione principale è la direzione della fessura stessa. Tale direzione è conservata per simulare l'anisotropia dovuta alla fessurazione negli step successivi. Le fessure successive andranno nella direzione ortogonale alla fessura esistente, tenendo in conto della tridimensionalità del modello. Se, a seguito della formazione della fessura, la deformazione elastica nella direzione della fessura è di trazione, essa viene considerata come un danneggiamento di tipo elastico per cui la fessura sarà considerata richiusa quando si manifesta la compressione.

4.1.1 Il modello di calcolo

La non linearità di materiale è stata impiegata sugli elementi strutturali predominanti la risposta strutturale dell'opera, in particolare è stato usato il *Concrete Smeared Crack* per i seguenti componenti strutturali (con le dovute differenze nei parametri caratteristici tra elemento ed elemento illustrate in seguito):

- Archi realizzati in calcestruzzo non armato;
- Pile realizzate in muratura di pietra disomogenea;

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	12 di 108

- Muri andatori (o timpani) realizzati in muratura di pietra.
- Elementi di rinforzo in c.a. (camicie esterne pile e interne archi)

Per gli altri elementi costituenti il ponte, ossia i riempimenti delle arcate e le fondazioni sono stati impiegati elementi con materiali elastico lineare. Tali elementi sono stati modellati per raggiungere sia una migliore definizione delle masse in gioco (riempimenti) che anche di possibili effetti di interazione col suolo (fondazioni). Tuttavia, con riferimento al riempimento, sono stati adottati gli accorgimenti opportuni per far sì che esso non collabori alla resistenza strutturale dell'opera (modulo elastico adeguatamente basso).

Per quanto riguarda le condizioni vincolari, si specifica che sono stati impediti tutti i gradi di libertà dei nodi all'intradosso dei plinti di fondazione. Si è preferito, poi, non vincolare le superfici verticali di contatto col terreno delle spalle, principalmente per due motivi: da un lato la definizione della reale geometria della spalla è ignota (vale a dire quanto essa si estende all'interno del terreno rispetto al rilievo del manufatto che chiaramente restituisce solo quanto fuori-terra), dall'altro, data anche l'indisponibilità di dati al riguardo non ritenendo opportuno scendere nel dettaglio di un'analisi valutativa del grado di interazione della spalla col terreno, si è preferito dare all'opera una capacità di deformazione maggiore. Infatti, specialmente in direzione longitudinale, l'eventuale blocco delle spalle impediva lo svilupparsi di cinematismi apprezzabili che potessero mobilitare gli elementi strutturali dell'opera.

Di seguito si riportano le immagini estratte del modello relative alle definizioni dei succitati elementi strutturali e delle rispettive caratterizzazioni del materiale associato.

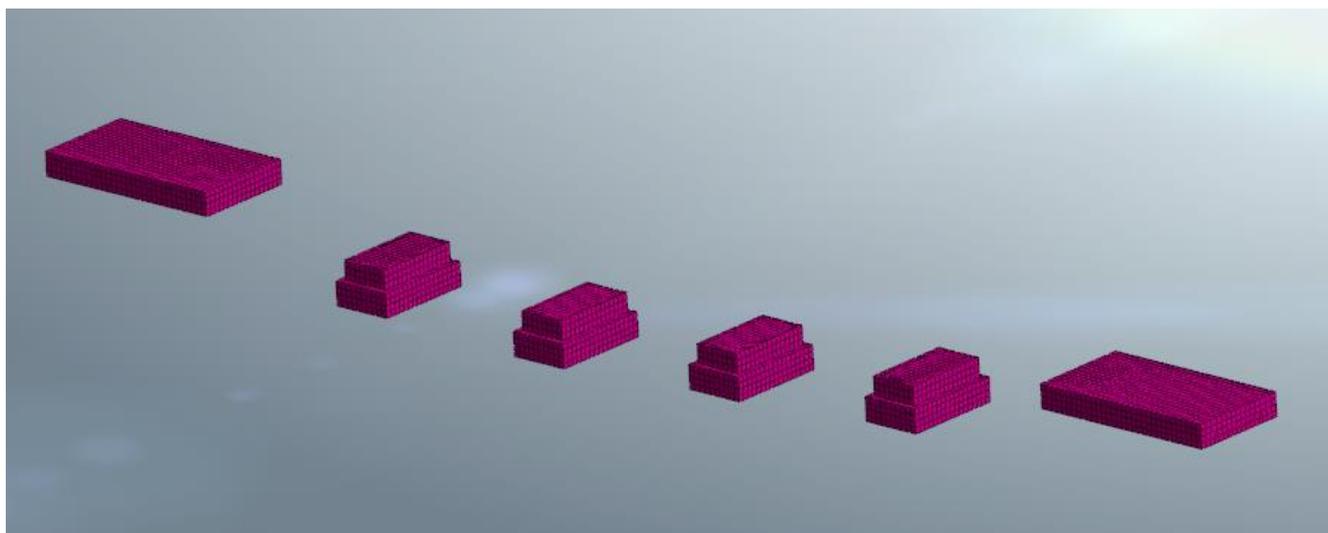


Figura 3: Plinti di fondazione

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	13 di 108

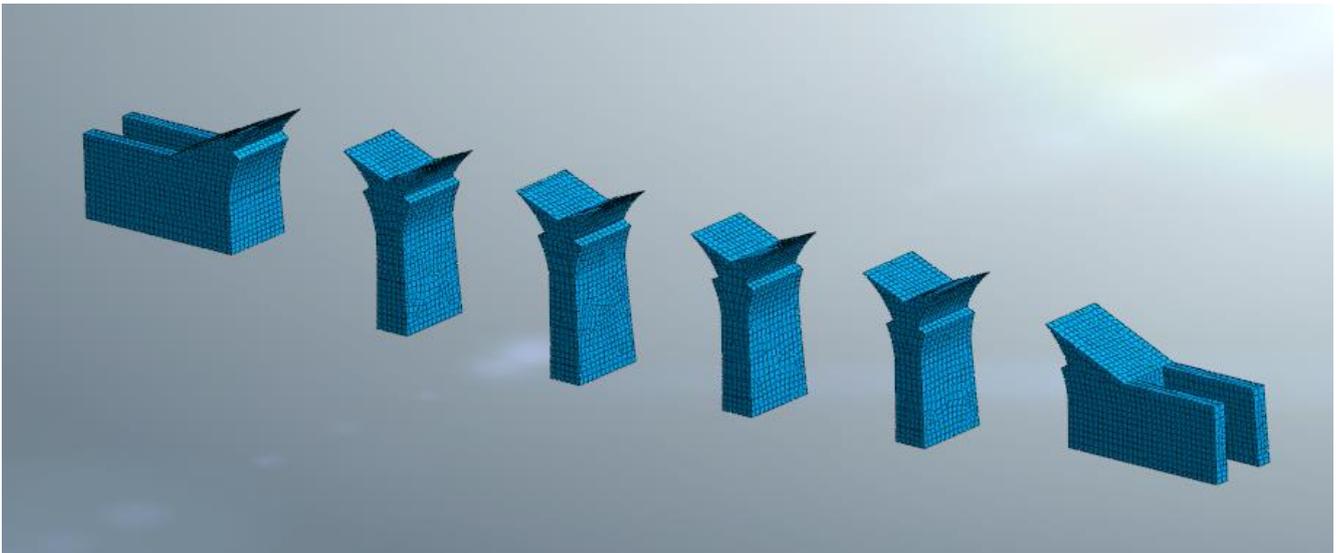


Figura 4: Pile e Spalle

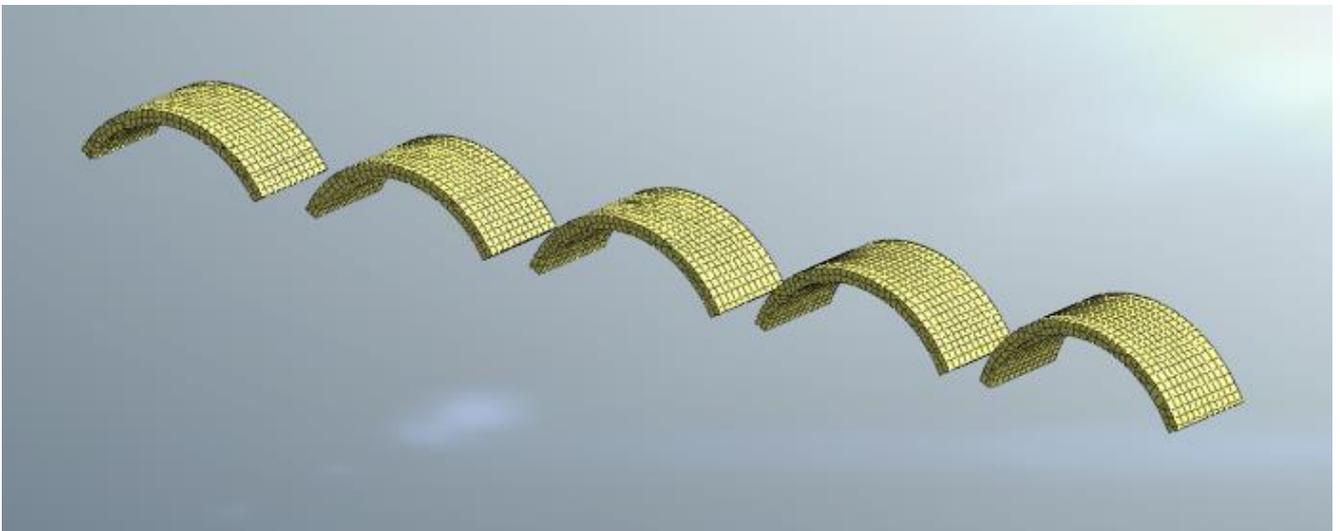


Figura 5: Archi

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	14 di 108

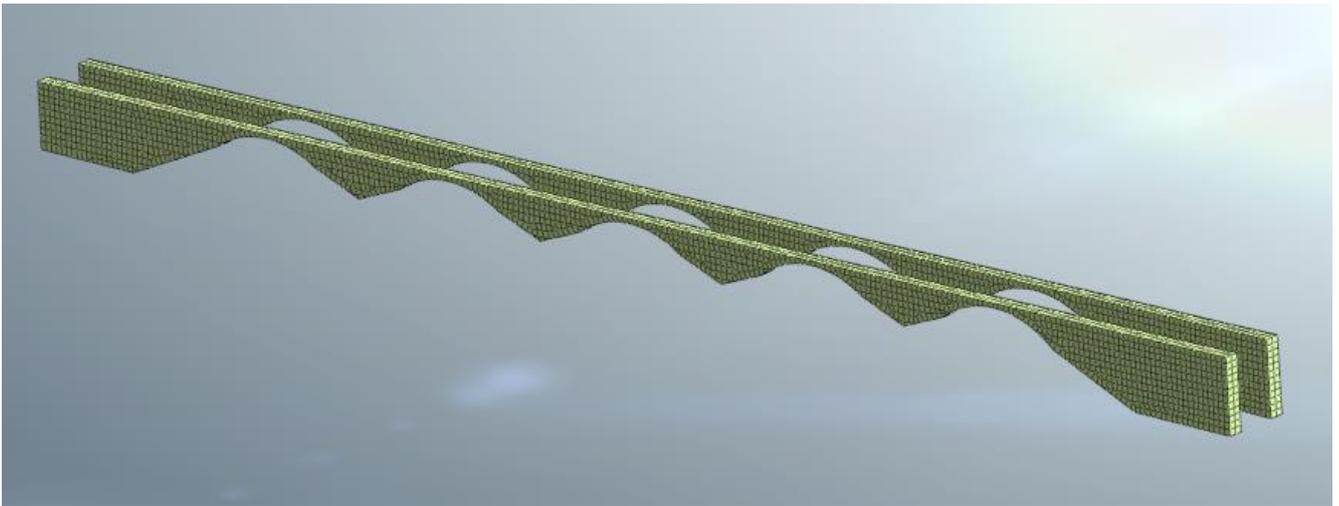


Figura 6: Timpani

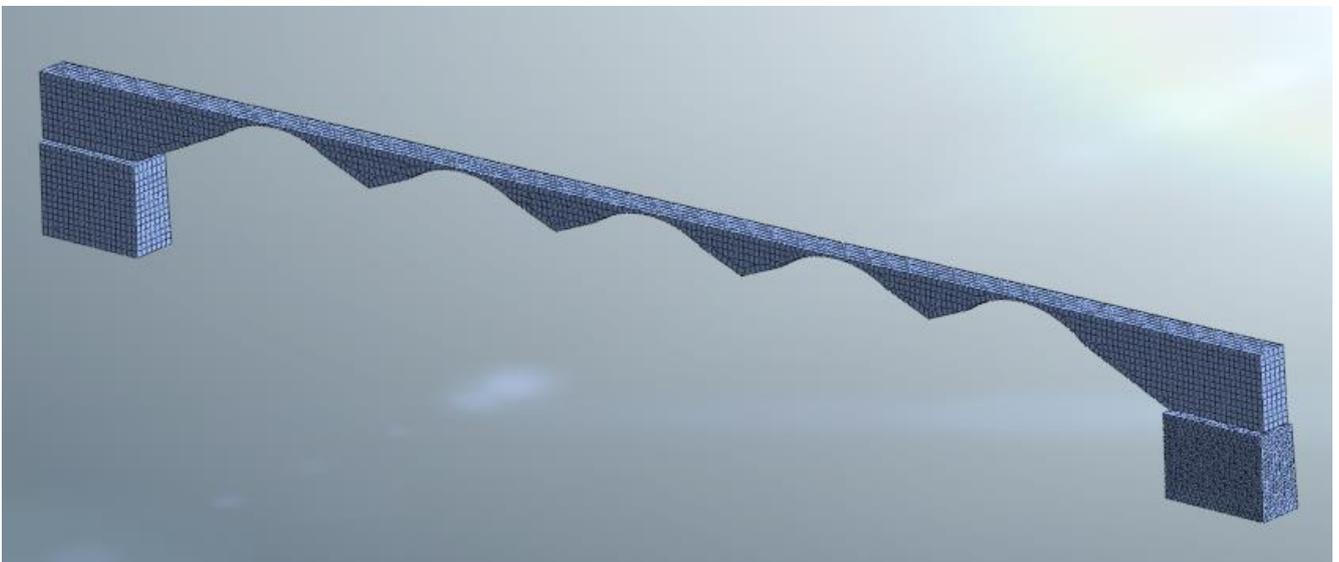


Figura 7: Riempimento

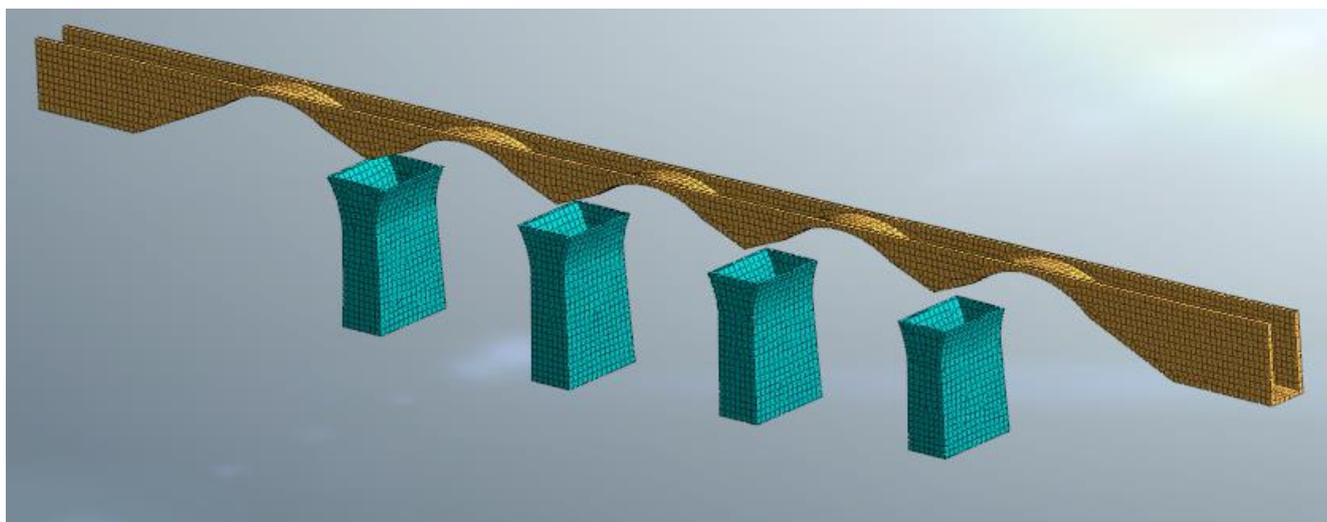


Figura 8: Strutture di rinforzo (camicia esterna pile e interna archi)

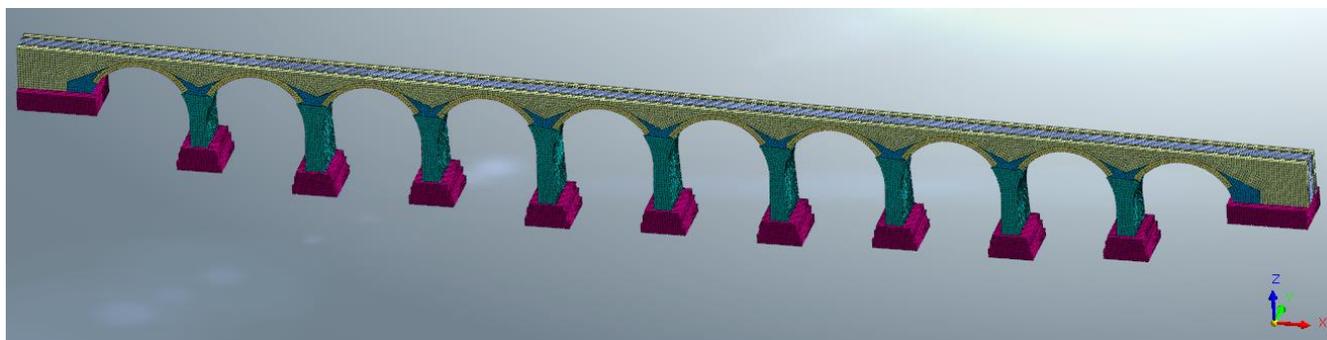


Figura 9: Modello completo

4.1.2 Caratteristiche dei materiali

La tabella seguente riassume infine i principali parametri dei materiali impiegati, dove anche per i materiali non lineari sono specificate le caratteristiche in quanto esse sono impiegate sia nelle analisi modali sia per la definizione del ramo iniziale della risposta *stress-strain* del legame costitutivo non lineare.



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	16 di 108

Elemento Struttura Esistente	Arco	Pile	Timpani	Plinti
Descr. Materiale	Cls Magro	Muratura	Muratura	Cls
Modulo di Young E [Mpa]	6000	9000	8300	6000
Modulo di Poisson v [-]	0.2	0.25	0.25	0.2
Peso Specifico [kN/m ³]	21	22	22	0
Tipo di Risposta	Non Lineare	Non Lineare	Non Lineare	Lineare
Resistenza a trazione ft [Mpa]	0.8	0.2	0.2	-
Resistenza a compr. Fc [Mpa]	9	4	4	-

Elemento Nuova Struttura	Strutture in c.a.	Rinforzi Metallici	Armatura Pila	Riempimento
Descr. Materiale	Cls C32/40 ^(a)	Acciaio S355	Acciaio B450C	Cls Alleggerito
Modulo di Young E [Mpa]	30000	206000	210000	120
Modulo di Poisson v [-]	0.2	0.3	0.3	0.2
Peso Specifico [kN/m ³]	25	78.5	70	18
Tipo di Risposta	Non Lineare	Non Lineare	Non Lineare	Lineare
Resistenza a trazione ft [Mpa]	1.7	338	391	-
Resistenza a compr. Fc [Mpa]	17	338	391	-

(a) In sede di modellazione, analisi e verifiche strutturali si sono utilizzate le caratteristiche meccaniche relative alla classe C30/37, tuttavia non è risultato necessario l'aggiornamento dei valori adottati essendo questi cautelativi rispetto a quelli del calcestruzzo C32/40 previsto per la realizzazione di tali opere.

Per le strutture in muratura si è optato per mantenere i medesimi parametri di resistenza e rigidezza dello stato di fatto. Non sono stati considerati gli effetti dell'intervento di consolidamento mediante iniezioni di malta e del confinamento operato dai profili metallici e dalla camicia di c.a., anche in relazione all'oggettiva difficoltà di quantificare in maniera analitica e realistica le nuove caratteristiche del materiale in termini di resistenze e duttilità, in quanto le indicazioni reperibili nel quadro normativo attuale non risultano esaustive per le



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	17 di 108

modellazioni qui impiegate. In definitiva, dunque, le iniezioni ed il confinamento della muratura vengono considerate dal progettista come un'ulteriore riserva di sicurezza strutturale di cui l'opera è dotata.

Nel modello non si è tenuto conto del peso del plinto per evitare la sovrapposizione dell'inerzia dello stesso con la risposta della sovrastruttura, peso e inerzia orizzontale sono stati poi considerati a posteriori in sede di verifica delle fondazioni.

Sebbene il progetto preveda una sostituzione del riempimento esistente con calcestruzzo alleggerito (con peso di volume paragonabile), in via conservativa, tale nuovo elemento non è stato tenuto in conto ai fini della rigidità e resistenza strutturale dell'opera. Pertanto, sono stati mantenuti i medesimi parametri meccanici associati al riempimento sciolto impiegato per la valutazione dell'esistente.

Le camicie in calcestruzzo attorno alle pile sono state modellate come elementi tridimensionali, con il loro effettivo spessore. È stato quindi generato un solido che, oltre a rappresentare il reale ingombro volumetrico, potesse ospitare degli elementi monodimensionali rappresentanti le barre al suo interno.

Si è scelto infatti di modellare le barre longitudinali posizionate all'interno della camicia delle pile, assegnando ad ognuna di esse un diametro equivalente, in modo che nella loro totalità rappresentassero l'effettiva percentuale di armatura presente nel rinforzo in calcestruzzo. Ciò è stato possibile attraverso una modellazione "embedded" che permette ad elementi monodimensionali di essere annegati all'interno di solidi. Tale funzione permette che i due elementi comunichino tra di loro senza che questi siano collegati tramite nodi in comune.

	<p style="text-align: center;">RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA</p>					
<p>VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione</p>	<p>COMMESSA RS6K</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA R 09 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI 06 00 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 18 di 108</p>

4.2 Tipo di Analisi

Per le analisi finalizzate alla definizione della sicurezza in fase sismica è stato applicato il metodo statico non lineare (analisi di spinta o Push-Over), il quale prevede l'applicazione di un predeterminato profilo di forze incrementale fino al raggiungimento della resistenza della struttura, ottenendo così la cosiddetta "curva di capacità" della struttura.

Il raggiungimento del carico massimo della struttura è stato individuato con criteri basati sui parametri meccanici dei materiali:

- Lato muratura, considerato che la normativa fornisce esclusivamente criteri di rottura della muratura applicabili a modelli discreti (pannelli murari e fasce di piano) che non risultano direttamente applicabili ad un modello continuo come quello adottato, **si è optato di individuare quale condizione limite della capacità del materiale il raggiungimento di una deformazione di compressione pari allo $\epsilon_c^{\text{muratura}}=0.30\%$** . Si osserva un incremento del valore limite rispetto a quanto impiegato nelle valutazioni ante operam, giustificabile col fatto che la muratura è iniettata e confinata dalle strutture di rinforzo previste dal progetto.
- Lato rinforzo in calcestruzzo, la **condizione limite del materiale è stabilita nel raggiungimento di una deformazione di compressione pari allo $\epsilon_c^{\text{calcestruzzo}}=0.35\%$** . in conformità al §4.1.2.1.1.4 delle NTC2018.
- Lato rinforzi metallici, essendo esclusi a priori fenomeni di instabilità dei profili angolari, si è assunto come limite del materiale il raggiungimento di una deformazione di trazione/compressione pari a **$\epsilon_s^{\text{acciaio}}=1.0\%$** .

	RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA					
VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 06 00 002	REV. A	FOGLIO 19 di 108

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 *Pesi propri strutturali (g1)*

I carichi permanenti strutturali sono stati considerati implicitamente nel modello di calcolo a partire dai volumi degli elementi e dai loro pesi unitari.

Di seguito vengono riportati i pesi degli elementi principali dell'opera:

- Peso arco in cls: $81 \text{ m}^3 * 21 \text{ kN/m}^3 \approx 1701 \text{ kN}$
- Peso timpani: $355 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 7810 \text{ kN}$
- Peso medio pila: $240 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 5280 \text{ kN}$
- Peso struttura rinforzo archi: $319 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 7975 \text{ kN}$
- Peso medio camicia pila: $44 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 1100 \text{ kN}$

5.2 *Pesi permanenti non strutturali (g2)*

Ad eccezione del carico legato al riempimento, che il cui peso è automaticamente calcolato dal programma essendo l'elemento discretizzato nel modello di calcolo, gli altri carichi della sovrastruttura del ponte sono stati applicati quali carichi lineari o di superficie a seconda dei casi, a partire dai carichi sotto specificati:

- Sovrastruttura ferroviaria (Armamento e ballast): $0.8\text{m} * 3.29 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 = 52.6 \text{ kN/m}$
- Nuovo marciapiede e parapetto: $6.0 \text{ kN/m} (x2)$

Come nel caso precedente, si riporta il valore del peso del riempimento utilizzato per la verifica di validazione del modello.

- Peso cls alleggerito: $652 \text{ m}^3 * 18 \text{ kN/m}^3 \approx 11736 \text{ kN}$

5.3 Azioni da traffico ferroviario (q_{TREN1})

La circolazione sul ponte è limitata al traffico del treno reale C3, che ha la seguente conformazione:

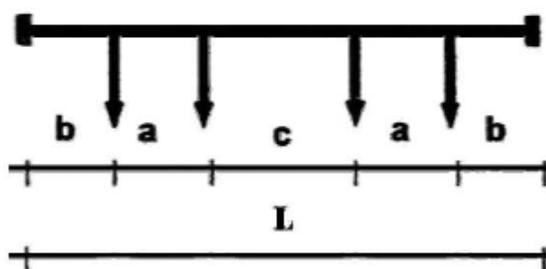


Figura 1: Schema geometrico di un carro

Tabella 3: Carri ferroviari suddivisi per categoria di linea

Categoria	Carico		a [m]	b [m]	c [m]	L [m]
	per asse P_a [kN]	per ml p [kN/m]				
A	160	48	1.8	1.5	6.75	13.35
B1	180	50	1.8	1.5	7.80	14.40
B2	180	64	1.8	1.5	4.65	11.25
C2	200	64	1.8	1.5	5.90	12.50
C3	200	72	1.8	1.5	4.50	11.10
C4	200	80	1.8	1.5	3.40	10.00
D2	225	64	1.8	1.5	7.45	14.05
D3	225	72	1.8	1.5	5.90	12.50
D4	225	80	1.8	1.5	4.65	11.25
E4	250	80	1.8	1.5	5.9	12.50
E5	250	88	1.8	1.5	4.75	11.35

Coefficiente dinamico (carichi reali):

Si considera la linea sottoposta a standard manutentivo NORMALE.

$$\varphi_{reale} = 1 + \varphi + \varphi^{**}$$

Quale lunghezza caratteristica l_φ è stata preso il doppio della luce netta dell'arco (caso 5.6 manuale progettazione).

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	21 di 108

Manutenzione	Standard
$V_{progetto}$ [Km/h]	80.0
$V_{progetto}$ [m/s]	22.2
L_{ϕ} [m]	30.0
n_0 [Hertz]	14.900
n_0 [Hertz]	14.900
K	0.025
φ'	0.025
α	1.010
φ''	0.244
φ	1.270

Frenatura/avviamento

Quale azione di frenatura /avviamento si è fatto riferimento alla massima forza di trazione esercitata dal locomotore C3 = pari a 292 kN.

Serpeggio

È stata considerata un'azione di serpeggio agente a livello della rotaia pari a +/-100 kN.

Forza centrifuga

Non pertinente in quanto l'opera è in rettilineo.

5.4 Azione del vento (q_{VENTO})

Ai fini del calcolo delle azioni indotte dal vento, è stato preso a riferimento un valore di pressione incidente alla superficie dell'opera pari a 1.5 kPa; si considera che detta pressione agisca anche su una fascia di altezza H 4,0m al di sopra del p.f. (sagoma convenzionale del treno).

5.5 Cedimento fondazionale (ϵ_{ced})

Conformemente al p. 2.5.1.6 del Manuale di Progettazione, considerato che il ponte è continuo, si è tenuto in considerazione di un cedimento differenziale della fondazione, individuato nella posizione più sfavorevole e valutato pari a 1/5000 della luce media delle campate adiacenti ($L= 15 \text{ m} \rightarrow \epsilon_{ced} = 3 \text{ mm}$).

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	22 di 108

5.6 Azioni Sismiche (E)

Lo spettro sismico di riferimento è stato ricavato a partire dai seguenti parametri:

- Coordinate geografiche: 37.071847 Nord; 14.346022 Est
- Vita Nominale: $V_n=50$ anni (opera su infrastruttura progettata prima delle NTC08)
- Classe d'uso: II ($C_u=1$)
- Vita di riferimento: $V_r= V_n \times C_u= 50$ anni
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria Topografica T1

Dati						
V_N	50.00	anni	Vita nominale			
CLASSE	2		Classe d'uso			
C_U	1	anni	Coefficiente d'uso			
V_R	50.0	anni	Vita di riferimento			
P_{VR}	10%		Prob. di sup. nel periodo di riferimento			
T_R	475	anni	Periodo di ritorno			
f	0.0021	1/anno	Frequenza di annuale di superamento			
Punto	ID	LONG	LAT	a_g	F_0	T_C^*
1	49852	14.30231	37.08194	0.111	2.390	0.437
2	49853	14.36473	37.08144	0.131	2.359	0.426
3	50074	14.3017	37.03194	0.106	2.413	0.437
4	50075	14.36409	37.03145	0.126	2.367	0.426
		LONG	LAT	a_g	F_0	T_C^*
P		14.346022	37.071847	0.122	2.375	0.430

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	23 di 108

Terr. Tipo	C			
Cat. Topog.	1			
ξ	5%			
η	1			
a_{g0}	0.122 g			
F_0	2.375			
T_C^*	0.430 s			
γ_I	1			
a_g	0.122 g			
q	1			
β	0.2		Ss	St
			1.500	1.000
Cc	S	TB	TC	TD
1.387	1.500	0.199	0.597	2.087

Stato limite salvaguardia della vita (SLV, $T_r=475$ anni)

$PGA_{\text{orizzontale}} = 0.183 \text{ g}$

$PGA_{\text{verticale}} = 0.057 \text{ g}$

I grafici seguenti rappresentano l'azione sismica orizzontale di progetto attesa con periodo di ritorno $T_r=475$ anni.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	24 di 108

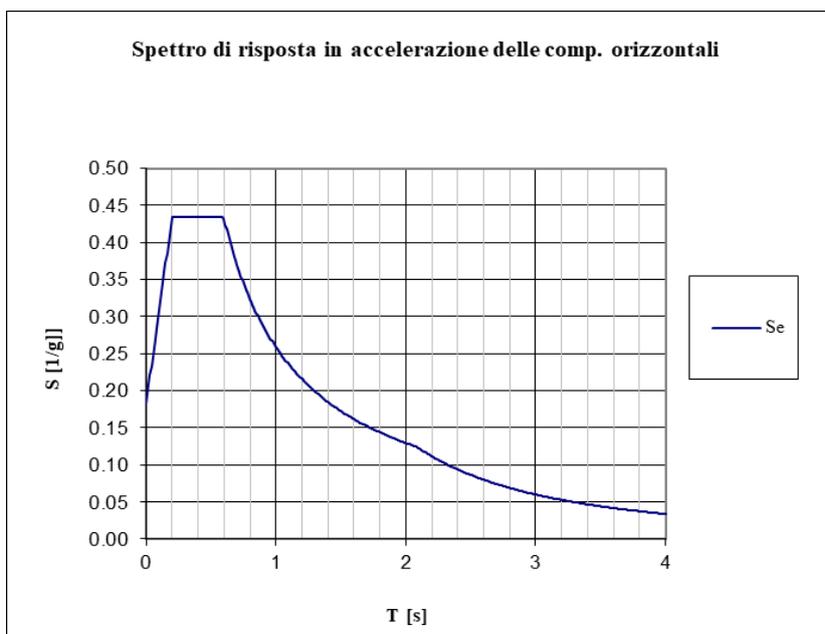


Figura 10: Spettro accelerazioni orizzontali

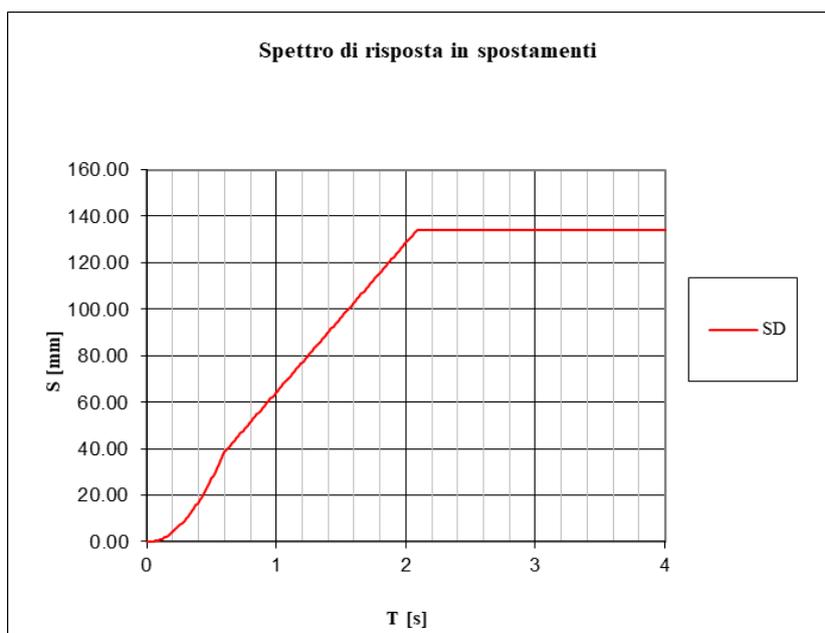


Figura 11: Spettro spostamenti orizzontali

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	25 di 108

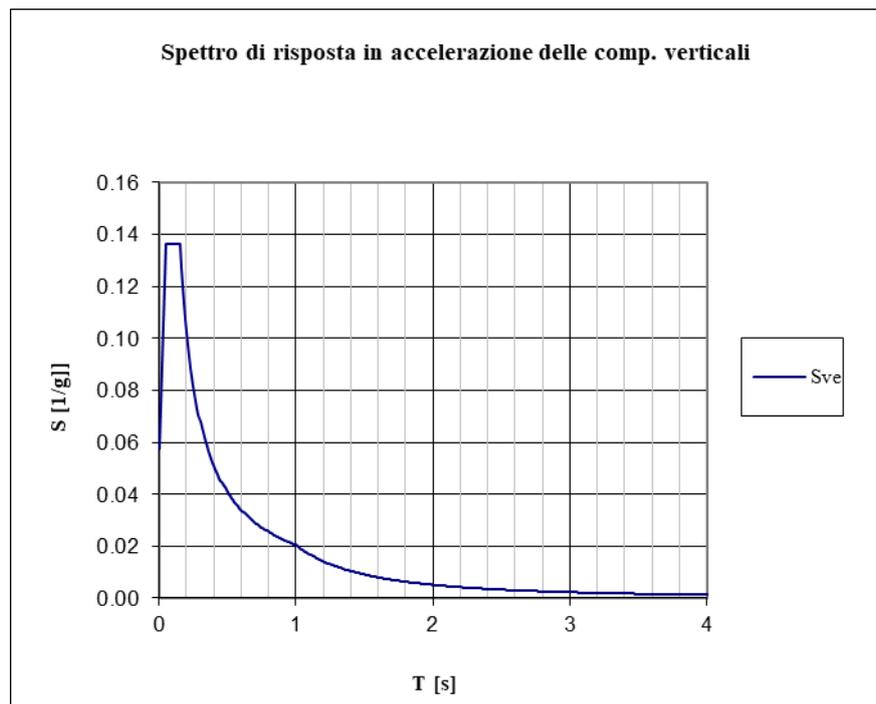


Figura 12: Spettro accelerazioni verticali

6 ANALISI MODALE

Preliminarmente all'analisi sismica, il modello di calcolo è stato sottoposto ad un'analisi modale onde ricavare utili informazioni circa il comportamento dinamico dell'opera in campo elastico-lineare.

Le immagini seguenti riportano le principali deformate modali dell'opera.

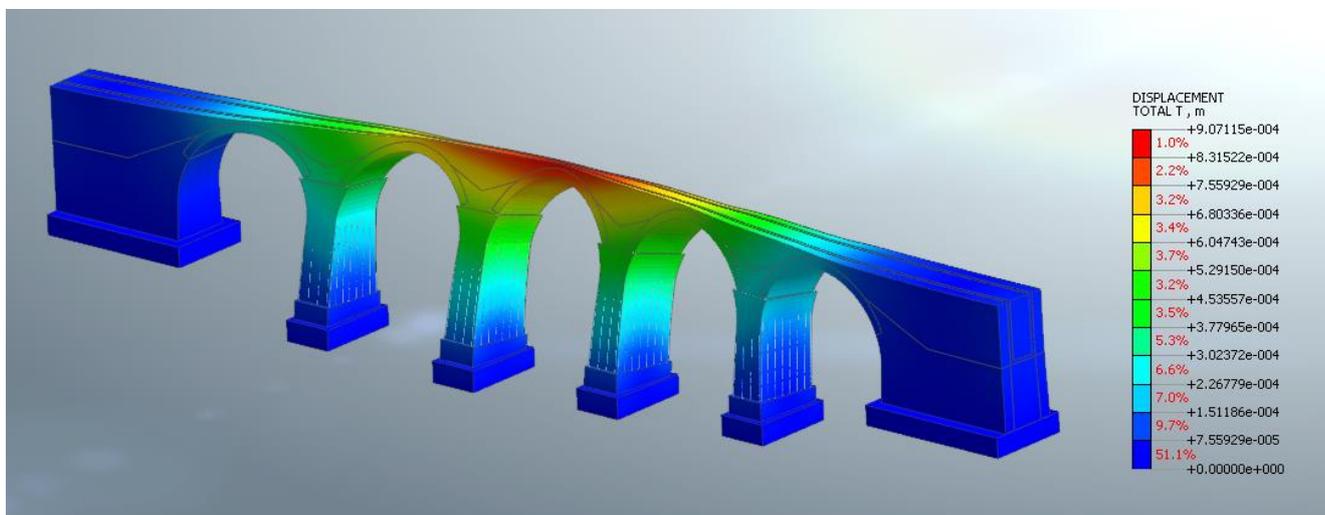


Figura 13: 1° Modo di vibrare

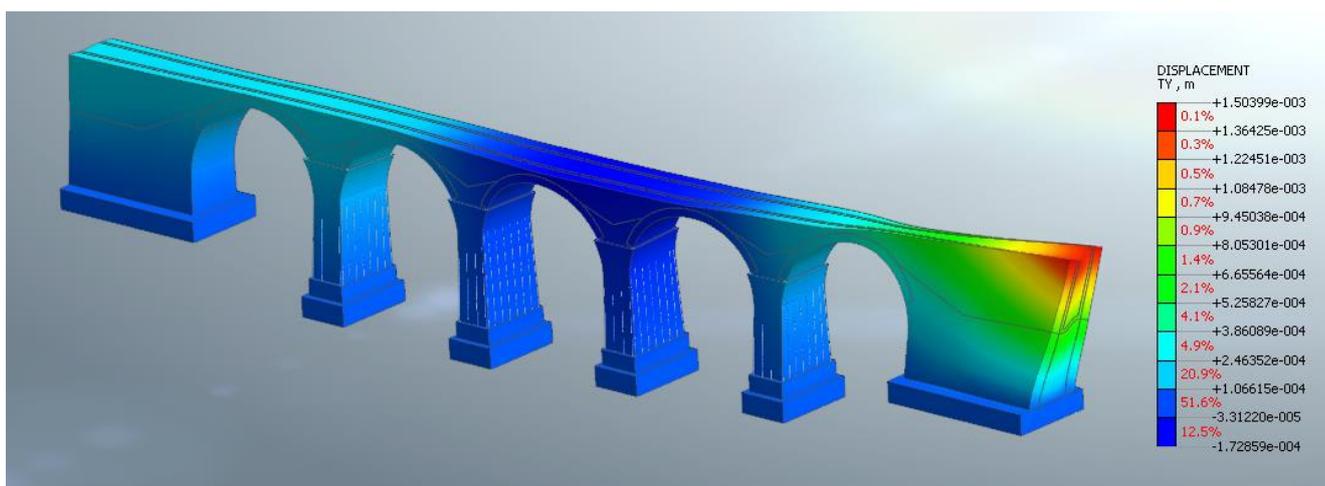


Figura 14: 3° Modo di vibrare

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	27 di 108

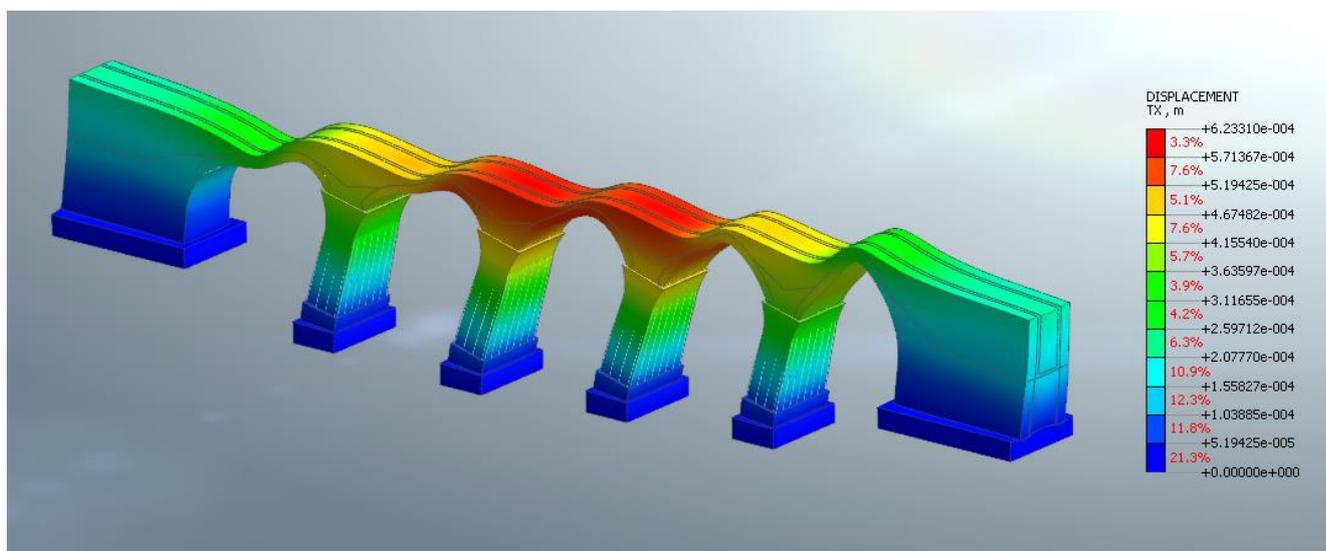


Figura 15: 5° Modo di vibrare

No.	Period (s)	Massa X	Massa Y	Massa Z
1	2.28E-01	0.00%	36.91%	0.00%
2	1.91E-01	0.00%	0.17%	0.00%
3	1.74E-01	0.00%	24.87%	0.00%
4	1.68E-01	0.00%	12.04%	0.00%
5	1.54E-01	65.56%	0.00%	0.00%
6	1.49E-01	0.00%	0.25%	0.00%
7	1.19E-01	0.00%	0.00%	0.00%
8	9.84E-02	0.03%	0.00%	0.08%
9	9.68E-02	0.00%	0.18%	0.00%
10	8.24E-02	1.86%	0.00%	0.00%
11	8.08E-02	2.44%	0.00%	0.00%
12	7.79E-02	0.00%	0.00%	0.00%
13	7.04E-02	5.96%	0.00%	0.00%
14	6.95E-02	0.00%	0.00%	0.21%
15	6.59E-02	0.00%	0.00%	0.00%
16	5.78E-02	0.00%	2.03%	0.00%
17	5.65E-02	0.00%	1.83%	0.00%
18	5.51E-02	0.00%	1.24%	0.00%
19	5.34E-02	3.88%	0.00%	1.21%
20	5.11E-02	0.07%	0.00%	42.29%



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	28 di 108

7 ANALISI SISMICA

Lo studio della risposta sismica del viadotto è stato condotto attraverso il metodo della Analisi Statica Non Lineare, altrimenti conosciuta come analisi di Push-Over. Il metodo prevede l'applicazione incrementale di un prefissato profilo di forzanti statiche fino al raggiungimento della capacità ultima dell'opera. Essendo la risposta alle azioni orizzontali influenzata dalle presollecitazioni della struttura, la forzante orizzontale viene fatta agire successivamente all'applicazione dei carichi gravitazionali.

A tale scopo si è fatto uso della funzione *construction stages*, che permette la combinazione degli effetti dell'applicazione di specifici carichi su modelli parziali dell'opera.

<i>Fase</i>	<i>Modello</i>	<i>Carichi</i>
1	Strutture esistente (ad eccezione del riempimento)	Pesi propri
2	Struttura esistente + Interventi + Riempimento (Struttura completa)	Pesi propri degli interventi + pesi permanenti portati
3	Struttura completa	Azione sismica

Sono stati presi in considerazione 4 profili di forze orizzontali, due per ciascuna direzione principale di applicazione del sisma (longitudinale, X, e trasversale Y):

- Gruppo 1: profilo di forze proporzionali al modo fondamentale nella direzione considerata;
- Gruppo 2: profilo di forze proporzionali alle masse.

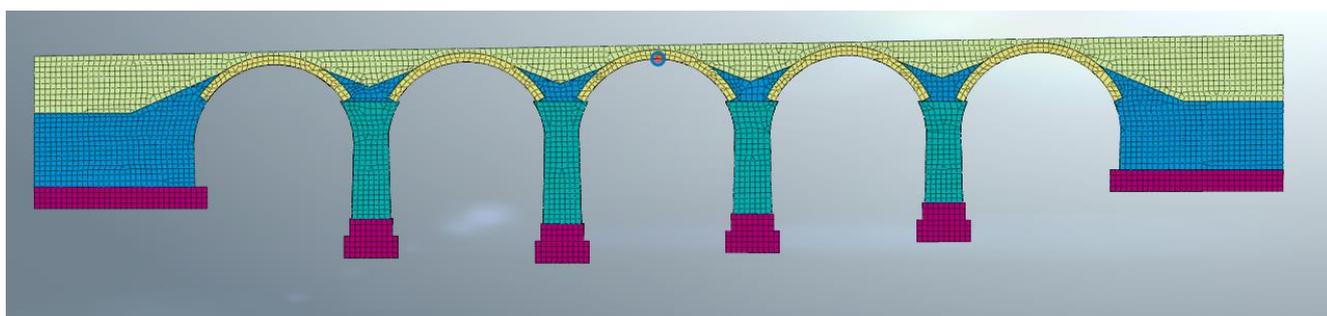
Pertanto, sono state condotte quattro analisi distinte, così denominate:

- 1) SISMA X – GRUPPO 1 (FX-GR1)
- 2) SISMA X – GRUPPO 2 (FX-GR2)
- 3) SISMA Y – GRUPPO 1 (FY-GR1)
- 4) SISMA Y – GRUPPO 2 (FY-GR2)

Ciascuna analisi permette di costruire la curva di capacità della struttura, la quale descrive l'andamento dello spostamento di un punto di controllo in funzione del carico applicato. Generalmente come punto di controllo viene assunto il punto sulla struttura che presenta i maggiori spostamenti. Nel caso in esame il punto di controllo è posizionato sulla chiave dell'arco della campata 6 centrale del viadotto.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	29 di 108



La verifica sismica del ponte viene condotta secondo le modalità indicate al § C7.3.4.2 della circolare n.7/2019.

In sintesi il metodo prevede la trasformazione della risposta strutturale del sistema globale in quella di un sistema equivalente ad un grado di libertà, attraverso degli opportuni coefficienti quali il fattore di partecipazione e la massa partecipante mutuati dalla analisi modale della struttura.

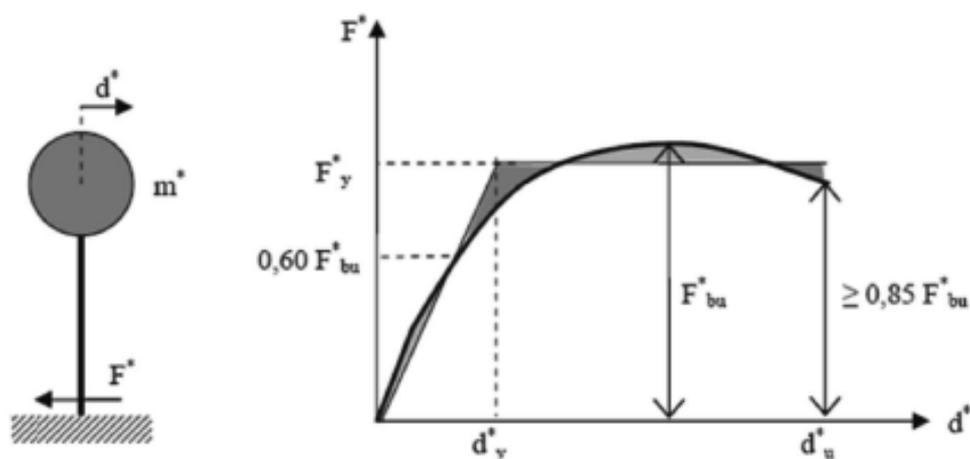


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

Infine, il metodo di verifica sismica si risolve nell'individuazione del Performance Point della struttura vale a dire la coincidenza in termini di spostamento tra la **domanda** sismica e la **capacità** della struttura.

In particolare, fornendo la normativa due distinti metodi per raggiungere tale obiettivo, si specifica che nel caso in esame si è fatto riferimento al **metodo B**, che si basa sulla individuazione di uno spettro di capacità (Capacity Spectrum Method, CSM), in funzione dell'energia dissipata dalla struttura.

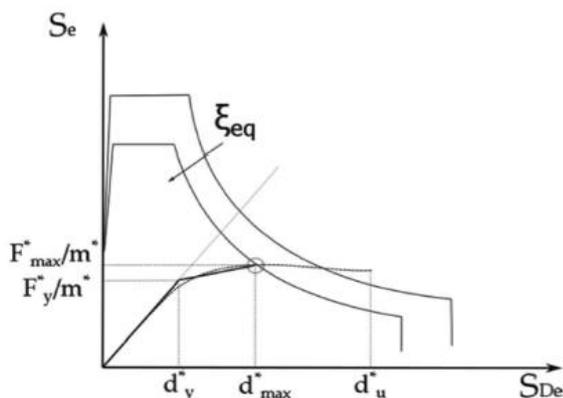


Figura C7.3.A- Individuazione del Punto di prestazione

Detto smorzamento assume un ruolo fondamentale nell'individuazione della capacità sismica della struttura. esso viene calcolato tramite la formula seguente:

$$\xi_{eq}^{(1)} = k \frac{63.7(F_y^{*(0)} d_{max}^{*(0)} - F_{max}^{*(0)} d_y^{*(0)})}{F_{max}^{*(0)} d_{max}^{*(0)}} + 5 \quad [C7.3.10]$$

Dove i termini asteriscati rappresentano i valori di forza e spostamento del sistema ad 1GL, bilinearizzato sulla curva di capacità della struttura secondo criteri di equivalenza energetica. Mentre il parametro k rappresenta un opportuno coefficiente correttivo che tiene conto della natura della costruzione e delle sue capacità dissipative.

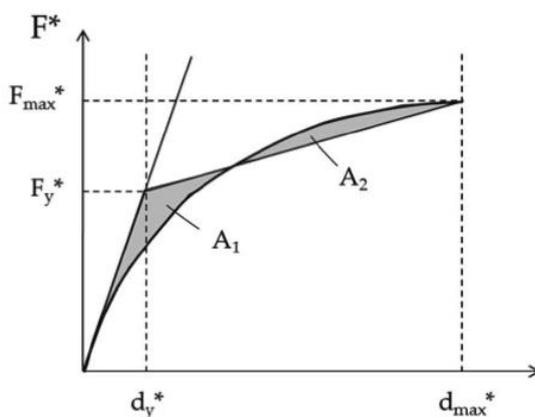


Figura C7.3.3- Bilinearizzazione equivalente

Nel caso in esame è stato adottato il valore più conservativo $k=0.33$ (bassa capacità dissipativa). Inoltre, considerata la natura dell'opera e i materiali della struttura esistente, si è ritenuto opportuno limitare lo smorzamento equivalente a $\xi_{eq} \leq 10\%$.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	31 di 108

7.1 Sisma X - Gruppo 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	0.013	37351
LF: 1.55	spost. (m)	Forza (KN)

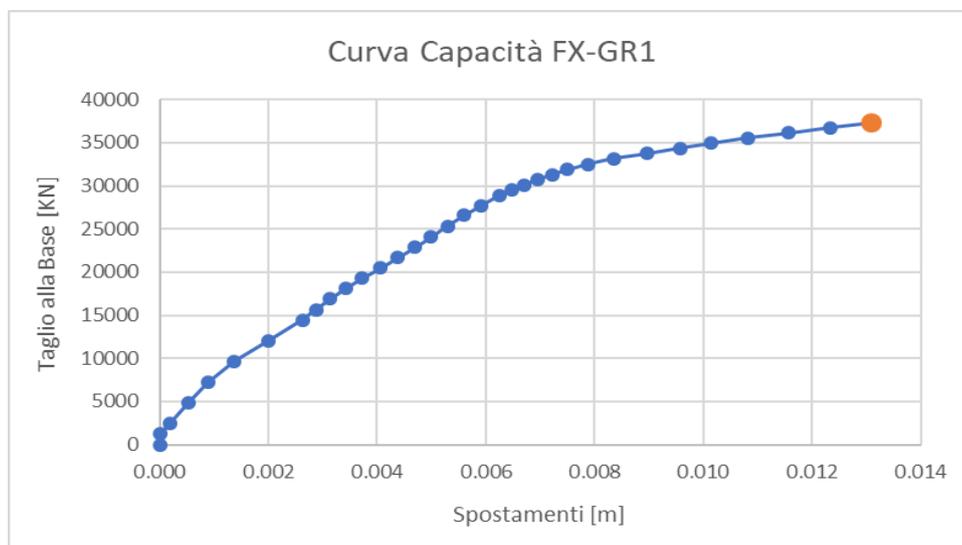


Figura 16: Curva di capacità

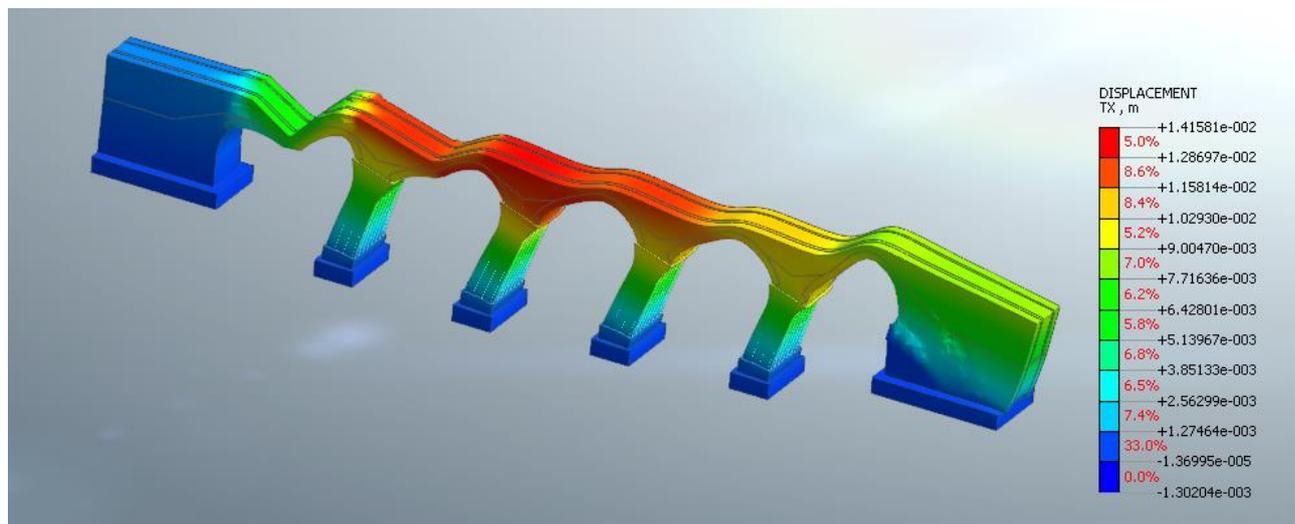


Figura 17: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	32 di 108

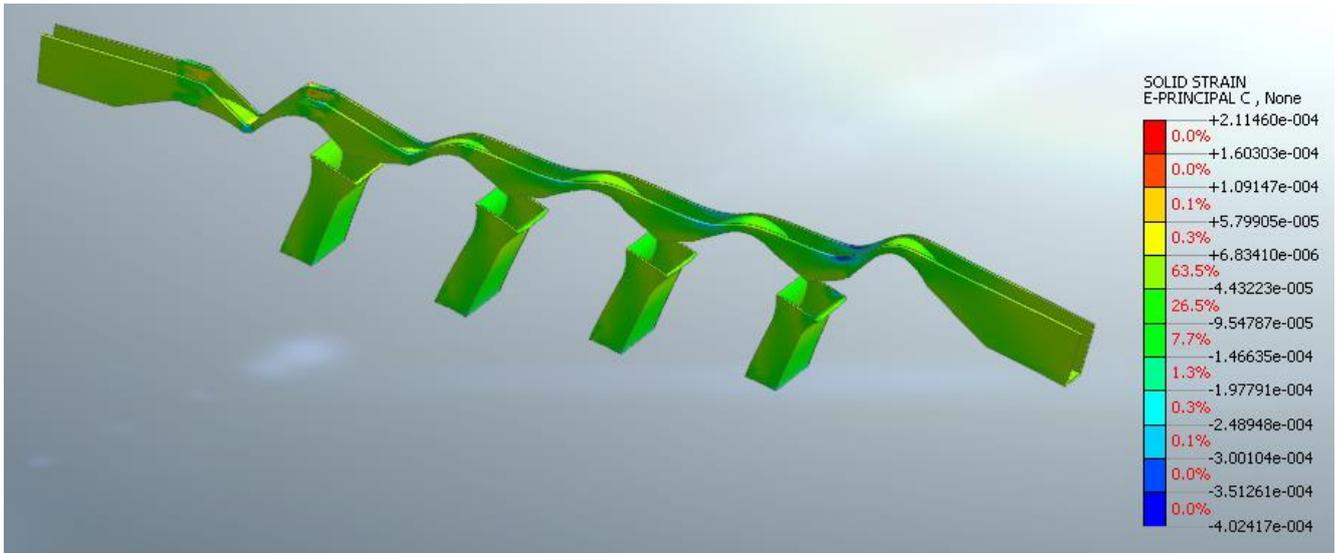


Figura 18: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	33 di 108

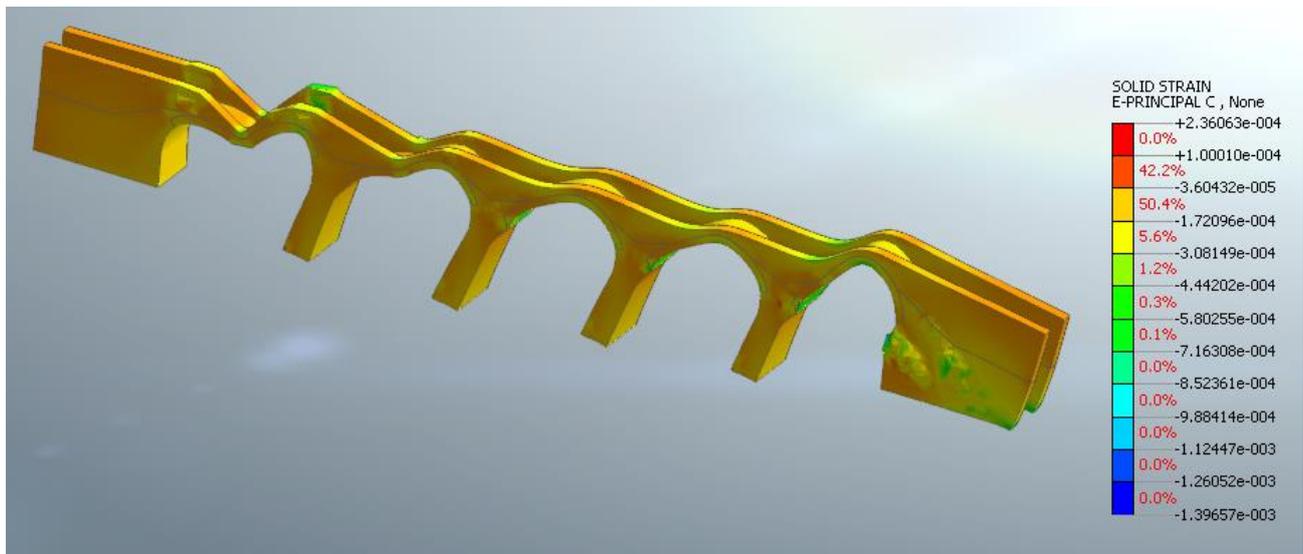


Figura 19: Deformazione principale di compressione nelle murature allo step di collasso

Massa partecipante $m^*=6397$ ton

Fattore di Partecipazione $\Gamma^*= 1.52$

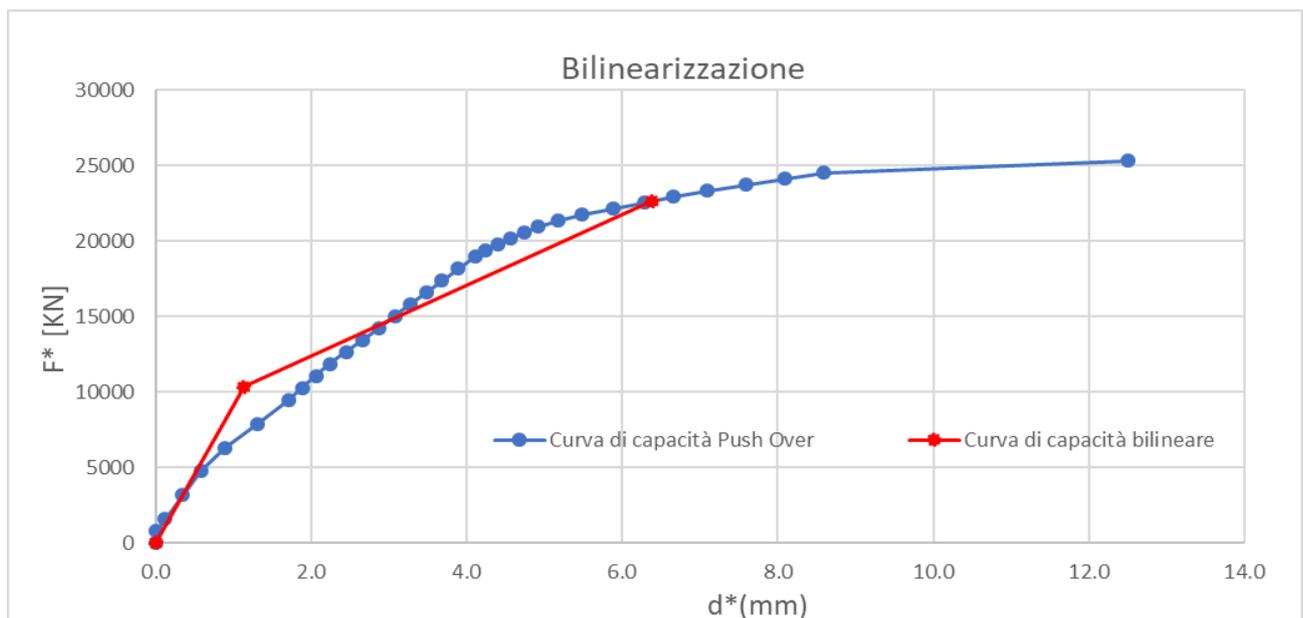


Figura 20: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:

$$\xi_{eq}=10\%$$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/ spostamenti spettrali, risulta evidente che la capacità di spostamento dell'opera risulta superiore a quella richiesta dall'azione sismica di progetto allo SLV ($T_r= 475$ anni).

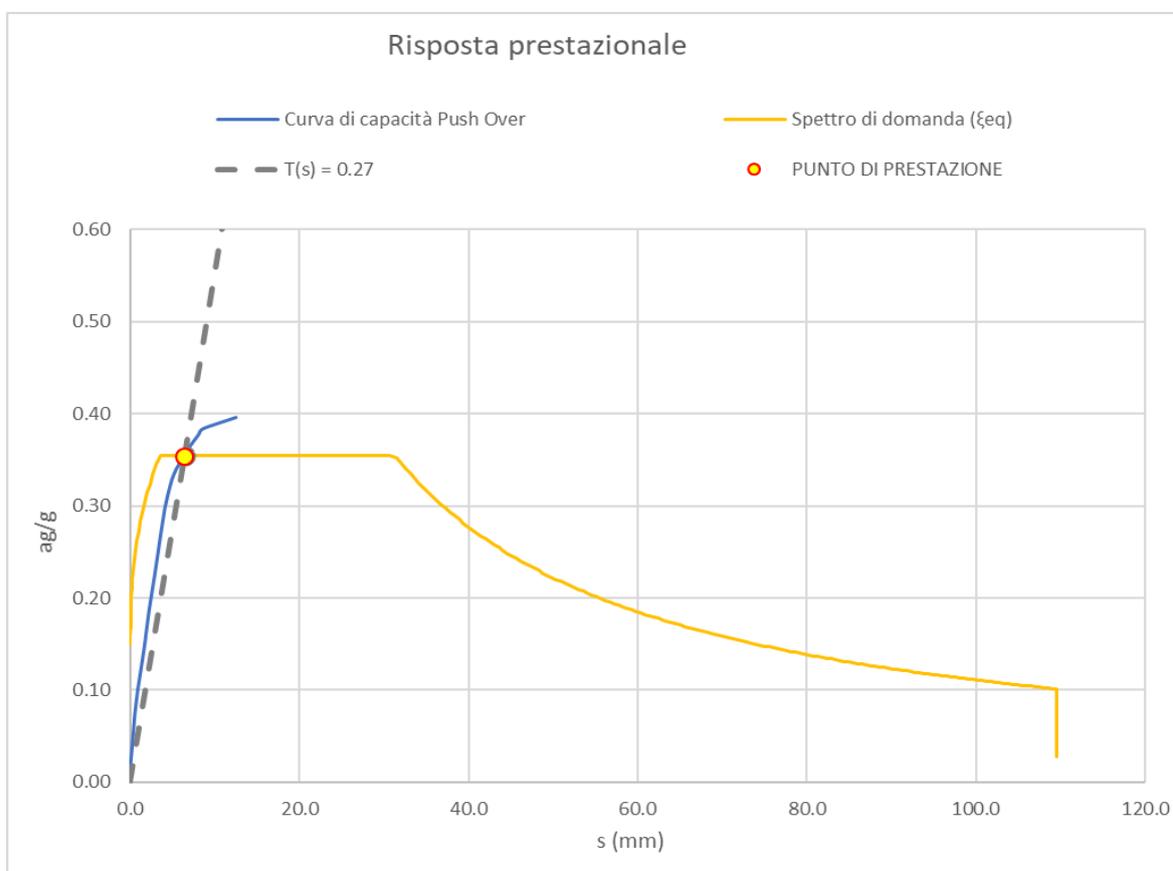


Figura 21: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

d* domanda	6.38	mm
d* capacità	12.5	mm
fattore sicurezza (>1)	1.96	-

7.2 Sisma X - Gruppo 2

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	35 di 108

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	0.014	57831
LF: 0.6	spost. (m)	Forza (KN)

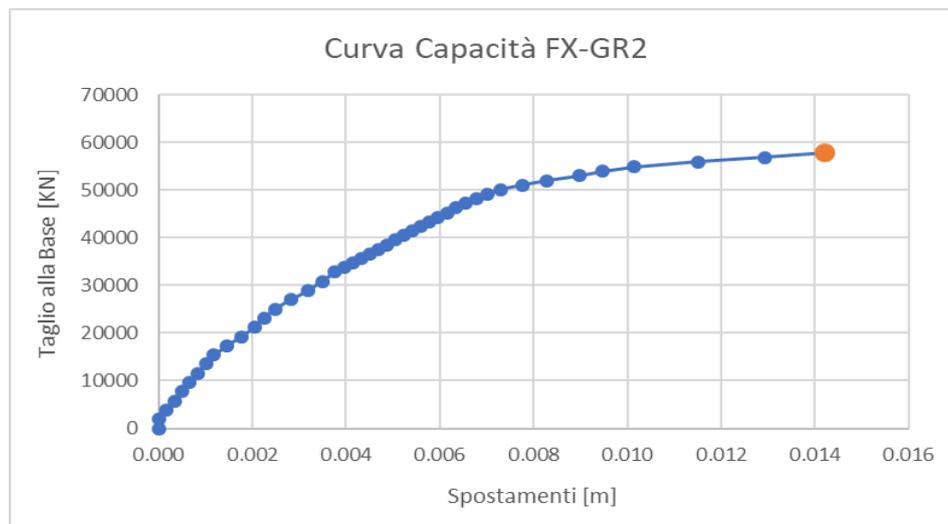


Figura 22: Curva di capacità

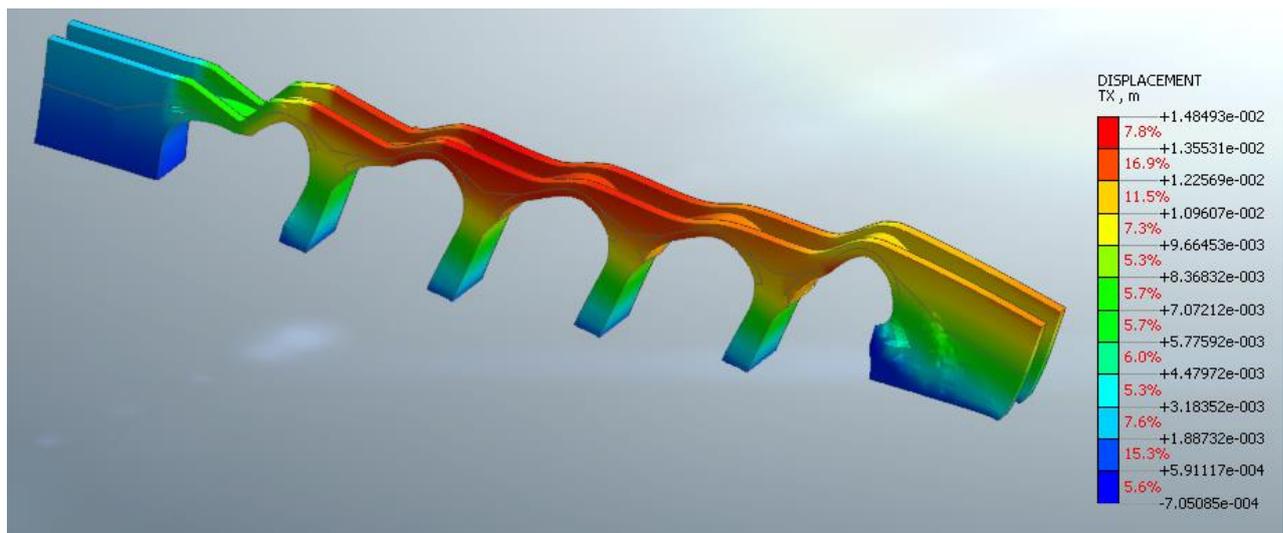


Figura 23: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	36 di 108

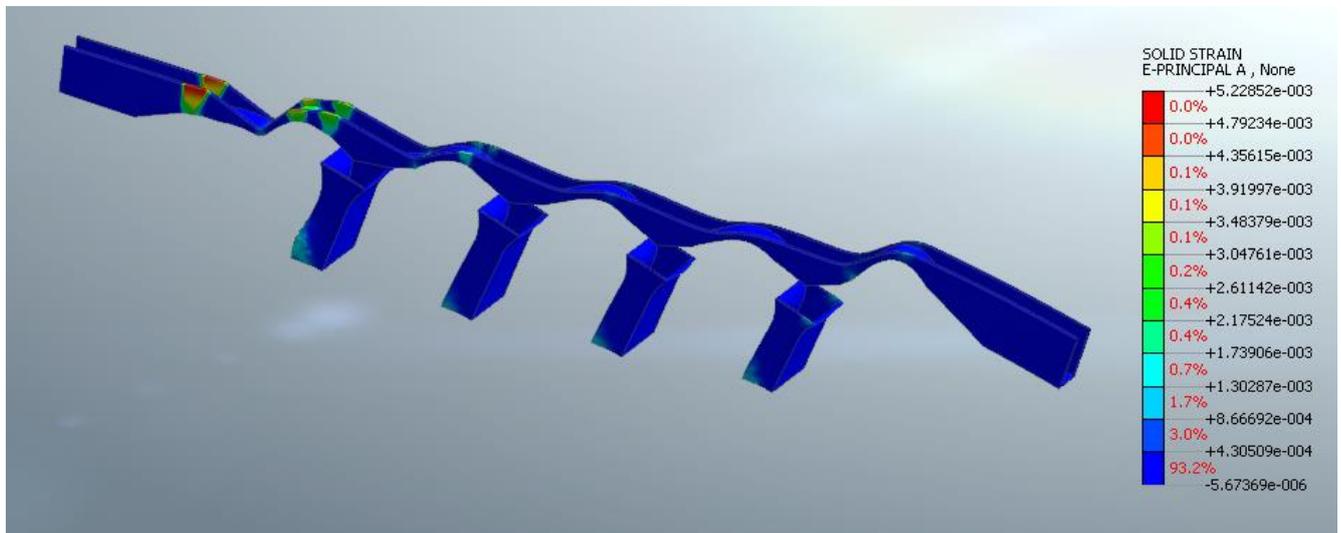
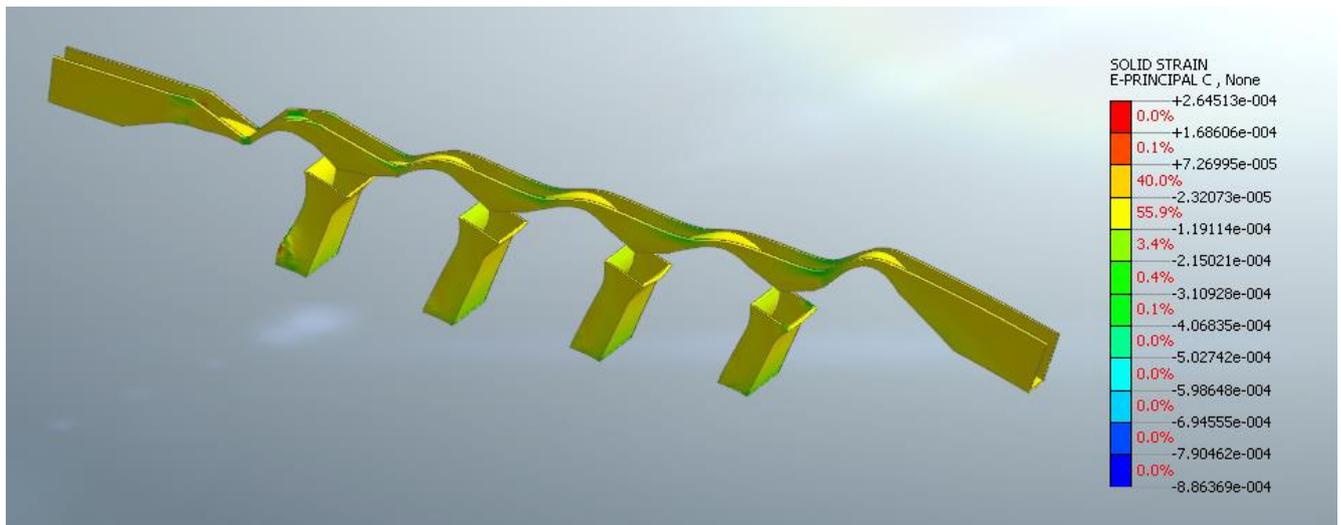


Figura 24: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step di collasso

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	37 di 108

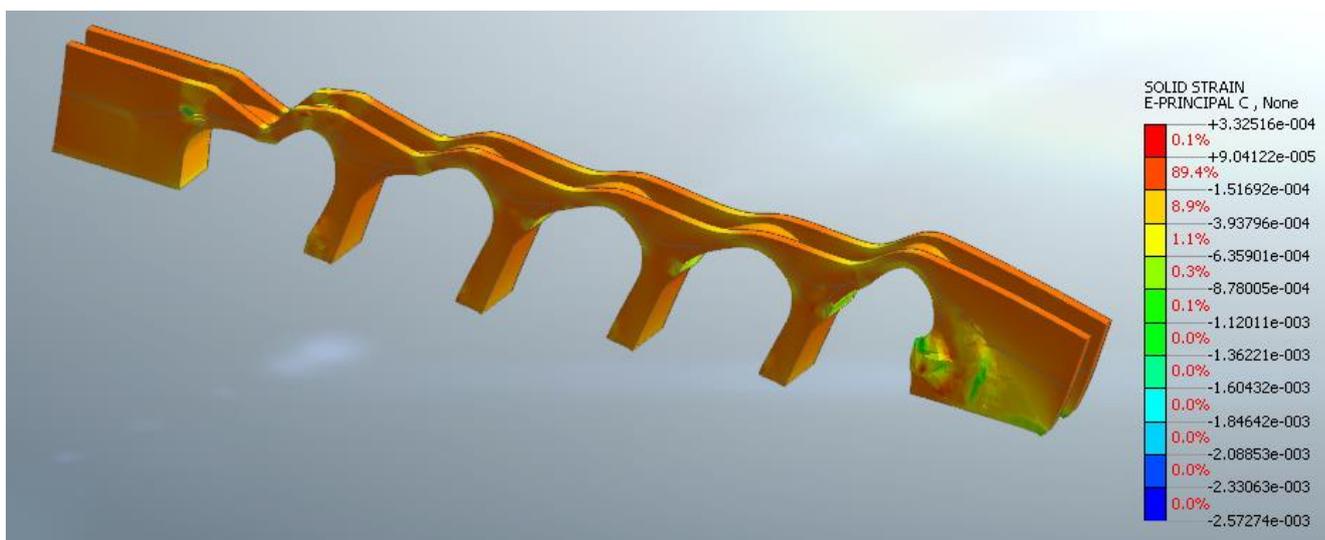


Figura 25: Deformazione principale di compressione nella muratura allo step di collasso

Massa partecipante: $m^*=9757$ ton

Fattore di Partecipazione: $\Gamma^*= 1.0$

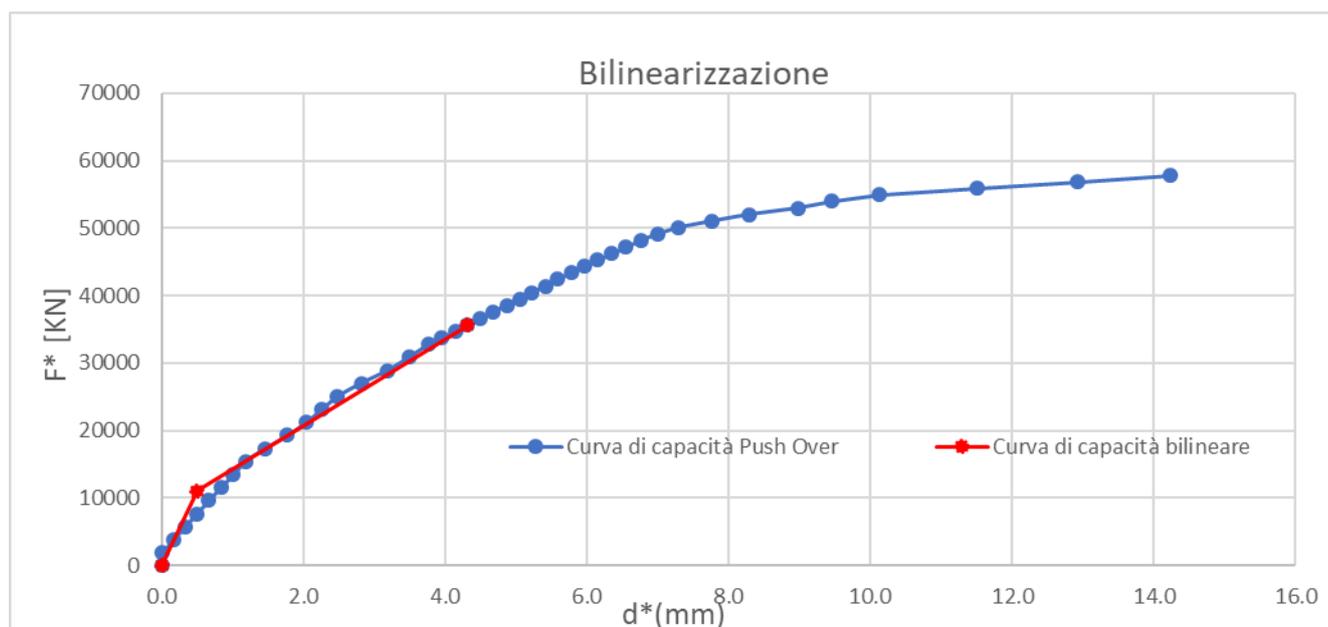


Figura 26: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	38 di 108

$\xi_{eq}=10\%$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/ spostamenti spettrali, risulta evidente che la capacità di spostamento dell'opera risulta superiore a quella richiesta dall'azione sismica di progetto allo SLV (Tr= 475 anni).

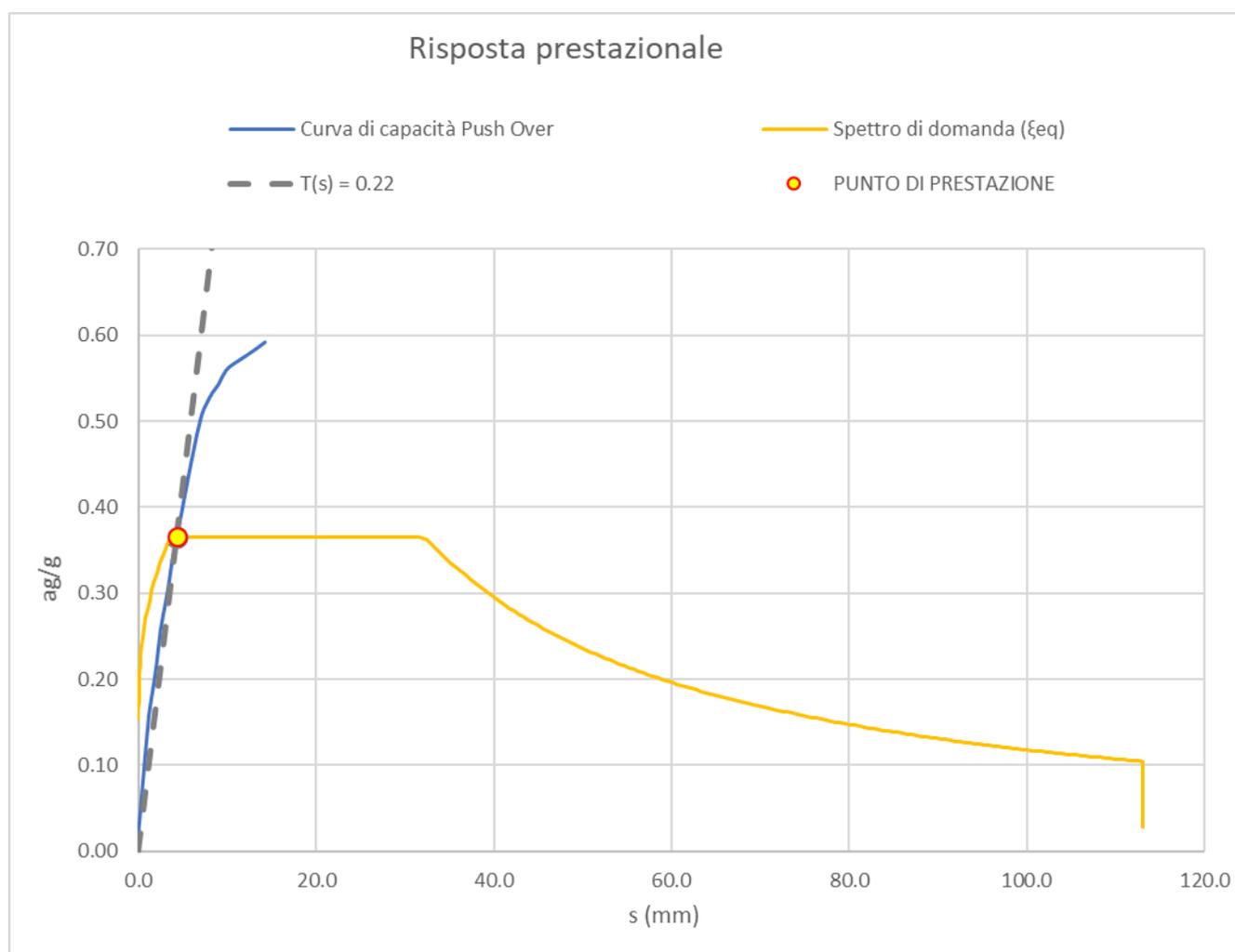


Figura 27: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

d* domanda	4.4	mm
d* capacità	14.2	mm
fattore sicurezza (>1)	3.22	-

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	39 di 108

7.3 Sisma Y - Gruppo 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	0.055	19910
(LF = 1.275)	spost. (m)	Forza (KN)

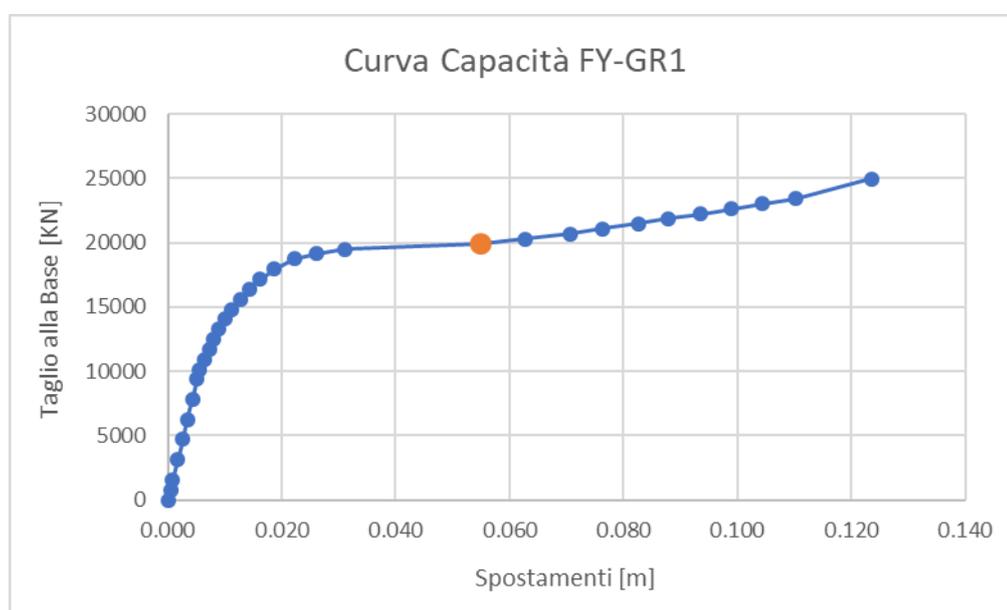


Figura 28: Curva di capacità

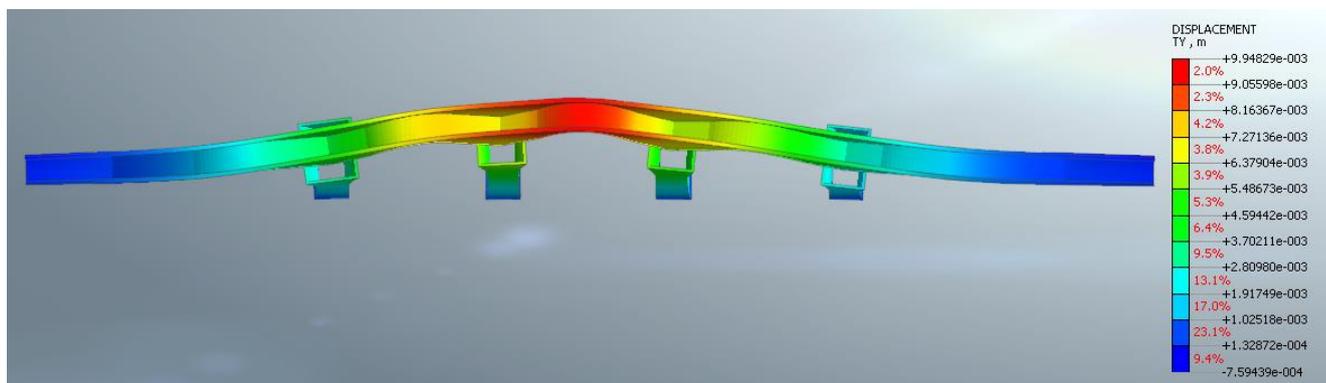


Figura 29: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	40 di 108

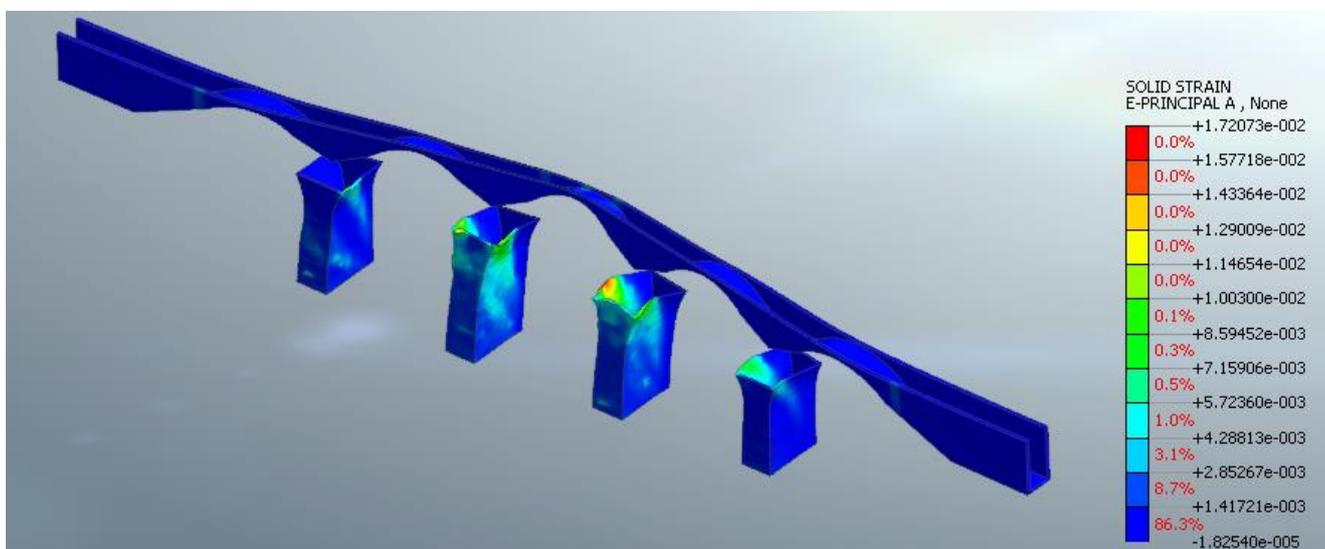
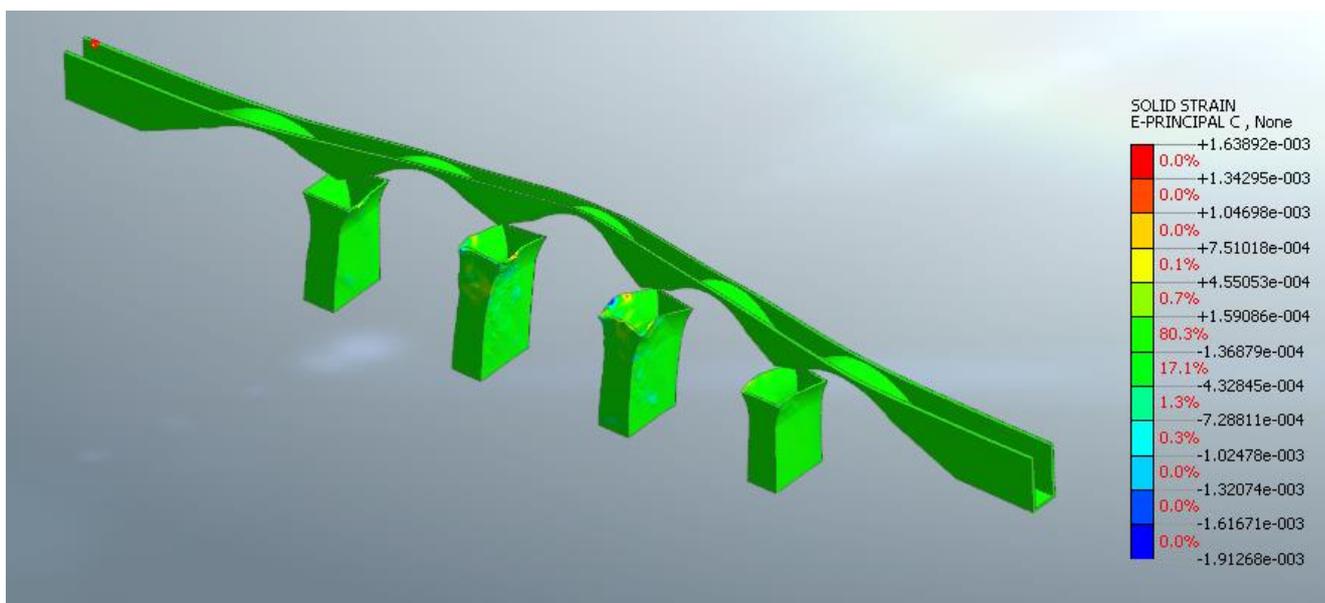


Figura 30: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step di collasso

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	41 di 108

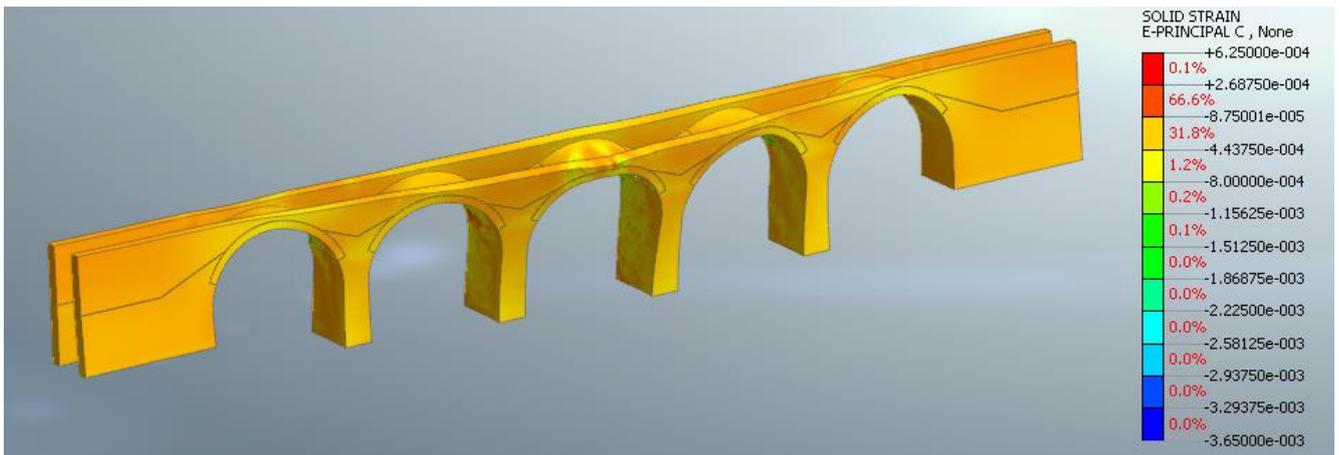


Figura 31: Deformazione principale di compressione nella muratura allo step di collasso

Massa partecipante: $m^*=3601$ ton

Fattore di Partecipazione: $\Gamma^*=1.54$

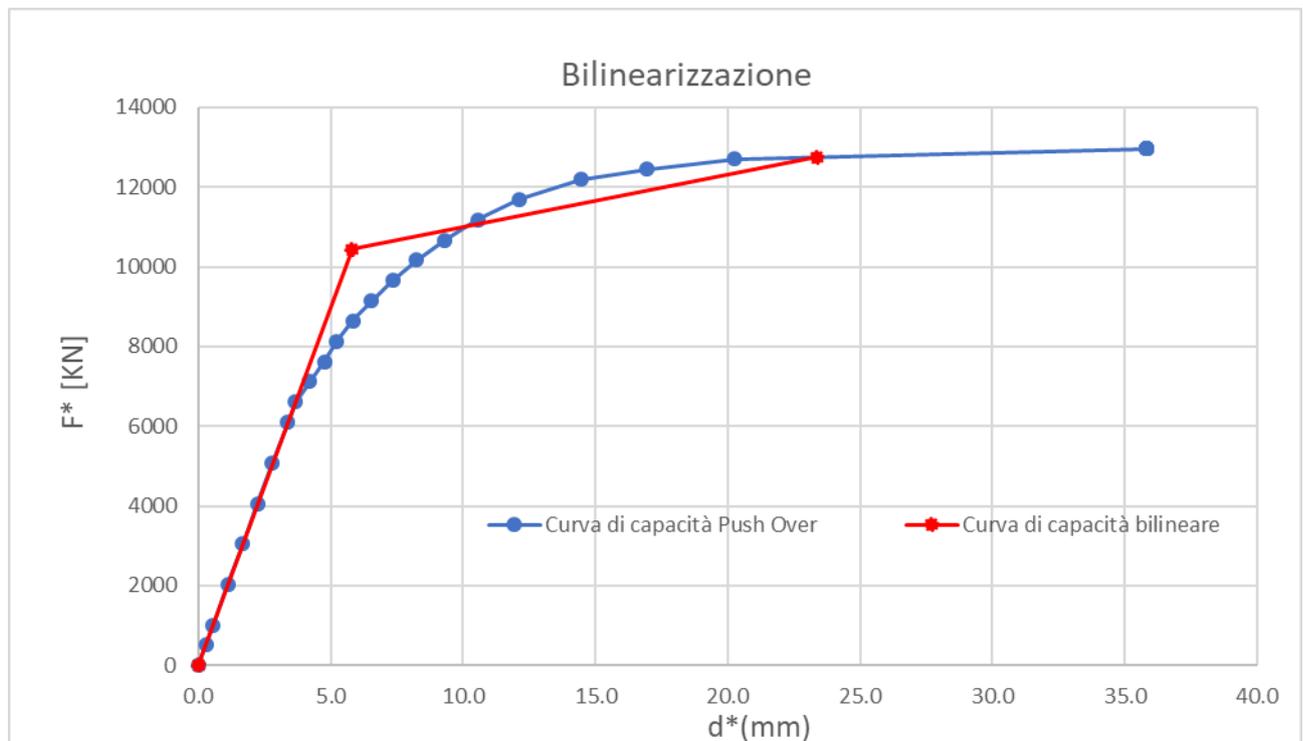


Figura 32: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	42 di 108

Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:

$\xi_{eq}=10\%$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/spostamenti spettrali, risulta evidente che la capacità di spostamento dell'opera risulta superiore a quella richiesta dall'azione sismica di progetto allo SLV (Tr= 475 anni).

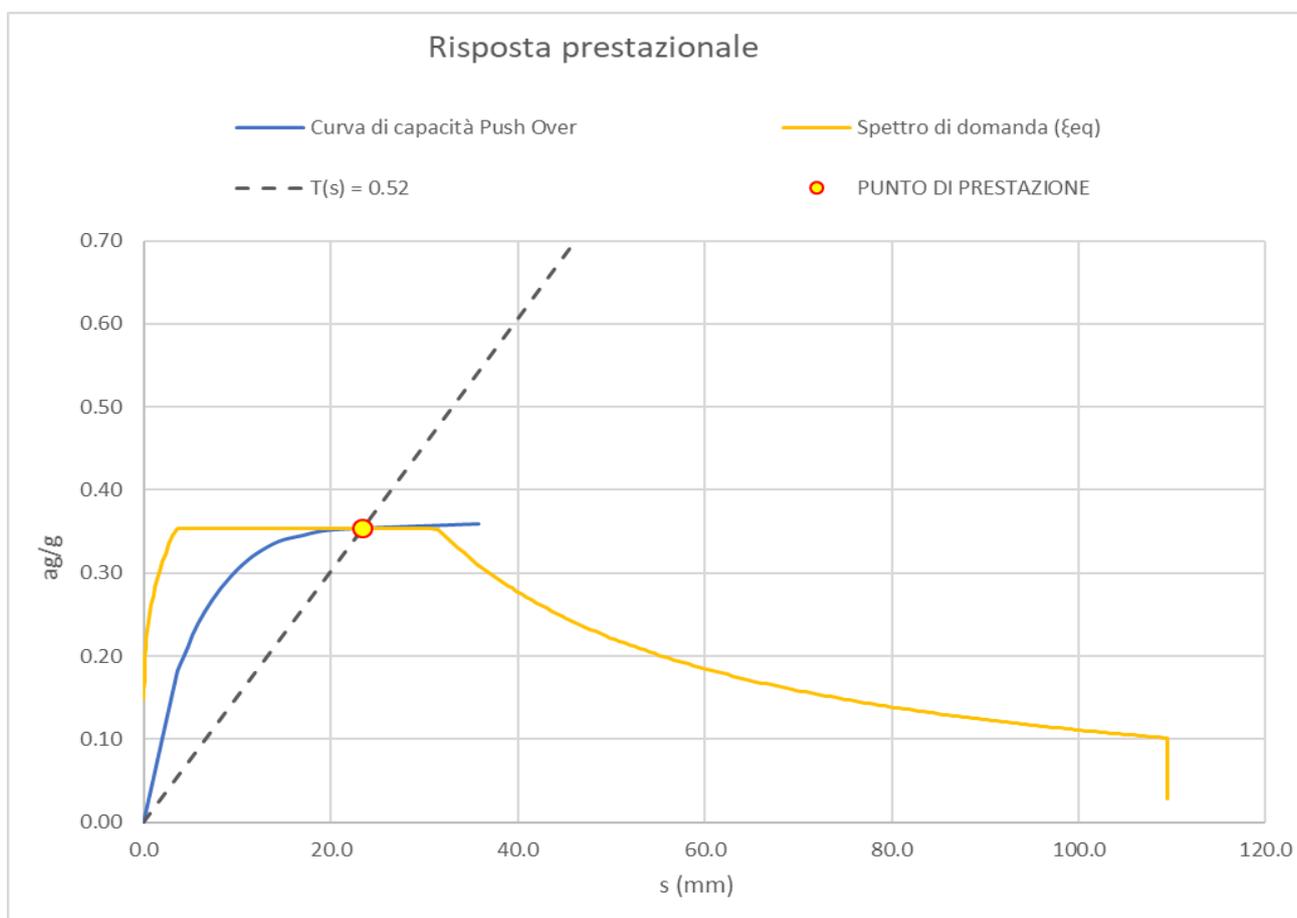


Figura 33: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

d* domanda	23.4	mm
d* capacità	35.8	mm
fattore sicurezza (>1)	1.53	-

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	43 di 108

7.4 Sisma Y - Gruppo 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	0.047	53072
(LF 0.55)	spost. (m)	Forza (KN)

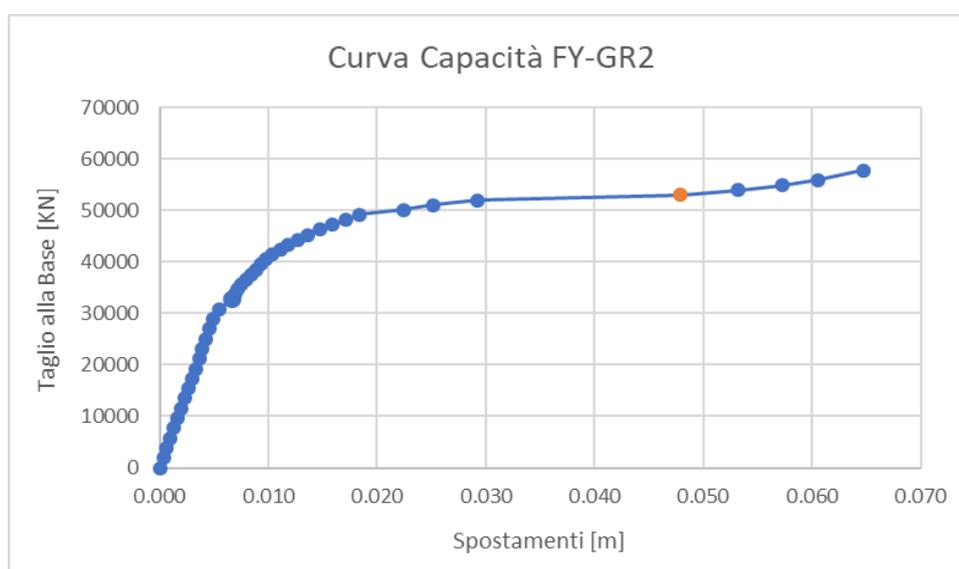


Figura 34: Curva di capacità

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	44 di 108

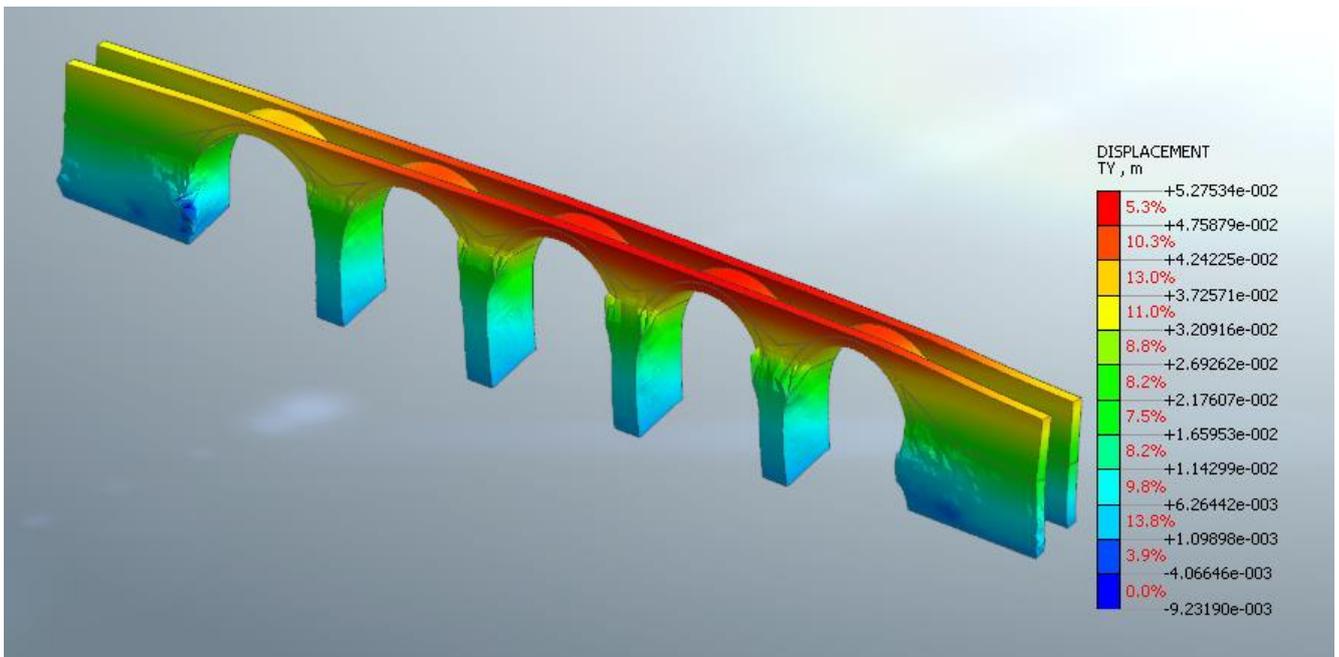
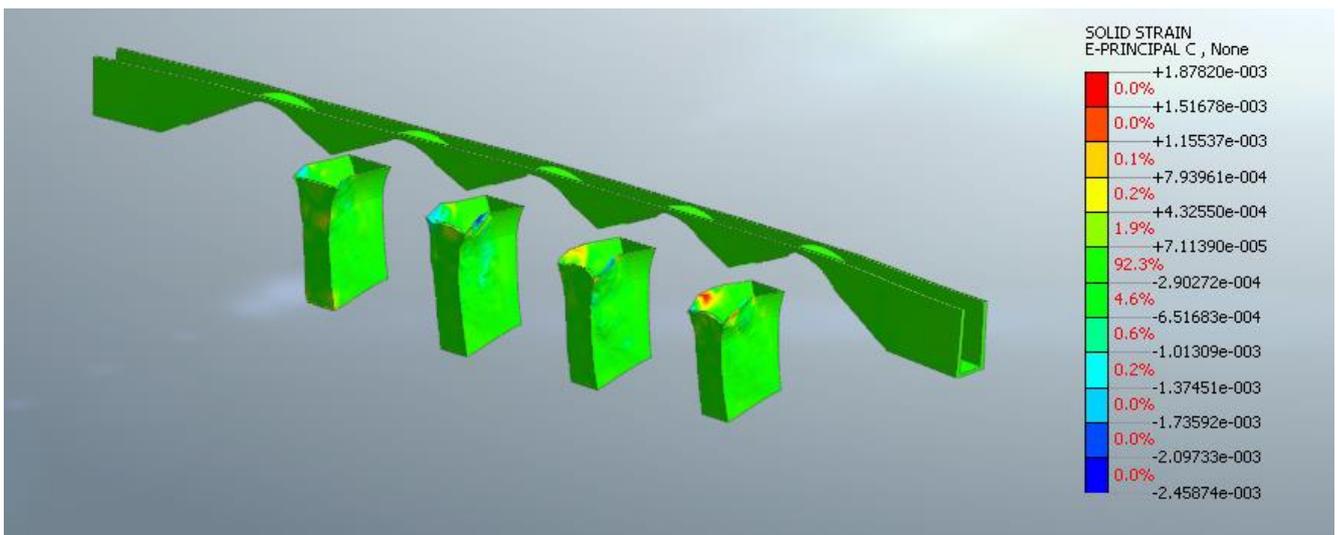


Figura 35: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso



VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	45 di 108

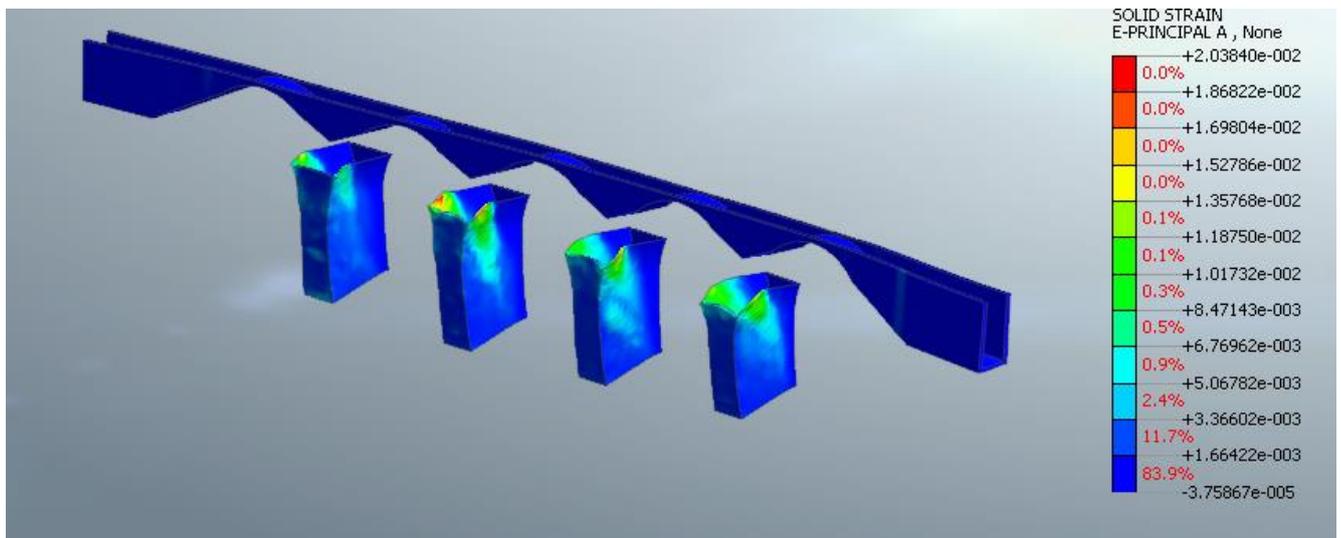


Figura 36: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso

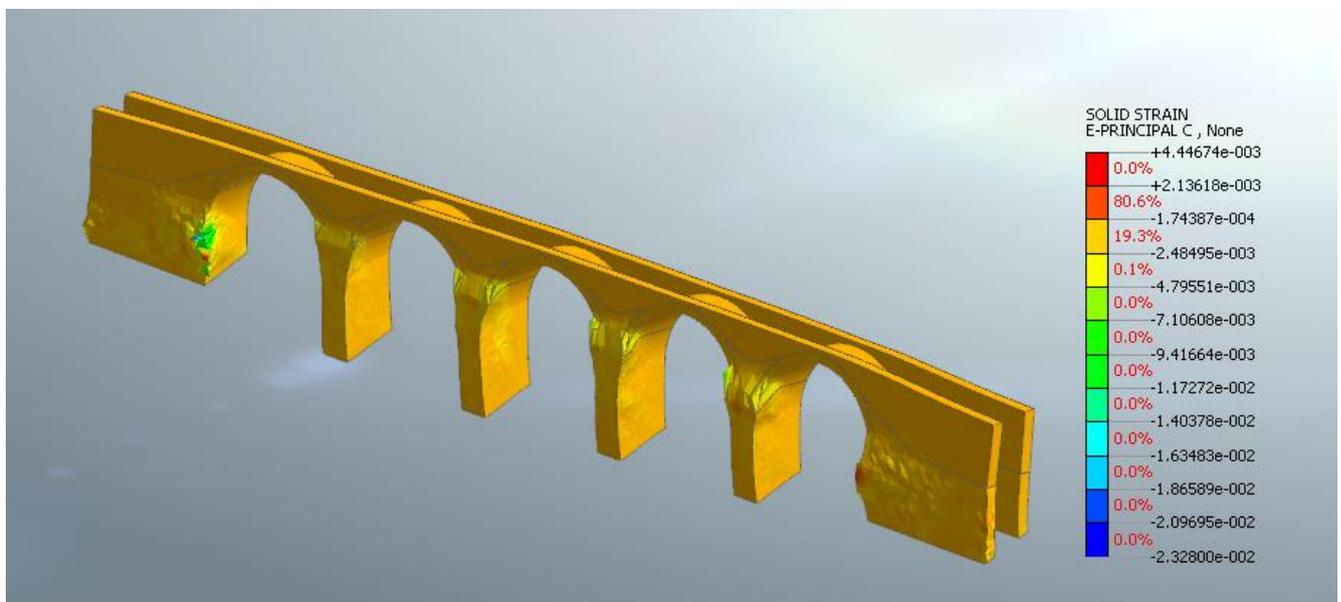


Figura 37: Deformazione principale di compressione nella muratura allo step di collasso

Massa partecipante: $m^*=9757$ ton

Fattore di Partecipazione: $\Gamma^*= 1.0$

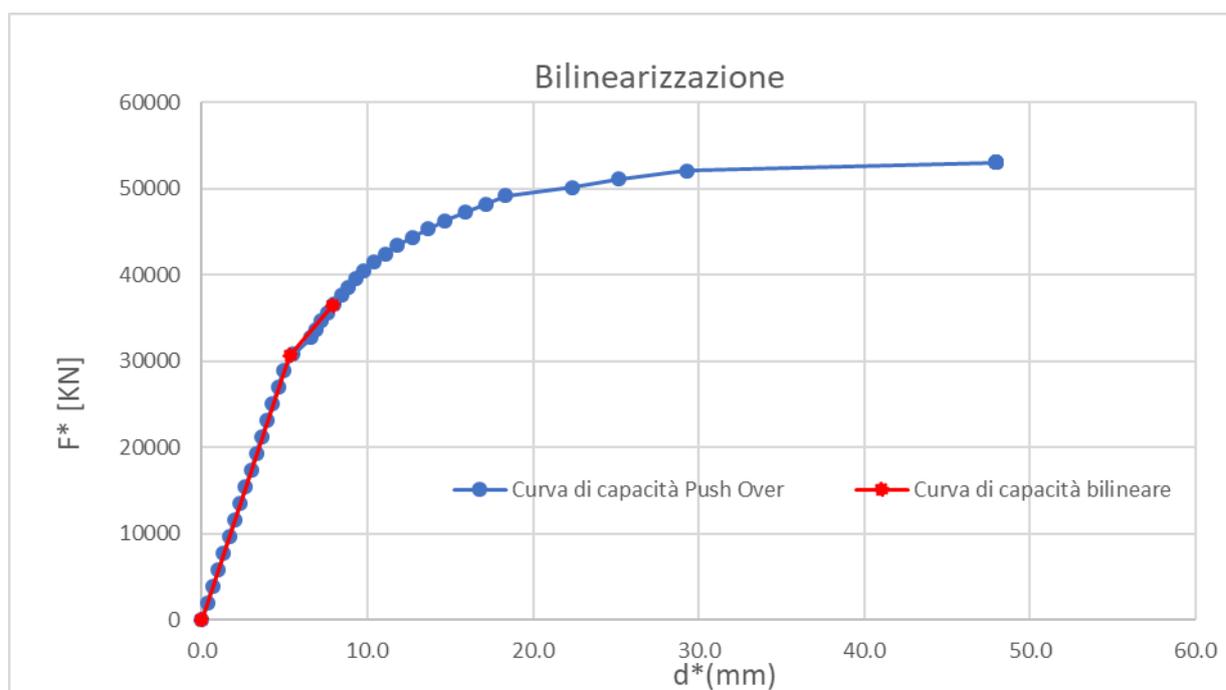


Figura 38: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:

$$\xi_{eq}=10\%$$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/spostamenti spettrali, risulta evidente che la capacità di spostamento dell'opera risulta superiore a quella richiesta dall'azione sismica di progetto allo SLV (Tr= 475 anni).

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	47 di 108

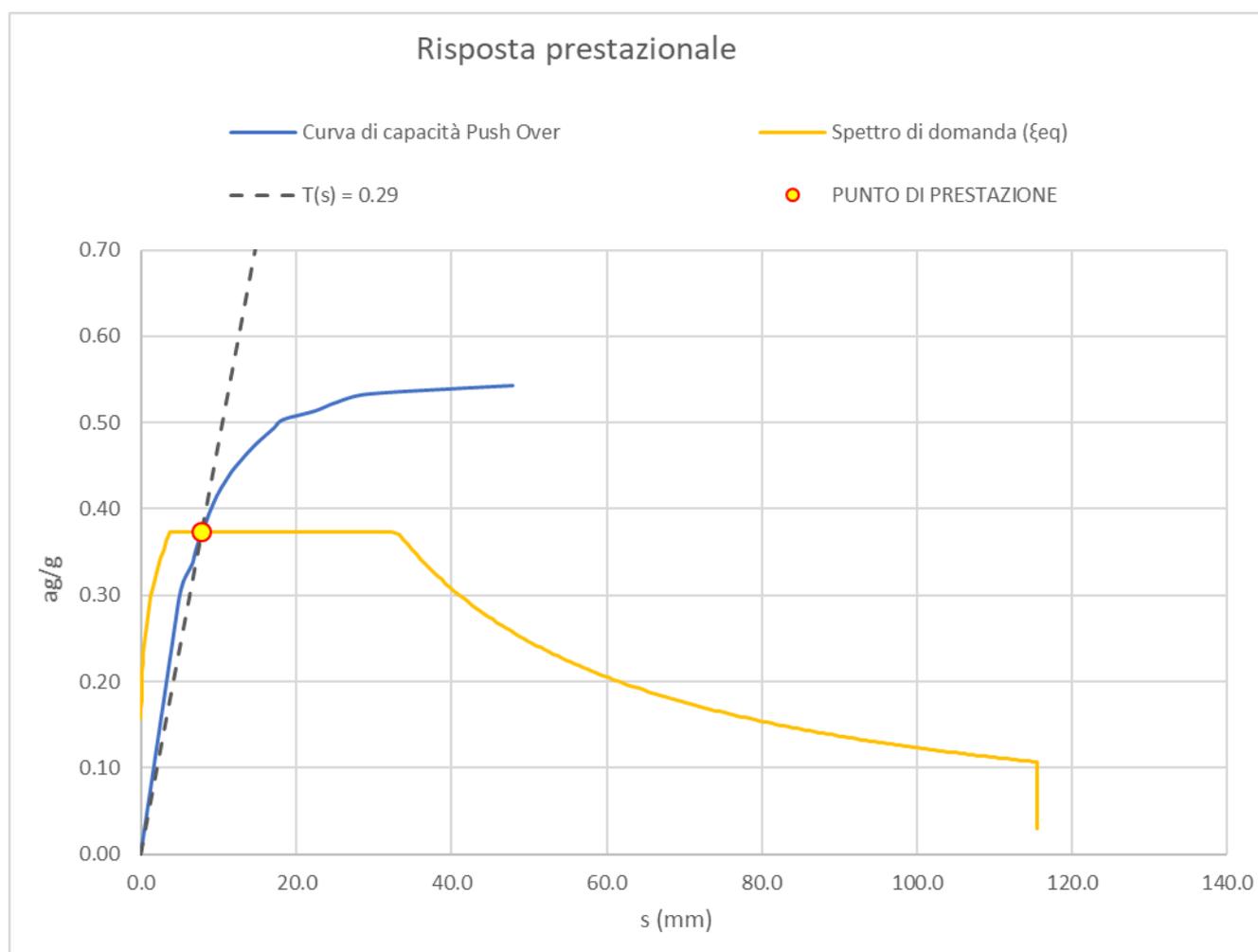


Figura 39: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

d* domanda	7.8	mm
d* capacità	47	mm
fattore sicurezza	6.02	-



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	48 di 108

7.5 Sintesi dei risultati

La tabella seguente riporta in formato sintetico i risultati dell'analisi globale dell'opera rapportata all'azione sismica di progetto allo SLV (Tr= 475 anni).

Il fattore di sicurezza FS rappresenta il rapporto tra lo spostamento richiesto alla struttura dal sisma di progetto (*domanda*) e lo spostamento limite della struttura (*capacità*).

	<i>D*domanda</i>	<i>D*capacità</i>	<i>FS</i>
FX-GR1	6.38	12.5	1.95
FX-GR2	4.4	14.2	3.22
FY-GR1	23.4	35.8	1.45
FY-GR2	7.8	47.0	6.02
MIN FS			1.46

8 VERIFICA DELL'INTERVENTO DI RINFORZO DEGLI ARCHI

L'analisi delle sollecitazioni in condizioni non sismiche dell'opera è stata condotta a partire dal modello globale descritto in precedenza disattivando le non linearità di materiale. In altre parole per i carichi non sismici, si assume che l'opera reagisca con un comportamento elastico lineare.

Ai fini dell'applicazione del carico da traffico ferroviario, il quale è stato considerato agente nel modello in maniera uniformemente distribuita, sono state caricate le campate in modo da massimizzare gli effetti nella sezione di verifica.

Le analisi sismiche, invece, sono state condotte mediante modelli non lineari, applicando una sequenza costruttiva che prevede prima l'applicazione di carichi verticali e successivamente quelli sismici.

8.1 Sollecitazioni elementari

Le sollecitazioni elementari sono state ottenute dal modello mediante l'integrazione su un prefissato piano di taglio (sezione) delle forze nodali associate ai vari elementi tridimensionali che costituiscono il modello di calcolo.

Il piano di taglio è stato individuato in corrispondenza della chiave dell'arcata in quanto la sezione dell'intervento di rinforzo ha altezza minima (40 cm).

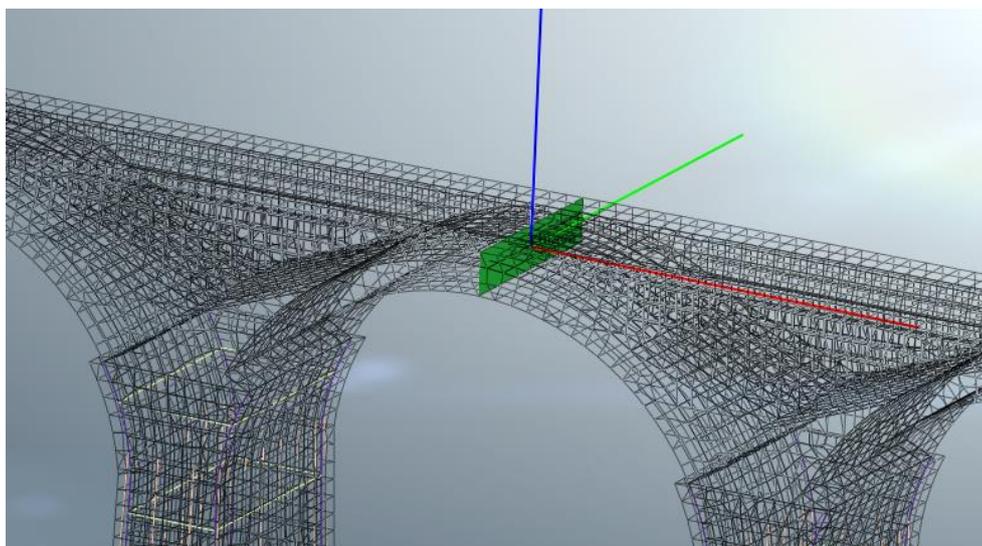


Figura 40: Sezione di integrazione delle forze nodali (Assi di riferimento: rosso=X, verde=Y, blu=Z)

Il piano di taglio è stato quindi effettuato su tutta la sezione, comprendendo anche la struttura esistente (in questo caso la sezione dell'arco, i timpani e il riempimento). La sezione a cui si farà riferimento per le verifiche strutturali sarà quella composta dalla soletta e dall'arco sottostante. Si precisa che a tale sezione composta è



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	50 di 108

stata assegnata una classe di calcestruzzo più scadente, per tenere in conto della differenza prestazionale tra i calcestruzzi dei due elementi.

Si specifica che per i cedimenti sono stati considerati due casi di cedimento delle pile adiacenti alla sezione di verifica in modo da massimizzare/minimizzare le sollecitazioni generate.

Per le azioni sismiche sono stati riportati i valori per i due gruppi di azioni già citati nell'analisi push over, e la componente verticale SLV Z, andando a considerare l'effettiva accelerazione di sito per sisma verticale.

azioni elementari	N	Vz	Vy	My	Mz
G1	-742	26	1	-348	-291
G2	-46	2	0	-21	-1
T1	-247	28	3	-259	-6
T2	-404	24	2	-263	-6
Vento	-5	0	-8	-2	-84
Frenatura	-1	10	0	2	-4
Cedimento inf.	-245	-518	-2	-181	249
Cedimento sup.	-141	522	0	112	-254
Serpeggio	-1	0	-24	-1	-48
FX GR1	-5354	995	-20	300	-540
FX GR2	-2879	600	-5	93	-231
FY GR1	-4834	109	-323	16	-11990
FY GR2	-1064	21	-123	-112	-959
SLV Z	-43	1	0	-20	-17

8.2 Combinazioni di carico

Come già indicato in precedenza in fase statica (non sismica), il modello di calcolo è elastico pertanto vale il principio di sovrapposizione degli effetti, quindi le varie sollecitazioni elementari vengono analizzate separatamente e poi assemblate secondo le varie combinazioni di riferimento.

Le analisi sismiche sono state condotte mediante modelli non lineari, applicando una sequenza costruttiva che prevede prima l'applicazione di carichi verticali poi quelli sismici. Il modello pertanto fornisce risultati complessivi (intesi come tensioni, deformazioni, sollecitazioni, etc.), su cui non è possibile applicare la regola della sovrapposizione degli effetti. Tuttavia ai fini delle verifiche strutturali onde soddisfare le richieste normative in merito di combinazione dei carichi, dell'elemento di rinforzo, si è optato per forzare la regola teorica summenzionata associando i risultati delle analisi sismiche non lineari con gli altri carichi eventualmente previsti dalle combinazioni da normativa e desunti dal modello di calcolo lineare (treni di carico, cedimenti etc.). Tale approccio è certamente conservativo in termini di sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali. Diversamente, non risulta possibile combinare tra loro i risultati delle analisi sismiche, che sono state condotte separatamente per le direzioni principali dell'opera (longitudinale e trasversale). Pertanto le combinazioni di carico impiegate per la verifica contempleranno esclusivamente l'una o l'altra direzione di applicazione

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	51 di 108

dell'azione sismica orizzontale, il sisma verticale invece è stato valutato come un'azione statica pertanto ricompreso nelle combinazioni.

La tabella seguente riporta il dettaglio delle combinazioni di carico impiegate nella verifica dell'elemento strutturale.

- **Condizioni statiche**

	G1	G2	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	Vento	Ced. inf.	Ced. sup.
SLU1	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU2	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU3	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU4	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU5	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU6	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU7	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU8	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU9	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU10	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2
SLU11	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU12	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU13	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU14	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU15	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU16	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU17	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU18	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU19	1	1	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU20	1	1	0	0	0	0	0	0	1.2
SLE-K1	1	1	1	0	1	1	0.6	0	1
SLE-K2	1	1	0	1	1	1	0.6	0	1
SLE-K3	1	1	0.8	0	0.8	0.8	1	0	1
SLE-K4	1	1	0	0.8	0.8	0.8	1	0	1
SLE-K5	1	1	1	0	1	1	0.6	1	0
SLE-K6	1	1	0	1	1	1	0.6	1	0
SLE-K7	1	1	0.8	0	0.8	0.8	1	1	0
SLE-K8	1	1	0	0.8	0.8	0.8	1	1	0
SLE-K9	1	1	0	0	0	0	0	1	0
SLE-K10	1	1	0	0	0	0	0	0	1
SLE-QP1	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1
SLE-QP2	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1
SLE-QP3	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0
SLE-QP4	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0
SLE-QP5	1	1	0	0	0	0	0	1	0
SLE-QP6	1	1	0	0	0	0	0	0	1

SLU: Combinazione stati limite ultimi

SLE K: Combinazione caratteristica stati lime di esercizio

SLE QP: Combinazione quasi permanente stati lime di esercizio

- **Condizioni sismiche**

	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	FX gr1	FX gr2	FY gr1	FY gr2	SLV Z
SLV1	0.2	0	0.2	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV2	0.2	0	0.2	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV3	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV4	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV5	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV6	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV7	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV8	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0	1	-0.3
SLV9	0	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV10	0	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV11	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV12	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV13	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV14	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV15	0	0.2	0.2	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV16	0	0.2	0.2	0.2	0	0	0	1	-0.3

8.3 Verifiche strutturali

Come precedentemente detto, in via prudentiale, le sollecitazioni agenti in chiave dell'arco non sono state associate a tutta la struttura, vale a dire che sono state ignorate ai fini della resistenza alcune porzioni (parte dell'arco in calcestruzzo e murature dei timpani).

La nuova struttura è realizzata con un calcestruzzo C32/40 armato con ferri classe B450C tuttavia ai fini delle verifiche è stato utilizzato un calcestruzzo C20/25 per tenere in conto delle caratteristiche di resistenza dell'arco. Di seguito sono esplicitati i valori di calcolo impiegati per le verifiche:

CLS C20/25	Acciaio B450C
fcd = 11.3 Mpa	f _{yd} = 391 MPa
ε _{cu} = 0.35%	ε _{su} 5%

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	53 di 108

8.3.1 Verifiche pressoflessione

La sezione di verifica è rappresentata nell'immagine seguente, mentre i dati geometrici principali sono riportati nella tabella seguente.

<i>dati sez</i>	
B tot	3.25 m
H max	1.20 m
B trave	0.40 m
Sp. soletta	0.20 m
ρ_s (Della soletta)	2.3%

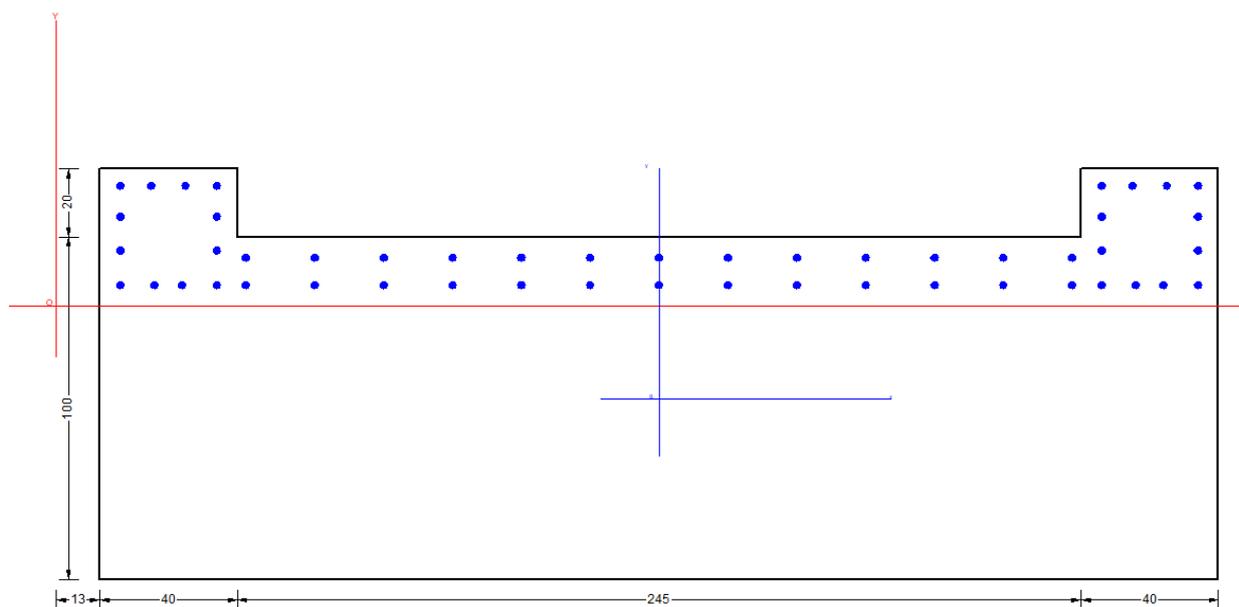


Figura 41: Sezione di verifica

Si riporta il riepilogo dei livelli di sicurezza ottenuti per ciascuna combinazione nei riguardi delle verifiche a pressoflessione eseguite.

- Condizioni statiche**

Combinazioni Statiche SLU						
Chiave Arco	N	Vz	Vy	My	Mz	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLU1	-1605	720	-38	-741	-857	2.04
SLU2	-1833	713	-39	-747	-856	2.18
SLU3	-1536	708	-36	-667	-890	2.22
SLU4	-1718	703	-37	-672	-890	2.34

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	54 di 108

SLU5	-1730	-528	-40	-1094	-253	1.39
SLU6	-1959	-534	-41	-1100	-253	1.48
SLU7	-1661	-539	-39	-1020	-287	1.48
SLU8	-1844	-544	-40	-1025	-287	1.55
SLU9	-1365	-584	-2	-719	-94	1.99
SLU10	-1240	664	0	-366	-698	3.93
SLU11	-1322	710	-38	-609	-755	2.3
SLU12	-1551	703	-39	-615	-754	2.47
SLU13	-1253	698	-37	-535	-788	2.54
SLU14	-1436	693	-38	-540	-788	2.73
SLU15	-1448	-538	-40	-961	-151	1.47
SLU16	-1676	-544	-42	-967	-151	1.58
SLU17	-1378.1	-549	-39	-888	-185	1.57
SLU18	-1560.8	-554	-40	-893	-184	1.66
SLU19	-1082.2	-594	-2	-587	8	2.26
SLU20	-956.9	654	0	-234	-596	5.85

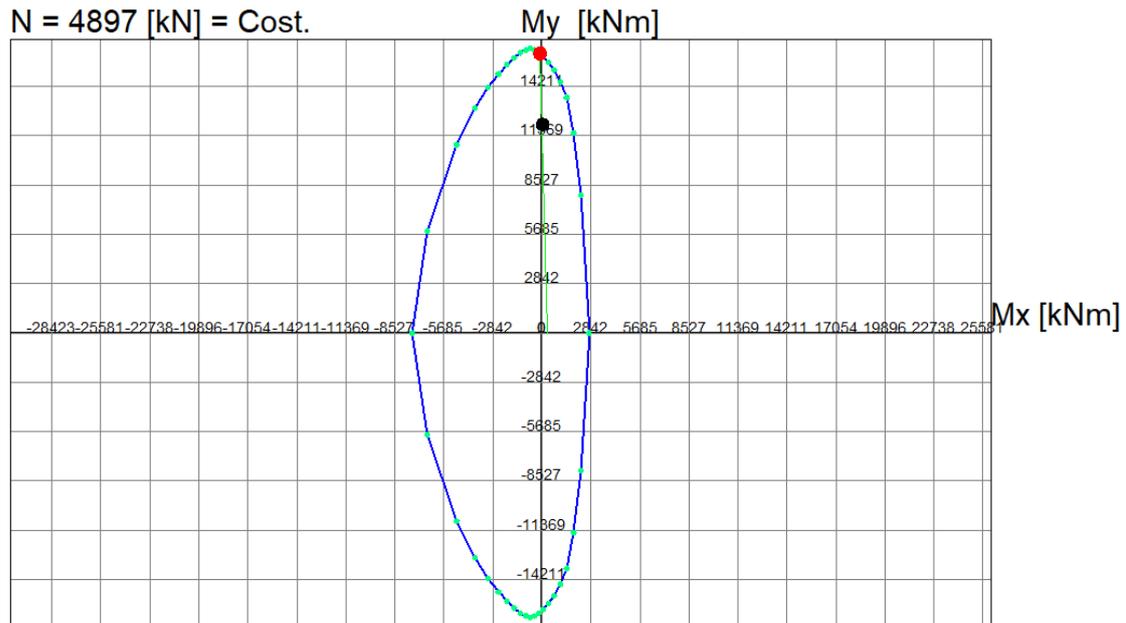
- Condizioni sismiche

Combinazioni Sismiche SLV						
Chiave Arco	N	Vz	Vy	My	Mz	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLV1	-5416	1003	-25	243	-556	11.4
SLV2	-5391	1002	-25	255	-546	11.26
SLV3	-2941	608	-9	35	-248	26.79
SLV4	-2916	607	-9	47	-238	26.24
SLV5	-4897	117	-327	-41	-12007	1.34
SLV6	-4871	116	-327	-29	-11997	1.34
SLV7	-1127	29	-127	-169	-975	7.99
SLV8	-1101	28	-127	-157	-965	8.3
SLV9	-5448	1002	-25	242	-556	11.37
SLV10	-5422	1001	-25	254	-546	11.24
SLV11	-2973	607	-9	35	-248	26.73
SLV12	-2947	606	-9	47	-238	26.06
SLV13	-4928	116	-327	-42	-12006	1.34
SLV14	-4903	116	-327	-30	-11996	1.34
SLV15	-1158	28	-127	-170	-975	8.03
SLV16	-1133	27	-127	-158	-965	8.76

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLV 5.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	55 di 108



Passo Momenti Mx, My griglia = 2842 kNm

Legenda		Visualizza	
• Punti calc. dom.	N [kN]	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Punti calcolati dom.
— Wireframe dom.	Mx [kNm]	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Griglia
— Assi rifer. dom.	My [kNm]	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Sforzi dati e di frontiera
• Sforzi assegnati	N°Punti Dominio	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Numerazione punti
• Sforzi ultimi	Scala grafico e passo griglia	<input type="checkbox"/>	
		Passo M(kNm)	<input type="text" value="2842.3"/>

8.3.2 Verifiche taglio

La verifica a taglio è stata eseguita prendendo il taglio massimo tra le condizioni statiche e quelle sismiche.

- DIREZIONE TRASVERSALE (Y)

La sezione resistente è costituita dalla soletta inferiore, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da 2 $\phi 12$ passo 150 mm.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	56 di 108

Verifica a taglio in accordo a EC2-2

Caratteristiche dei materiali

Cls

Rck= 37 MPa
fck= 30 MPa
 γ_c = 1.50
fcm= 38 MPa
 α_{cc} = 0.85
fcd= 17.0 MPa

coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1

fctm= 2.90 MPa
fctk_{0.05}= 2.03 MPa
fctk_{0.95}= 3.77 MPa
 α_{ct} = 1.00
fctd= 1.35 MPa

coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1

Acciaio c.a.

fyk= 450 MPa
 γ_s = 1.15
fyd= **391** MPa

Azioni di taglio

Aed γ 327 $\times 1.00 =$ **327 kN**
V_{Ed} = 327 kN

Nsd= **957** KN sforzo normale

bw = 0.200 m larghezza (6.16)
h= 3.250 m altezza totale
c= 0.060 m copriferro
d = 3.190 m altezza utile
Ac= 0.810 mq area totale

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	57 di 108

Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	12	mm	diametro staffa		
$n =$	2.00		numero braccia		
$A_{sw} =$	2.26	cmq			
$z =$	2.87	m	$= 0.9 \cdot d$		
$\sin \alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)		
$\rho_w =$	0.75	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$		
$s =$	0.15	m	$=$ passo staffe \leq	2.39	m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	45.0	°			
$V_{Rd,s} =$	1694	kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$		

Resistenza del puntone compresso:

$v =$	0.528		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)		
$\sigma_{cp} =$	1.18		$= N_{sd} / A_c$		
$\alpha_{cw} =$	1.07				
$V_{Rd,max} =$	2756	kN	$= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$		
$\gamma_{Bd1} =$	1.25		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)		
$V_{Rd} =$	1355	kN	$= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$		

$V_{Ed} = 327$ minore o uguale di $V_{Rd} = 1355$ verifica soddisfatta

• DIREZIONE VERTICALE (Z)

La sezione resistente è costituita dalle due travi rettangolari laterali, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da 2 $\phi 14$ passo 150 mm.

Azioni di taglio

$$A_{ed} \cdot \gamma = 1003 \cdot 0.50 = 502 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 502 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 5416$ KN sforzo normale

$b_w =$	0.400	m	larghezza (6.16)
$h =$	0.400	m	altezza totale
$c =$	0.060	m	copriferro
$d =$	0.340	m	altezza utile
$A_c =$	0.810	m ²	area



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	58 di 108

Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	20	mm	diámetro staffa
$n =$	3.00		numero braccia
$A_{sw} =$	9.42	cmq	
$z =$	0.31	m	$= 0.9 \cdot d$
$\sin \alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w =$	1.57	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
$s =$	0.15	m	$=$ passo staffe \leq 0.26 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	45.0	°	
$V_{Rd,s} =$	752	kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

$v =$	0.528		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)
$\sigma_{cp} =$	6.69		$= N_{sd} / A_c$
$\alpha_{cw} =$	1.25		
$V_{Rd,max} =$	687	kN	$= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
$\gamma_{Bd1} =$	1.25		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
$V_{Rd} =$	549	kN	$= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$

$V_{Ed} = 502$ minore o uguale di $V_{Rd} = 549$ verifica soddisfatta

9 VERIFICA DELL'INCAMICIATURA DELLE PILE

9.1 Sollecitazioni elementari

Le sollecitazioni elementari sono state ottenute dal modello mediante l'integrazione su un prefissato piano di taglio (sezione) delle forze nodali associate ai vari elementi tridimensionali che costituiscono il modello di calcolo.

Il piano di taglio è stato individuato in corrispondenza del pinto appartenente alla pila di maggiore altezza. Si è scelto di tagliare il plinto e non lo spiccato pila, a seguito di considerazioni sulla diffusione del carico operata dal programma. Una volta estratte, le sollecitazioni sono state poi riportate sul piano di interfaccia plinto - pila.

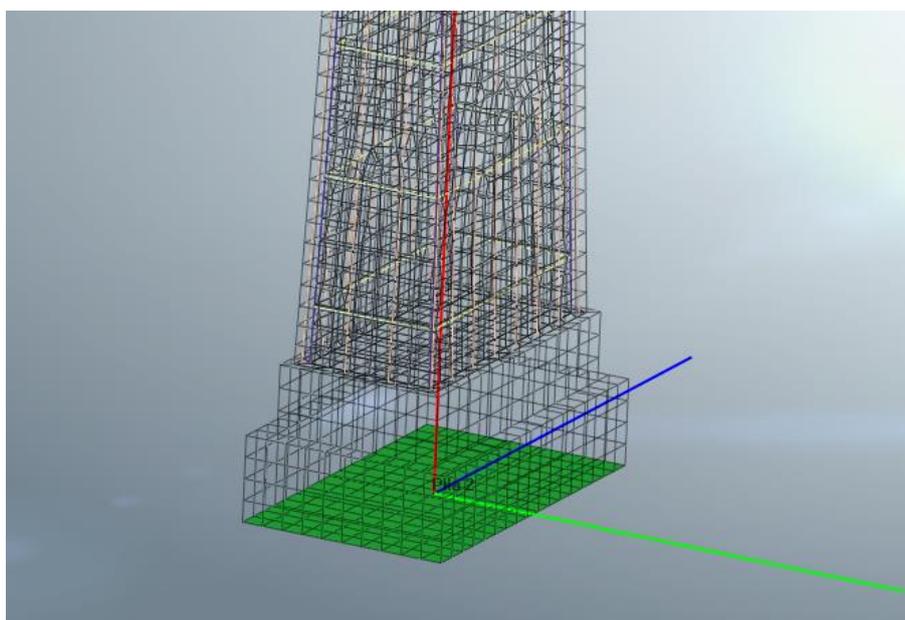


Figura 42: Sezione di integrazione delle forze nodali a base plinto (Assi di riferimento: rosso=Z, verde=X, blu=Y)

Il piano di taglio, come si evince dalla figura, è stato effettuato su tutta la sezione, comprendendo anche la struttura esistente. Si è scelto però di far portare tutte le sollecitazioni alla struttura di rinforzo, nella fattispecie la camicia in calcestruzzo.

Si specifica che per i cedimenti sono stati considerati due casi di cedimento delle pile adiacenti alla sezione di verifica in modo da massimizzare/minimizzare le sollecitazioni generate.

Per le azioni sismiche sono stati riportati i valori per i due gruppi di azioni già citati nell'analisi push over, e la componente verticale SLV Z, andando a considerare l'effettiva accelerazione di sito per sisma verticale.

Si precisa che la voce G1_anteoperam comprende i pesi propri della struttura esistente svuotata dal riempimento originario. Le sollecitazioni derivanti dalla differenza tra G1 e G1_anteoperam saranno quindi utilizzate per le verifiche, in modo da tenere in conto la aliquota di carico da peso proprio che la camicia di intervento deve portare.

Di seguito le azioni elementari riportate allo spiccato pila.

azioni elementari	N	Vx	Vy	My	Mx	T
G1	-12308	48	0	-284	-159	3
G2	-175	1	0	-4	-1	0
T1	-824	-217	0	-491	-5	3
T2	-1644	16	0	-11	-9	1
Vento	0	0	233	-1	-2956	0
Frenatura	0	16	0	107	0	0

Cedimento inf.	1077	0	0	90	18	-2
Cedimento sup.	-593	-291	0	-476	-10	5
Serpeggio	0	0	51	0	-831	-5
FX GR1	-12129	4353	-10	24340	-126	-34
FX GR2	-12257	3116	10	12442	-301	-89
FY GR1	-11865	-210	5410	-1704	-65095	1213
FY GR2	-12301	43	4516	-371	-45004	-680
SLV Z	-706	3	0	-16	-9	0
G1_anteoperam	-8754	32	0	-255	-118	1

9.2 Combinazioni di carico

Come già indicato in precedenza in fase statica (non sismica), il modello di calcolo è elastico pertanto vale il principio di sovrapposizione degli effetti, quindi le varie sollecitazioni elementari vengono analizzate separatamente e poi assemblate secondo le varie combinazioni di riferimento.

Le analisi sismiche sono state condotte mediante modelli non lineari, applicando una sequenza costruttiva che prevede prima l'applicazione di carichi verticali poi quelli sismici. Il modello pertanto fornisce risultati complessivi (intesi come tensioni, deformazioni, sollecitazioni, etc.), su cui non è possibile applicare la regola della sovrapposizione degli effetti. Tuttavia ai fini delle verifiche strutturali onde soddisfare le richieste normative in merito di combinazione dei carichi, dell'elemento di rinforzo, si è optato per forzare la regola teorica summenzionata associando i risultati delle analisi sismiche non lineari con gli altri carichi eventualmente previsti dalle combinazioni da normativa e desunti dal modello di calcolo lineare (treni di carico, cedimenti etc.). Tale approccio è certamente conservativo in termini di sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali. Diversamente, non risulta possibile combinare tra loro i risultati delle analisi sismiche, che sono state condotte separatamente per le direzioni principali dell'opera (longitudinale e trasversale). Pertanto le combinazioni di carico impiegate per la verifica contempleranno esclusivamente l'una o l'altra direzione di applicazione dell'azione sismica orizzontale, il sisma verticale invece è stato valutato come un'azione statica pertanto ricompreso nelle combinazioni.

La tabella seguente riporta il dettaglio delle combinazioni di carico impiegate nella verifica dell'elemento strutturale.

- **Condizioni statiche**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	61 di 108

	G1	G2	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	Vento	Ced. inf.	Ced. sup.
SLU1	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU2	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU3	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU4	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU5	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU6	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU7	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU8	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU9	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU10	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2
SLU11	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU12	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU13	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU14	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU15	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU16	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU17	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU18	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU19	1	1	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU20	1	1	0	0	0	0	0	0	1.2
SLE-K1	1	1	1	0	1	1	0.6	0	1
SLE-K2	1	1	0	1	1	1	0.6	0	1
SLE-K3	1	1	0.8	0	0.8	0.8	1	0	1
SLE-K4	1	1	0	0.8	0.8	0.8	1	0	1
SLE-K5	1	1	1	0	1	1	0.6	1	0
SLE-K6	1	1	0	1	1	1	0.6	1	0
SLE-K7	1	1	0.8	0	0.8	0.8	1	1	0
SLE-K8	1	1	0	0.8	0.8	0.8	1	1	0
SLE-K9	1	1	0	0	0	0	0	1	0
SLE-K10	1	1	0	0	0	0	0	0	1
SLE-QP1	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1
SLE-QP2	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1
SLE-QP3	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0
SLE-QP4	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0
SLE-QP5	1	1	0	0	0	0	0	1	0
SLE-QP6	1	1	0	0	0	0	0	0	1

SLU: Combinazione stati limite ultimi

SLE K: Combinazione caratteristica stati lime di esercizio

SLE QP: Combinazione quasi permanente stati lime di esercizio

- Condizioni sismiche

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	62 di 108

	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	FX gr1	FX gr2	FY gr1	FY gr2	SLV Z
SLV1	0.2	0	0.2	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV2	0.2	0	0.2	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV3	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV4	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV5	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV6	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV7	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV8	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0	1	-0.3
SLV9	0	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV10	0	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV11	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV12	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV13	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV14	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV15	0	0.2	0.2	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV16	0	0.2	0.2	0.2	0	0	0	1	-0.3

9.2.1 Verifiche Sezione di spiccato

Come già detto in precedenza, nelle pile di questo viadotto è stato necessario adottare una camicia di rinforzo con spessore 25 cm lungo il perimetro della pila.

Verifiche pressoflessione SLU

La sezione di verifica è rappresentata nell'immagine seguente, mentre i dati geometrici principali sono riportati nella tabella seguente (l'armatura è costituita da una doppia maglia $\phi 18$ passo 200mm.)

<i>dati sez</i>	<i>BASE PILA</i>
B int	2.98 m
H int	6.47 m
Sp. Trasv.	0.25 m
Sp. Long.	0.25 m
ρ_s (%)	1.02%

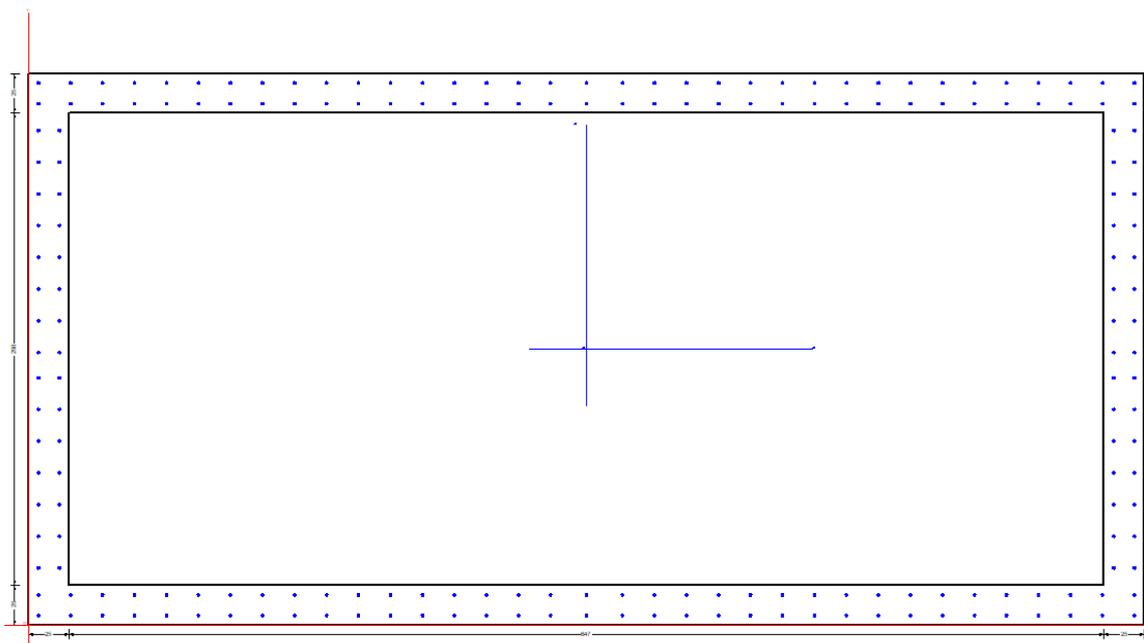


Figura 43: Sezione di verifica

Si riporta il riepilogo dei livelli di sicurezza ottenuti per ciascuna combinazione nei riguardi delle verifiche a pressoflessione eseguite.

- Condizioni statiche**

Combinazioni Statiche SLU						
Spiccato	N	Vx	Vy	My	Mx	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLU1	-6966	-616	285	-1173	-3941	19.97
SLU2	-8155	-279	285	-478	-3947	22.61
SLU3	-6727	-558	410	-1062	-5473	15.16
SLU4	-7679	-289	410	-506	-5477	16.24
SLU5	-4962	-267	284	-494	-3907	20.64
SLU6	-6151	70	284	200	-3912	21.91
SLU7	-4723	-209	409	-383	-5438	14.94
SLU8	-5675	61	409	172	-5443	15.56
SLU9	-3768	24	0	63	-34	622.73
SLU10	-5771	-326	1	-616	-69	69.13
SLU11	-5634	-623	285	-1161	-3927	19.33
SLU12	-6824	-286	285	-466	-3932	21.84
SLU13	-5396	-564	410	-1050	-5458	14.6

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	64 di 108

SLU14	-6347	-295	410	-494	-5462	15.64
SLU15	-3631	-273	284	-482	-3892	19.77
SLU16	-4820	64	284	213	-3898	21
SLU17	-3391.9	-215	409	-371	-5424	14.26
SLU18	-4343.4	54	409	184	-5428	14.87
SLU19	-2436.2	18	0	75	-20	496.55
SLU20	-4440.0	-332	1	-604	-54	67.02

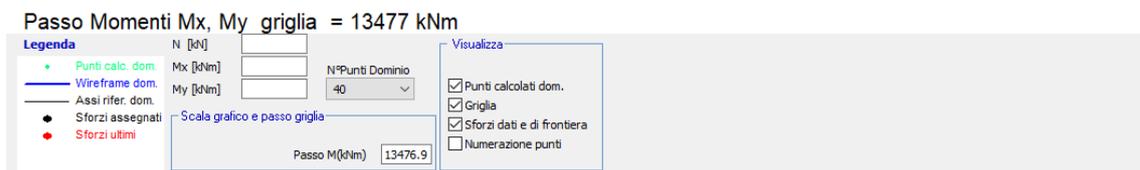
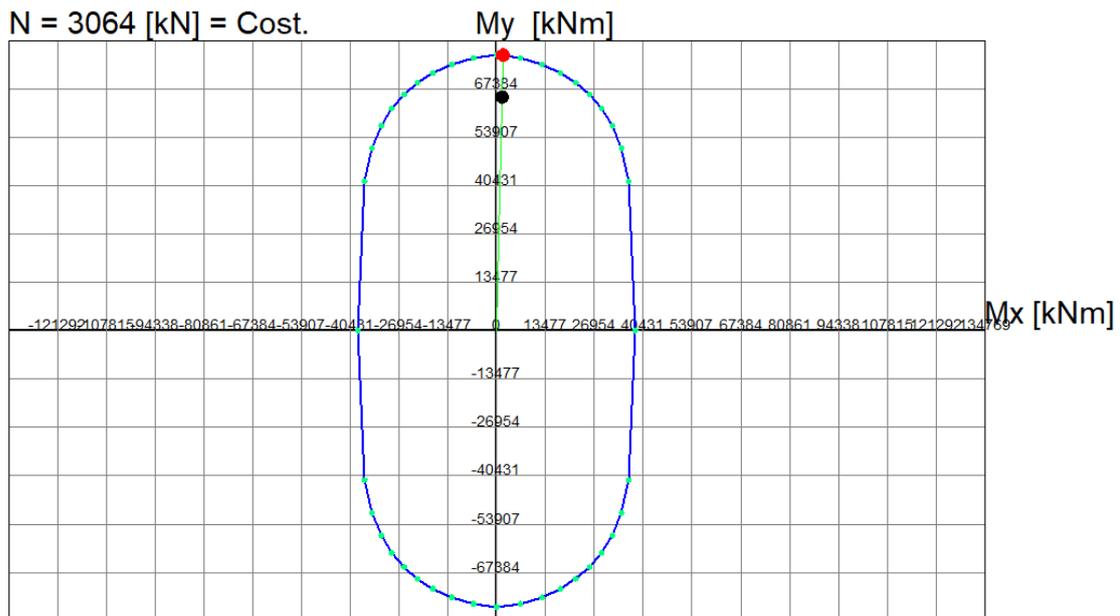
- Condizioni sismiche

Combinazioni Sismiche SLV						
Spiccato	N	Vx	Vy	My	Mx	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLV1	-3751	4282	0	24514	-177	1.61
SLV2	-3328	4280	0	24524	-172	1.58
SLV3	-3879	3044	20	12616	-352	3.14
SLV4	-3456	3043	20	12626	-347	3.08
SLV5	-3487	-281	5420	-1531	-65147	1.2
SLV6	-3064	-283	5420	-1521	-65141	1.18
SLV7	-3923	-28	4526	-197	-45056	1.77
SLV8	-3500	-30	4526	-187	-45051	1.74
SLV9	-3915	4328	0	24610	-178	1.61
SLV10	-3492	4326	0	24619	-172	1.58
SLV11	-4043	3091	20	12712	-353	3.14
SLV12	-3620	3089	20	12721	-348	3.08
SLV13	-3651	-235	5420	-1435	-65147	1.21
SLV14	-3228	-236	5420	-1425	-65142	1.19
SLV15	-4087	18	4526	-101	-45057	1.78
SLV16	-3664	16	4526	-91	-45051	1.75

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLV 6.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	65 di 108



Verifiche taglio SLU

La sezione resistente è costituita dalle singole pareti costituenti la sezione cava in calcestruzzo. Trattandosi di una sezione chiusa è stata presa in considerazione anche la torsione. L'armatura resistente a taglio è costituita da barre orizzontali $2\phi 18/200\text{mm}$ nella direzione longitudinale, e $2\phi 14/200\text{mm}$ in quella trasversale.

- DIREZIONE LONGITUDINALE (X)

In tale direzione è stata individuata SLV 10 come la combinazione più gravosa.

Azioni di taglio

$$A_{ed} \uparrow 4326 \times 0.50 = 2163 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2163 \text{ kN}$$

$$V^*_{Ed} = 2166 \text{ kN}$$

Azioni di torsione

$$A_{ed} \uparrow 36 \times 1.00 = 36 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 36 \text{ kNm}$$

$$2 \text{ kN}$$

$$= V_{ED} + T_{Ed} * z / (2 * A_k)$$

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	66 di 108

$N_{sd} = 3492$ KN sforzo normale

$b_w = 0.250$ m larghezza (6.16)

$h = 3.480$ m altezza totale

$c = 0.060$ m copriferro

$d = 3.420$ m altezza utile

$A_c = 4.975$ mq area totale

$L = 11.350$ m

Resistenza delle staffe:

$\phi_w = 18$ mm diametro staffa

$n = 2.00$ numero braccia

$A_{sw} = 5.09$ cmq

$z = 3.08$ m $= 0.9 \cdot d$

$\sin \alpha = 1$ α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)

$\rho_w = 1.02$ % $= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 > =$

$s = 0.2$ m $=$ passo staffe $\leq = 2.57$ m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$

$\theta = 45.0$ °

$V_{Rd,s} = 3065$ kN $= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

$v = 0.528$ $= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)

$\sigma_{cp} = 0.70$ $= N_{sd} / A_c$

$\alpha_{cw} = 1.04$

$V_{Rd,max} = 3596$ kN $= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$

$\gamma_{Bd1} = 1.25$ coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)

$V_{Rd} = 2452$ kN $= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$

$V_{Ed} = 2166$ minore o uguale di $V_{Rd} = 2452$ verifica soddisfatta

• DIREZIONE TRASVERSALE (Y)

In tale direzione è stata individuata SLV 6 come la combinazione più gravosa.

Azioni di taglio

$A_{ed} = 5420$ $\times 0.50 = 2710$ kN

$V_{Ed} = 2710$ kN

$V^*_{Ed} = 2866$ kN

Azioni di torsione

$A_{ed} = 1212$ $\times 1.00 = 1212$ kNm

$T_{Ed} = 1212$ kNm

156 kN

$= V_{ED} + T_{Ed} \cdot z / (2 \cdot A_k)$

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	67 di 108

$N_{sd} = 3064$ KN sforzo normale

$b_w = 0.250$ m larghezza (6.16)

$h = 6.970$ m altezza totale

$c = 0.060$ m copriferro

$d = 6.910$ m altezza utile

$A_c = 4.975$ mq area totale

$L = 15.800$ m

Resistenza delle staffe:

$\phi_w = 14$ mm diametro staffa

$n = 2.00$ numero braccia

$A_{sw} = 3.08$ cmq

$z = 6.22$ m $= 0.9 \cdot d$

$\sin \alpha = 1$ α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)

$\rho_w = 0.62$ % $= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$

$s = 0.2$ m $=$ passo staffe ≤ 5.18 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$

$\theta = 45.0$ °

$V_{Rd,s} = 3746$ kN $= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

$v = 0.528$ $= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)

$\sigma_{cp} = 0.62$ $= N_{sd} / A_c$

$\alpha_{cw} = 1.04$

$V_{Rd,max} = 7230$ kN $= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$

$\gamma_{Bd1} = 1.25$ coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)

$V_{Rd} = 2997$ kN $= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$

$V_{Ed} = 2866$ minore o uguale di $V_{Rd} = 2997$ verifica soddisfatta

Verifiche SLE

Nei confronti dello stato limite di esercizio si provvede a verificare la massima compressione nel calcestruzzo ed il controllo della fessurazione. In particolare, per lo spiccato pila, vista la presenza di barre pretensionate si verifica che nel calcestruzzo teso non si oltrepassi lo stato limite di formazione delle fessure.

- CONTROLLO COMPRESSIONE CALCESTRUZZO

Comb. rara : $\sigma_{c, limite} = 0.55 f_{ck} = 16.5$ MPa

Comb. QP : $\sigma_{c, limite} = 0.40 f_{ck} = 12.0$ MPa

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	68 di 108

- CONTROLLO APERTURA FESSURE

 Comb. SLE : $\sigma_{t, \text{limite}} = f_{ctm}/1.2 = 2.42 \text{ MPa}$

Spiccato	N	My	Mx	σC	$\sigma C \text{ lim}$	verifica	σT	$\sigma T \text{ lim}$	verifica
<i>comb</i>	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
SLE-QP 1	-4486	-585	-219	1.03	12.0	OK	-0.78	2.42	OK
SLE-QP 2	-4650	-490	-220	1.04	12.0	OK	-0.83	2.42	OK
SLE-QP 3	-2816	-20	-191	0.59	12.0	OK	-0.54	2.42	OK
SLE-QP 4	-2980	76	-191	0.63	12.0	OK	-0.56	2.42	OK
SLE-QP 5	-2652	57	-23	0.55	12.0	OK	-0.52	2.42	OK
SLE-QP 6	-4322	-509	-52	0.96	12.0	OK	-0.78	2.42	OK
SLE-K 1	-5145	-893	-2662	1.49	16.50	OK	-0.58	2.42	OK
SLE-K 2	-5966	-414	-2665	1.57	16.50	OK	-0.83	2.42	OK
SLE-K 3	-4981	-816	-3677	1.55	16.50	OK	-0.45	2.42	OK
SLE-K 4	-5637	-433	-3680	1.62	16.50	OK	-0.64	2.42	OK
SLE-K 5	-3475	-327	-2633	1.05	16.50	OK	-0.35	2.42	OK
SLE-K 6	-4296	152	-2637	1.19	16.50	OK	-0.54	2.42	OK
SLE-K 7	-3311	-251	-3648	1.12	16.50	OK	-0.21	2.42	OK
SLE-K 8	-3967	133	-3651	1.23	16.50	OK	-0.36	2.42	OK
SLE-K 9	-2652	57	-23	0.55	16.50	OK	-0.52	2.42	OK
SLE-K 10	-4322	-509	-52	0.96	16.50	OK	-0.78	2.42	OK

10 VERIFICA DELLE IMPOSTE

Si è ritenuto opportuno verificare anche le sezioni di imposta degli archi che si intestano nella pila verificata, e le imposte dei due archi presenti sulle due spalle del viadotto.

Si riportano esclusivamente i risultati ottenuti per la sezione più gravosa di quelle indagate, ovvero quella relativa alla spalla destra.

10.1 Sollecitazioni elementari

azioni elementari	N	Vz	Vy	My	Mz	T
G1	-46	726	0	1566	0	0
G2	-51	72	0	151	-3	0
T1	-379	673	0	1519	-16	0
T2	-471	678	0	1442	-20	0
Vento	3	0	-108	-3	588	0
Frenatura	-85	8	0	-63	-4	0

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	69 di 108

Cedimento inf.	146	-54	0	-151	8	0
Cedimento sup.	-283	585	-1	3757	-34	0
Serpeggio	0	0	2	0	2	0
FX GR1	-10674	2454	55	-3327	-213	0
FX GR2	-6958	2744	-4	681	-282	0
FY GR1	-4314	2482	-610	-1247	12202	0
FY GR2	-601	2174	-1081	3747	5502	0
SLV Z	-47	122	0	229	-1	0

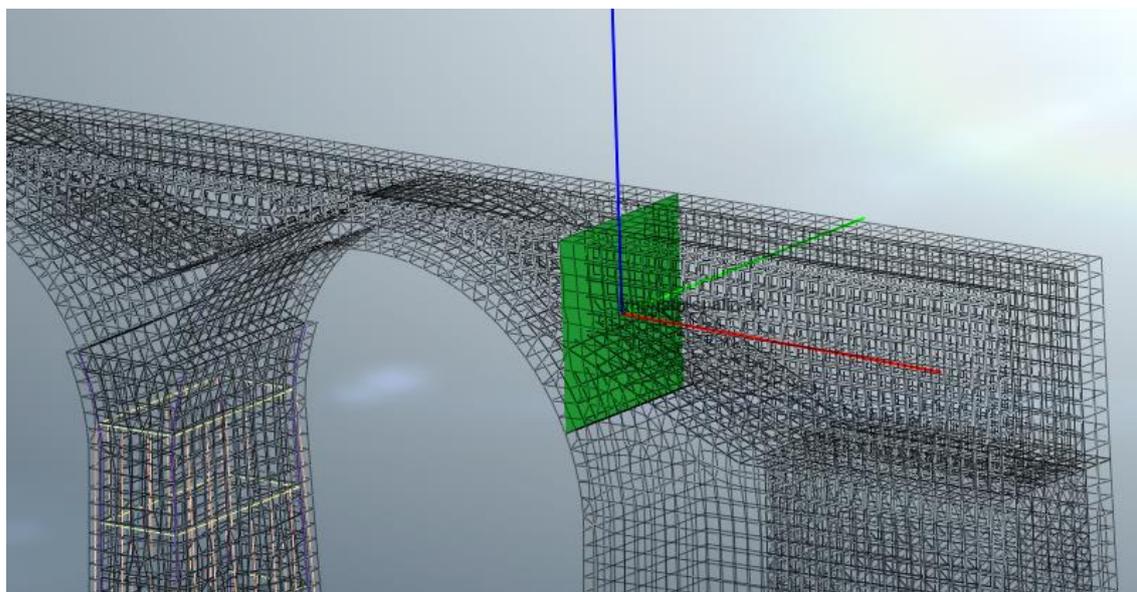


Figura 44: Cutting plane utilizzato per estrapolare le azioni elementari

10.2 Verifiche strutturali

Verifiche pressoflessione SLU

La sezione di verifica è rappresentata nell'immagine seguente, mentre i dati geometrici principali sono riportati nella tabella seguente (l'armatura è costituita da una doppia maglia $\phi 22$ passo 200mm).

<i>dati sez.</i>	<i>Soletta spalla destra</i>
B tot	3.27 m
H tot	2.45 m
sp	0.3 m
ρ_s (%)	1.27%

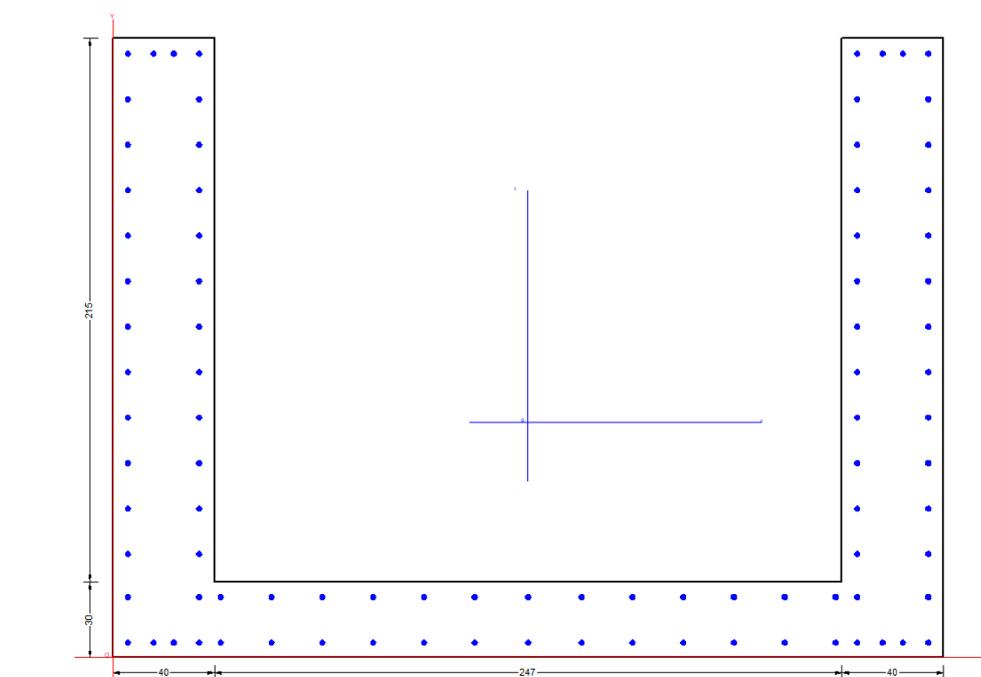


Figura 45: Sezione di verifica

Si riporta il riepilogo dei livelli di sicurezza ottenuti per ciascuna combinazione nei riguardi delle verifiche a pressoflessione eseguite.

- Condizioni statiche**

Combinazioni Statiche SLU						
Spalla dx	N	Vz	Vy	My	Mz	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLU1	-1147	2778	-95	8958	460	1.36
SLU2	-1279	2786	-95	8846	454	1.39
SLU3	-1010	2581	-160	8534	818	1.41
SLU4	-1116	2587	-160	8444	813	1.44
SLU5	-633	2011	-94	4268	510	2.76
SLU6	-765	2019	-94	4156	504	2.85
SLU7	-496	1814	-159	3844	868	3.01
SLU8	-602	1820	-159	3754	864	3.1
SLU9	38	1024	0	2160	6	5.24
SLU10	-476	1791	0	6850	-44	1.71
SLU11	-1106	2488	-95	8334	461	1.46
SLU12	-1238	2496	-95	8222	455	1.49
SLU13	-969	2290	-160	7910	819	1.52

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	71 di 108

SLU14	-1075	2297	-160	7820	814	1.55
SLU15	-591	1721	-94	3644	511	3.21
SLU16	-724	1729	-94	3532	505	3.35
SLU17	-454.6	1524	-159	3220	869	3.58
SLU18	-560.6	1530	-159	3130	865	3.7
SLU19	79.3	734	0	1536	7	7.35
SLU20	-435.2	1500	-1	6226	-43	1.88

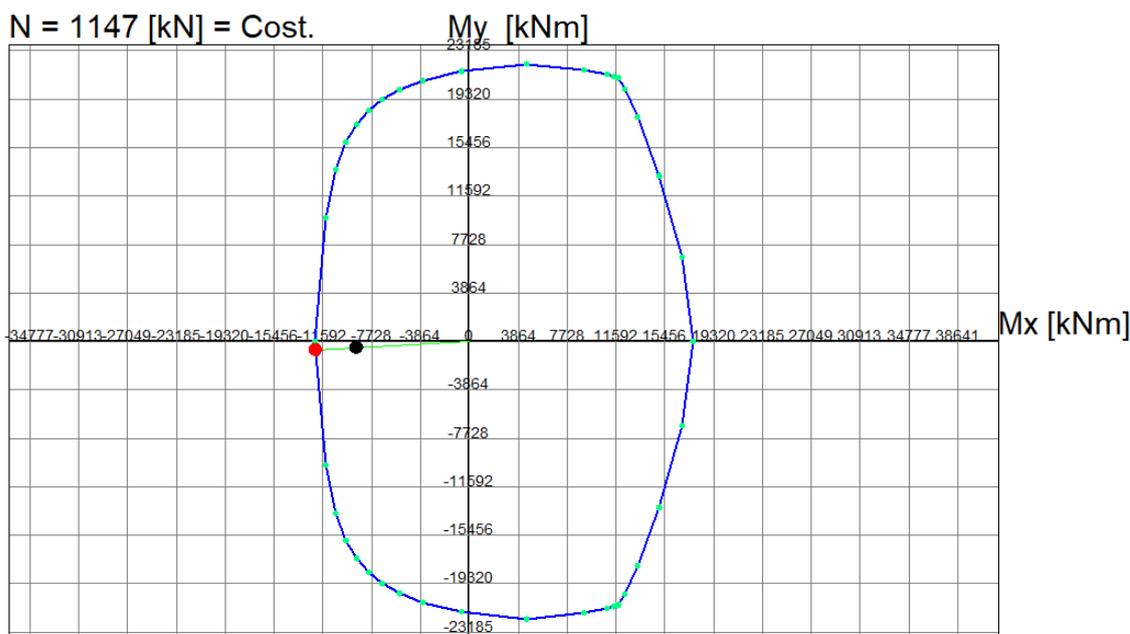
- Condizioni sismiche

Combinazioni Sismiche SLV						
Spalla dx	N	Vz	Vy	My	Mz	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLV1	-10781	2626	55	-2967	-217	7.66
SLV2	-10753	2553	55	-3105	-217	7.32
SLV3	-7065	2917	-3	1041	-286	16.07
SLV4	-7036	2844	-3	904	-285	18.45
SLV5	-4421	2655	-610	-887	12198	2.16
SLV6	-4392	2581	-610	-1024	12199	2.16
SLV7	-708	2347	-1081	4106	5498	2.49
SLV8	-680	2274	-1081	3969	5499	2.55
SLV9	-10799	2627	55	-2983	-218	7.62
SLV10	-10771	2554	55	-3120	-217	7.29
SLV11	-7083	2918	-3	1026	-287	16.3
SLV12	-7055	2845	-3	888	-286	18.84
SLV13	-4439	2656	-610	-902	12197	2.16
SLV14	-4411	2583	-610	-1040	12198	2.16
SLV15	-726	2348	-1081	4091	5497	2.5
SLV16	-698	2275	-1081	3953	5498	2.56

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLU 1.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	72 di 108



Passo Momenti Mx, My griglia = 3864 kNm

Legenda		N [kN]		Mx [kNm]		My [kNm]		N°Punti Dominio		Visualizza	
•	Punti calc. dom.									<input checked="" type="checkbox"/>	Punti calcolati dom.
—	Wireframe dom.									<input checked="" type="checkbox"/>	Griglia
—	Assi rifer. dom.									<input checked="" type="checkbox"/>	Sforzi dati e di frontiera
•	Sforzi assegnati									<input type="checkbox"/>	Numerazione punti
•	Sforzi ultimi										
Scala grafico e passo griglia											
Passo M(kNm) <input type="text" value="3864.1"/>											

10.2.1 Verifiche a taglio

La verifica a taglio è stata eseguita prendendo il taglio massimo tra le condizioni statiche e quelle sismiche.

- DIREZIONE TRASVERSALE (Y)

La sezione resistente è costituita dalla soletta inferiore, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da $2\phi 16$ passo 150 mm.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	73 di 108

Azioni di taglio

$$A_{ed} = 1539 \times \gamma = 1539 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1539 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -1019 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

$$b_w = 0.300 \text{ m} \quad \text{larghezza (6.16)}$$

$$h = 3.250 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

$$c = 0.060 \text{ m} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 3.190 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 2.701 \text{ mq} \quad \text{area totale}$$

Resistenza delle staffe:

$$\phi_w = 16 \text{ mm} \quad \text{diametro staffa}$$

$$n = 2.00 \quad \text{numero braccia}$$

$$A_{sw} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$z = 2.87 \text{ m} \quad = 0.9 \cdot d$$

$$\sin \alpha = 1$$

$$\rho_w = 0.89 \% \quad = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$$

$$s = 0.15 \text{ m} \quad = \text{passo staffe} \leq$$

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 3012 \text{ kN} \quad = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Resistenza del puntone compresso:

$$v = 0.528 \quad = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \quad (\text{from EN 6.6N})$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \quad = N_{sd} / A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$V_{Rd,max} = 3866 \text{ kN} \quad = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\gamma_{Bd1} = 1.25 \quad \text{coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)}$$

$$V_{Rd} = 2409 \text{ kN} \quad = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$$V_{Ed} = 1539 \quad \text{minore o uguale di} \quad V_{Rd} = 2409 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

- DIREZIONE VERTICALE (Z)

La sezione resistente è costituita dalle due travi rettangolari laterali, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da $2\phi 16$ passo 150 mm.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	74 di 108

Azioni di taglio

$$A_{ed} = 2918 \times 0.50 = 1459 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1459 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -1019 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

$$b_w = 0.400 \text{ m} \quad \text{larghezza (6.16)}$$

$$h = 2.450 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

$$c = 0.060 \text{ m} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 2.390 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 2.701 \text{ mq} \quad \text{area}$$

Resistenza delle staffe:

$$\phi_w = 16 \text{ mm} \quad \text{diametro staffa}$$

$$n = 2.00 \quad \text{numero braccia}$$

$$A_{sw} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$z = 2.15 \text{ m} \quad = 0.9 \cdot d$$

$$\sin \alpha = 1 \quad \alpha \text{ angolo tra le staffe e l'asse della trave } (\alpha = 90^\circ \text{ per staffe verticali})$$

$$\rho_w = 0.67 \% \quad = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$$

$$s = 0.15 \text{ m} \quad = \text{passo staffe} \leq 1.79 \text{ m} \quad = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 2256 \text{ kN} \quad = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Resistenza del puntone compresso:

$$v = 0.528 \quad = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \text{ (from EN 6.6N)}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \quad = N_{sd} / A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$V_{Rd,max} = 3861 \text{ kN} \quad = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\gamma_{Bd1} = 1.25 \quad \text{coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)}$$

$$V_{Rd} = 1805 \text{ kN} \quad = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$$V_{Ed} = 1459 \quad \text{minore o uguale di} \quad V_{Rd} = 1805 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

11 VERIFICA DEGLI ANGOLARI METALLICI DI RINFORZO DELLE PILE

Ai quattro vertici della sezione delle pile sono posti degli angolari metallici con profilo ad ELLE a lati uguali di dimensioni 250x250x20 mm. Tali elementi si attivano principalmente in presenza di azioni orizzontali, funzionando come delle bielle tese o compresse e contribuendo alla resistenza flessionale della pila.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	75 di 108

Si riportano le caratteristiche principali dell'elemento strutturale oggetto di verifica:

Acciaio	S355
f_{yd} (Mpa)	338
Area (mm ²)	100 E2
N_{Rd} (KN)	3380

L'elemento nel modello di calcolo è stato schematizzato come una biella elasto-plastica, il cui limite di elasticità è il valore di snervamento suindicato (N_{Rd}). È esclusa la possibilità di instabilità in quanto ricoperto dalla camicia in cls, pertanto è garantito il suo funzionamento bidirezionale (trazione/compressione).

Quale verifica dell'elemento si riportano le immagini estrapolate dal modello di calcolo relative alle sollecitazioni massime a cui tali elementi sono sottoposti nelle quattro condizioni sismiche analizzate, come si potrà verificare tali elementi rimangono in campo elastico, pertanto risulta superflua qualsiasi verifica in termini di deformazione (allungamento massimo), nonché qualsiasi verifica per casi di carico non sismici.

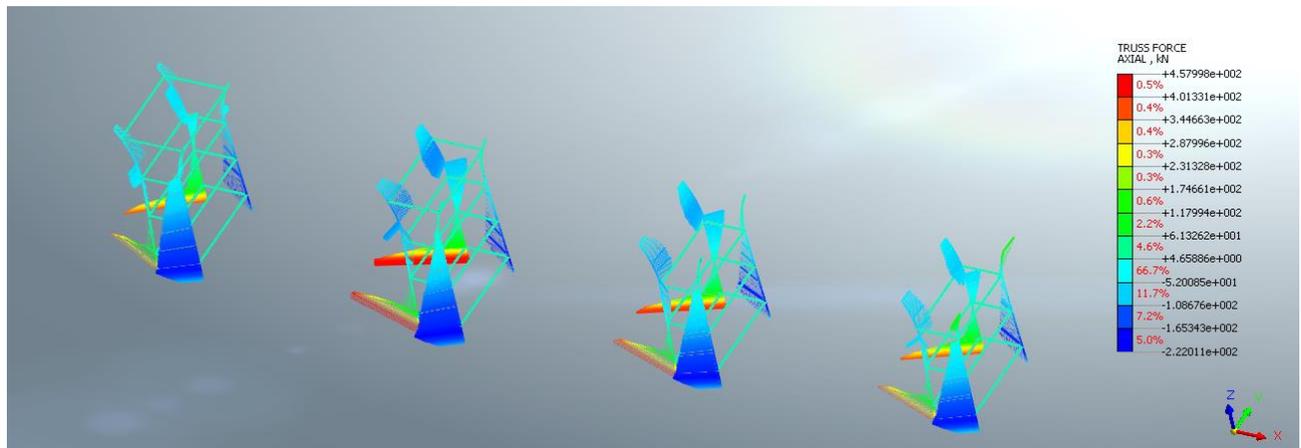


Figura 46: Analisi sismica FX-GR1 (NEd_max=458 kN)

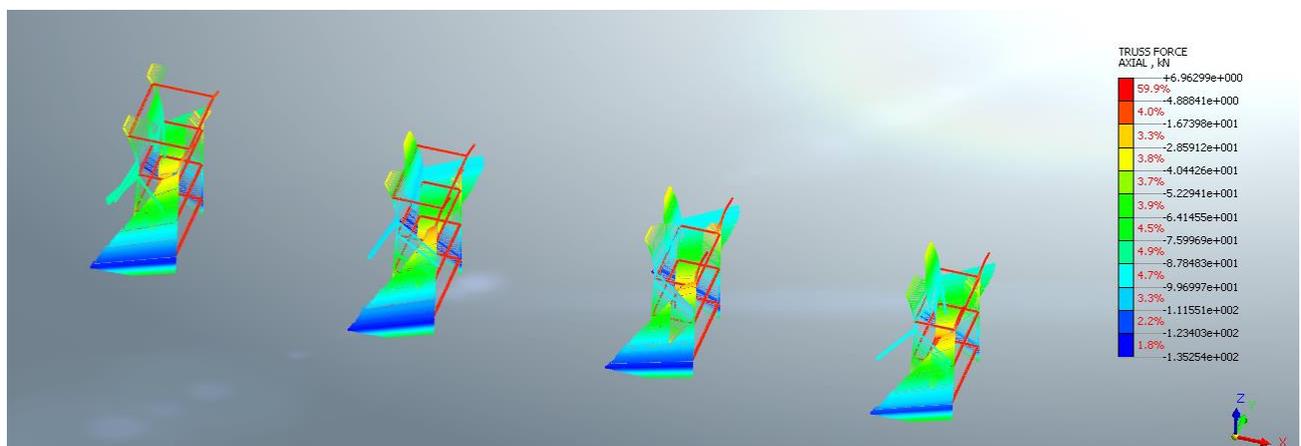


Figura 47: Analisi sismica FX-GR2 (NEd_max=135 kN)

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	76 di 108

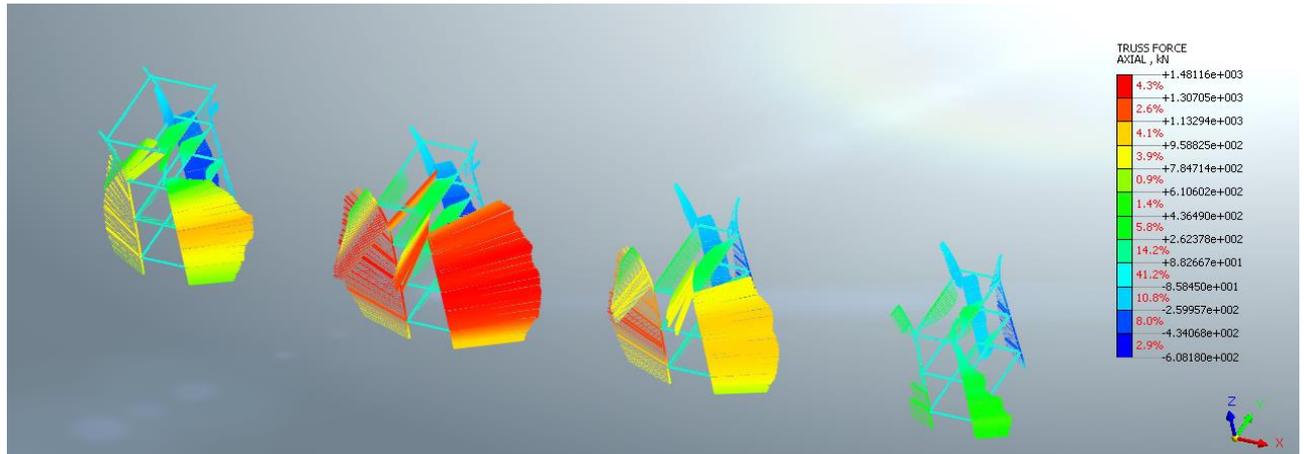


Figura 48: Analisi sismica FY-GR1 (NEd_max=1481 kN)

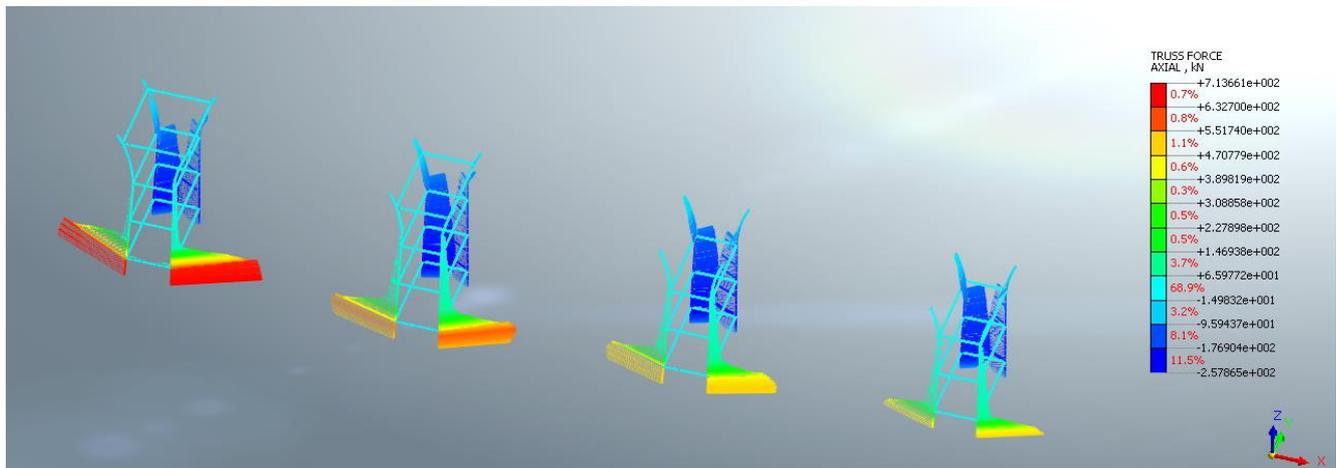


Figura 49: Analisi sismica FY-GR2 (NEd_max=714 kN)



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	77 di 108

12 VERIFICA DEGLI INTERVENTI IN FONDAZIONE

12.1 Caratterizzazione geotecnica

12.1.1 Unità geotecniche

- **Unità 1:** Depositi eluvio-colluviali di natura sabbioso-limosa e Sabbie limose argillose – limi sabbiosi argillosi, di colore giallastro, localmente quarzose, con intercalazioni di areniti-biocalcareni. Lo spessore di tale unità risulta variabile da 0 a circa 14 m da p.c.;
- **Unità 2:** Argille limose sabbiose e/o limi sabbiosi argillosi grigio-azzurre, intercettate a partire dalla profondità variabile tra 0 e circa 14 m da p.c..

12.1.2 Falda

Il livello di falda assunto in questa sede è stato definito principalmente sulla base delle misure in fase di monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio. E' stato attrezzato il sondaggio S14.

	S14
LIVELLO FALDA	-9 m (+70.4 m s.l.m.)

12.1.3 Parametri geotecnici di calcolo

Nelle tabelle che seguono si sintetizzano gli schemi stratigrafici ed i parametri geotecnici caratteristici delle unità individuate, nel rispetto di quanto illustrato nella relazione geotecnica.

Parametri	Unità 1
γ (kN/m ³)	20
φ' (°)	29-34
c' (kPa)	0-5
C_u (kPa)	-
E_{op} (MPa)	30
E_u (MPa)	-
k (m/s)	6.75E-07

Parametri	Unità 2	
γ (kN/m ³)	19.5	
φ' (°)	23-28	
c' (kPa)	5-15	
C_u 1 (kPa)	190	da tetto strato a 25 m
C_u 2 (kPa)	170	da 25 m a 40 m
E_{op} 1 (MPa)	80	da tetto strato a 25 m
E_{op} 2 (MPa)	70	da 25 m a 40 m
E_u 1 (MPa)	90	da tetto strato a 25 m
E_u 2 (MPa)	70	da 25 m a 40 m
k (m/s)	1.70E-08	

12.2 Combinazioni di carico

Come già indicato in precedenza in fase statica (non sismica), il modello di calcolo è elastico pertanto vale il principio di sovrapposizione degli effetti, quindi le varie sollecitazioni elementari vengono analizzate separatamente e poi assemblate secondo le varie combinazioni di riferimento.

Le analisi sismiche sono state condotte mediante modelli non lineari, applicando una sequenza costruttiva che prevede prima l'applicazione di carichi verticali poi quelli sismici. Il modello pertanto fornisce risultati complessivi (intesi come tensioni, deformazioni, sollecitazioni, etc.), su cui non è possibile applicare la regola della sovrapposizione degli effetti. Tuttavia ai fini delle verifiche strutturali onde soddisfare le richieste normative in merito di combinazione dei carichi, dell'elemento di rinforzo, si è optato per forzare la regola teorica summenzionata associando i risultati delle analisi sismiche non lineari con gli altri carichi eventualmente previsti dalle combinazioni da normativa e desunti dal modello di calcolo lineare (treni di carico, cedimenti etc.). Tale approccio è certamente conservativo in termini di sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali. Diversamente, non risulta possibile combinare tra loro i risultati delle analisi sismiche, che sono state condotte separatamente per le direzioni principali dell'opera (longitudinale e trasversale). Pertanto le combinazioni di carico impiegate per la verifica contempleranno esclusivamente l'una o l'altra direzione di applicazione



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	79 di 108

dell'azione sismica orizzontale, il sisma verticale invece è stato valutato come un'azione statica pertanto ricompreso nelle combinazioni.

La tabella seguente riporta il dettaglio delle combinazioni di carico impiegate nella verifica dell'elemento strutturale, combinate considerando l'approccio A1.

	G1	G2	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	Vento	Ced. inf.	Ced. sup.
SLU1	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU2	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU3	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU4	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU5	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU6	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU7	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU8	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU9	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU10	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2
SLU11	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU12	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU13	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU14	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU15	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU16	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU17	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU18	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU19	1	1	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU20	1	1	0	0	0	0	0	0	1.2

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	80 di 108

	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	FX gr1	FX gr2	FY gr1	FY gr2	SLV Z
SLV1	0.2	0	0.2	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV2	0.2	0	0.2	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV3	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV4	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV5	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV6	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV7	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV8	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0	1	-0.3
SLV9	0	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV10	0	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV11	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV12	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV13	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV14	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV15	0	0.2	0.2	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV16	0	0.2	0.2	0.2	0	0	0	1	-0.3

SLU: Combinazione stati limite ultimi

SLV: Combinazione Sismica

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

12.3 Sollecitazioni

Le sollecitazioni elementari sono state ottenute dal modello mediante l'integrazione su un prefissato piano di taglio (sezione) delle forze nodali associate ai vari elementi bi e tri dimensionali che costituiscono il modello di calcolo.

Il piano di taglio è stato individuato in corrispondenza dell'estradosso della fondazione, in corrispondenza della pila più alta del viadotto.

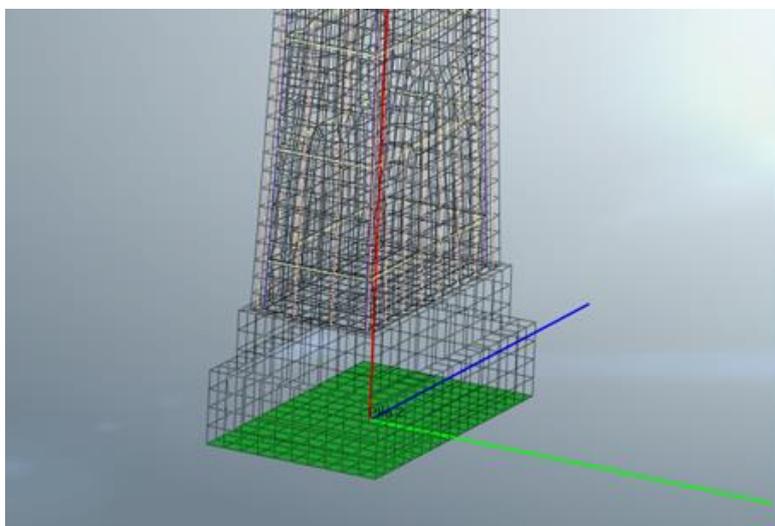


Figura 50: Sezione di integrazione delle forze nodali a base plinto (Assi di riferimento: rosso=z, verde=x, blu=y)

Nella tabella seguente si riportano le azioni elementari da modello:

azioni elementari	N	Vx	Vy	My	Mx	T
G1 postoperam	-3554	16	0	-28	-41	2
G2	-175	1	0	-4	-1	0
Cedimento inf.	1077	0	0	90	18	-2
Cedimento sup.	-593	-291	0	-476	-10	5
T1	-824	-217	0	-491	-5	3
Frenatura Centrifuga	0	16	0	107	0	0
T2	-1644	16	0	-11	-9	1
Serpeggio	0	0	51	0	-831	-5
Vento	0	0	233	-1	-2956	0
FX GR1	-12129	4353	-10	24340	-126	-34
FX GR2	-12257	3116	10	12442	-301	-89
FY GR1	-11865	-210	5410	-1704	-65095	1213
FY GR2	-12301	43	4516	-371	-45004	-680
SLV Z	-706	3	0	-16	-9	0
G1 anteoperam	-8754	32	0	-255	-118	1

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	82 di 108

Si riportano quindi le azioni combinate all'estradosso della fondazione:

Comb	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLV1	-12505.4	4313.429	0.247875	24258.68	-295.528	-34.8342
_SLV2	-12082	4311.784	0.247448	24268.43	-290.051	-34.9474
_SLV3	-12633.4	3076.229	20.34367	12360.6	-470.79	-89.3752
_SLV4	-12210	3074.584	20.34325	12370.35	-465.313	-89.4884
_SLV5	-12241.4	-249.421	5419.932	-1785.86	-65265	1212.863
_SLV6	-11818	-251.066	5419.931	-1776.11	-65259.5	1212.75
_SLV7	-12677.4	3.511091	4525.932	-452.269	-45174.4	-680.147
_SLV8	-12254	1.865786	4525.931	-442.513	-45168.9	-680.26
_SLV9	-12669.5	4359.915	0.245762	24354.5	-296.252	-35.0961
_SLV10	-12246.1	4358.27	0.245336	24364.25	-290.775	-35.2093
_SLV11	-12797.5	3122.715	20.34156	12456.42	-471.514	-89.6371
_SLV12	-12374.1	3121.07	20.34114	12466.17	-466.037	-89.7503
_SLV13	-12405.5	-202.935	5419.93	-1690.04	-65265.7	1212.601
_SLV14	-11982.1	-204.58	5419.929	-1680.29	-65260.2	1212.488
_SLV15	-12841.5	49.99689	4525.93	-356.449	-45175.1	-680.409
_SLV16	-12418.1	48.35159	4525.929	-346.694	-45169.6	-680.522

Comb	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLU1	-18784.1	-573.304	284.5619	-1517.44	-4101.13	16.2728
_SLU2	-19973.4	-236.282	284.5466	-822.748	-4106.39	14.37388
_SLU3	-18545.3	-515.235	409.6463	-1406.64	-5632.6	17.20737
_SLU4	-19496.8	-245.617	409.634	-850.882	-5636.8	19.2859
_SLU5	-16780.3	-224.008	283.5331	-838.733	-4066.76	7.837044
_SLU6	-17969.6	113.0138	283.5178	-144.04	-4072.01	5.938124
_SLU7	-16541.5	-165.939	408.6174	-727.928	-5598.22	10.71435
_SLU8	-17493	103.6787	408.6052	-172.174	-5602.43	5.57357
_SLU9	-15585.8	66.76943	-0.52503	-281.796	-194.215	10.35273
_SLU10	-17589.6	-282.527	0.503803	-960.504	-228.594	18.78849
_SLU11	-14388.7	-590.705	284.5553	-1416.02	-4045	16.99092
_SLU12	-15578	-253.683	284.5399	-721.326	-4050.25	11.49434
_SLU13	-14150	-532.636	409.6396	-1305.21	-5576.47	14.32783
_SLU14	-15101.4	-263.018	409.6274	-749.46	-5580.67	14.75143
_SLU15	-12384.9	-241.409	283.5264	-737.31	-4010.62	-0.35504
_SLU16	-13574.2	95.61256	283.5111	-42.6174	-4015.87	-2.25396
_SLU17	-12146.1	-183.34	408.6108	-626.506	-5542.09	0.57953
_SLU18	-13097.6	86.27755	408.5986	-70.7516	-5546.29	-0.93961
_SLU19	-11190.4	49.36823	-0.53167	-180.374	-138.078	1.441114
_SLU20	-13194.2	-299.928	0.49716	-859.082	-172.458	9.876874



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	83 di 108

Alle suddette azioni sono state poi aggiunte, nelle modalità che verranno specificate nei paragrafi successivi, le seguenti:

- Peso proprio del plinto esistente (stimato pari a 3284 kN), del nuovo cordolo di allargamento (stimato pari a 3648 kN) e del rinterro (stimato pari a 1824 kN);
- Inerzia del plinto esistente, del nuovo cordolo di allargamento e del rinterro (solo in condizioni sismiche);
- Momento dovuto al trasporto di V_x e V_y dallo spiccato della pila alla testa dei pali, calcolato con un braccio di 1.6 m;
- Momento generato dalle forze di inerzia.

Il valore dell'accelerazione impiegato per il calcolo delle forze di inerzia è $a_{max} = a_g S = 0.183g$.

12.4 Verifiche

L'intervento prevede la realizzazione di un ringrosso del plinto tramite un cordolo di cinta con una fila di pali di medio diametro D600, spazati di circa 83cm e lunghezza 12m.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	84 di 108

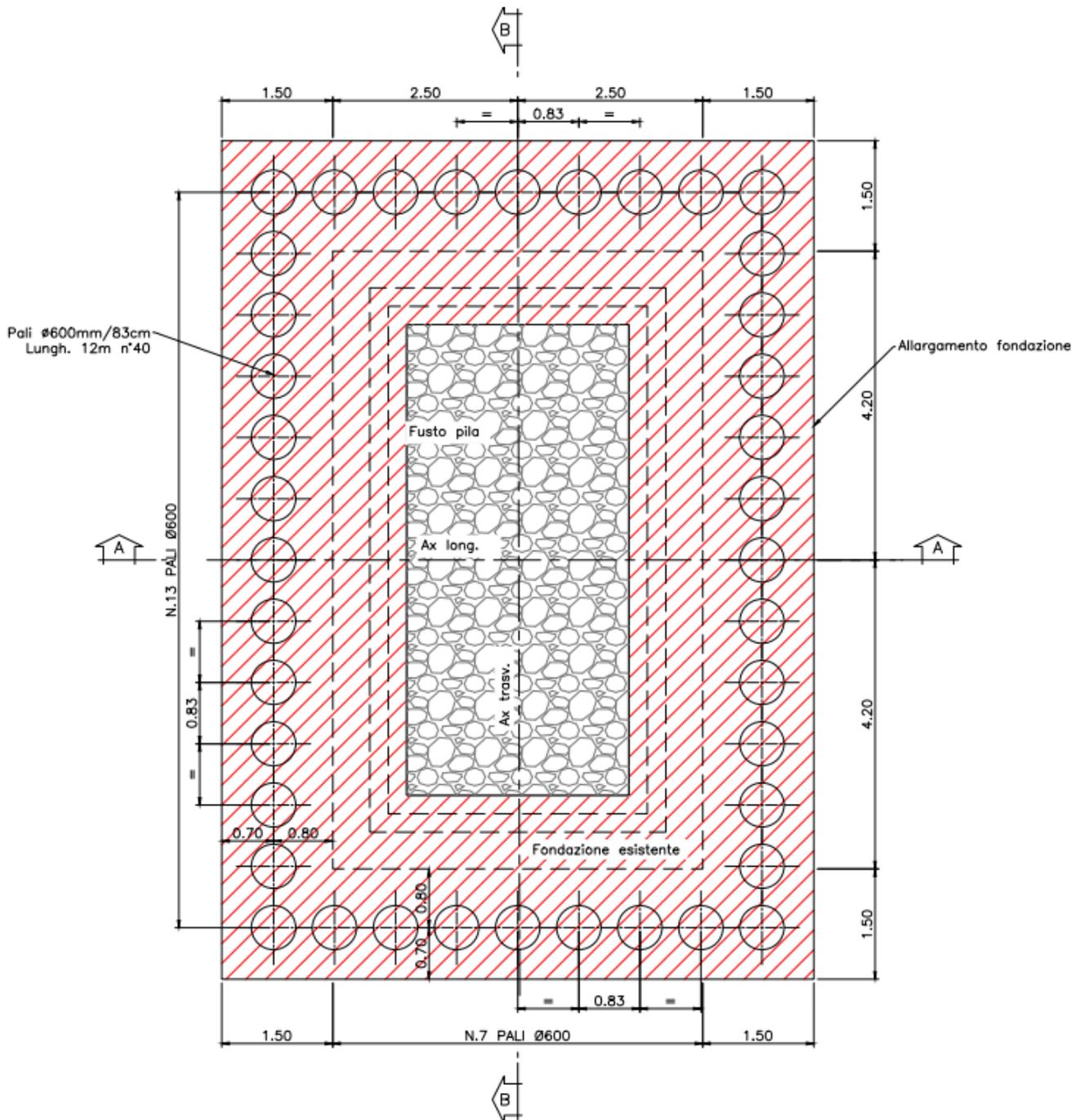


Figura 51: pianta intervento

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	85 di 108

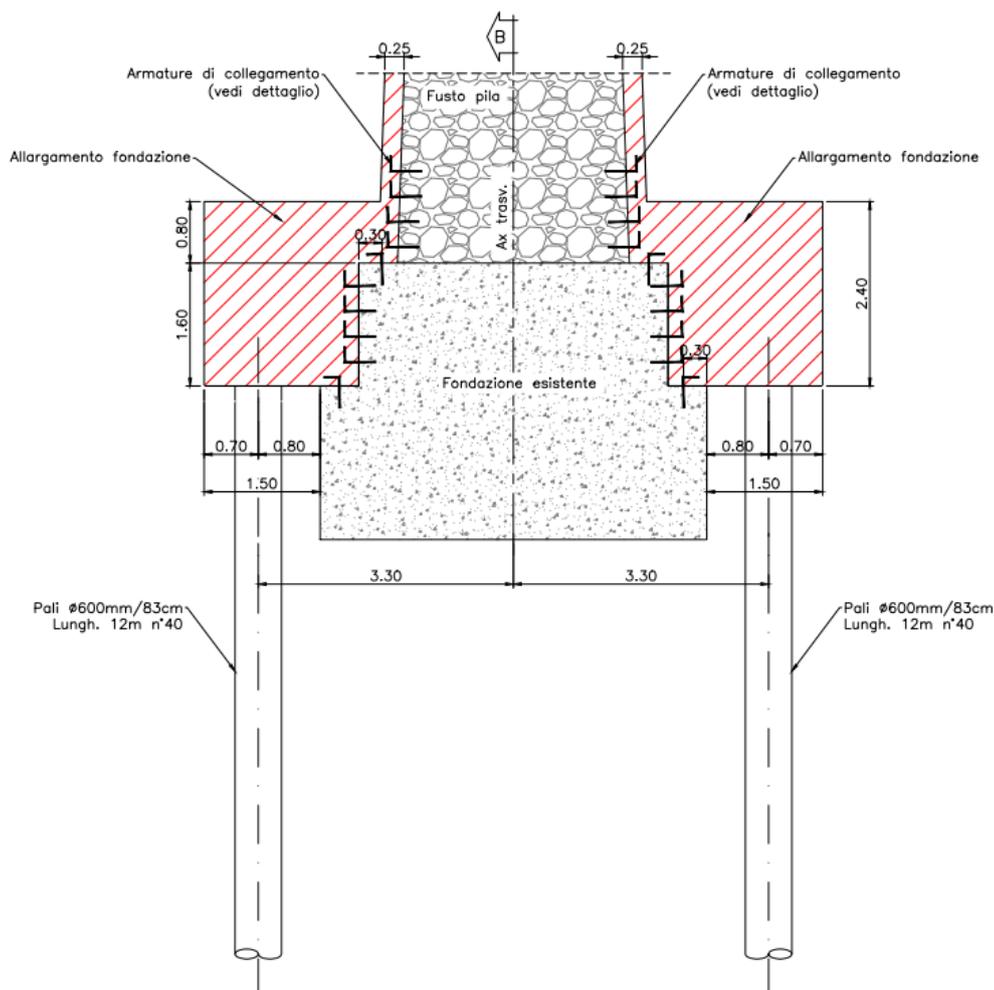


Figura 52: sezione intervento

La nuova struttura è realizzata con un calcestruzzo C25/30 armato con ferri classe B450C. Di seguito sono esplicitati i valori di calcolo impiegati per le verifiche del calcestruzzo armato:

CLS C25/30	Acciaio B450C
$f_{cd} = 14.2 \text{ Mpa}$	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
$\epsilon_{cu} = 0.35\%$	$\epsilon_{su} = 5\%$

12.4.1 Verifiche geotecniche

Considerata la tipologia e la geometria della fondazione una volta realizzato l'intervento, si è optato per eseguire una verifica disaccoppiata, separando la verifica per carichi orizzontali da quella per carichi verticali.

Nello specifico, nella verifica per carichi orizzontali, si è ipotizzato un comportamento a pozzo, mentre per quella a carichi verticali si è ipotizzato un comportamento a palificata.

Al pozzo sono stati assegnati, oltre ai carichi orizzontali dovuti al sisma (comprensivi delle inerzie di fondazione esistente, nuovo cordolo di allargamento e rinterro), anche i carichi presenti pre-intervento dopo aver "svuotato" il viadotto; viceversa, tutto l'incremento di sforzo assiale dovuto all'intervento e al sisma è stato assegnato alla palificata, compresi i momenti derivanti sia dal sisma che dalle forze di inerzia.

Di conseguenza, le azioni di interesse per il pozzo (da modello, estradosso fondazione) sono le seguenti:

Pozzo	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLV1	-8754.20	4313.43	0.25	-255.21	-118.36	0.89
_SLV2	-8754.20	4311.78	0.25	-255.21	-118.36	0.89
_SLV3	-8754.20	3076.23	20.34	-255.21	-118.36	0.89
_SLV4	-8754.20	3074.58	20.34	-255.21	-118.36	0.89
_SLV5	-8754.20	-249.42	5419.93	-255.21	-118.36	0.89
_SLV6	-8754.20	-251.07	5419.93	-255.21	-118.36	0.89
_SLV7	-8754.20	3.51	4525.93	-255.21	-118.36	0.89
_SLV8	-8754.20	1.87	4525.93	-255.21	-118.36	0.89
_SLV9	-8754.20	4359.91	0.25	-255.21	-118.36	0.89
_SLV10	-8754.20	4358.27	0.25	-255.21	-118.36	0.89
_SLV11	-8754.20	3122.71	20.34	-255.21	-118.36	0.89
_SLV12	-8754.20	3121.07	20.34	-255.21	-118.36	0.89
_SLV13	-8754.20	-202.94	5419.93	-255.21	-118.36	0.89
_SLV14	-8754.20	-204.58	5419.93	-255.21	-118.36	0.89
_SLV15	-8754.20	50.00	4525.93	-255.21	-118.36	0.89
_SLV16	-8754.20	48.35	4525.93	-255.21	-118.36	0.89

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	87 di 108

Pozzo	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLU1	-11818.17	-573.30	284.56	-344.53	-159.79	1.20
_SLU2	-11818.17	-236.28	284.55	-344.53	-159.79	1.20
_SLU3	-11818.17	-515.23	409.65	-344.53	-159.79	1.20
_SLU4	-11818.17	-245.62	409.63	-344.53	-159.79	1.20
_SLU5	-11818.17	-224.01	283.53	-344.53	-159.79	1.20
_SLU6	-11818.17	113.01	283.52	-344.53	-159.79	1.20
_SLU7	-11818.17	-165.94	408.62	-344.53	-159.79	1.20
_SLU8	-11818.17	103.68	408.61	-344.53	-159.79	1.20
_SLU9	-11818.17	66.77	-0.53	-344.53	-159.79	1.20
_SLU10	-11818.17	-282.53	0.50	-344.53	-159.79	1.20
_SLU11	-11818.17	-579.56	284.53	-344.53	-159.79	1.20
_SLU12	-11818.17	-242.53	284.52	-344.53	-159.79	1.20
_SLU13	-11818.17	-521.49	409.62	-344.53	-159.79	1.20
_SLU14	-11818.17	-251.87	409.61	-344.53	-159.79	1.20
_SLU15	-11818.17	-230.26	283.51	-344.53	-159.79	1.20
_SLU16	-11818.17	106.76	283.49	-344.53	-159.79	1.20
_SLU17	-11818.17	-172.19	408.59	-344.53	-159.79	1.20
_SLU18	-11818.17	97.43	408.58	-344.53	-159.79	1.20
_SLU19	-11818.17	60.52	-0.55	-344.53	-159.79	1.20
_SLU20	-11818.17	-288.78	0.48	-344.53	-159.79	1.20

A queste vanno sommati il peso del plinto esistente e le forze di inerzia.

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	88 di 108

Mentre quelle di interesse per la palificata (da modello, spiccato pila) sono:

Palificata	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLV1	-3751.21	4281.57	0.31	24513.88	-177.17	-35.73
_SLV2	-3327.85	4279.93	0.31	24523.64	-171.69	-35.84
_SLV3	-3879.21	3044.37	20.40	12615.80	-352.43	-90.27
_SLV4	-3455.85	3042.73	20.40	12625.56	-346.95	-90.38
_SLV5	-3487.21	-281.28	5419.99	-1530.66	-65146.60	1211.97
_SLV6	-3063.85	-282.92	5419.99	-1520.90	-65141.13	1211.86
_SLV7	-3923.21	-28.35	4525.99	-197.06	-45056.00	-681.04
_SLV8	-3499.85	-29.99	4525.99	-187.31	-45050.53	-681.15
_SLV9	-3915.25	4328.06	0.30	24609.70	-177.89	-35.99
_SLV10	-3491.90	4326.41	0.30	24619.46	-172.41	-36.10
_SLV11	-4043.25	3090.86	20.40	12711.62	-353.15	-90.53
_SLV12	-3619.90	3089.21	20.40	12721.38	-347.68	-90.64
_SLV13	-3651.25	-234.79	5419.99	-1434.84	-65147.33	1211.71
_SLV14	-3227.90	-236.44	5419.99	-1425.08	-65141.85	1211.60
_SLV15	-4087.25	18.14	4525.99	-101.24	-45056.73	-681.30
_SLV16	-3663.90	16.49	4525.99	-91.49	-45051.25	-681.41

Palificata	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLU1	-6965.91	-616.31	284.64	-1172.91	-3941.35	15.07
_SLU2	-8155.25	-279.29	284.63	-478.22	-3946.60	13.17
_SLU3	-6727.17	-558.24	409.73	-1062.11	-5472.82	16.00
_SLU4	-7678.64	-288.62	409.71	-506.36	-5477.02	18.08
_SLU5	-4962.09	-267.02	283.61	-494.21	-3906.97	6.63
_SLU6	-6151.43	70.01	283.60	200.49	-3912.22	4.73
_SLU7	-4723.35	-208.95	408.70	-383.40	-5438.44	9.51
_SLU8	-5674.82	60.67	408.68	172.35	-5442.64	4.37
_SLU9	-3767.64	23.76	-0.45	62.73	-34.43	9.15
_SLU10	-5771.46	-325.53	0.58	-615.98	-68.81	17.59
_SLU11	-5634.49	-622.56	284.61	-1160.81	-3926.64	16.10
_SLU12	-6823.83	-285.54	284.60	-466.12	-3931.89	10.60
_SLU13	-5395.75	-564.49	409.70	-1050.01	-5458.11	13.44
_SLU14	-6347.22	-294.88	409.69	-494.25	-5462.31	13.86
_SLU15	-3630.67	-273.27	283.58	-482.11	-3892.26	-1.25
_SLU16	-4820.01	63.76	283.57	212.59	-3897.51	-3.15
_SLU17	-3391.93	-215.20	408.67	-371.30	-5423.73	-0.31
_SLU18	-4343.40	54.42	408.66	184.45	-5427.93	-1.83
_SLU19	-2436.22	17.51	-0.47	74.83	-19.72	0.55
_SLU20	-4440.04	-331.78	0.56	-603.88	-54.10	8.99

Tali azioni vengono trasportate alla testa dei pali e vengono addizionate con il peso del cordolo di allargamento ed i momenti generati dalle inerzie.

Le verifiche sono state eseguite secondo:

- Approccio 2 Combinazione A1+M1+R3 (§6.4.3.1)

Per i **pozzi**, il valore di progetto della resistenza R_d si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_r .

Il coefficiente γ_r da applicare alle resistenze caratteristiche vale:

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per i **pali** invece, il valore di progetto della resistenza R_d del singolo palo si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i seguenti coefficienti parziali:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella seguente tabella, in funzione del numero n di verticali di indagine.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	90 di 108

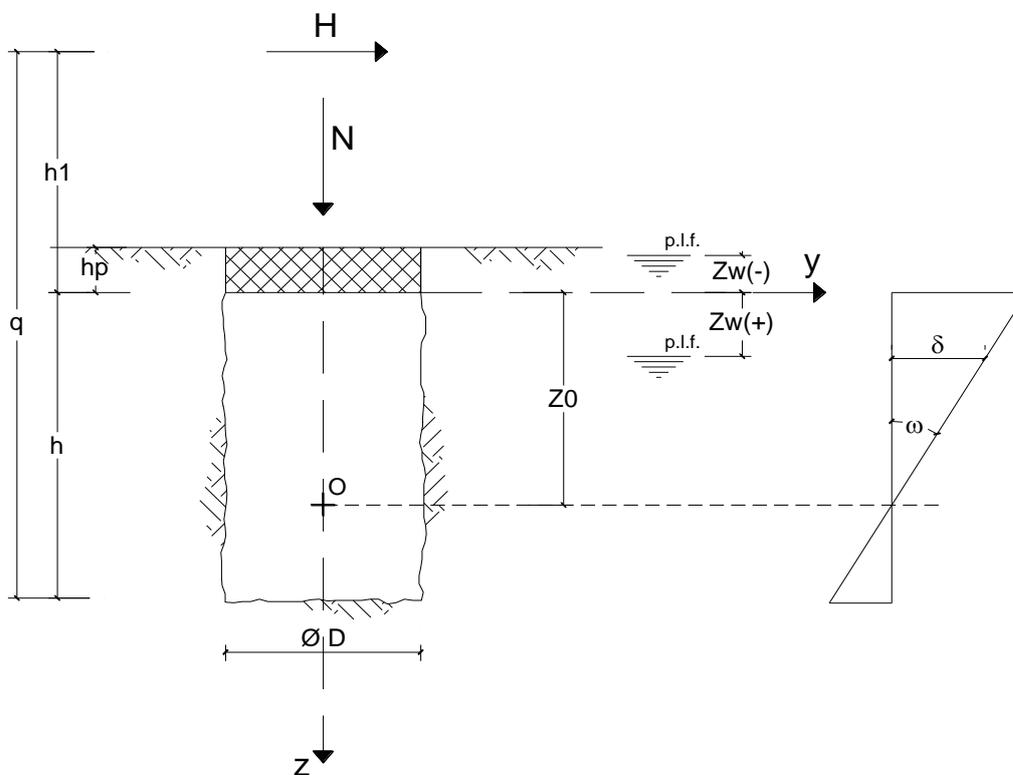
Per la verifica del **gruppo di pali** si sfrutterà la procedura descritta nell'Eurocodice 7 al §7.6.1.2, nella quale il gruppo di pali viene considerato come un blocco e la resistenza di quest'ultimo viene calcolata con modalità analoghe a quelle di un palo di grande diametro.

Verifica del pozzo

Sulla base delle ipotesi esposte e delle combinazioni riportate, risulta evidente come la combinazione più sfavorevole per la verifica geotecnica del pozzo sia quella sismica con taglio risultante maggiore. Il taglio risultante è definito come la somma vettoriale di V_x e V_y .

CALCOLO DEI POZZI DI FONDAZIONE (Metodo di Jamiolkowski)

OPERA: VI-350+329





**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	91 di 108

TRATTAZIONE TEORICA

Formule utilizzate nei calcoli:

$$z_0 = (\beta Dh^2(4q-h) + 6WD) / (2\beta Dh(3q-h)) \quad \beta = k_h / k_v$$

$$tg \omega = 6H / Rm_h h$$

$$R = (\beta Dh^3 + 18DW) / (2\beta(3q-h))$$

$$\sigma_h(z) = (6H / Rh)z(z_0 - z) \quad (\sigma_h(z)_{max} \text{ per } z = z_0/2)$$

$$\sigma_{zmax(min)} = Nt / A \pm (3DH) / (\beta R)$$

$$M(z) = (h_1 + z(1 - ((Dz^2)/(2Rh))(2z_0 - z)))$$

$$\delta_h = (z_0 - z) * tg \omega$$

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida:

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (Ep * Jp))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

DATI DI INPUT:

Caratteristiche geometriche del pozzo

D = diametro del pozzo di fondazione =	8.36	(m)	<i>equivalenza su inerzia</i>
hp = spessore del plinto di fondazione =	2.40	(m)	
h = profondità del pozzo di fondazione =	12.00	(m)	
Ab = Area di base ($\pi D^2/4$) =	54.89	(m ²)	
Jp = Momento di inerzia ($\pi D^4/64$) =	239.77	(m ⁴)	
Wp = Modulo di resistenza ($\pi D^3/32$) =	57.36	(m ³)	
Ep = Modulo di elasticità del pozzo =	15000.00	(MPa)	

← N.B: IN QUESTO FOGLIO IL PESO DEL PLINTO E' STATO POSTO A ZEF IN QUANTO AGGIUNTO IN N. QUESTA CELLA SERVE QUINDI SOLAMEI A DEFINIRE LA QUOTA DELL'ESTRADOSSO, IN CORRISPONDENZA DELLA QUALE SONO PRESE LE SOLLECITAZIONI

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	92 di 108

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		
		permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'	c _u
Stato limite ultimo	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Parametri geotecnici

Terreno al contorno del fusto

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	19.50	19.50
resistenza al taglio non drenata	c _u (kPa)	190.00	190.00

Terreno di base

condizioni drenate non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	γ (kN/m ³)	19.50	19.50
resistenza al taglio non drenata	c _u (kPa)	190.00	190.00

profondità della falda

z_w = profondità della falda = 3.60 (m)

coefficienti di reazione

m_h = modulo di reazione orizzontale = 418.7 (kN/m⁴) *pari ad nh/D (Matlock e Reese). Con $nh=3500$ kN/m³*

k_h = coefficiente di reazione orizzontale alla base = 5023.92 (kN/m³)

k_v = coefficiente di reazione verticale = 4186.60 (kN/m³)

β = rapporto tra le cost. di reazione = 1.20 (-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

$$2,5 / h = 0.21 \quad (-)$$

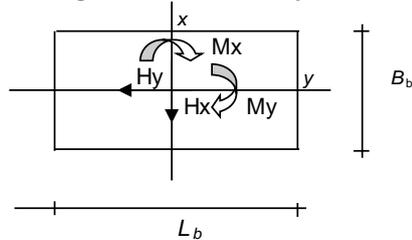
$$((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} = 0.06 \quad (-)$$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	93 di 108

Sollecitazioni massime agenti alla base della pila:



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo	
	permanenti	temporanee		
N [kN]	10358.20	0.00	10358.20	aggiunto peso plinto esistente
Mx [kNm]	118.40	0.00	118.40	
My [kNm]	255.20	0.00	255.20	
Hx [kN]	241.12	0.00	241.12	
Hy [kN]	7563.89	0.00	7563.89	aggiunte inerzie

Azioni sismiche derivanti dall'analisi amplificate per 1.1

Dimensioni in pianta del plinto di fondazione

$h_p = 2.40$ (m)
 $A_p = 54.89$ (m)
 $P_{plinto} = 0.00$ (kN) **Vedi quanto riportato sopra**

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$N_t = N + P_{plinto} = 10358.20$ (kN)
 $H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 7567.73$ (kN)
 $M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0.5} = 18421.73$ (kNm)

dove:

$$M_{xx} = M_x + H_y \cdot h_p$$

$$M_{yy} = M_y + H_x \cdot h_p$$

$$e = M_t / N_t \text{ (eccentricità)} = 1.78 \text{ (m)} \text{ (riferita alla testa del pozzo)}$$

$$h_1 \text{ (quota di applicazione } H_t) = 2.43 \text{ (m)}$$

$$(h_1 = M_t / H_t)$$

$$q \text{ (somma di } h \text{ e di } h_1) = 14.43 \text{ (m)}$$



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	94 di 108

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta Dh^2(4q-h) + 6WD) / (2\beta Dh(3q-h)) \quad \beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 9.15 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta Dh^3 + 18DW) / (2\beta(3q-h))$$

$$R = 345.64 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / Rk_{rh}$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / Rm_{rh})$$

$$\omega = 0.02614 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 1.4979 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale $\sigma_h(z)_{\text{max}}$

$$z = z_0/2$$

$$z = 4.57 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{max}} = 229.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = D/8$$

$$r = 1.05 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = kp \cdot \sigma_v(z) + 2 \cdot c'(kp)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2 \cdot cu \quad (\text{tensioni totali})$$

$$kp = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) = 1.00$$

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cis}$$

$$M = H \cdot ((h_1 + z(1 - (Dz^2 / (2Rh))) \cdot (2z_0 - z)))$$

$$T = H \cdot (1 - (Dz^2 / (Rh))) \cdot (3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H) / (Rh)) \cdot z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	95 di 108

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{lim}$	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)
0	10358.20	18421.73	7567.73	F.N.	0.00	46.80	426.80	23.92
0.40	10797.33	21440.09	7502.70	F.N.	38.31	54.60	434.60	22.88
0.80	11236.46	24407.59	7315.43	F.N.	73.11	62.40	442.40	21.83
1.20	11675.59	27277.69	7017.62	F.N.	104.42	70.20	450.20	20.78
1.60	12114.72	30008.51	6620.99	F.N.	132.22	78.00	458.00	19.74
2.00	12553.85	32562.87	6137.26	F.N.	156.51	85.80	465.80	18.69
2.40	12992.98	34908.27	5578.14	F.N.	177.31	93.60	473.60	17.65
2.80	13432.11	37016.89	4955.34	F.N.	194.60	101.40	481.40	16.60
3.20	13871.23	38865.61	4280.58	F.N.	208.38	109.20	489.20	15.55
3.60	14310.36	40435.99	3565.58	F.N.	218.67	117.00	497.00	14.51
4.00	14749.49	41714.27	2822.04	F.N.	225.45	124.80	504.80	13.46
4.40	15188.62	42691.38	2061.69	F.N.	228.73	132.60	512.60	12.42
4.80	15627.75	43362.94	1296.23	F.N.	228.50	140.40	520.40	11.37
5.20	16066.88	43729.25	537.39	F.N.	224.77	148.20	528.20	10.32
5.60	16506.01	43795.29	-203.13	F.N.	217.54	156.00	536.00	9.28
6.00	16945.14	43570.75	-913.60	F.N.	206.80	163.80	543.80	8.23
6.40	17384.27	43069.98	-1582.32	F.N.	192.57	171.60	551.60	7.19
6.80	17823.40	42312.02	-2197.58	F.N.	174.82	179.40	559.40	6.14
7.20	18262.53	41320.61	-2747.64	F.N.	153.58	187.20	567.20	5.09
7.60	18701.66	40124.16	-3220.81	F.N.	128.83	195.00	575.00	4.05
8.00	19140.79	38755.77	-3605.37	F.N.	100.58	202.80	582.80	3.00
8.40	19579.92	37253.24	-3889.59	F.N.	68.83	210.60	590.60	1.96
8.80	20019.04	35659.04	-4061.78	F.N.	33.57	218.40	598.40	0.91
9.20	20458.17	34020.32	-4110.21	F.N.	-5.19	226.20	606.20	-0.13
9.60	20897.30	32388.93	-4023.16	F.N.	-47.45	234.00	614.00	-1.18
10.00	21336.43	30821.41	-3788.94	F.N.	-93.22	241.80	621.80	-2.23
10.00	21336.43	30821.41	-3788.94	F.N.	-93.22	241.80	621.80	-2.23
10.40	21775.56	29378.97	-3395.81	F.N.	-142.49	249.60	629.60	-3.27
10.80	22214.69	28127.52	-2832.06	F.N.	-195.26	257.40	637.40	-4.32
11.20	22653.82	27137.63	-2085.99	F.N.	-251.54	265.20	645.20	-5.36
11.60	23092.95	26484.60	-1145.87	F.N.	-311.32	273.00	653.00	-6.41
12.00	23532.08	26248.37	0.00	F.N.	-374.60	280.80	660.80	-7.46

$$N_b = 23532.08 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 26248.37 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 4610.86 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 802.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = -112.89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	96 di 108

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

N _{max} =	23532.08	(kN)	zN _{max} =	9.60	(m)
M _{max} =	43795.29	(kNm)	zM _{max} =	5.60	(m)
T _{max} =	7567.73	(kN)	zT _{max} =	0.00	(m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

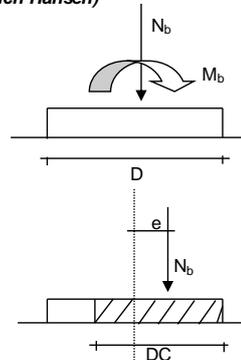
Capacità portante limite

$$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0,5\gamma BN\gamma s\gamma$$

$$q_{lim} = c_u N_c s_c + q$$

q =	280.80	(kN/m ²)
N _q =	1.00	(-)
N _c =	5.14	(-)
N _γ =	0.00	(-)
s _c =	1 + 0,2*(B/L)	
s _q =	1	
s _γ =	0	

(Brinch-Hansen)



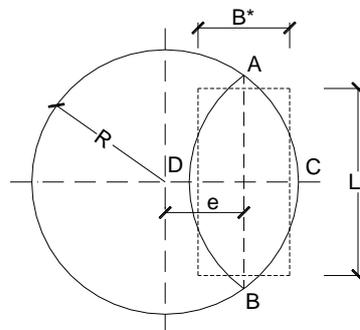
$$DC = 2(R - e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left(R^2 \cos^{-1} \left(\frac{R-h'}{R} \right) - (R-h') \sqrt{2Rh' - h'^2} \right)$$



e = 1.12 (m)

h' = 3.06 (m)

A* = 36.46 (m²)

L* = 6.92 (m)

B* = 5.27 (m)

B*/L* = 0.76 (m)

s_c = 1.152 (-)

s_q = 1.000 (-)

s_γ = 0.000 (-)

q_{lim} = 1405.99 (kN/m²)

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	97 di 108

Sforzo Verticale limite nel terreno

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$$

$$N_{lim} = 51269.25 \quad (\text{kN})$$

Sforzo Verticale massimo nel terreno

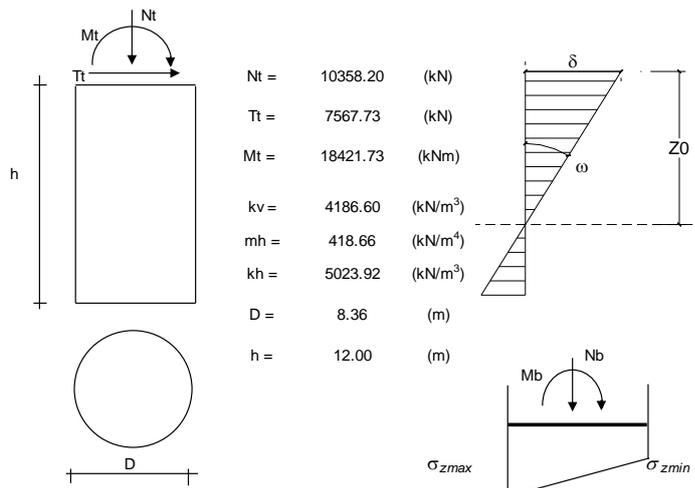
$$N_b - N_w = 18921.22 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

$$F_s = 2.71$$

Tabella Riepilogativa



Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

	N	M	T
	(kN)	(kNm)	(kN)
zMmax =	5.60 (m)	18042.96	43795.29
zNmax =	9.60 (m)	23532.08	26248.37
zTmax =	0.00 (m)	10358.20	18421.73

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$$N_b = 23532.08 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 26248.37 \quad (\text{kNm})$$

Tensioni alla base

$$\sigma_{zmax} = 802.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = -112.89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Spostamento in testa e rotazione

$$\delta = 23.92 \quad (\text{cm})$$

$$\omega = 0.02614 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 1.498 \quad (^\circ)$$

Profondità del centro di rotazione

$$z_0 = 9.15 \quad (\text{m})$$

Coefficiente di Sicurezza

$$F_s = N_{lim} / N_b$$

$$F_s = 2.71 \geq 2.3 = \gamma_R$$

F_s

1.18



RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	98 di 108

Verifica a carico limite del palo più caricato

Al fine di calcolare il carico di compressione agente sul palo più caricato, si è proceduto con una ripartizione rigida delle azioni mediante la seguente relazione:

$$E_i = \frac{F}{n} \pm \frac{m_x}{\sum_{1,i}^n dy_i^2} d_{yi} \pm \frac{m_y}{\sum_{1,i}^n dx_i^2} dx_i$$

Si specifica che, analogamente a quanto fatto per il pozzo, le azioni ottenute dal modello in condizioni sismiche sono state amplificate secondo il coefficiente 1.1 nel rispetto del §7.2.5 NTC18.

Sono state prese in considerazione tutte le combinazioni (sia SLV che SLU), il carico risultante sul palo più caricato è quindi di 960 kN.

La stessa relazione verrà utilizzata anche per il calcolo della massima trazione (ove presente).

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

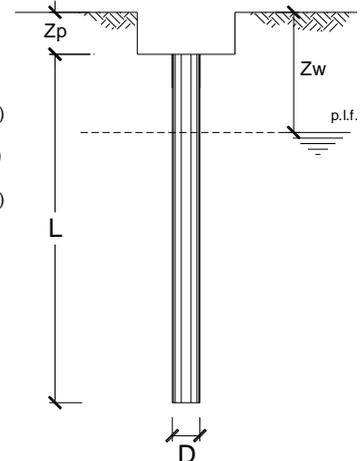
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	99 di 108

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: VI-350+329

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.60	(m)	Area del Palo (A _p):	0.283	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.70	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	6.40	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	960	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		L _{palo} =	12.00	(m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s
Metodo di calcolo	γ _G	γ _Q		
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.35	1.15

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ ₃	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ ₄	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.70

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	C' med (kPa)	C' min (kPa)	Φ' med (°)	Φ' min (°)	C _u med (kPa)	C _u min (kPa)
1	12.00	Unità 2	19.50					190.0	190.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		0.4

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del plinto)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno
1	12.00	Unità 2

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1719.1	0.00	9.00	1996.7	564.5

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1719.1	0.00	9.00	1996.7	564.5

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 960.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = 564.5 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 1719.1 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 2283.6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = 564.5 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 1719.1 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 2283.6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 332.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1011.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1343.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1125.3 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.17$$

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	100 di 108

Verifica a carico limite del palo in trazione

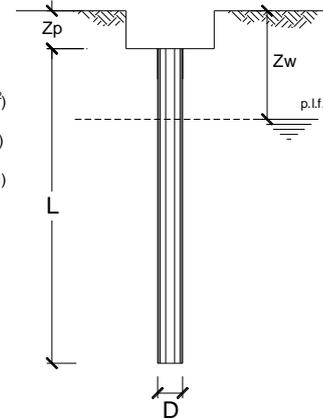
Dalla ripartizione rigida emerge un valore massimo di trazione sul singolo palo pari a 470 kN.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: V-350+329

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.60	(m)	Area del Palo (Ap):	0.283	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.70	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	6.40	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	-470	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	12.00	(m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s
Metodo di calcolo	γ _G	γ _Q		
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.35	1.25

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A	ut
ξ ₃	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ ₄	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.70

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	c' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	c _u med (kPa)	c _u min (kPa)
1	12.00	Unità 2	19.50					190.0	190.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		0.4

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
1	12.00	Unità 2

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1719.1	0.00	9.00	1996.7	564.5

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1719.1	0.00	9.00	1996.7	564.5

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = -470.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{alla base } R_{b,cal \text{ med}} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 1719.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 1719.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{alla base } R_{b,cal \text{ min}} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 1719.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 1719.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = .0 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1011.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1011.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 809.0 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.72$$

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	101 di 108

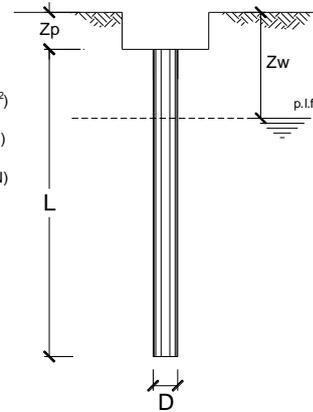
Verifica a carico limite del blocco

L'azione agente sul blocco è la compressione massima agente sulla palificata. In questo caso risulta dimensionante la combinazione SLU che fornisce un carico pari a 16459 kN.

OPERA: VI-350+329

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	9.86 (m)	Area del Palo (Ap):	76.356 (m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.70 (m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	6.40 (m)
Carico Assiale Permanente (G):	16459 (kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0 (kN)
Numero di strati	1	Lpalo =	12.00 (m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s
Metodo di calcolo	γ _G	γ _Q		
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.35	1.15

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A	ut
ξ ₃	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ ₄	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.70

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	C' _{med} (kPa)	C' _{min} (kPa)	Φ' _{med} (°)	Φ' _{min} (°)	C _{u,med} (kPa)	C _{u,min} (kPa)
1	12.00	Unità 2	19.50					190.0	190.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		0.4

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
1	12.00	Unità 2

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
28250.2	0.00	9.00	1996.7	152456.4

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
28250.2	0.00	9.00	1996.7	152456.4

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 16459.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = 152456.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 28250.2 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 180706.6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = 152456.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 28250.2 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 180706.6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 89680.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 16617.8 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 106298.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 80880.0 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 4.91$$

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	102 di 108

12.4.2 Verifiche strutturali

Oggetto delle verifiche strutturali è il palo D600 e la sua armatura a flessione e taglio.

Le sollecitazioni di taglio agenti sul singolo palo sono state stimate adottando una ripartizione rigida secondo la seguente formulazione:

$$V_{palo} = \frac{\sqrt{V_x^2 + V_y^2}}{n_{pali}} + M_t W_t$$

Per tener conto dell'effetto gruppo della palificata il valore del modulo di reazione orizzontale k_h è stato moltiplicato per 0.25 (come riportato in *Fondazioni, Viggiani*).

Nell'ipotesi di palo incastrato in testa, tramite la teoria della linea elastica si è ottenuta la lunghezza libera di inflessione del palo, λ , e la stima del momento massimo a cui l'elemento è sottoposto:

$$M_{max} = \frac{\lambda}{2} V_{palo}$$

Si riportano in tabella le grandezze di interesse:

n.ro pali	40	
E cls	25000000	kPa
D	0.6	m
J	0.006	m ⁴
E op	30000	kPa
kh	50000	kN/m ³
kh ridotto	12500	kN/m ³
λ	3.03	m
Wt	0.0065	1/m

Si specifica in ultimo che le sollecitazioni di taglio in fase sismica sono state amplificate secondo il coefficiente 1.3, nel rispetto delle prescrizioni al §7.2.5 NTC18.

Le sollecitazioni di progetto sono quindi le seguenti:

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	103 di 108

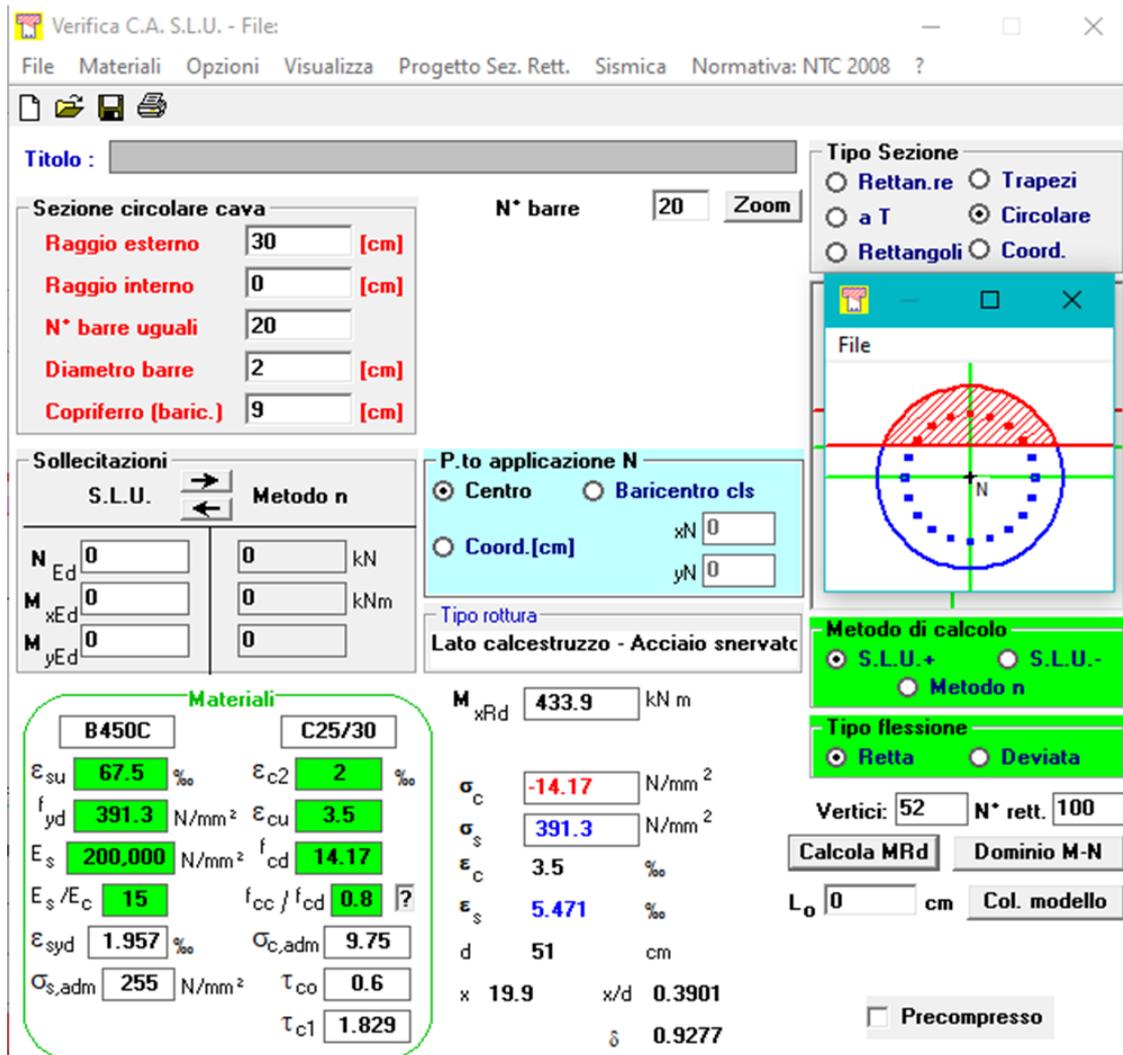
Comb.	Sollecitazioni progetto palo	
	V	M
_SLV1	204.81	310.78
_SLV2	204.75	310.69
_SLV3	160.08	242.90
_SLV4	160.02	242.81
_SLV5	257.28	390.39
_SLV6	257.28	390.39
_SLV7	207.57	314.97
_SLV8	207.57	314.97
_SLV9	206.47	313.30
_SLV10	206.41	313.21
_SLV11	161.74	245.42
_SLV12	161.68	245.33
_SLV13	257.21	390.29
_SLV14	257.21	390.29
_SLV15	207.57	314.96
_SLV16	207.57	314.96
_SLU1	17.07	25.90
_SLU2	10.05	15.26
_SLU3	17.42	26.43
_SLU4	12.65	19.19
_SLU5	9.78	14.84
_SLU6	7.33	11.13
_SLU7	11.54	17.51
_SLU8	10.36	15.72
_SLU9	0.65	0.99
_SLU10	8.25	12.52
_SLU11	17.22	26.13
_SLU12	10.15	15.40
_SLU13	17.52	26.59
_SLU14	12.71	19.28
_SLU15	9.84	14.93
_SLU16	7.25	10.99
_SLU17	11.54	17.52
_SLU18	10.29	15.62
_SLU19	0.44	0.67
_SLU20	8.35	12.67

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	104 di 108

- Armature longitudinali

Per il calcolo del momento resistente del palo si considera una sezione armata con 20Φ20.



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the design parameters for a circular reinforced concrete section. The 'Sezione circolare cava' section is set to 'Sezione circolare cava' with an outer radius of 30 cm, an inner radius of 0 cm, 20 bars, a bar diameter of 2 cm, and a cover of 9 cm. The 'Sollecitazioni' section shows the design load N_{Ed} as 0 kN, M_{xEd} as 0 kNm, and M_{yEd} as 0 kNm. The 'P.to applicazione N' is set to 'Centro'. The 'Tipo rottura' is 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato'. The 'Materiali' section shows the concrete strength f_{cd} as 14.17 N/mm² and the steel yield strength f_{yk} as 391.3 N/mm². The 'Tipo flessione' is set to 'Retta'. The 'Vertici' are 52 and 'N° rett.' is 100. The 'Calcola MRd' button is highlighted. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

- Armature trasversali

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	105 di 108

Il palo, di diametro 600 mm, risulta essere armato a taglio con staffe $\Phi 14$ passo 120mm.

Verifica a taglio in accordo a EC2-2 Caratteristiche dei materiali

Cls

Rck= 30 MPa
fck= 25 MPa
 γ_C = 1.50
fcm= 33 MPa
 α_{CC} = 0.85
fcd= 14.11 MPa

coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1

fctm= 2.56 MPa
fctk_{0.05}= 1.79 MPa
fctk_{0.95}= 3.33 MPa
 α_{ct} = 1.00
fctd= 1.19 MPa

coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1

Acciaio c.a.

fyk= 450 MPa
 γ_S = 1.15
fyd= 391 MPa

Azioni di taglio

		γ	
Gk	0	x1.00=	0 kN
Pk	0	x1.00=	0 kN
Qk	0	x1.00=	0 kN
Aed	0	x1.30=	0 kN
V_{Ed} = 0 kN			

Nsd= **0** KN sforzo normale

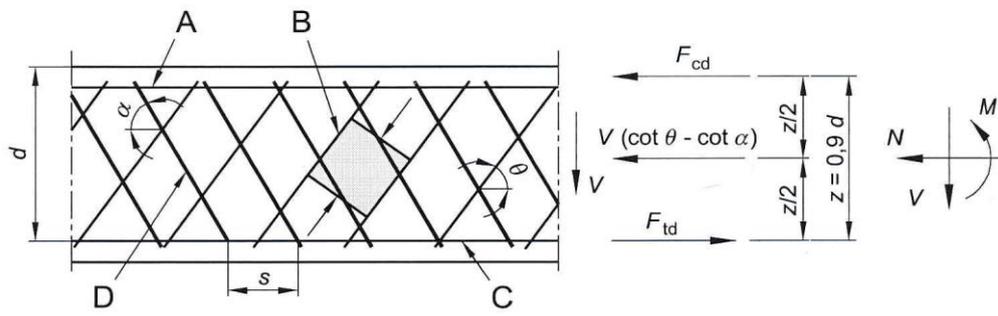
bw = 0.471 m larghezza (6.16)
h= 0.600 m altezza totale
c= 0.090 m copriferro
d= 0.510 m altezza utile
Ac= 0.283 mq area

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	106 di 108

elementi CA e CAP armati a taglio

- A Corrente compresso
- B Puntoni
- C Corrente teso
- D Armatura a taglio



Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	14	mm	diametro staffa
$n =$	2.00		numero braccia
$A_{sw} =$	3.08	cmq	
$z =$	0.38	m	$= 0.75 \cdot d$
$\sin \alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w =$	0.54	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
$s =$	0.12	m	$=$ passo staffe \leq 0.38 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	45.0	°	$= \arcsin(\text{rad}q(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b_w \cdot s \cdot a_{cw} \cdot n \cdot f_{cd}))$ inclinazione puntone compresso, variabile tra 45° to 21.8°
$\tan \theta =$	1.00		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) e 0.4
$\cot \theta =$	1.00		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) and 2.5
$\rho_{w,max} =$	2.13		$= A_{sw,max} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 3.81$ verifica soddisfatta
$V_{Rd,s} =$	384	kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

$v =$	0.540		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)
$\sigma_{cp} =$	0.00		$= N_{sd} / A_c$
$\alpha_{cw} =$	1.00		
$V_{Rd,max} =$	687	kN	$= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
$\gamma_{Bd1} =$	1.00		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
$V_{Rd} =$	384	kN	$= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	107 di 108

- Verifiche

Si riportano a seguire i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti nelle verifiche a taglio e flessione.

Comb.	Sollecitazioni progetto palo		Resistenze di progetto		Verifiche	
	V	M	Vrd	Mrd	FS taglio	FS momento
_SLV1	204.81	310.78	384.0	433.9	1.87	1.40
_SLV2	204.75	310.69	384.0	433.9	1.88	1.40
_SLV3	160.08	242.90	384.0	433.9	2.40	1.79
_SLV4	160.02	242.81	384.0	433.9	2.40	1.79
_SLV5	257.28	390.39	384.0	433.9	1.49	1.11
_SLV6	257.28	390.39	384.0	433.9	1.49	1.11
_SLV7	207.57	314.97	384.0	433.9	1.85	1.38
_SLV8	207.57	314.97	384.0	433.9	1.85	1.38
_SLV9	206.47	313.30	384.0	433.9	1.86	1.38
_SLV10	206.41	313.21	384.0	433.9	1.86	1.39
_SLV11	161.74	245.42	384.0	433.9	2.37	1.77
_SLV12	161.68	245.33	384.0	433.9	2.38	1.77
_SLV13	257.21	390.29	384.0	433.9	1.49	1.11
_SLV14	257.21	390.29	384.0	433.9	1.49	1.11
_SLV15	207.57	314.96	384.0	433.9	1.85	1.38
_SLV16	207.57	314.96	384.0	433.9	1.85	1.38
_SLU1	17.07	25.90	384.0	433.9	22.50	16.75
_SLU2	10.05	15.26	384.0	433.9	38.19	28.44
_SLU3	17.42	26.43	384.0	433.9	22.05	16.42
_SLU4	12.65	19.19	384.0	433.9	30.36	22.61
_SLU5	9.78	14.84	384.0	433.9	39.26	29.23
_SLU6	7.33	11.13	384.0	433.9	52.36	38.99
_SLU7	11.54	17.51	384.0	433.9	33.28	24.79
_SLU8	10.36	15.72	384.0	433.9	37.07	27.61
_SLU9	0.65	0.99	384.0	433.9	587.65	437.60
_SLU10	8.25	12.52	384.0	433.9	46.53	34.65
_SLU11	17.22	26.13	384.0	433.9	22.30	16.61
_SLU12	10.15	15.40	384.0	433.9	37.84	28.18
_SLU13	17.52	26.59	384.0	433.9	21.91	16.32
_SLU14	12.71	19.28	384.0	433.9	30.21	22.50
_SLU15	9.84	14.93	384.0	433.9	39.03	29.07
_SLU16	7.25	10.99	384.0	433.9	53.00	39.46
_SLU17	11.54	17.52	384.0	433.9	33.26	24.77
_SLU18	10.29	15.62	384.0	433.9	37.30	27.78
_SLU19	0.44	0.67	384.0	433.9	869.76	647.68
_SLU20	8.35	12.67	384.0	433.9	45.97	34.23



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 06 00 002	A	108 di 108

13 INCIDENZA ARMATURE

- Cordolo allargamento fondazione: 110 kg/m³
- Pali D600: 210 kg/m³
- Camicia rinforzo pile (incidenza media sull'altezza): 120 kg/m³
- Struttura interna rinforzo archi: 260 kg/m³

14 CONCLUSIONI

La presente relazione ha illustrato le analisi eseguite, in fase statica e sismica, attraverso cui sono stati progettati gli interventi di rinforzo strutturale dell'opera.

Gli interventi previsti, che interessano le fondazioni, i fusti pile e le arcate, consentono di raggiungere l'adeguamento sismico del viadotto, nonché migliorare la sicurezza strutturale nei confronti dei carichi di esercizio.

Lo studio numerico dell'opera nei confronti dell'evento sismico è stato condotto impiegando la metodologia dell'analisi statica non lineare (Push Over), questa prevede l'analisi e la verifica globale della struttura in termini di spostamenti. Sono state condotte verifiche di dettaglio dei vari elementi strutturali limitatamente alle parti più sollecitate dell'opera.