

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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996

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 VI0500 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 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

File: RS6K00R09CLVI0500002A.dwg

n. Elab.: 69

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996

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 05 00 002 | A | 2 di 105 |

INDICE

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | INTRODUZIONE..... | 5 |
| 2 | DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI..... | 7 |
| 2.1 | INTERVENTI SUGLI ARCHI..... | 7 |
| 2.2 | INTERVENTI SULLE PILE | 7 |
| 2.3 | INTERVENTI SULLE SPALLE | 8 |
| 2.4 | ALTRI INTERVENTI DI FINITURA E COMPLETAMENTO | 8 |
| 3 | NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO..... | 9 |
| 4 | MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI..... | 10 |
| 4.1 | MODELLAZIONE..... | 10 |
| 4.1.1 | <i>Il modello di calcolo</i> | 10 |
| 4.1.2 | <i>Caratteristiche dei materiali</i> | 13 |
| 4.2 | TIPO DI ANALISI..... | 16 |
| 5 | ANALISI DEI CARICHI..... | 17 |
| 5.1 | PESI PROPRI STRUTTURALI (G1) | 17 |
| 5.2 | PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2) | 17 |
| 5.3 | AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO (QTRENI)..... | 18 |
| 5.4 | AZIONE DEL VENTO (QVENTO) | 20 |
| 5.5 | CEDIMENTO FONDAZIONALE (ECED) | 20 |
| 5.6 | AZIONI SISMICHE (E) | 20 |
| 6 | ANALISI MODALE | 24 |
| 7 | ANALISI SISMICA | 26 |
| 7.1 | SISMA X - GRUPPO 1 | 29 |
| 7.2 | SISMA X - GRUPPO 2..... | 33 |
| 7.3 | SISMA Y - GRUPPO 1 | 36 |
| 7.4 | SISMA Y - GRUPPO 2..... | 41 |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996

**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 05 00 002 | A | 3 di 105 |

| | | |
|--------|--|----|
| 7.5 | SINTESI DEI RISULTATI | 45 |
| 8 | VERIFICA DELL'INTERVENTO DI RINFORZO DEGLI ARCHI | 46 |
| 8.1 | SOLLECITAZIONI ELEMENTARI | 46 |
| 8.2 | COMBINAZIONI DI CARICO | 47 |
| 8.3 | VERIFICHE STRUTTURALI | 49 |
| 8.3.1 | <i>Verifiche pressoflessione</i> | 49 |
| 8.3.2 | <i>Verifiche taglio</i> | 52 |
| 9 | VERIFICA DELL'INCAMICIATURA DELLE PILE | 55 |
| 9.1 | SOLLECITAZIONI ELEMENTARI | 55 |
| 9.2 | COMBINAZIONI DI CARICO | 56 |
| 9.2.1 | <i>Verifiche Sezione di spiccato</i> | 59 |
| 10 | VERIFICA DELLE IMPOSTE | 65 |
| 10.1 | SOLLECITAZIONI ELEMENTARI | 65 |
| 10.2 | VERIFICHE STRUTTURALI | 66 |
| 10.2.1 | <i>Verifiche a taglio</i> | 69 |
| 11 | VERIFICA DEGLI ANGOLARI METALLICI DI RINFORZO DELLE PILE | 72 |
| 12 | VERIFICA DEGLI INTERVENTI IN FONDAZIONE | 75 |
| 12.1 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 75 |
| 12.1.1 | <i>Unità geotecniche</i> | 75 |
| 12.1.2 | <i>Falda</i> | 75 |
| 12.1.3 | <i>Parametri geotecnici di calcolo</i> | 75 |
| 12.2 | COMBINAZIONI DI CARICO | 76 |
| 12.3 | SOLLECITAZIONI | 78 |
| 12.4 | VERIFICHE | 81 |



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 4 di 105 |

| | | |
|--------|----------------------------|-----|
| 12.4.1 | Verifiche geotecniche..... | 83 |
| 12.4.2 | Verifiche strutturali..... | 99 |
| 13 | CONCLUSIONI | 105 |
| 14 | INCIDENZA ARMATURE | 105 |

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 347+996 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" RS3K02D09CLVI0500001A).

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 232 m (spalla-spalla). Il tracciato che attraversa l'opera è planimetricamente in curva; altimetricamente il ponte presenta una pendenza discendente secondo le progressive crescenti ($i \approx 1.6\%$).

La struttura è costituita da 9 pile e due spalle che scandiscono 10 arcate con luce netta di circa 20m.

Gli archi sono realizzati con elementi in calcestruzzo magro di spessore variabile tra 1.0m e 1.2m rispettivamente in chiave e alle reni. 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 8.8 m in direzione longitudinale e 16.3 m in direzione trasversale. La geometria delle fondazioni è stata ricostruita in analogia ai risultati dei sondaggi conoscitivi effettuati per la pila 6 del viadotto.

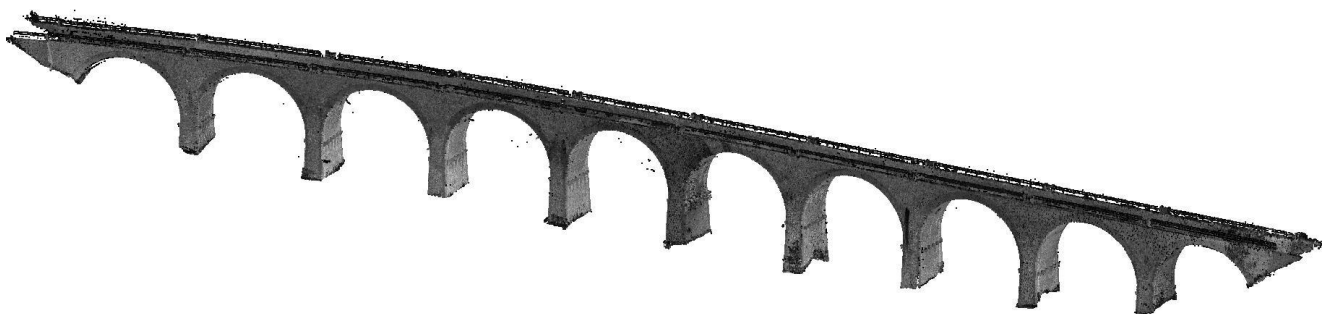


Figura 1: Restituzione laser-scanner dell'opera

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 6 di 105 |



Figura 2: Vista dell'opera



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 7 di 105 |

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 0.8m 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 20 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 leganti 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 25cm nella direzione trasversale e spessore variabile tra 25 cm e 45 cm (rispettivamente ad imposta arco e base pila) nella direzione longitudinale.

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 14m.



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 8 di 105 |

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 10 m.

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 | | | | | |
| VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996 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 05 00 002 | REV. A | FOGLIO 9 di 105 |

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**

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 10 di 105 |

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;

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996

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 05 00 002 | A | 11 di 105 |

- 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.

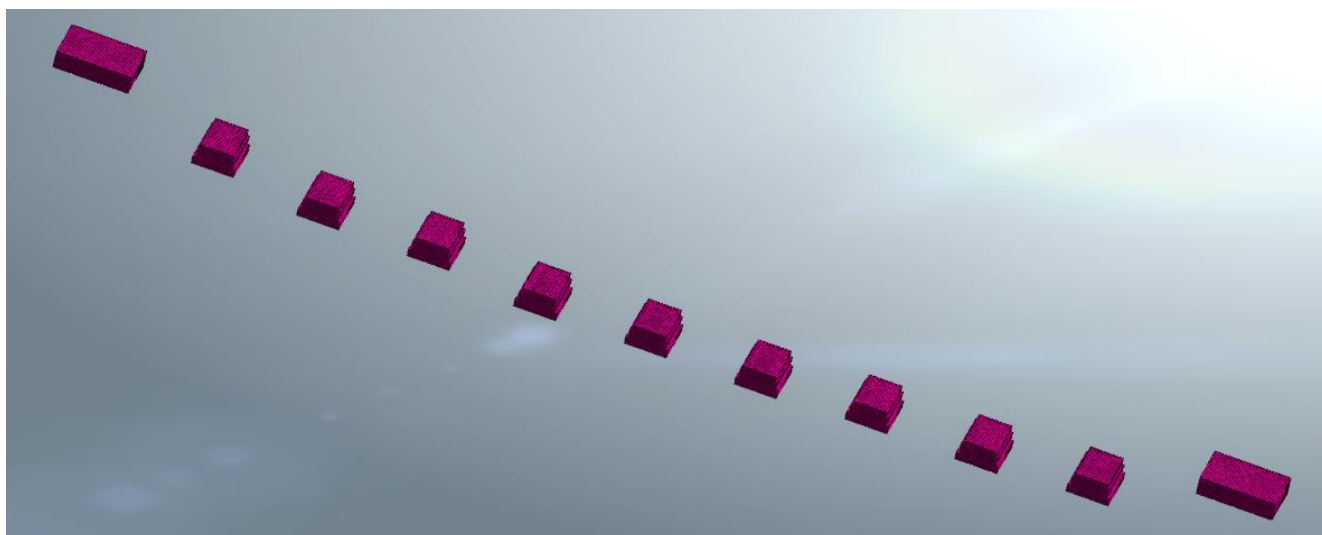


Figura 3: Plinti di fondazione

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 12 di 105 |

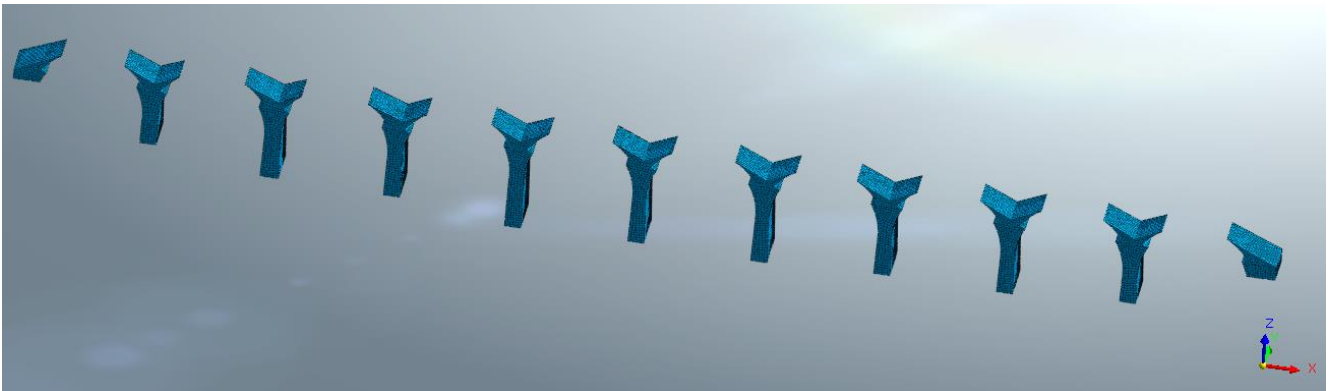


Figura 4: Pile e Spalle



Figura 5: Archi

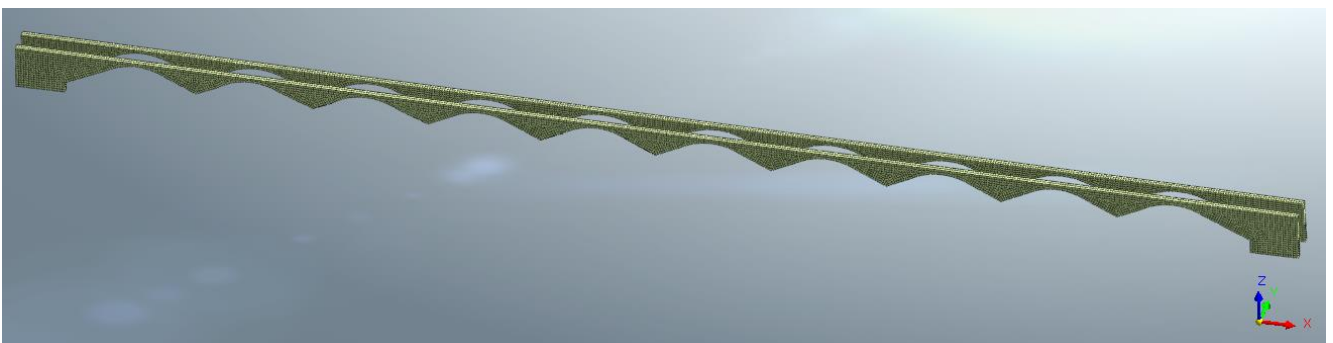


Figura 6: Timpani

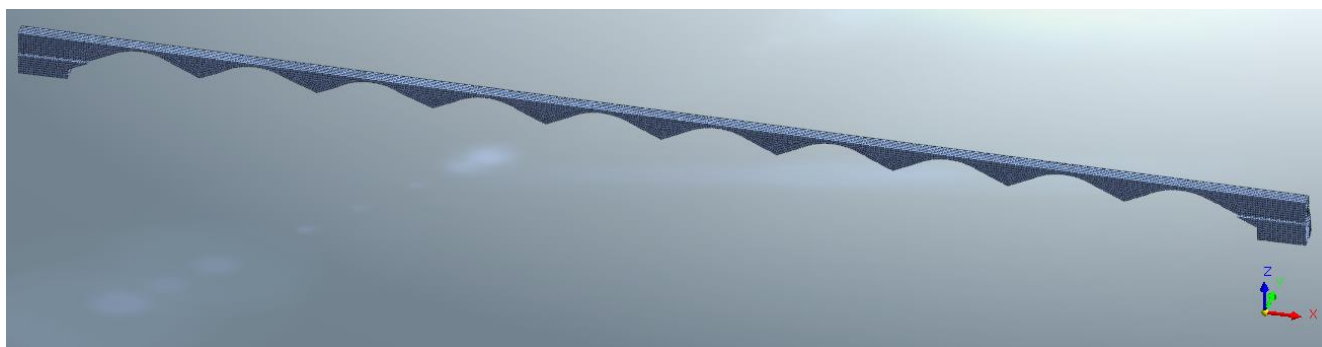


Figura 7: Riempimento

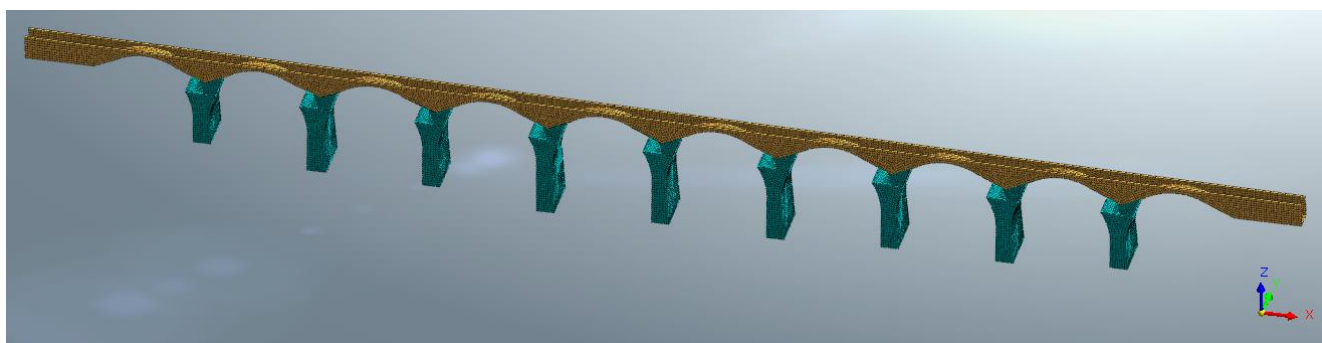


Figura 8: Strutture di rinforzo (camicia esterna pile e interna archi)

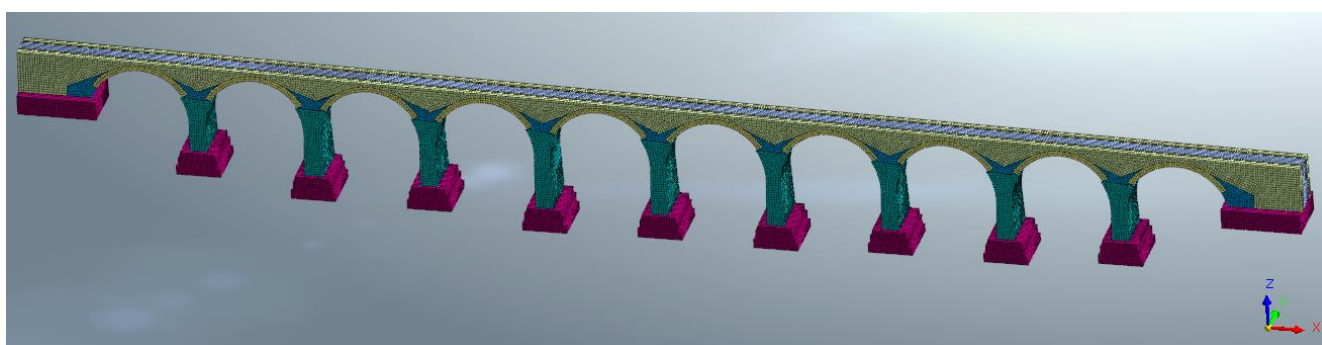


Figura 9: Modello completo

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.

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 14 di 105 |

| 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/m3] | 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/m3] | 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 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.



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 15 di 105 |

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 rigidezza 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>VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996 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 05 00 002</p> | <p>REV. A</p> | <p>FOGLIO 16 di 105</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**

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 17 di 105 |

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: $145 \text{ m}^3 * 21 \text{ kN/m}^3 \approx 3045 \text{ kN}$
- Peso timpani: $965 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 21230 \text{ kN}$
- Peso medio pila: $398 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 8756 \text{ kN}$
- Peso struttura rinforzo archi: $768 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 19200 \text{ kN}$
- Peso medio camicia pila: $68 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 1700 \text{ kN}$

5.2 *Pesi permanenti non strutturali (g2)*

Di seguito i pesi permanenti non strutturali indicati dalle NTC18:

- Sovrastruttura ferroviaria (Armamento e ballast): $0.8\text{m} * 3.35 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 = 53.6 \text{ kN/m}$
- Nuovo marciapiede e parapetto: $5.0 \text{ kN/m} (x2)$

Come nel caso precedente, si riporta il valore del peso del riempimento in calcestruzzo alleggerito:

- Peso cls alleggerito: $1749 \text{ m}^3 * 18 \text{ kN/m}^3 \approx 31482 \text{ kN}$

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:

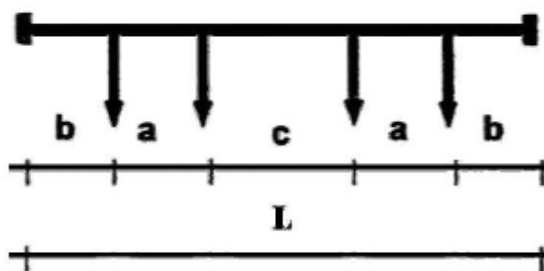


Figura 1: Schema geometrico di un carro

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).

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 19 di 105 |

| Manutenzione | Standard |
|------------------------------|--------------|
| V _{progetto} [Km/h] | 80.0 |
| V _{progetto} [m/s] | 22.2 |
| L _φ [m] | 40.0 |
| n ₀ [Hertz] | 8.356 |
| n ₀ [Hertz] | 8.356 |
| K | 0.033 |
| φ' | 0.034 |
| α | 1.010 |
| φ'' | 0.029 |
| φ | 1.064 |

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

Considerando un raggio di curvatura pari a circa 480 m e prendendo in considerazione quanto riportato al §5.2.2.3.1 del Manuale di progettazione, la forza centrifuga assume il seguente valore di calcolo.

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot \alpha Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot \alpha q_{vk})$$

| Forza Centrifuga | | |
|--------------------------|-------------|--------------|
| v | 80 | km/h |
| r | 480 | m |
| q _{vk} | 72 | kN/m |
| f (fattore di riduzione) | 1 | v < 120 km/h |
| α | 1 | |
| q_{tk} | 7.56 | kN/m |



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 20 di 105 |

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno curva, in direzione orizzontale applicata alla quota 1.80m dal p.f.

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 ($L=20\text{ m} \rightarrow \epsilon_{ced} = 4\text{ mm}$).

5.6 Azioni Sismiche (E)

Nell'opera in oggetto, alla luce dei risultati ottenuti dalle prove geofisiche down-hole (per le quali si rimanda al documento "Relazione geotecnica" RS3K02D09RBVI0500001A) si è ritenuto opportuno eseguire un'analisi di risposta sismica locale (documento "Analisi di risposta sismica locale" RS3K02D09RHVI0500001A).

Tuttavia, gli spettri ottenuti a valle di tale analisi risultano meno cautelativi di quelli di norma, pertanto non sono stati considerati ai fini delle analisi.

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

- Coordinate geografiche: 37.073056 Nord; 14.370000 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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 21 di 105 |

| 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 | 49853 | 14.36473 | 37.08144 | 0.131 | 2.359 | 0.426 |
| 2 | 49854 | 14.42713 | 37.08092 | 0.154 | 2.387 | 0.373 |
| 3 | 50075 | 14.36409 | 37.03145 | 0.126 | 2.367 | 0.426 |
| 4 | 50076 | 14.42646 | 37.03092 | 0.148 | 2.336 | 0.418 |
| | | LONG | LAT | a_g | F_0 | T_C^* |
| P | | 14.370000 | 37.073056 | 0.135 | 2.362 | 0.418 |

| | | | | |
|-------------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Terr. Tipo | C | | | |
| Cat. Topog. | 1 | | | |
| ξ | 5% | | | |
| η | 1 | | | |
| a_{g0} | 0.135 g | | | |
| F_0 | 2.362 | | | |
| T_C^* | 0.418 s | | | |
| γ_I | 1 | | | |
| a_g | 0.135 g | | | |
| q | 1 | | | |
| β | 0.2 | | | |
| | | | Ss | St |
| | | | 1.500 | 1.000 |
| Cc | S | TB | TC | TD |
| 1.400 | 1.500 | 0.195 | 0.586 | 2.138 |

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

 $PGA_{orizzontale} = 0.202 \text{ g}$
 $PGA_{verticale} = 0.067 \text{ g}$

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



Figura 10: Spettro accelerazioni orizzontali

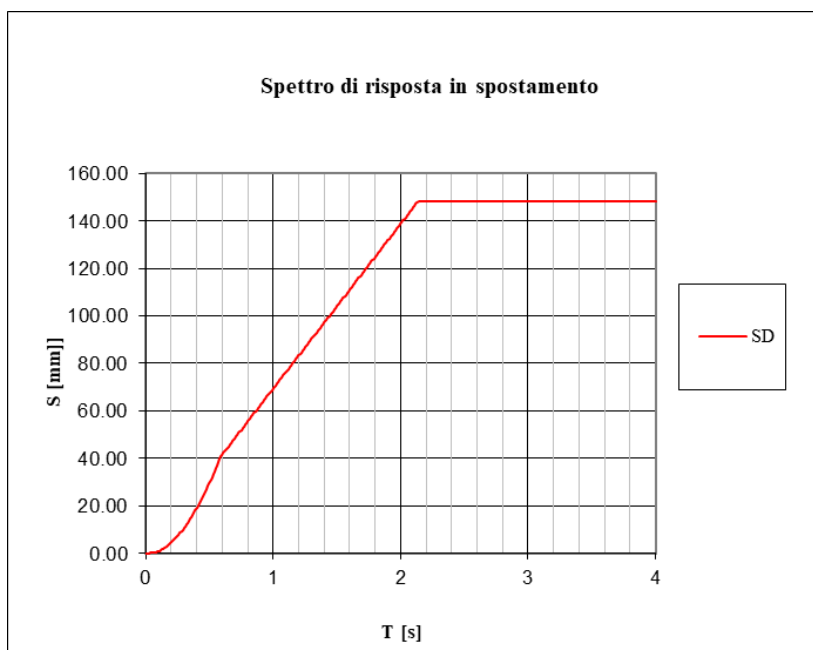


Figura 11: Spettro spostamenti orizzontali

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 23 di 105 |

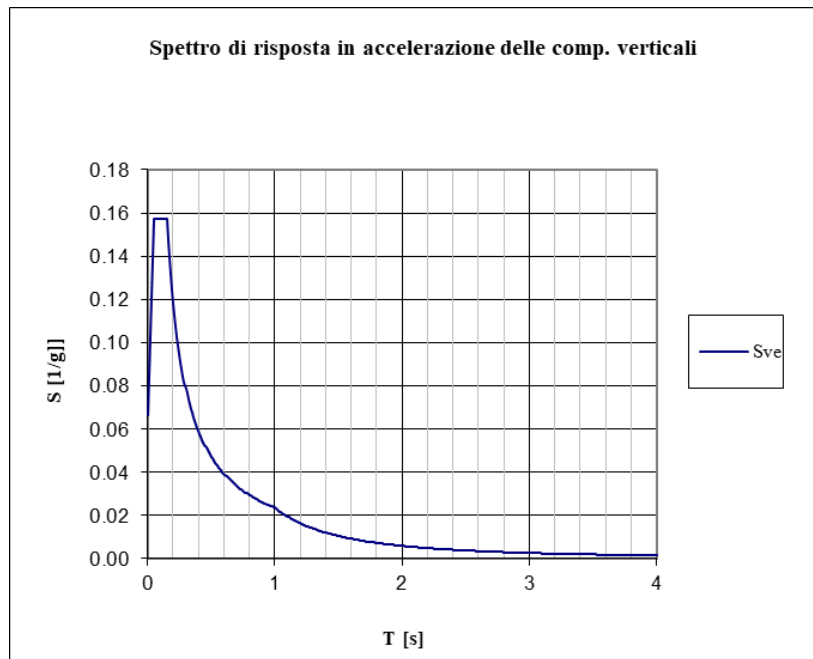


Figura 12: Spettro accelerazioni verticali

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.

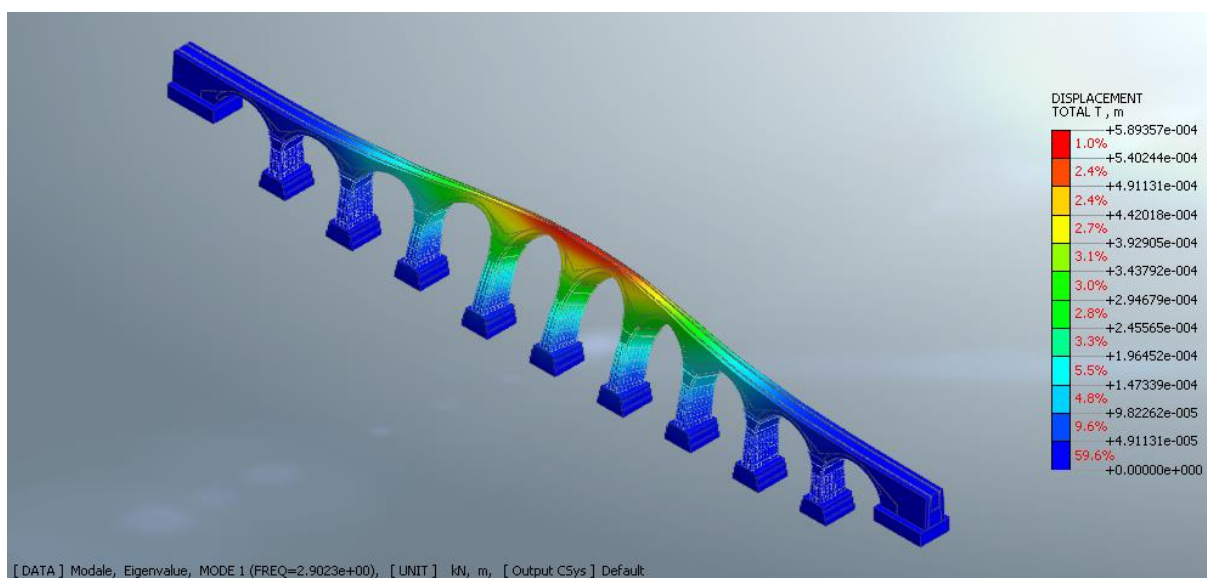


Figura 13: 1° Modo di vibrare

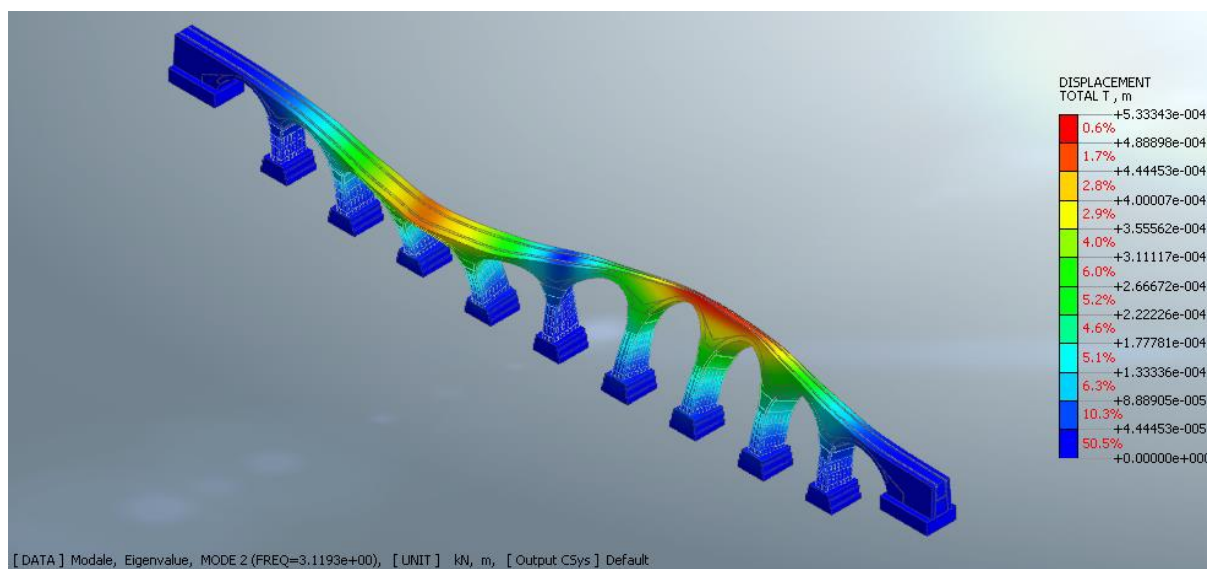


Figura 14: 2° Modo di vibrare

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 25 di 105 |

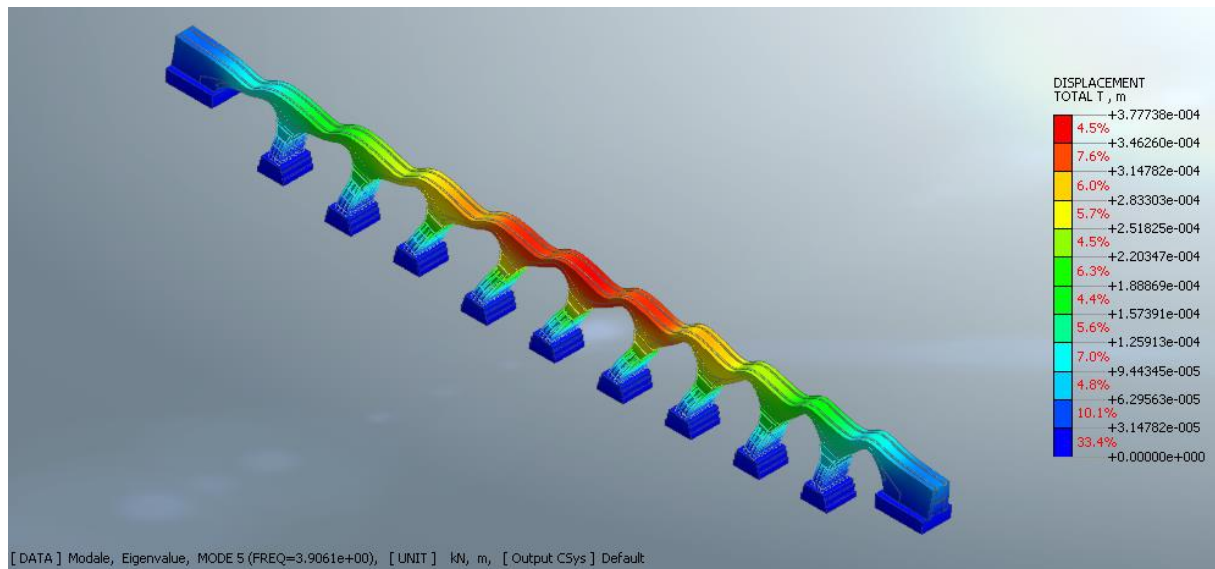


Figura 15: 5° Modo di vibrare

| MODO | PERIODO | MX | MY | MZ |
|------|---------|--------|--------|-------|
| 1 | 0.345 | 0.00% | 38.84% | 0.00% |
| 2 | 0.321 | 0.00% | 0.77% | 0.00% |
| 3 | 0.296 | 0.00% | 17.52% | 0.00% |
| 4 | 0.271 | 0.00% | 0.31% | 0.00% |
| 5 | 0.256 | 67.74% | 0.00% | 0.00% |
| 6 | 0.239 | 0.00% | 5.27% | 0.00% |
| 7 | 0.210 | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| 8 | 0.184 | 0.00% | 2.97% | 0.00% |
| 9 | 0.165 | 0.04% | 0.00% | 0.00% |
| 10 | 0.161 | 0.00% | 0.01% | 0.00% |
| 11 | 0.142 | 0.00% | 5.12% | 0.00% |
| 12 | 0.132 | 0.00% | 0.15% | 0.00% |
| 13 | 0.127 | 0.00% | 4.24% | 0.00% |
| 14 | 0.125 | 7.17% | 0.00% | 0.00% |
| 15 | 0.121 | 0.00% | 2.73% | 0.00% |
| 16 | 0.120 | 0.02% | 0.00% | 0.00% |
| 17 | 0.113 | 0.04% | 0.00% | 0.00% |
| 18 | 0.109 | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| 19 | 0.107 | 0.04% | 0.00% | 0.00% |
| 20 | 0.105 | 0.17% | 0.00% | 0.00% |



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 26 di 105 |

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.

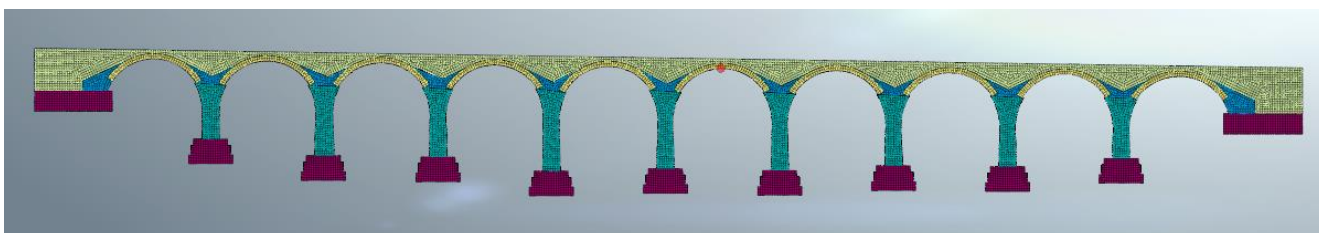
Pertanto, sono state condotte quattro analisi distinte, così denominate:

- 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.

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 27 di 105 |



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.

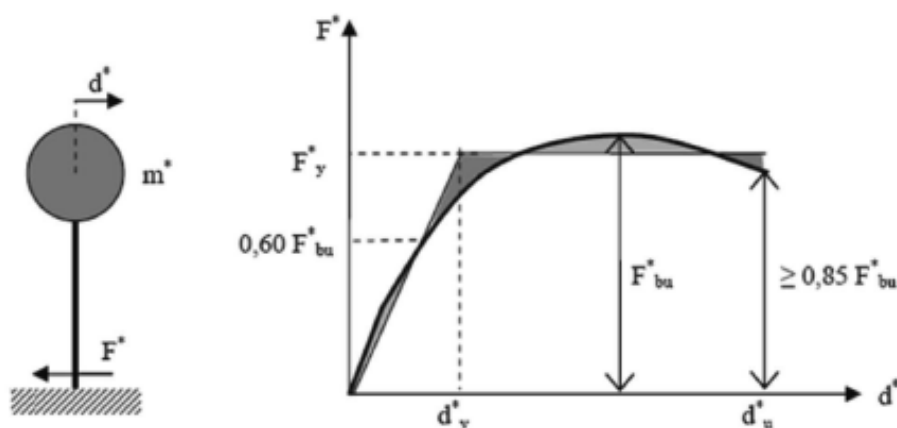


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

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.

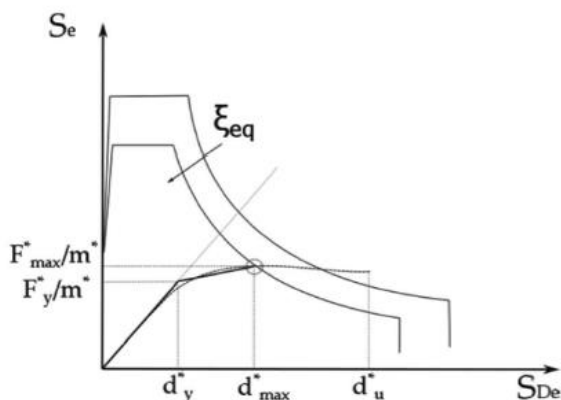


Figura C7.3.A- Individuazione del Punto di prestazione

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.

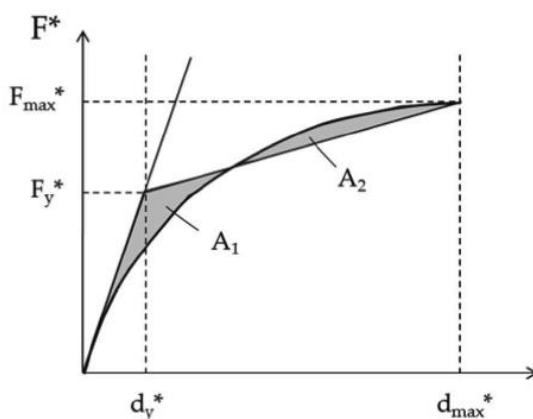


Figura C7.3.3- Bilinearizzazione equivalente

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 $\xi_{eq} \leq 10\%$.

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 29 di 105 |

7.1 Sisma X - Gruppo 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

| | | |
|-----------|--------------|---------------|
| STOP STEP | 0.053 | 101141 |
| LF: 1.33 | spost. (m) | Forza (KN) |

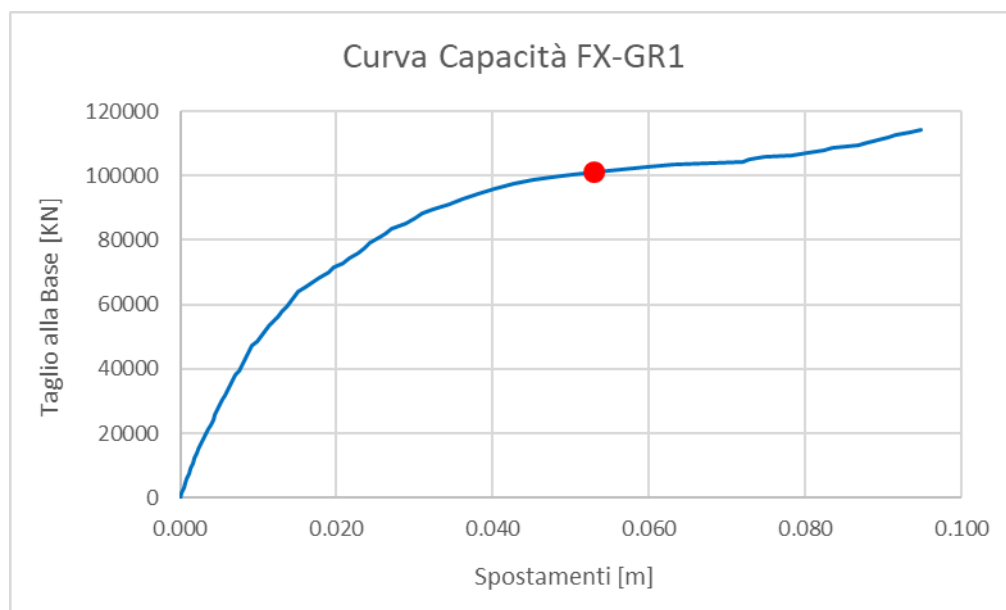


Figura 16: Curva di capacità

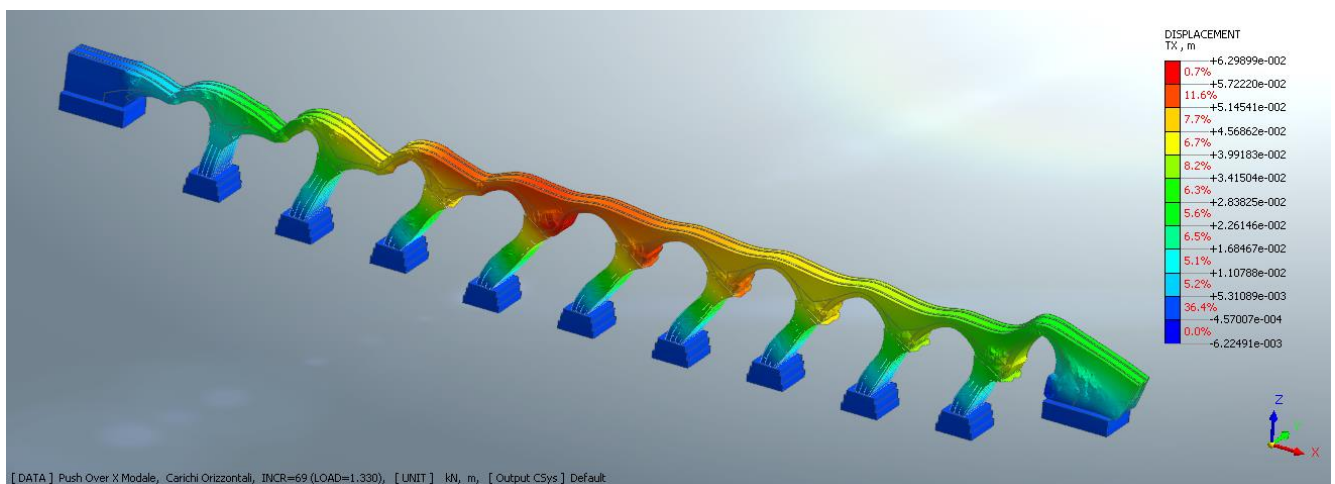


Figura 17: Mapa cromatica spostamento DX step di collasso

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 30 di 105 |

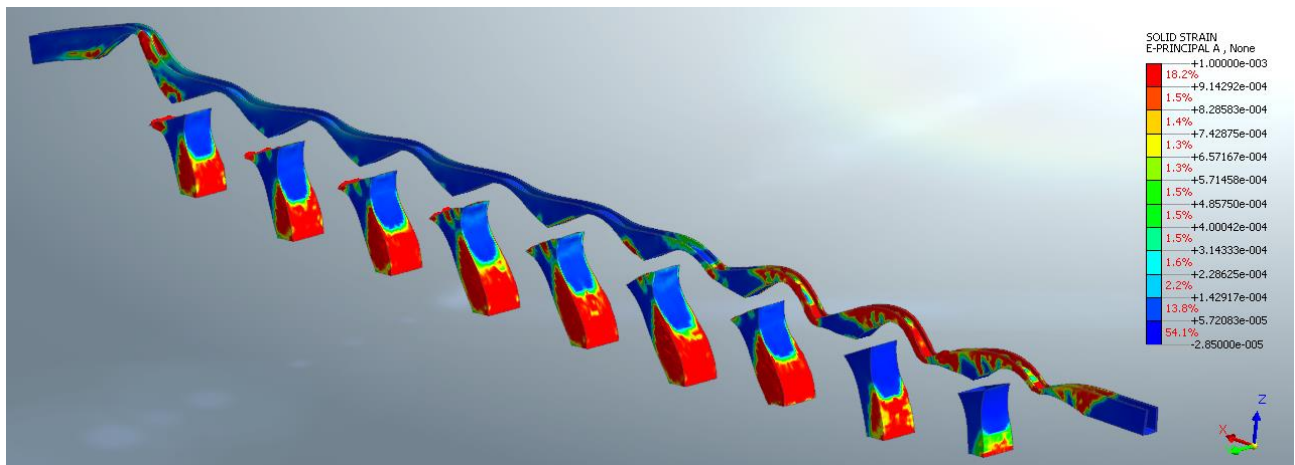
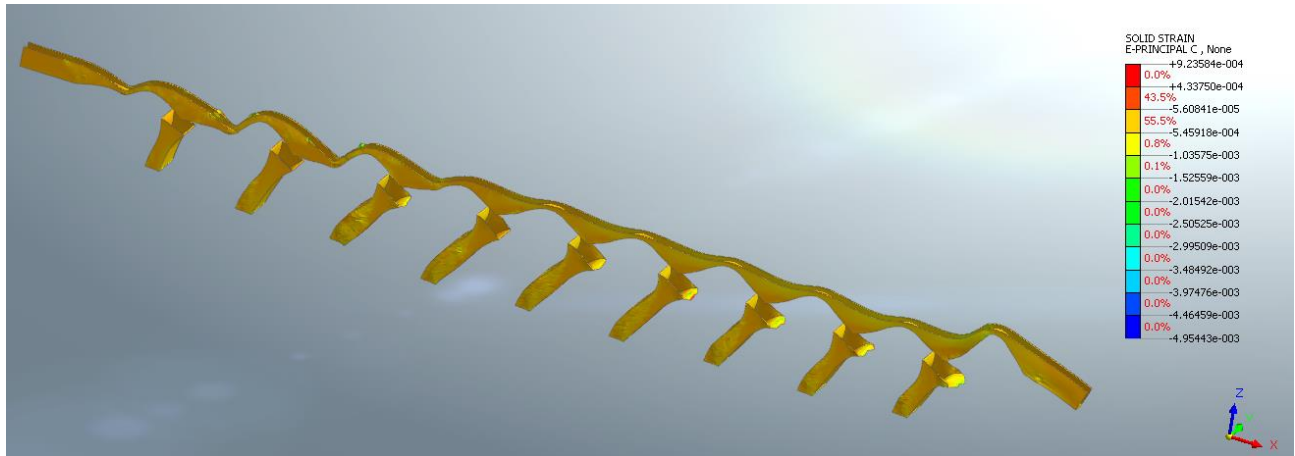


Figura 18: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso

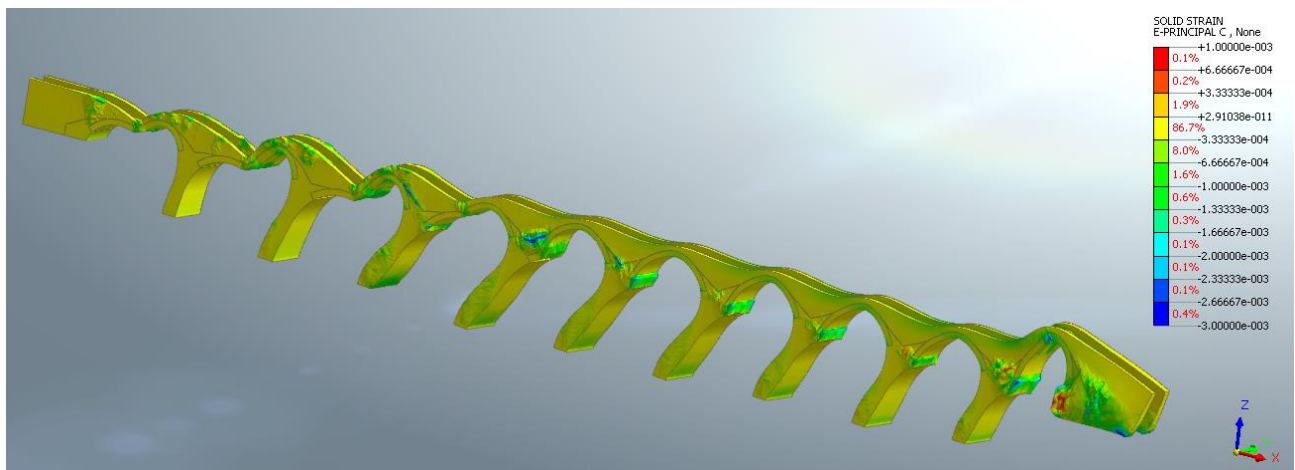


Figura 19: Deformazione principale di compressione nelle murature allo step di collasso

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 31 di 105 |

Il punto ultimo viene definito per raggiungimento della deformazione massima di compressione sia all'intradosso dell'arco dell'ultima campata compressa sia nei muri di risvolto delle spalle, come evidenziato nella figura seguente.

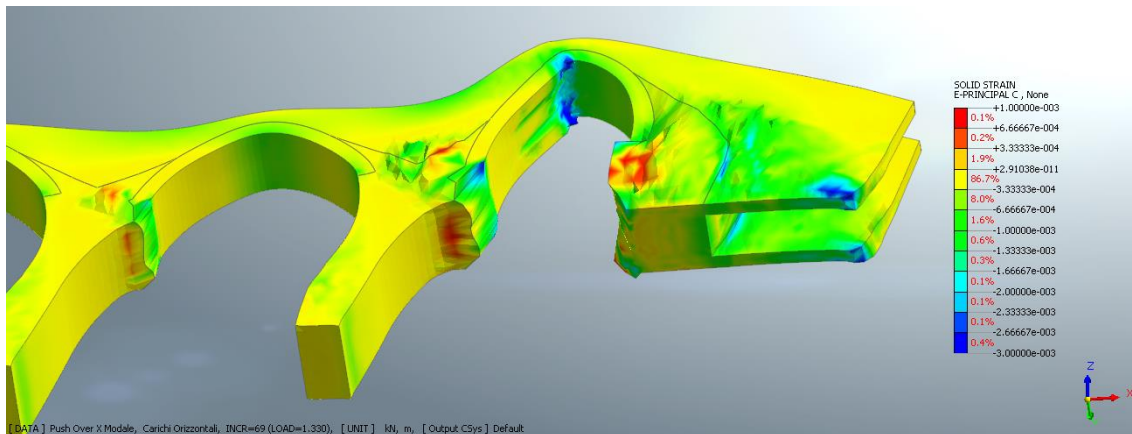


Figura 20: Deformazioni principali di compressione - particolare zone di raggiungimento deformazione massima di compressione

Massa partecipante $m^* = 16359$ ton

Fattore di Partecipazione $\Gamma^* = 1.46$

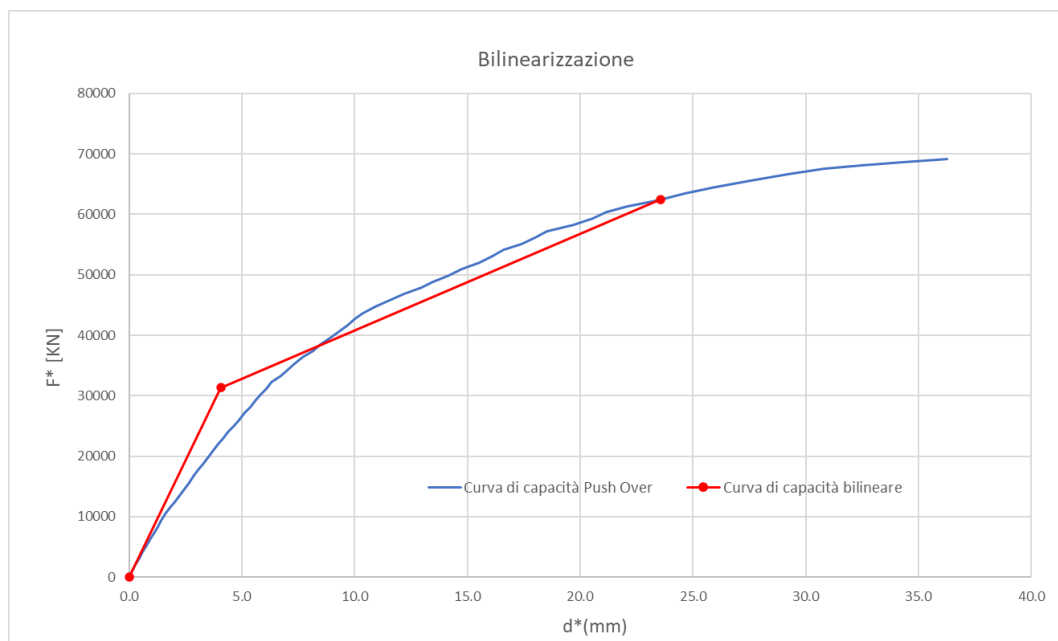


Figura 21: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

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).

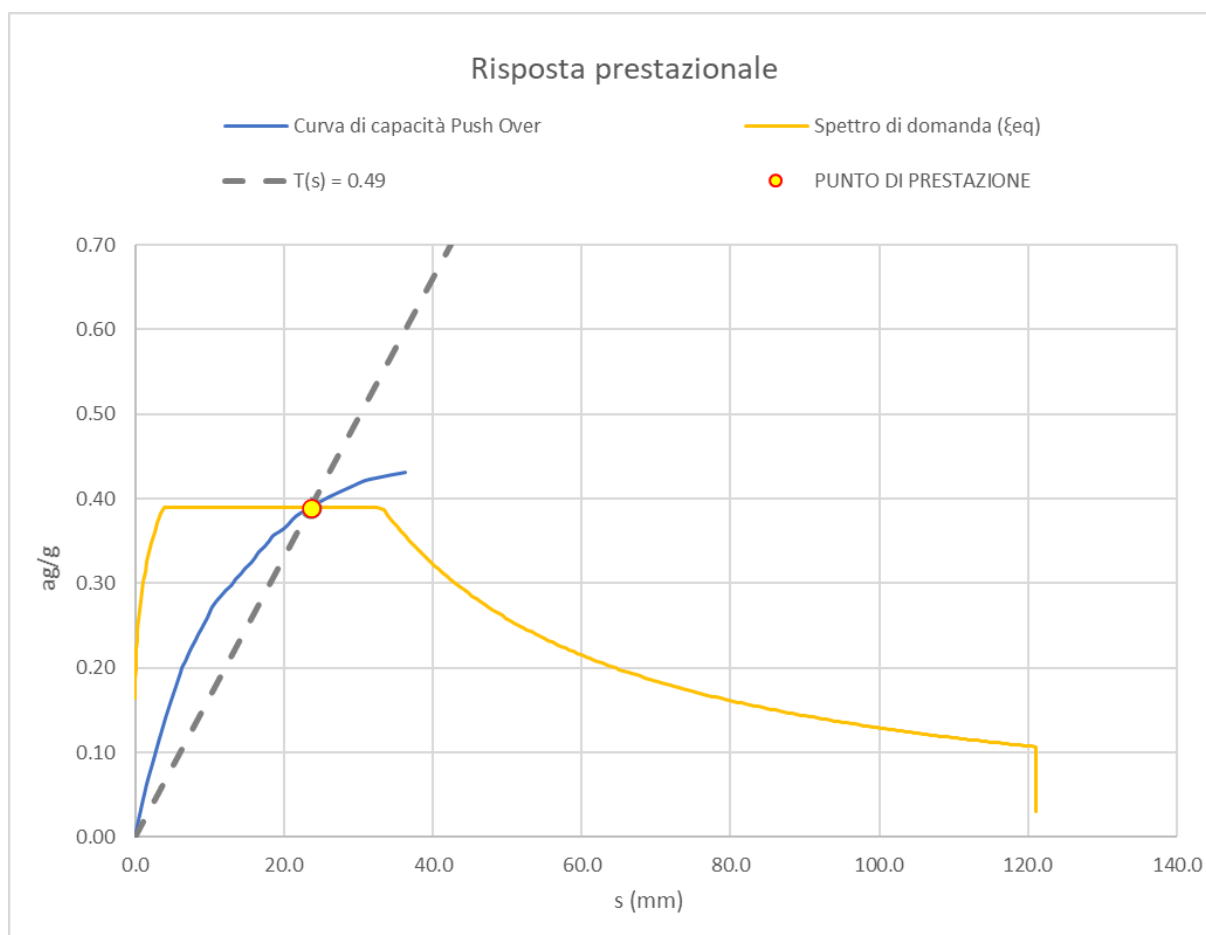


Figura 22: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

| | | |
|----------------------------------|-------------|-----------|
| d* domanda | 23.6 | mm |
| d* capacità | 36.3 | mm |
| fattore sicurezza (>1) | 1.5 | - |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 33 di 105 |

7.2 Sisma X - Gruppo 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

| | | |
|-----------|-------------------|-------------------|
| STOP STEP | 0.024 | 107621 |
| LF: 0.46 | spost. (m) | Forza (KN) |

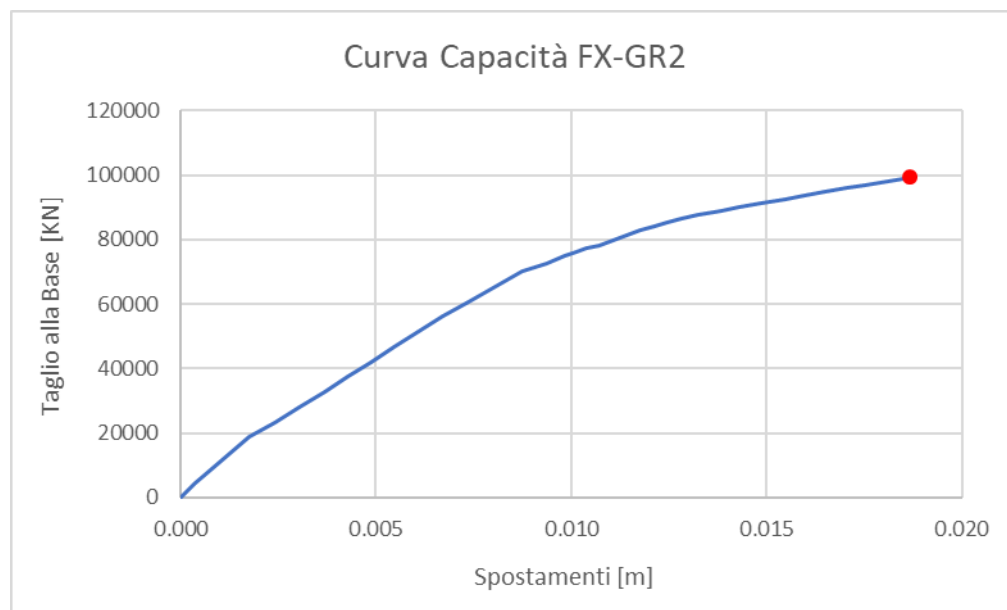


Figura 23: Curva di capacità

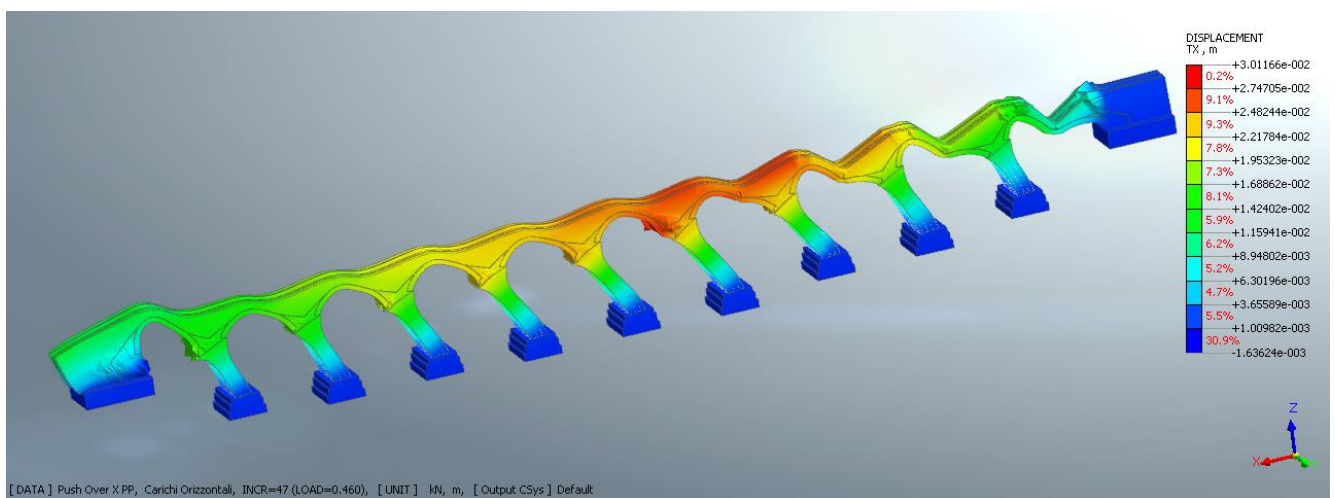


Figura 24: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 34 di 105 |

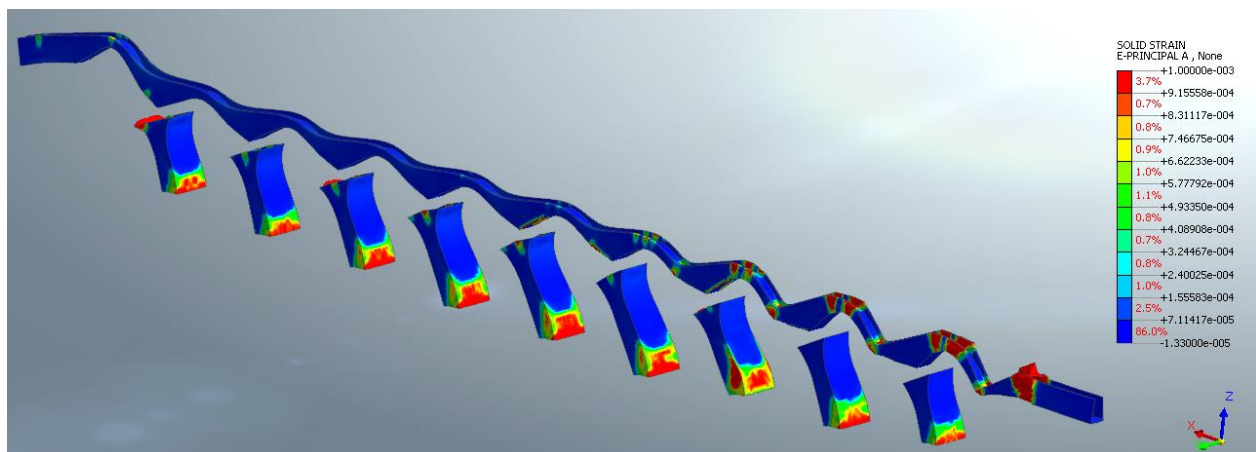
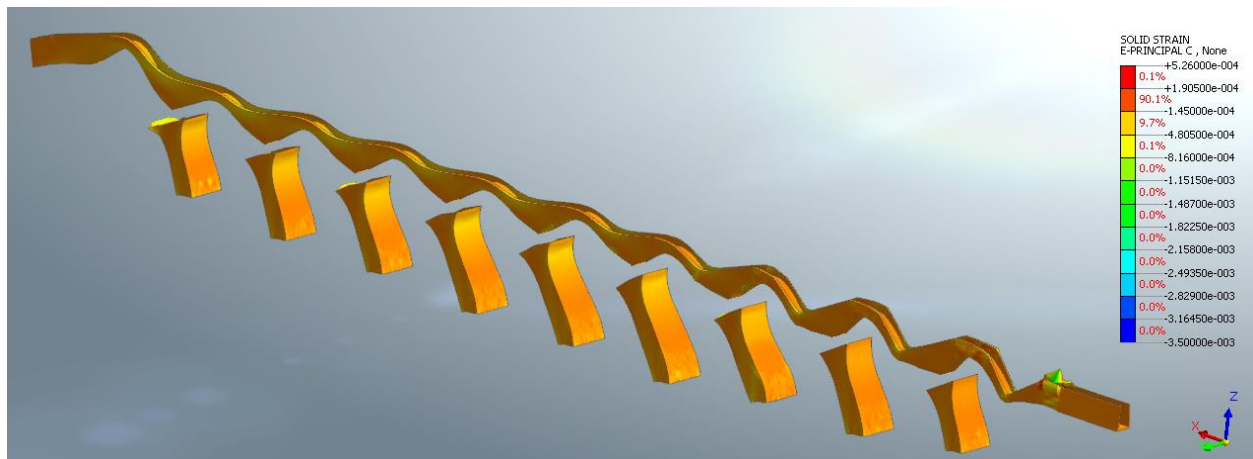


Figura 25: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step di collasso

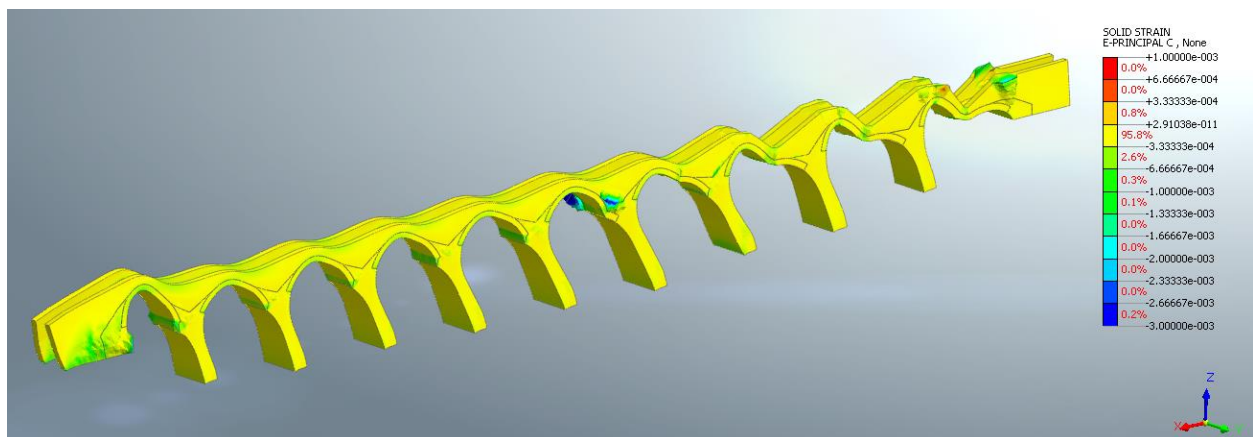


Figura 26: Deformazione principale di compressione nella muratura allo step di collasso

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 35 di 105 |

Massa partecipante: $m^*=24150$ ton

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

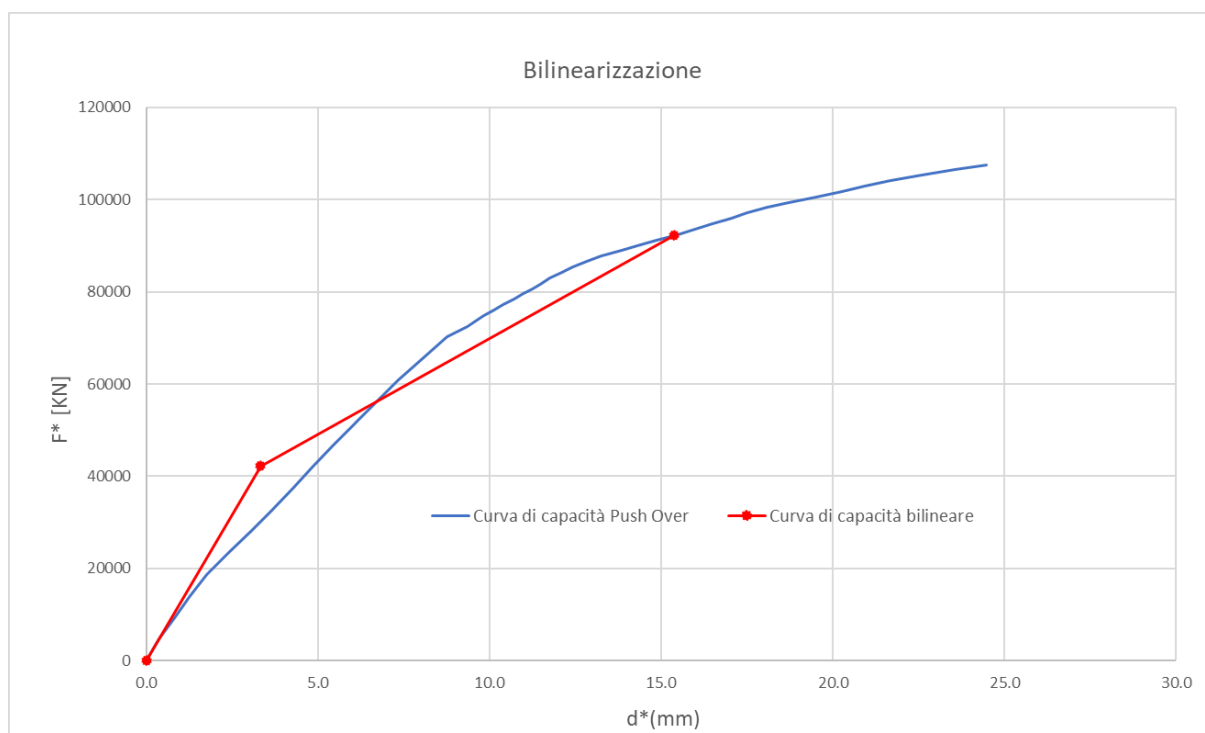


Figura 27: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

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).

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 36 di 105 |

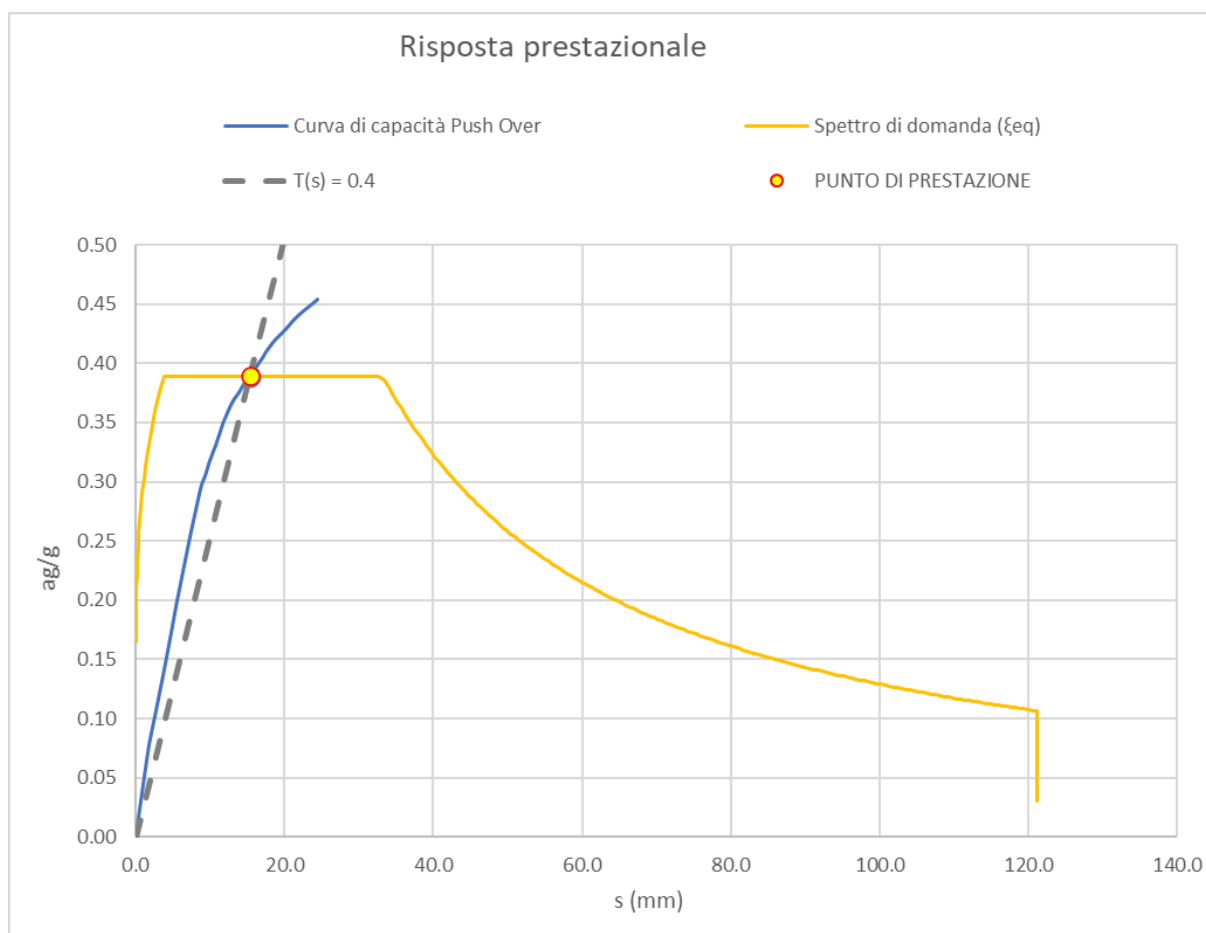


Figura 28: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

| | | |
|----------------------------------|-------------|-----------|
| d* domanda | 15.4 | mm |
| d* capacità | 24.5 | mm |
| fattore sicurezza (>1) | 1.6 | - |

7.3 Sisma Y - Gruppo 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

| | | |
|-------------|-------------------|-------------------|
| STOP STEP | 0.097 | 37176 |
| (LF = 0.85) | spost. (m) | Forza (KN) |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 37 di 105 |

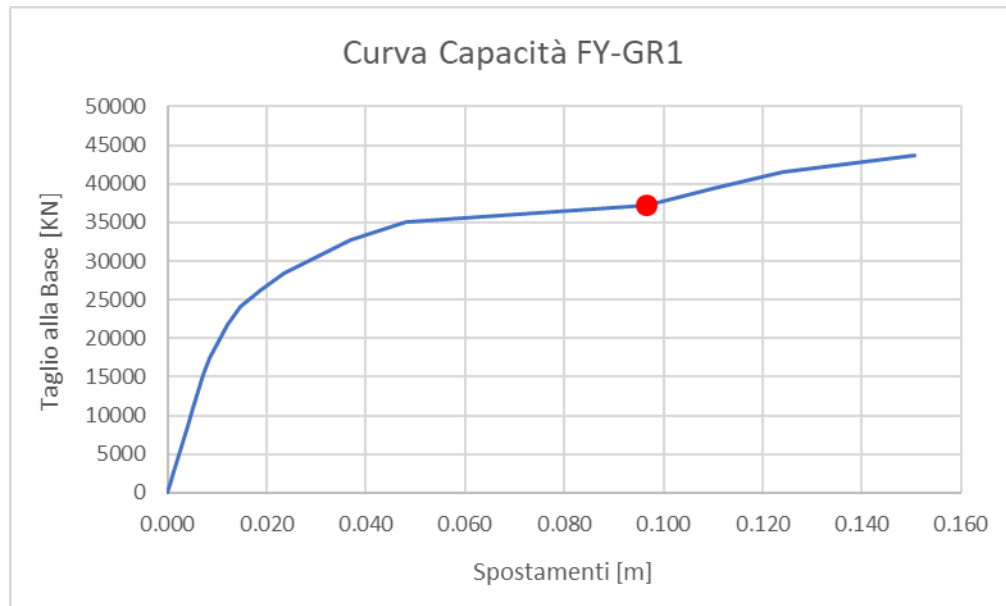


Figura 29: Curva di capacità

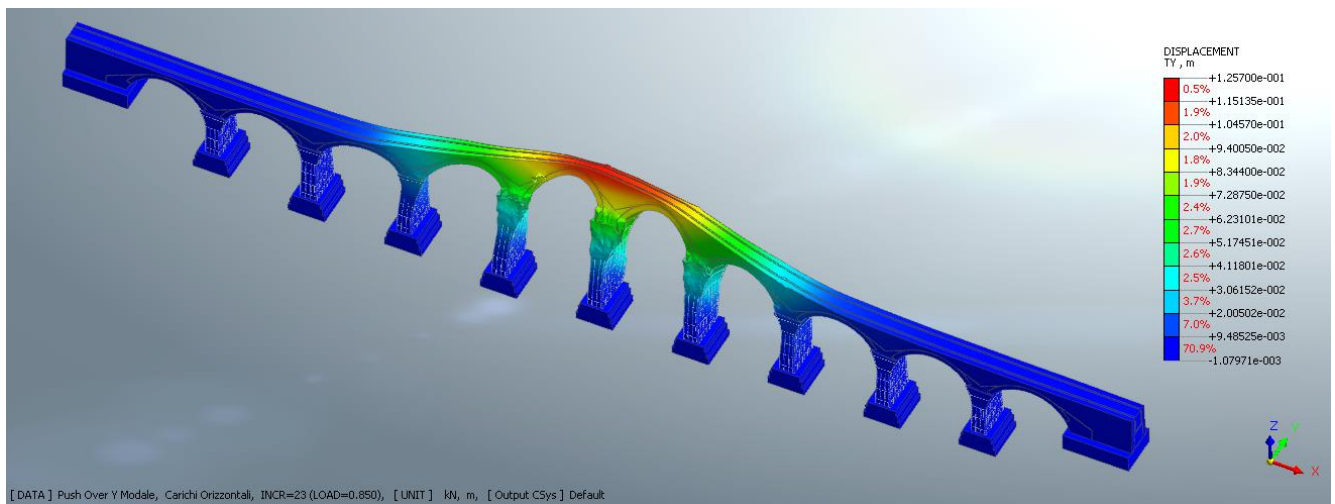


Figura 30: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 38 di 105 |

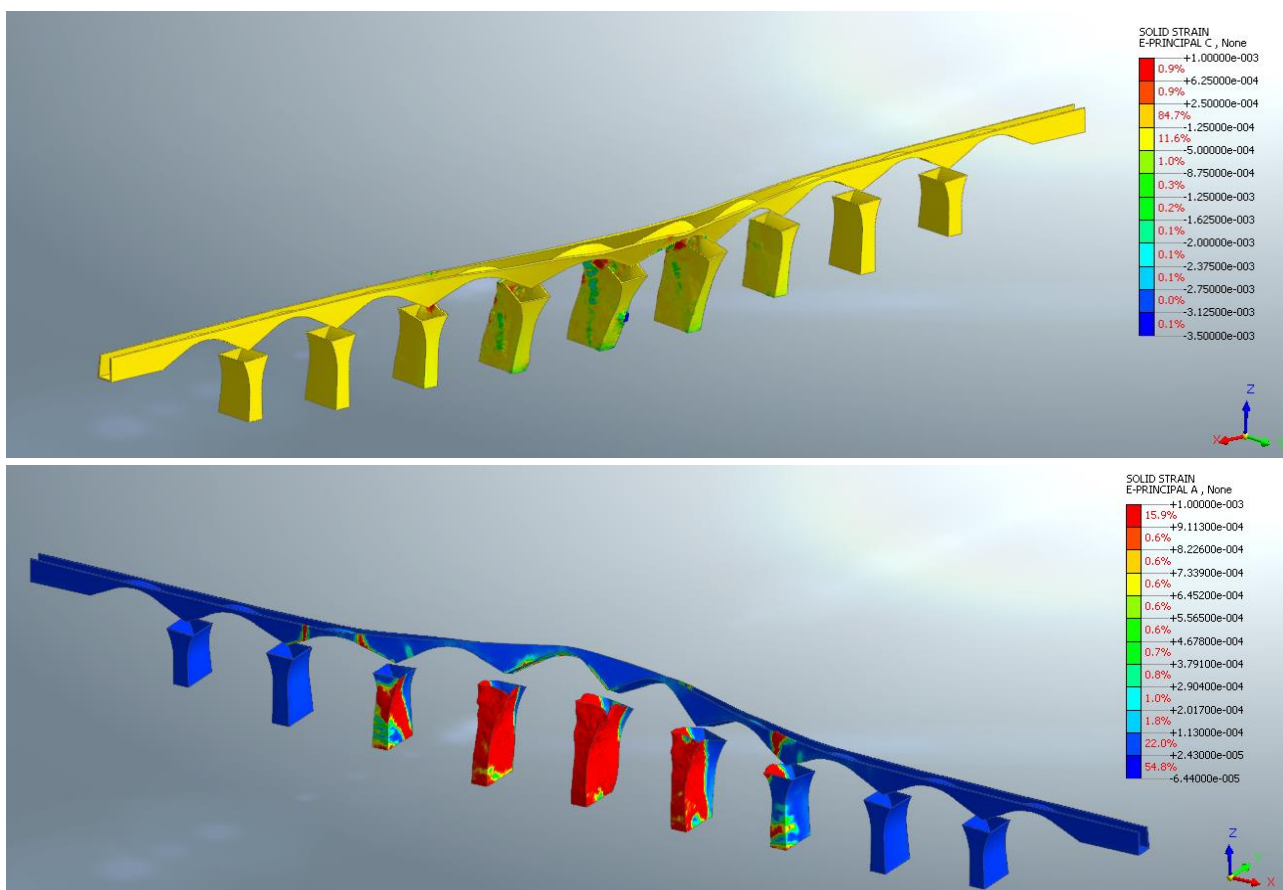


Figura 31: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step di collasso

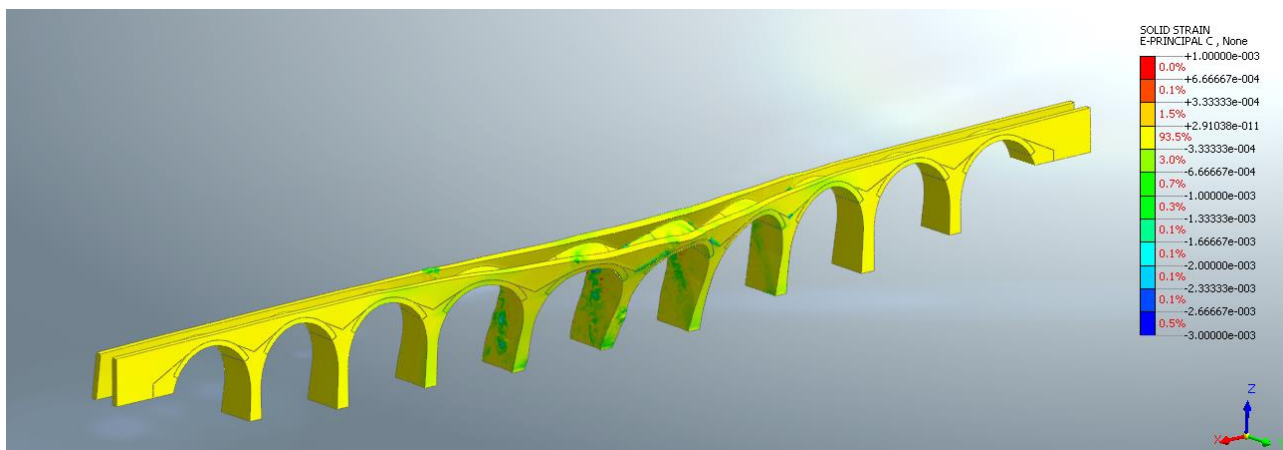


Figura 32: Deformazione principale di compressione nella muratura allo step di collasso

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 39 di 105 |

Il punto ultimo viene definito per raggiungimento della deformazione massima di compressione nel lato compresso della camicia di calcestruzzo, come mostrato nell'immagine seguente.

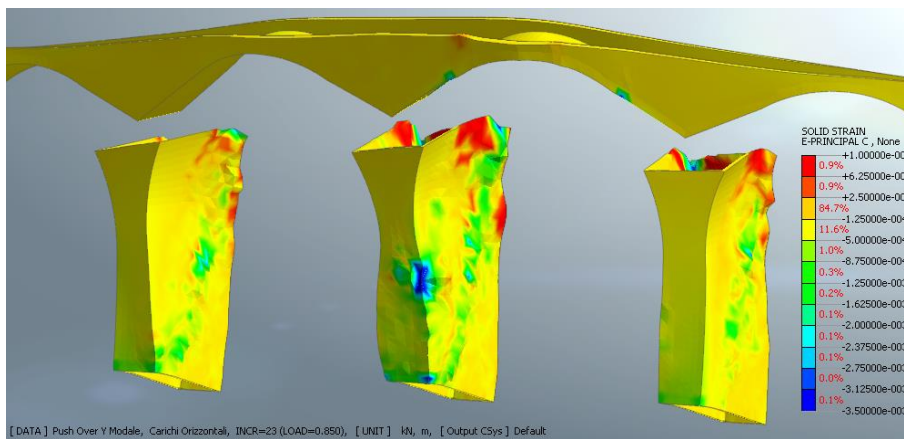


Figura 33: Deformazioni principali di compressione - particolare zone di raggiungimento deformazione massima di compressione

Massa partecipante: $m^*=9380$ ton

Fattore di Partecipazione: $\Gamma^*= 1.486$

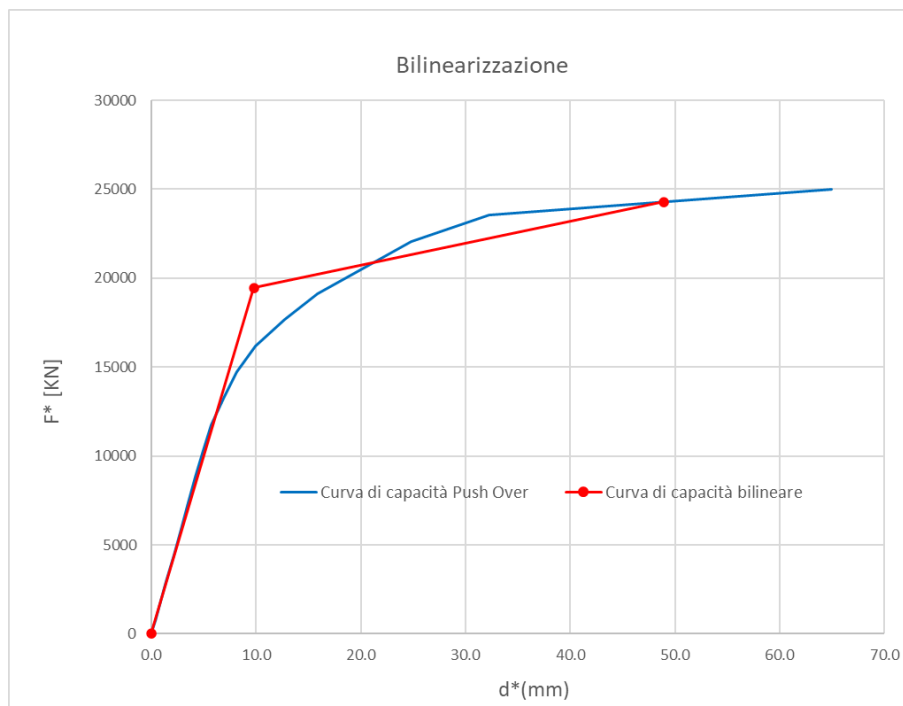


Figura 34: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

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).

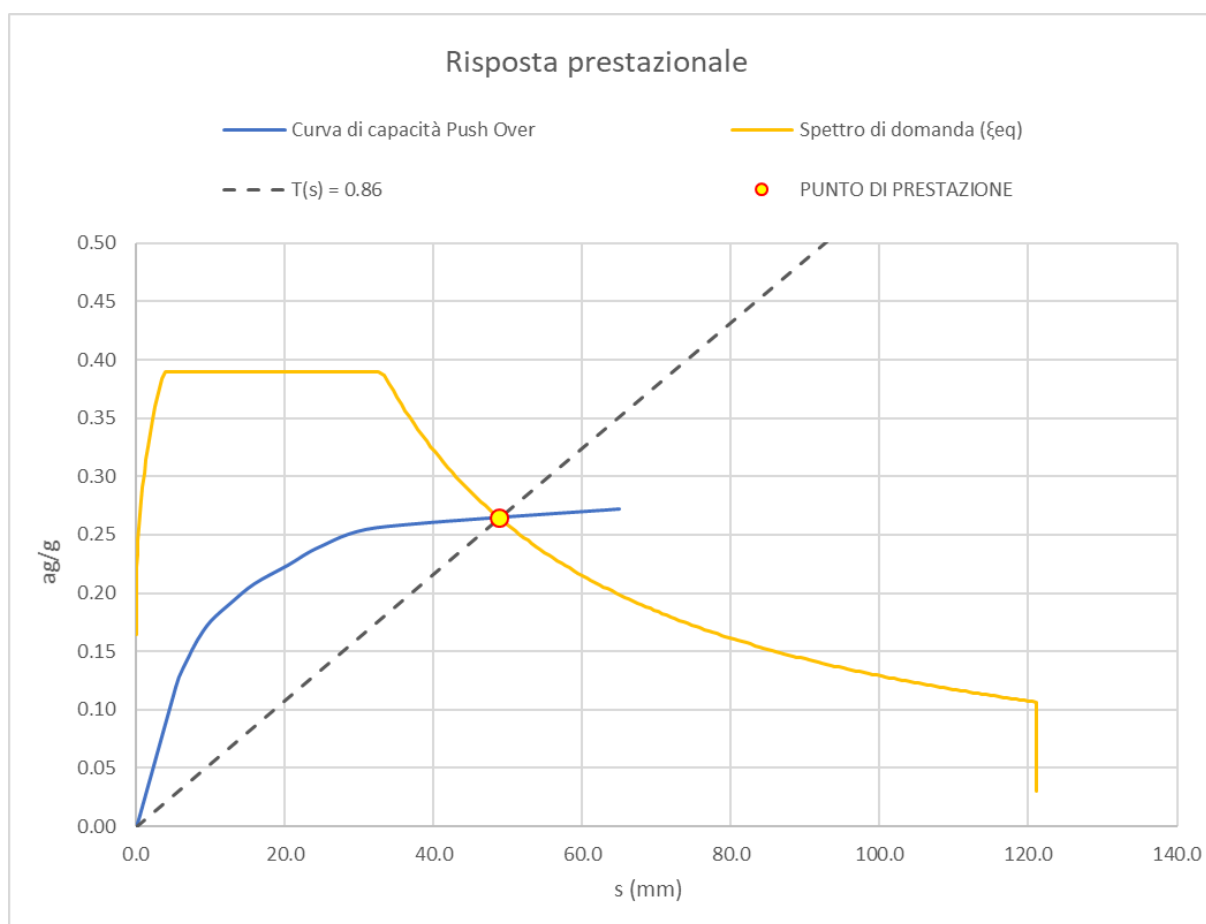


Figura 35: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

| | | |
|----------------------------------|-------------|-----------|
| d* domanda | 48.9 | mm |
| d* capacità | 64.9 | mm |
| fattore sicurezza (>1) | 1.3 | - |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 41 di 105 |

7.4 Sisma Y - Gruppo 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

| | | |
|-----------|-------------------|-------------------|
| STOP STEP | 0.056 | 107621 |
| (LF 0.46) | spost. (m) | Forza (KN) |

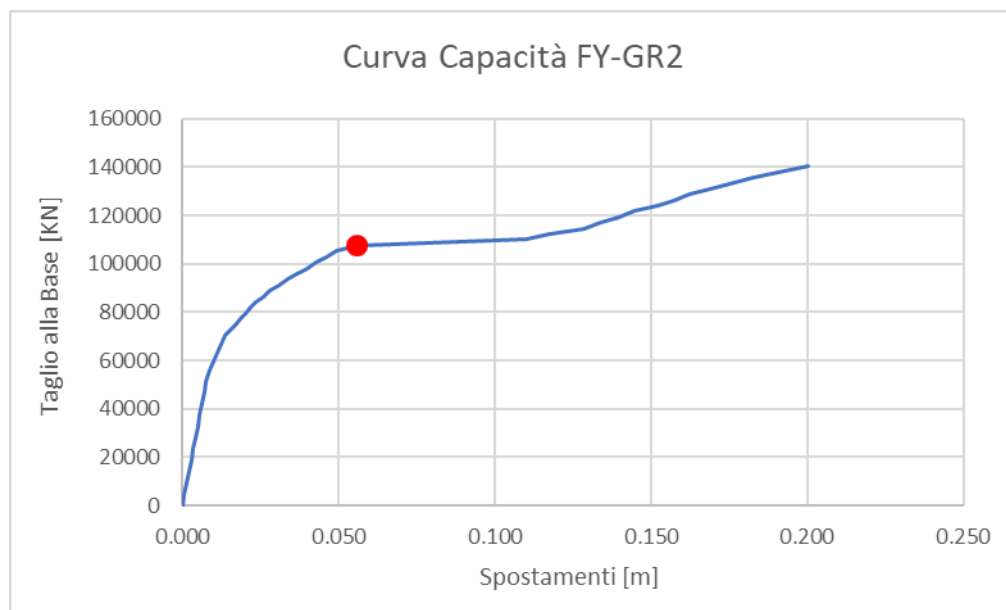


Figura 36: Curva di capacità

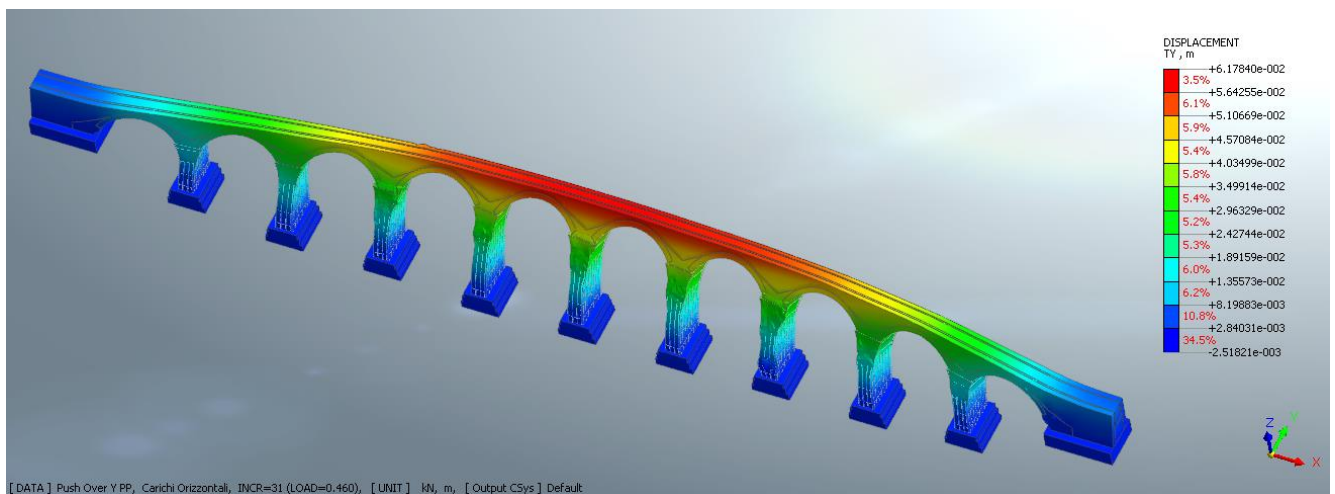


Figura 37: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 42 di 105 |

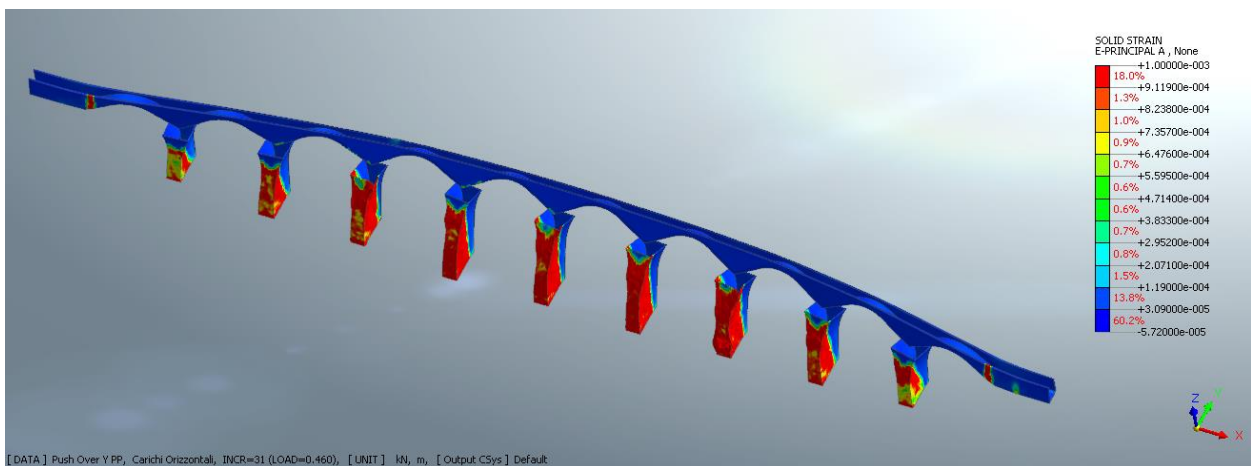
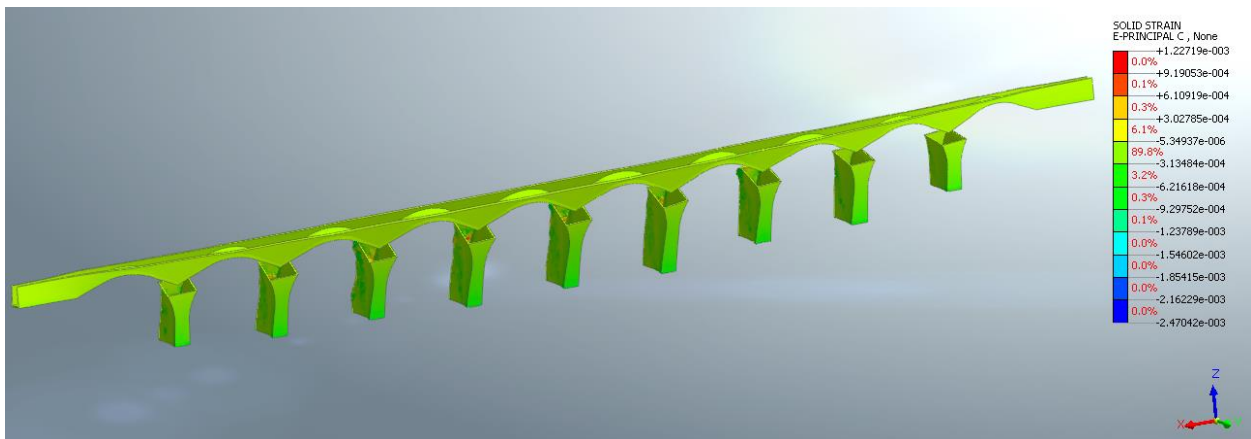


Figura 38: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso

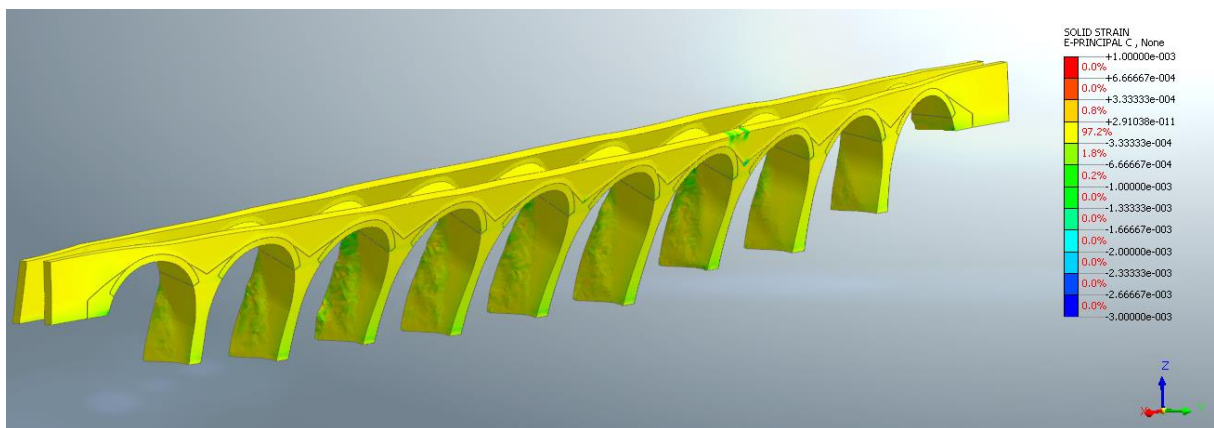


Figura 39: Deformazione principale di compressione nella muratura allo step di collasso

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 43 di 105 |

Nell'immagine seguente si riportano le deformazioni principali di compressione allo step successivo rispetto a quello definito come collasso. Il punto ultimo viene definito cautelativamente allo step precedente per raggiungimento della deformazione massima di compressione nel lato compresso della camicia di calcestruzzo per una zona molto diffusa.

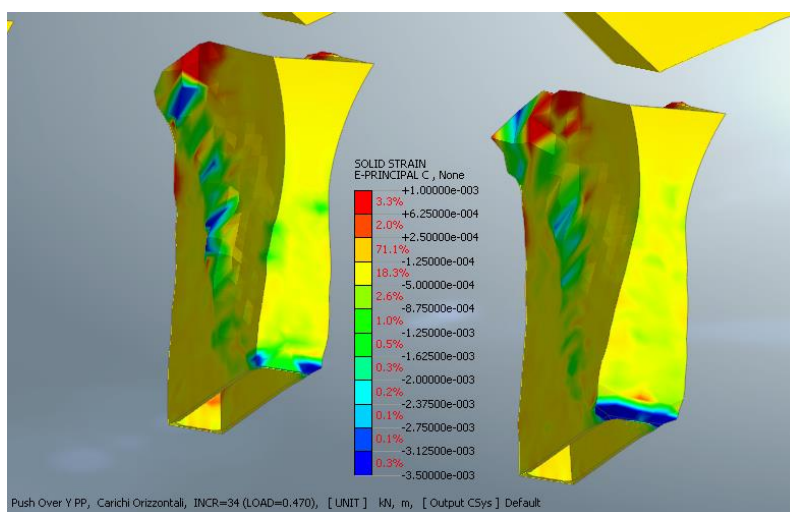


Figura 40: Deformazioni principali di compressione - particolare zone di raggiungimento deformazione massima di compressione allo step successivo dello step di collasso.

Massa partecipante: $m^*=24150$ ton

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

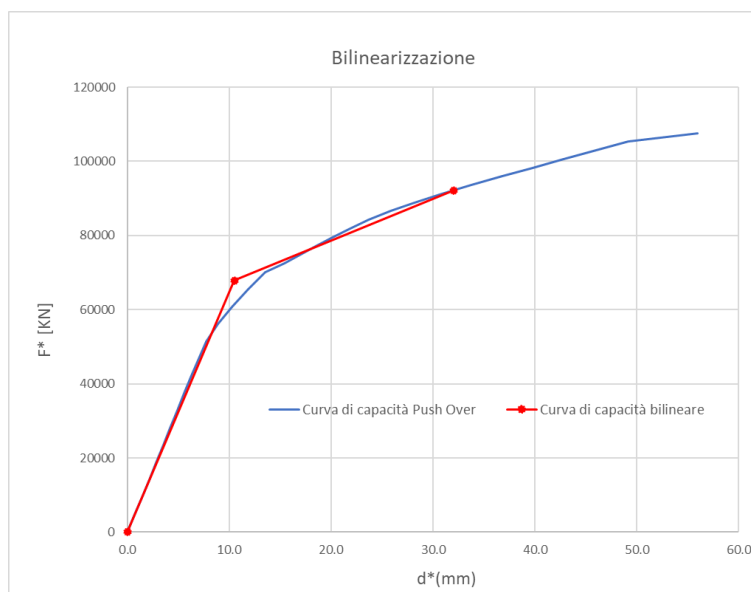


Figura 41: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 44 di 105 |

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).

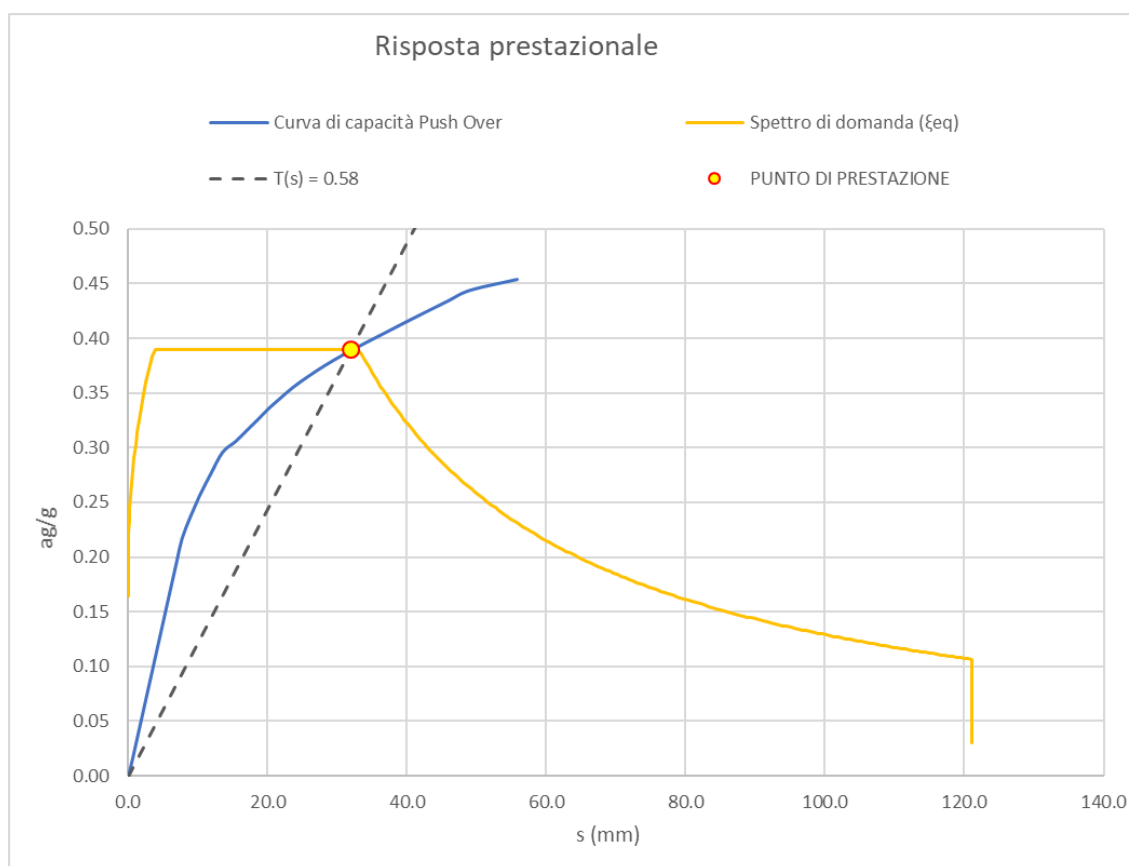


Figura 42: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

| | | |
|--------------------------|-------------|-----------|
| d* domanda | 32.0 | mm |
| d* capacità | 55.9 | mm |
| fattore sicurezza | 1.7 | - |



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 45 di 105 |

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 | 23.6 | 36.3 | 1.5 |
| FX-GR2 | 15.4 | 24.5 | 1.6 |
| FY-GR1 | 48.9 | 64.9 | 1.3 |
| FY-GR2 | 32.0 | 55.9 | 1.7 |
| | | MIN FS | 1.3 |

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 (80 cm).

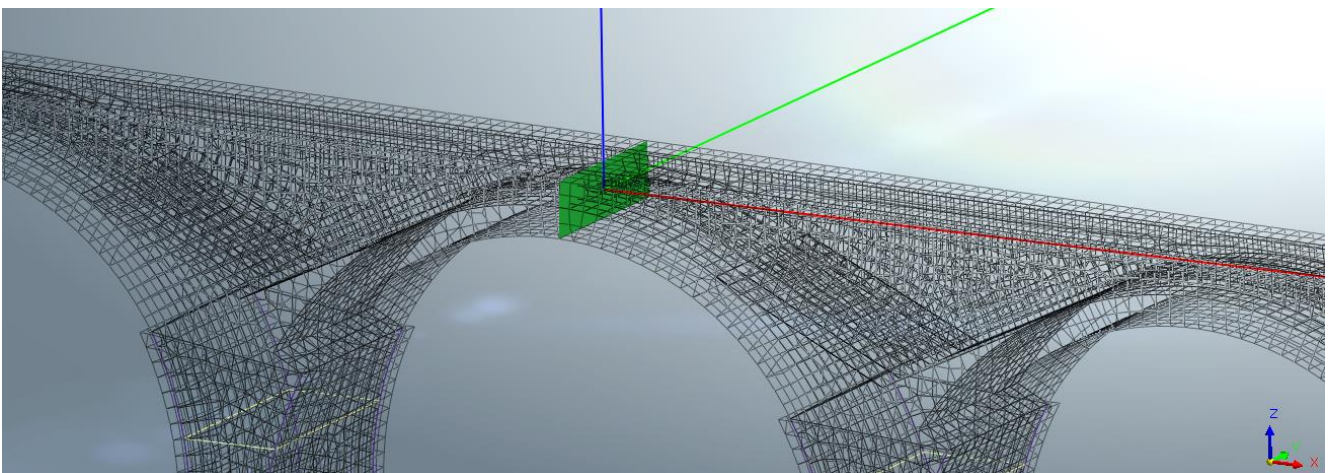


Figura 43: Sezione di integrazione delle forze nodali (Assi di riferimento: rosso=X, verde=Y, blu=Z)

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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 47 di 105 |

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 | -2114 | 118 | 1 | -1322 | 113 |
| G2 | -66 | 4 | 0 | -49 | 4 |
| T1 | -303 | 19 | 1 | -463 | 34 |
| T2 | -336 | 27 | 1 | -473 | 35 |
| Vento | -17 | 0 | -6 | -7 | -81 |
| Frenatura | 5 | 9 | 0 | 2 | 0 |
| Cedimento inf. | -376 | 874 | 2 | -109 | 15 |
| Cedimento sup. | -434 | -875 | -1 | -264 | 20 |
| Serpeggio | 0 | 0 | -24 | 0 | -70 |
| FX GR1 | -12525 | 2052 | -3 | -655 | 473 |
| FX GR2 | -8724 | 1738 | -12 | -513 | -63 |
| FY GR1 | -7669 | 234 | 474 | -885 | -18307 |
| FY GR2 | -2855 | 174 | -55 | -504 | -3424 |
| SLV Z | -141 | 8 | 0 | -88 | 8 |
| Centrifuga | -2 | 1 | -25 | -1 | -193 |

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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
 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 05 00 002 | A | 48 di 105 |

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 | Centrifuga | Vento | Ced. inf. | Ced. sup. |
|---------|------|-----|----------|----------|-----------|-----------|------------|-------|-----------|-----------|
| SLU1 | 1.35 | 1.5 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 0 | 1.2 |
| SLU2 | 1.35 | 1.5 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 0 | 1.2 |
| SLU3 | 1.35 | 1.5 | 1.16 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 0 | 1.2 |
| SLU4 | 1.35 | 1.5 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 0 | 1.2 |
| SLU5 | 1.35 | 1.5 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 1.2 | 0 |
| SLU6 | 1.35 | 1.5 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 1.2 | 0 |
| SLU7 | 1.35 | 1.5 | 1.16 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 1.2 | 0 |
| SLU8 | 1.35 | 1.5 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 1.2 | 0 |
| SLU9 | 1.35 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.2 | 0 |
| SLU10 | 1.35 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.2 |
| SLU11 | 1 | 1 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 0 | 1.2 |
| SLU12 | 1 | 1 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 0 | 1.2 |
| SLU13 | 1 | 1 | 1.16 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 0 | 1.2 |
| SLU14 | 1 | 1 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 0 | 1.2 |
| SLU15 | 1 | 1 | 1.45 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 1.2 | 0 |
| SLU16 | 1 | 1 | 0 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 | 1.2 | 0 |
| SLU17 | 1 | 1 | 1.16 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 1.2 | 0 |
| SLU18 | 1 | 1 | 0 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 1.2 | 0 |
| SLU19 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.2 | 0 |
| SLU20 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.2 |
| SLE-K1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 0.6 | 0 | 1 |
| SLE-K2 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.6 | 0 | 1 |
| SLE-K3 | 1 | 1 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 | 0 | 1 |
| SLE-K4 | 1 | 1 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 | 0 | 1 |
| SLE-K5 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 0.6 | 1 | 0 |
| SLE-K6 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.6 | 1 | 0 |
| SLE-K7 | 1 | 1 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 | 1 | 0 |
| SLE-K8 | 1 | 1 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 | 1 | 0 |
| SLE-K9 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 |
| SLE-K10 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| SLE-QP1 | 1 | 1 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 |
| SLE-QP2 | 1 | 1 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 |
| SLE-QP3 | 1 | 1 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 |
| SLE-QP4 | 1 | 1 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 |
| SLE-QP5 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 |
| SLE-QP6 | 1 | 1 | 0 | 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 | Centrifuga | Serpeggio | FX gr1 | FX gr2 | FY gr1 | FY gr2 | SLV Z |
|-------|----------|----------|-----------|------------|-----------|--------|--------|--------|--------|-------|
| SLV1 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV2 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV3 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV4 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV5 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0.3 |
| SLV6 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0 | -0.3 |
| SLV7 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0.3 |
| SLV8 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 0 | 1 | -0.3 |
| SLV9 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV10 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV11 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV12 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV13 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0.3 |
| SLV14 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0 | -0.3 |
| SLV15 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0.3 |
| SLV16 | 0 | 0.2 | 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% |

8.3.1 Verifiche pressoflessione

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

| dati sez | |
|----------|--------|
| B tot | 3.30 m |
| H max | 1.80 m |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 50 di 105 |

| | |
|--------------------------|--------|
| B trave | 0.40 m |
| Sp. soletta | 0.20 m |
| ρ_s (Della soletta) | 2.2% |

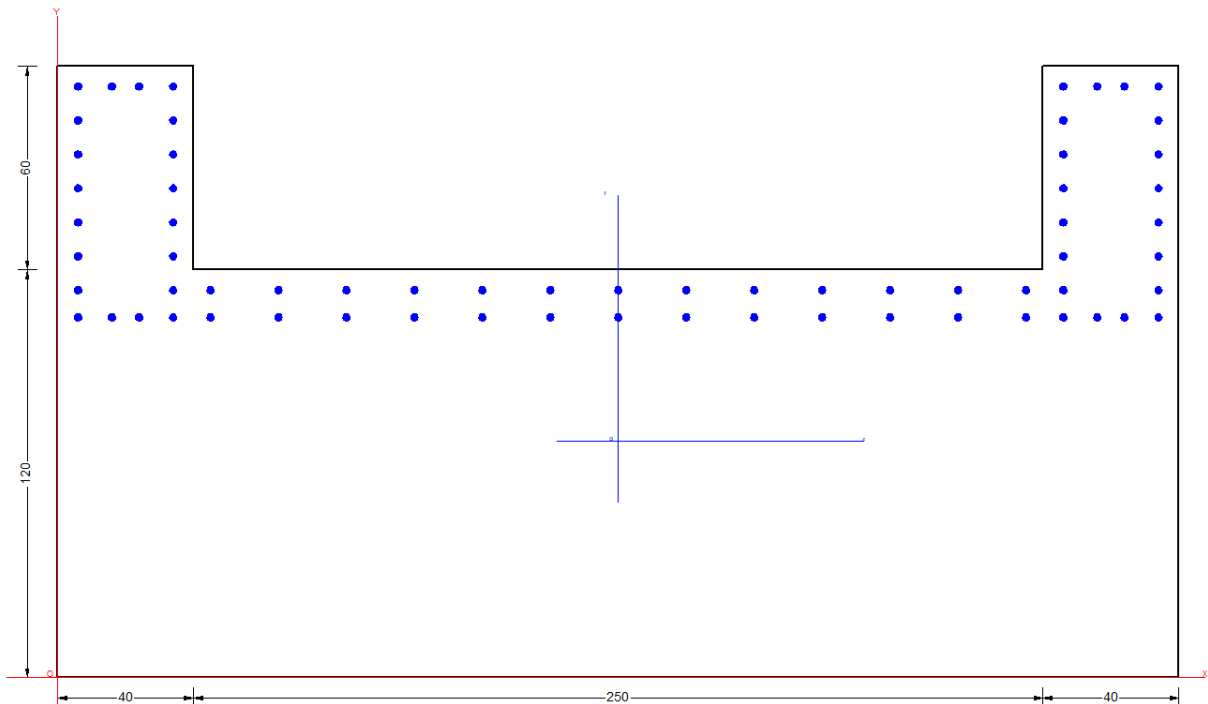


Figura 44: Sezione di verifica

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 | -3926 | -844 | -77 | -2851 | -224 | 1.86 |
| SLU2 | -3974 | -831 | -76 | -2865 | -222 | 1.86 |
| SLU3 | -3849 | -852 | -66 | -2721 | -206 | 1.95 |
| SLU4 | -3887 | -842 | -66 | -2732 | -204 | 1.95 |
| SLU5 | -3855 | 1255 | -73 | -2665 | -230 | 1.99 |
| SLU6 | -3903 | 1268 | -73 | -2679 | -227 | 2 |
| SLU7 | -3778 | 1247 | -63 | -2535 | -212 | 2.09 |
| SLU8 | -3816 | 1257 | -62 | -2546 | -210 | 2.09 |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
 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 05 00 002 | A | 51 di 105 |

| | | | | | | |
|-------|---------|------|-----|-------|------|------|
| SLU9 | -3404 | 1213 | 4 | -1988 | 177 | 2.65 |
| SLU10 | -3475 | -886 | 0 | -2175 | 182 | 2.4 |
| SLU11 | -3153 | -887 | -77 | -2364 | -265 | 2.08 |
| SLU12 | -3200 | -874 | -77 | -2378 | -263 | 2.08 |
| SLU13 | -3076 | -895 | -67 | -2234 | -247 | 2.2 |
| SLU14 | -3114 | -885 | -67 | -2245 | -246 | 2.2 |
| SLU15 | -3082 | 1212 | -73 | -2178 | -271 | 2.27 |
| SLU16 | -3130 | 1224 | -73 | -2192 | -269 | 2.26 |
| SLU17 | -3005.1 | 1204 | -63 | -2048 | -253 | 2.41 |
| SLU18 | -3043.1 | 1214 | -63 | -2059 | -251 | 2.4 |
| SLU19 | -2631.2 | 1170 | 3 | -1501 | 135 | 3.28 |
| SLU20 | -2701.6 | -929 | 0 | -1688 | 141 | 2.89 |

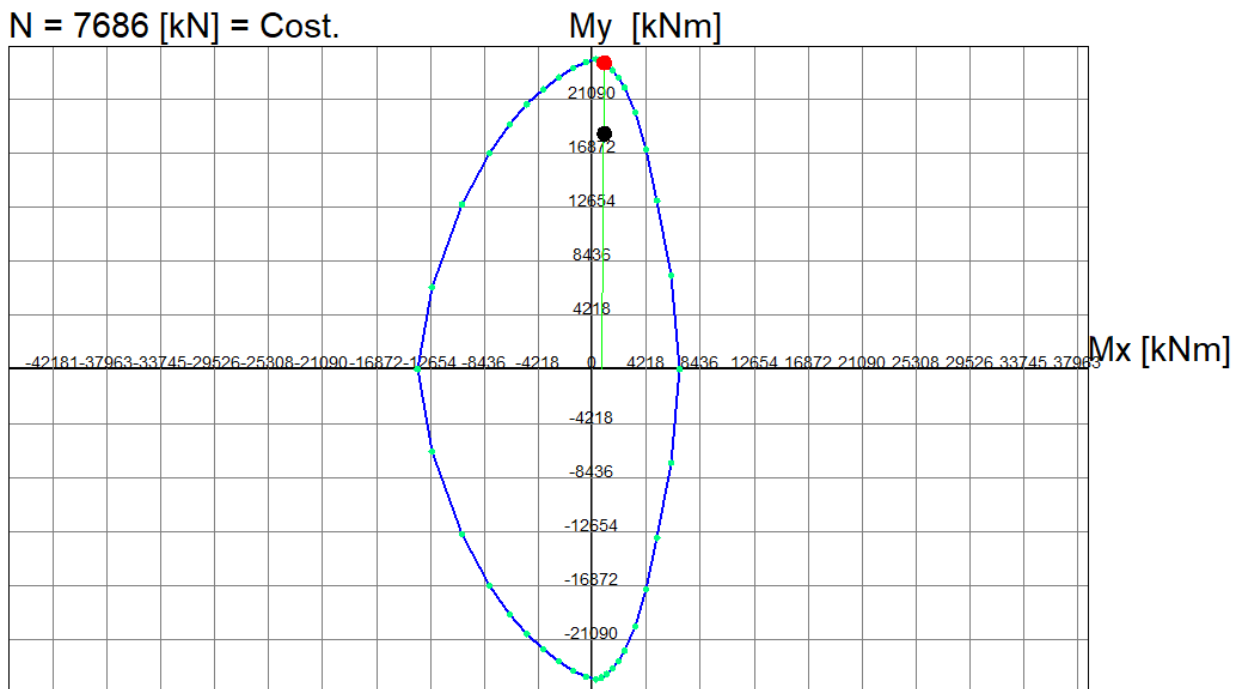
- Condizioni sismiche

| Combinazioni Sismiche SLV | | | | | | |
|---------------------------|--------|------|------|-------|--------|-------|
| Chiave Arco | N | Vz | Vy | My | Mz | Rd/Ed |
| <i>comb</i> | (kN) | (kN) | (kN) | (kNm) | (kNm) | - |
| SLV1 | -12627 | 2060 | -13 | -774 | 429 | 28.6 |
| SLV2 | -12543 | 2055 | -13 | -721 | 425 | 26.69 |
| SLV3 | -8827 | 1746 | -21 | -632 | -106 | 65.27 |
| SLV4 | -8742 | 1741 | -22 | -579 | -111 | 54.47 |
| SLV5 | -7771 | 242 | 464 | -1003 | -18351 | 1.3 |
| SLV6 | -7686 | 237 | 464 | -951 | -18355 | 1.3 |
| SLV7 | -2958 | 182 | -64 | -623 | -3467 | 4.93 |
| SLV8 | -2873 | 178 | -64 | -570 | -3472 | 5.03 |
| SLV9 | -12634 | 2062 | -13 | -776 | 430 | 28.7 |
| SLV10 | -12549 | 2057 | -13 | -723 | 425 | 26.71 |
| SLV11 | -8833 | 1747 | -21 | -634 | -106 | 65.65 |
| SLV12 | -8749 | 1743 | -22 | -581 | -111 | 54.77 |
| SLV13 | -7778 | 244 | 464 | -1005 | -18350 | 1.3 |
| SLV14 | -7693 | 239 | 464 | -953 | -18355 | 1.3 |
| SLV15 | -2964 | 184 | -64 | -625 | -3467 | 4.93 |
| SLV16 | -2880 | 179 | -64 | -572 | -3472 | 5.03 |

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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 52 di 105 |



Passo Momenti Mx, My griglia = 4218 kNm

| Legenda | | N°Punti Dominio | | Visualizza | |
|---|-------------------------------|----------------------|--|--|--|
| • Punti calc. dom. | N [kN] | <input type="text"/> | -40 | <input checked="" type="checkbox"/> Punti calcolati dom. | |
| — Wireframe dom. | Mx [kNm] | <input type="text"/> | | <input checked="" type="checkbox"/> Griglia | |
| — Assi rifer. dom. | My [kNm] | <input type="text"/> | | <input checked="" type="checkbox"/> Sforzi dati e di frontiera | |
| • Sforzi assegnati | Scala grafico e passo griglia | | <input type="checkbox"/> Numerazione punti | | |
| • Sforzi ultimi | Passo M(kNm) | | <input type="text" value="4218.1"/> | | |

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.

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 53 di 105 |

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 | | coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1 |
| fcd= | 17.0 | MPa | |
| | | | |
| fctm= | 2.90 | MPa | |
| fctk _{0.05} = | 2.03 | MPa | |
| fctk _{0.95} = | 3.77 | MPa | |
| α_{ct} = | 1.00 | | coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1 |
| fctd= | 1.35 | MPa | |

Acciaio c.a.

| | | |
|--------------|------|-----|
| fyk= | 450 | MPa |
| γ_s = | 1.15 | |
| fyd= | 391 | MPa |

Azioni di taglio

| | | | |
|-----|-----|-----------------|--------------------------------|
| Aed | 464 | $\times 1.00 =$ | 464 kN |
| | | | V_{Ed} = 464 kN |

Nsd= **2631** KN sforzo normale

| | | | |
|------|-------|----------------|------------------|
| bw = | 0.200 | m | larghezza (6.16) |
| h = | 3.330 | m | altezza totale |
| c = | 0.060 | m | copri ferro |
| d = | 3.270 | m | altezza utile |
| Ac = | 1.140 | m ² | area totale |

Resistenza delle staffe:

| | | | |
|---------------------|------|-----------------|--|
| ϕ_w = | 12 | mm | diametro staffa |
| n= | 2.00 | | numero braccia |
| Asw= | 2.26 | cm ² | |
| z= | 2.94 | m | =0.9*d |
| sen α = | 1 | | α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha=90^\circ$ per staffe verticali) |
| ρ_w = | 0.75 | % | =Asw/(s*bw* $\sin\alpha$)*100 >= |
| s= | 0.15 | m | =passo staffe <= 2.45 m =0.75*d*(1+cot α) |
| θ = | 45.0 | ° | |
| V _{Rd,s} = | 1737 | kN | =Asw/s*z* fywd *cot θ |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 54 di 105 |

Resistenza del puntone compresso:

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

$$\sigma_{cp} = 2.31 = N_{sd}/A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.14$$

$$V_{Rd,max} = 3000 \text{ kN} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

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

$$V_{Rd} = 1389 \text{ kN} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$$V_{Ed} = 464 \text{ minore o uguale di } V_{Rd} = 1389 \text{ verifica soddisfatta}$$

• DIREZIONE VERTICALE (Z)

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

Azioni di taglio

$$A_{ed} = 2062 \times 0.50 = 1031 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1031 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2631 \text{ KN} \text{ sforzo normale}$$

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

$$h = 0.800 \text{ m altezza totale}$$

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

$$d = 0.740 \text{ m altezza utile}$$

$$A_c = 1.140 \text{ mq area}$$

Resistenza delle staffe:

$$\phi_w = 18 \text{ mm diametro staffa}$$

$$n = 3.00 \text{ numero braccia}$$

$$A_{sw} = 7.63 \text{ cm}^2$$

$$z = 0.67 \text{ m} = 0.9 \cdot d$$

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

$$\rho_w = 1.27 \% = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) \cdot 100 \geq$$

$$s = 0.15 \text{ m} = \text{passo staffe} \leq 0.56 \text{ m} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha)$$

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 1326 \text{ kN} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 55 di 105 |

Resistenza del puntone compresso:

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

$$\sigma_{cp} = 2.31 \quad = N_{sd}/A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.14$$

$$V_{Rd,max} = 1358 \text{ kN} \quad = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z^* \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

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

$$V_{Rd} = 1061 \text{ kN} \quad = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$V_{Ed} = 1031$ minore o uguale di $V_{Rd} = 1061$ 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.

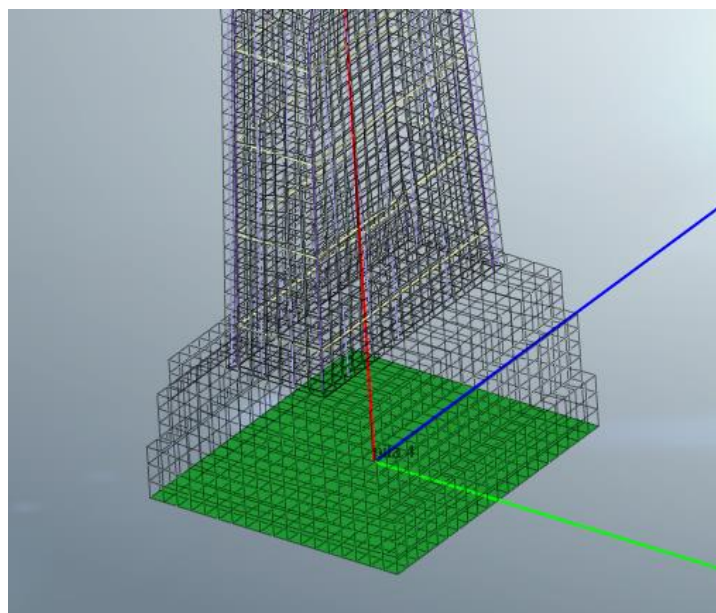


Figura 45: Sezione di integrazione delle forze nodali a base plinto (Assi di riferimento: rosso=Z, verde=X, blu=Y)

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 | -22592 | -39 | -1 | 243 | 140 | 5 |
| G2 | -229 | -1 | 0 | 2 | -2 | 0 |
| T1 | -915 | 229 | 0 | 1120 | -2 | 0 |
| T2 | -1831 | -15 | -1 | -57 | -6 | 0 |
| Vento | -22 | 0 | 355 | -2 | -6361 | 75 |
| Frenatura | 0 | 14 | 0 | 128 | 0 | 0 |
| Cedimento inf. | 1771 | -8 | 2 | -140 | -33 | -1 |
| Cedimento sup. | -1004 | -493 | -1 | -2191 | 17 | -7 |
| Serpeggio | 0 | 0 | 52 | 0 | -1219 | 22 |
| FX GR1 | -23302 | 7246 | -1 | 58276 | -33 | 177 |
| FX GR2 | -23028 | 6747 | -18 | 46161 | 575 | -85 |
| FY GR1 | -22223 | -344 | 7547 | -1086 | -134520 | 3407 |
| FY GR2 | -22736 | -21 | 8712 | 636 | -123980 | 2561 |
| SLV Z | -1506 | -3 | 0 | 16 | 9 | 0 |
| G1_anteoperam | -16054 | -37 | -1 | 95 | 131 | 3 |
| Centrifuga | 0 | 0 | 941 | 0 | -21458 | 243 |

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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
 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 05 00 002 | A | 58 di 105 |

| | | | | | | | | | | |
|---------|---|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|---|---|
| SLE-K1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 0.6 | 0 | 1 |
| SLE-K2 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.6 | 0 | 1 |
| SLE-K3 | 1 | 1 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 | 0 | 1 |
| SLE-K4 | 1 | 1 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 | 0 | 1 |
| SLE-K5 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 0.6 | 1 | 0 |
| SLE-K6 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.6 | 1 | 0 |
| SLE-K7 | 1 | 1 | 0.8 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 | 1 | 0 |
| SLE-K8 | 1 | 1 | 0 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 | 1 | 0 |
| SLE-K9 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 |
| SLE-K10 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| SLE-QP1 | 1 | 1 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 |
| SLE-QP2 | 1 | 1 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 |
| SLE-QP3 | 1 | 1 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 |
| SLE-QP4 | 1 | 1 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 |
| SLE-QP5 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 |
| SLE-QP6 | 1 | 1 | 0 | 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 | Centrifuga | Serpeggio | FX gr1 | FX gr2 | FY gr1 | FY gr2 | SLV Z |
|-------|----------|----------|-----------|------------|-----------|--------|--------|--------|--------|-------|
| SLV1 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV2 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV3 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV4 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV5 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0.3 |
| SLV6 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0 | -0.3 |
| SLV7 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0.3 |
| SLV8 | 0.2 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 0 | 1 | -0.3 |
| SLV9 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV10 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV11 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV12 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV13 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0.3 |
| SLV14 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0 | -0.3 |
| SLV15 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0.3 |
| SLV16 | 0 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 0 | 1 | -0.3 |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 59 di 105 |

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 nella parete trasversale, e una di spessore variabile in quella longitudinale. Tale spessore varia da 25 cm ad imposta arco, fino ad arrivare a 45 cm nella base del plinto, con spessore medio quindi di 35 cm.

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 $\phi 20$ passo 200mm.)

| <i>dati sez</i> | <i>BASE PILA</i> |
|-----------------|------------------|
| B int | 3.0 m |
| H int | 8.1 m |
| Sp. Trasv. | 0.25 m |
| Sp. Long. | 0.35 m |
| ρ_s (%) | 1.12% |

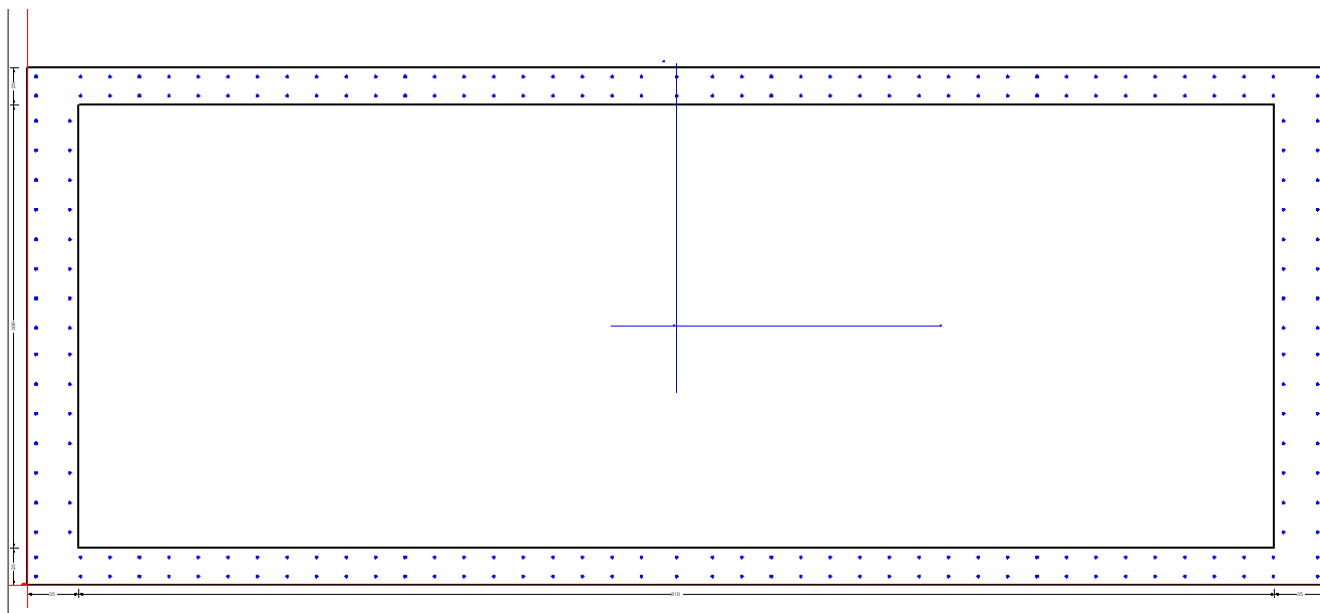


Figura 46: Sezione di verifica

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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
 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 05 00 002 | A | 60 di 105 |

- **Condizioni statiche**

| Combinazioni Statiche SLU | | | | | | |
|----------------------------------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|
| Spiccato | N | Vx | Vy | My | Mx | Rd/Ed |
| <i>comb</i> | (kN) | (kN) | (kN) | (kNm) | (kNm) | - |
| SLU1 | -11720 | -242 | 1758 | -618 | -38579 | 4.23 |
| SLU2 | -13048 | -596 | 1758 | -2325 | -38585 | 4.29 |
| SLU3 | -11468 | -313 | 1684 | -982 | -35819 | 4.53 |
| SLU4 | -12531 | -596 | 1683 | -2347 | -35824 | 4.55 |
| SLU5 | -8391 | 340 | 1763 | 1843 | -38640 | 3.91 |
| SLU6 | -9719 | -14 | 1762 | 137 | -38646 | 4.06 |
| SLU7 | -8139 | 269 | 1688 | 1480 | -35880 | 4.2 |
| SLU8 | -9202 | -14 | 1687 | 115 | -35885 | 4.32 |
| SLU9 | -7045 | -13 | 3 | 35 | -30 | 999 |
| SLU10 | -10374 | -595 | -1 | -2427 | 30 | 26.62 |
| SLU11 | -9317 | -241 | 1758 | -671 | -38582 | 4.02 |
| SLU12 | -10646 | -595 | 1758 | -2378 | -38588 | 4.09 |
| SLU13 | -9065 | -312 | 1684 | -1035 | -35822 | 4.3 |
| SLU14 | -10128 | -595 | 1683 | -2400 | -35826 | 4.35 |
| SLU15 | -5988 | 341 | 1762 | 1791 | -38643 | 3.69 |
| SLU16 | -7316 | -13 | 1762 | 84 | -38648 | 3.85 |
| SLU17 | -5735.8 | 270 | 1688 | 1427 | -35882 | 3.96 |
| SLU18 | -6798.7 | -13 | 1687 | 62 | -35887 | 4.09 |
| SLU19 | -4642.2 | -12 | 3 | -18 | -33 | 999 |
| SLU20 | -7971.4 | -594 | -1 | -2479 | 28 | 24.52 |

- **Condizioni sismiche**

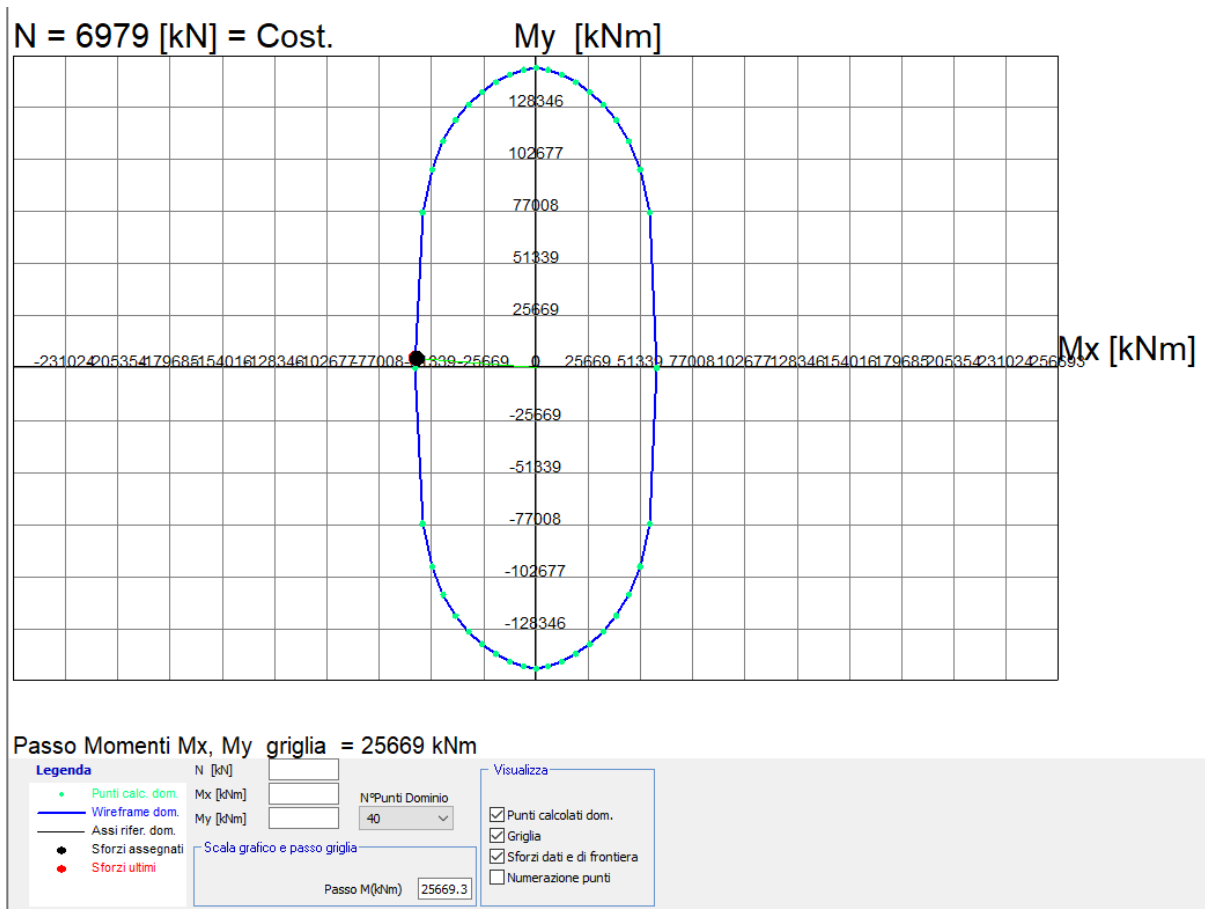
| Combinazioni Sismiche SLV | | | | | | |
|----------------------------------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|
| Spiccato | N | Vx | Vy | My | Mx | Rd/Ed |
| <i>comb</i> | (kN) | (kN) | (kN) | (kNm) | (kNm) | - |
| SLV1 | -7883 | 7331 | 199 | 58436 | -4696 | 1.04 |
| SLV2 | -6979 | 7332 | 200 | 58426 | -4702 | 1.01 |
| SLV3 | -7609 | 6831 | 182 | 46321 | -4089 | 1.3 |
| SLV4 | -6705 | 6833 | 182 | 46311 | -4094 | 1.27 |
| SLV5 | -6804 | -260 | 7747 | -926 | -139184 | 1.05 |
| SLV6 | -5900 | -258 | 7747 | -936 | -139190 | 1.03 |
| SLV7 | -7317 | 64 | 8912 | 795 | -128644 | 1.16 |
| SLV8 | -6413 | 66 | 8912 | 785 | -128650 | 1.13 |
| SLV9 | -8066 | 7282 | 199 | 58200 | -4697 | 1.05 |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 61 di 105 |

| | | | | | | |
|--------------|-------|------|------|-------|---------|------|
| SLV10 | -7162 | 7284 | 199 | 58190 | -4703 | 1.02 |
| SLV11 | -7792 | 6782 | 182 | 46085 | -4090 | 1.31 |
| SLV12 | -6888 | 6784 | 182 | 46075 | -4095 | 1.28 |
| SLV13 | -6987 | -308 | 7747 | -1162 | -139185 | 1.06 |
| SLV14 | -6083 | -307 | 7747 | -1172 | -139190 | 1.04 |
| SLV15 | -7500 | 15 | 8912 | 560 | -128645 | 1.16 |
| SLV16 | -6596 | 17 | 8912 | 550 | -128650 | 1.14 |

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLV 2.



VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 62 di 105 |

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 $2\phi 20/150\text{mm}$ nella direzione longitudinale, e $2\phi 14/150\text{ mm}$ in quella trasversale.

- DIREZIONE LONGITUDINALE (X)

In tale direzione è stata individuata SLV 2 come la combinazione più gravosa.

Azioni di taglio

$$A_{ed} \cdot \gamma = 7332 \cdot 0.50 = 3666 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 3666 \text{ kN}$$

$$V^*_{Ed} = 3678 \text{ kN}$$

Azioni di torsione

$$A_{ed} \cdot \gamma = 227 \cdot 1.00 = 227 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 227 \text{ kNm}$$

$$12 \text{ kN}$$

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

$$N_{sd} = 6979 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

| | | | |
|---------|--------|----------------|------------------|
| $b_w =$ | 0.350 | m | larghezza (6.16) |
| $h =$ | 3.500 | m | altezza totale |
| $c =$ | 0.060 | m | copriferro |
| $d =$ | 3.440 | m | altezza utile |
| $A_c =$ | 6.500 | m ² | area totale |
| $L =$ | 15.800 | m | |

Resistenza delle staffe:

| | | | |
|-----------------|------|-----------------|--|
| $\phi_w =$ | 20 | mm | diametro staffa |
| $n =$ | 2.00 | | numero braccia |
| $A_{sw} =$ | 6.28 | cm ² | |
| $z =$ | 3.10 | m | $= 0.9 \cdot d$ |
| $\sin \alpha =$ | 1 | | α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali) |
| $\rho_w =$ | 1.20 | % | $= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$ |
| $s =$ | 0.15 | m | $= \text{passo staffe} \leq 2.58 \text{ m} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ |
| $\theta =$ | 45.0 | ° | |
| $V_{Rd,s} =$ | 5075 | kN | $= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 63 di 105 |

Resistenza del puntone compresso:

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

$$\sigma_{cp} = 1.07 = N_{sd}/A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.06$$

$$V_{Rd,max} = 5170 \text{ kN} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

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

$$V_{Rd} = 4060 \text{ kN} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$V_{Ed} = 3678$ minore o uguale di $V_{Rd} = 4060$ verifica soddisfatta

• DIREZIONE TRASVERSALE (Y)

In tale direzione è stata individuata SLV 8 come la combinazione più gravosa.

Azioni di taglio

$$A_{ed} = 8912 \times 0.50 = 4456 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 4456 \text{ kN}$$

$$V^*_{Ed} = 4797 \text{ kN}$$

Azioni di torsione

$$A_{ed} = 2611 \times 1.00 = 2611 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 2611 \text{ kNm}$$

$$341 \text{ kN}$$

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

$N_{sd} = 6413 \text{ KN}$ sforzo normale

$b_w = 0.250 \text{ m}$ larghezza (6.16)
 $h = 8.800 \text{ m}$ altezza totale
 $c = 0.060 \text{ m}$ copriferro
 $d = 8.740 \text{ m}$ altezza utile
 $A_c = 6.500 \text{ mq}$ area totale
 $L = 15.800 \text{ m}$

Resistenza delle staffe:

$\phi_w = 14 \text{ mm}$ diametro staffa
 $n = 2.00$ numero braccia
 $A_{sw} = 3.08 \text{ cm}^2$
 $z = 7.87 \text{ m} = 0.9 \cdot d$
 $\sin\alpha = 1$ α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha=90^\circ$ per staffe verticali)
 $\rho_w = 0.82 \%$ $= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) \cdot 100 \geq$
 $s = 0.15 \text{ m} = \text{passo staffe} \leq 6.56 \text{ m} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha)$
 $\theta = 45.0^\circ$

$$V_{Rd,s} = 6318 \text{ kN} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 64 di 105 |

Resistenza del puntone compresso:

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

$$\sigma_{cp} = 0.99 = N_{sd} / A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.06$$

$$V_{Rd,max} = 9338 \text{ kN} = \alpha_{cw} * b_w * z * v * f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

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

$$V_{Rd} = 5054 \text{ kN} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$$

$$V_{Ed} = 4797 \text{ minore o uguale di } V_{Rd} = 5054 \text{ verifica soddisfatta}$$

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 : $\sigma_{c, limite} = 0.55 f_{ck} = 16.5 \text{ MPa}$

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

- CONTROLLO APERTURA FESSURE

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

| Spiccato | N | My | Mx | σ_C | $\sigma_C \text{ lim}$ | verifica | σ_T | $\sigma_T \text{ lim}$ | verifica |
|----------|--------|-------|--------|------------|------------------------|----------|------------|------------------------|----------|
| comb | (kN) | (kNm) | (kNm) | (MPa) | (MPa) | (-) | (MPa) | (MPa) | (-) |
| SLE-QP 1 | -24007 | -1696 | -21546 | 5.36 | 12.0 | OK | -2.03 | 2.42 | OK |
| SLE-QP 2 | -24191 | -1932 | -21547 | 5.42 | 12.0 | OK | -2.03 | 2.42 | OK |
| SLE-QP 3 | -21233 | 355 | -21597 | 4.76 | 12.0 | OK | -1.78 | 2.42 | OK |
| SLE-QP 4 | -21416 | 120 | -21598 | 4.75 | 12.0 | OK | -1.84 | 2.42 | OK |
| SLE-QP 5 | -21050 | 105 | 105 | 3.26 | 12.0 | OK | -3.22 | 2.42 | OK |
| SLE-QP 6 | -23825 | -1946 | 156 | 3.93 | 12.0 | OK | -3.40 | 2.42 | OK |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 65 di 105 |

| | | | | | | | | | |
|-----------------|--------|-------|--------|------|-------|-----------|-------|------|-----------|
| SLE-K 1 | -24752 | -699 | -26340 | 5.66 | 16.50 | OK | -1.96 | 2.42 | OK |
| SLE-K 2 | -25668 | -1876 | -26344 | 5.96 | 16.50 | OK | -1.94 | 2.42 | OK |
| SLE-K 3 | -24578 | -950 | -24349 | 5.53 | 16.50 | OK | -2.03 | 2.42 | OK |
| SLE-K 4 | -25311 | -1891 | -24352 | 5.77 | 16.50 | OK | -2.02 | 2.42 | OK |
| SLE-K 5 | -21978 | 1353 | -26391 | 5.32 | 16.50 | OK | -1.44 | 2.42 | OK |
| SLE-K 6 | -22894 | 175 | -26395 | 5.31 | 16.50 | OK | -1.74 | 2.42 | OK |
| SLE-K 7 | -21804 | 1102 | -24400 | 5.13 | 16.50 | OK | -1.58 | 2.42 | OK |
| SLE-K 8 | -22537 | 160 | -24403 | 5.12 | 16.50 | OK | -1.82 | 2.42 | OK |
| SLE-K 9 | -21050 | 105 | 105 | 3.26 | 16.50 | OK | -3.22 | 2.42 | OK |
| SLE-K 10 | -23825 | -1946 | 156 | 3.93 | 16.50 | OK | -3.40 | 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

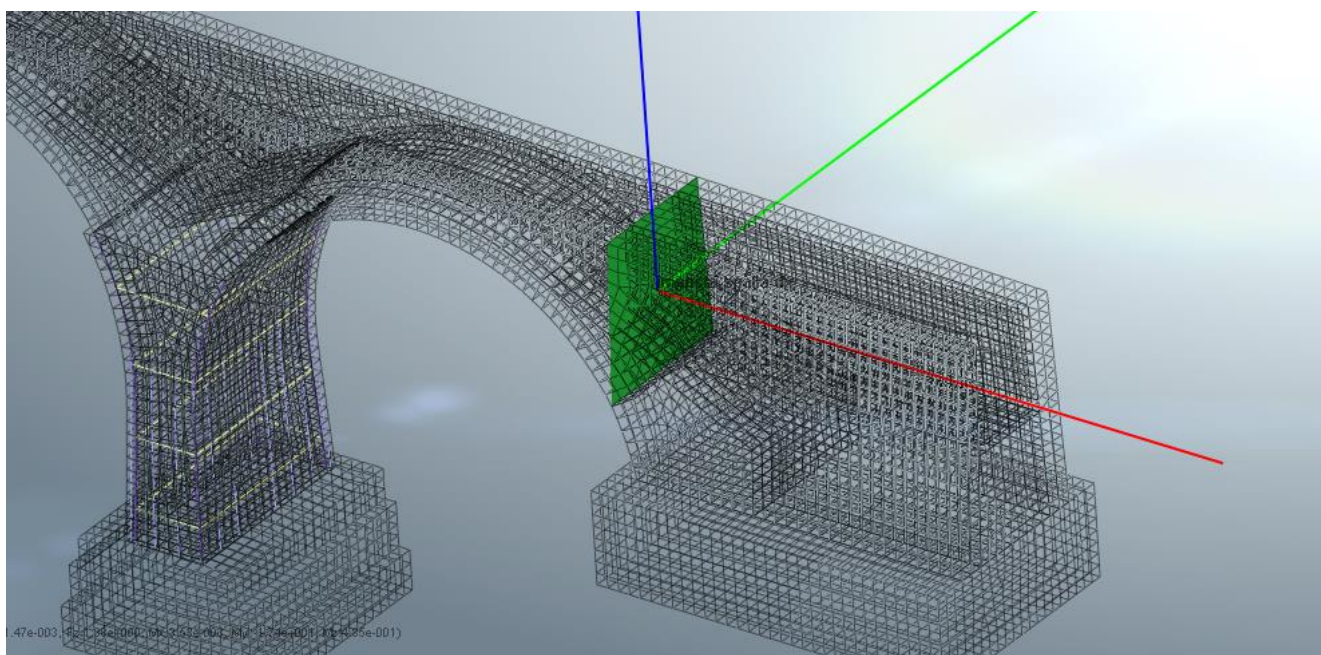


Figura 47: Cutting plane utilizzato per estrapolare le azioni elementari

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
 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 05 00 002 | A | 66 di 105 |

| azioni elementari | N | Vz | Vy | My | Mz | T |
|-----------------------|--------|------|-------|-------|-------|---|
| G1 | -377 | 1221 | -2 | 2754 | 39 | 0 |
| G2 | -68 | 87 | 0 | 253 | 2 | 0 |
| T1 | -391 | 681 | 0 | 2118 | 7 | 0 |
| T2 | -426 | 688 | 0 | 2130 | 8 | 0 |
| Vento | -18 | 7 | -159 | 18 | 1070 | 0 |
| Frenatura | -67 | 10 | 0 | -7 | 3 | 0 |
| Cedimento inf. | 271 | -128 | 0 | -630 | -8 | 0 |
| Cedimento sup. | -618 | 1057 | 2 | 8398 | -11 | 0 |
| Serpeggio | -3 | 0 | -66 | 2 | 386 | 0 |
| FX GR1 | -30521 | 8228 | -228 | 20047 | 1213 | 0 |
| FX GR2 | -19179 | 7256 | 11 | 18394 | 522 | 0 |
| FY GR1 | -4979 | 4194 | 60 | 9348 | 318 | 0 |
| FY GR2 | -2885 | 3872 | -2308 | 7577 | 11466 | 0 |
| SLV Z | -141 | 253 | 0 | 631 | 5 | 0 |
| Centrifuga | -25 | 2 | -581 | 13 | 4018 | 0 |

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).

| dati sez. | Soletta spalla destra |
|--------------|-----------------------|
| B tot | 3.27 m |
| H tot | 3.5 m |
| sp | 0.3 m |
| ρ_s (%) | 1.14% |

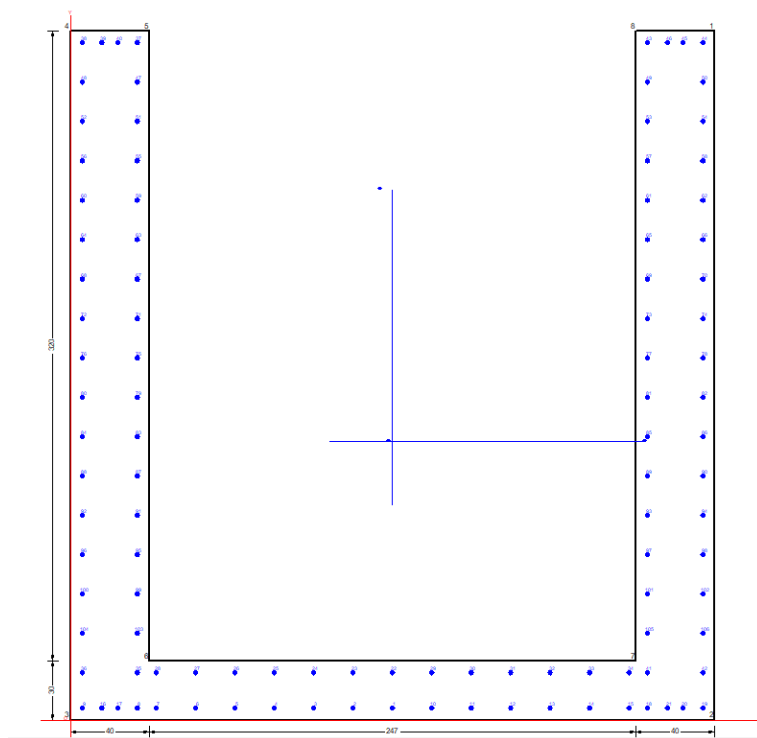


Figura 48: Sezione di verifica

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> | <i>(kN)</i> | <i>(kN)</i> | <i>(kN)</i> | <i>(kNm)</i> | <i>(kNm)</i> | - |
| SLU1 | -2072 | 4058 | -1081 | 17272 | 7404 | 1.26 |
| SLU2 | -2124 | 4068 | -1081 | 17289 | 7406 | 1.26 |
| SLU3 | -1942 | 3861 | -989 | 16666 | 6766 | 1.3 |
| SLU4 | -1984 | 3869 | -989 | 16680 | 6768 | 1.3 |
| SLU5 | -1005 | 2637 | -1084 | 6438 | 7408 | 2.63 |
| SLU6 | -1057 | 2647 | -1084 | 6456 | 7411 | 2.64 |
| SLU7 | -875 | 2440 | -992 | 5833 | 6771 | 2.88 |
| SLU8 | -917 | 2448 | -992 | 5847 | 6772 | 2.88 |
| SLU9 | -286 | 1626 | -3 | 3341 | 47 | 6.1 |
| SLU10 | -1353 | 3048 | 0 | 14174 | 43 | 1.53 |
| SLU11 | -1906 | 3587 | -1080 | 16182 | 7389 | 1.33 |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
 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 05 00 002 | A | 68 di 105 |

| | | | | | | |
|--------------|---------|------|-------|-------|------|------|
| SLU12 | -1958 | 3597 | -1080 | 16199 | 7391 | 1.33 |
| SLU13 | -1776 | 3390 | -988 | 15576 | 6751 | 1.38 |
| SLU14 | -1818 | 3398 | -988 | 15590 | 6753 | 1.38 |
| SLU15 | -839 | 2166 | -1083 | 5348 | 7394 | 2.84 |
| SLU16 | -891 | 2176 | -1083 | 5366 | 7396 | 2.85 |
| SLU17 | -709.1 | 1969 | -991 | 4743 | 6756 | 3.13 |
| SLU18 | -750.8 | 1977 | -991 | 4757 | 6758 | 3.13 |
| SLU19 | -120.0 | 1155 | -2 | 2251 | 32 | 8.96 |
| SLU20 | -1187.0 | 2577 | 0 | 13084 | 28 | 1.64 |

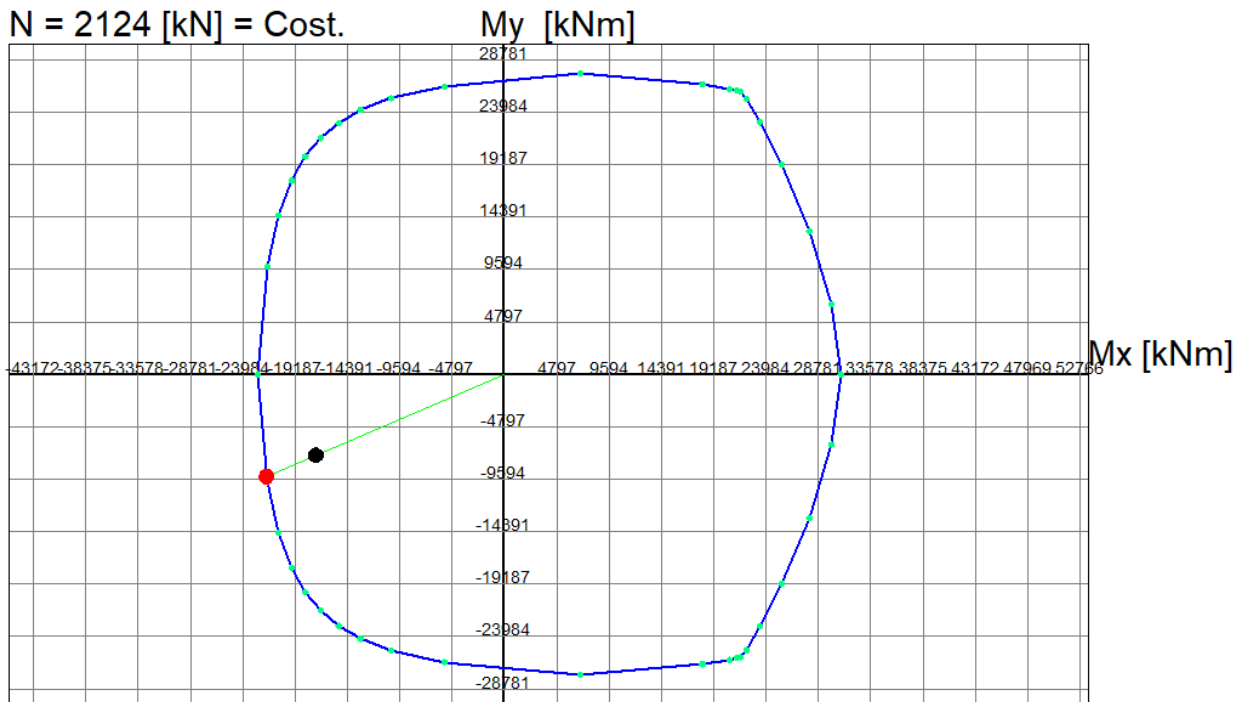
- **Condizioni sismiche**

| Combinazioni Sismiche SLV | | | | | | |
|----------------------------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|--------------|
| Spalla dx | N | Vz | Vy | My | Mz | Rd/Ed |
| <i>comb</i> | <i>(kN)</i> | <i>(kN)</i> | <i>(kN)</i> | <i>(kNm)</i> | <i>(kNm)</i> | - |
| SLV1 | -30660 | 8442 | -358 | 20662 | 2097 | 2.18 |
| SLV2 | -30576 | 8291 | -358 | 20283 | 2094 | 2.22 |
| SLV3 | -19318 | 7470 | -118 | 19008 | 1406 | 2.15 |
| SLV4 | -19234 | 7319 | -118 | 18630 | 1403 | 2.19 |
| SLV5 | -5119 | 4408 | -69 | 9962 | 1203 | 2.63 |
| SLV6 | -5034 | 4256 | -69 | 9584 | 1199 | 2.72 |
| SLV7 | -3024 | 4087 | -2437 | 8192 | 12350 | 1.93 |
| SLV8 | -2939 | 3935 | -2437 | 7813 | 12347 | 1.96 |
| SLV9 | -30668 | 8444 | -358 | 20664 | 2098 | 2.18 |
| SLV10 | -30583 | 8292 | -358 | 20286 | 2095 | 2.22 |
| SLV11 | -19326 | 7472 | -118 | 19011 | 1406 | 2.15 |
| SLV12 | -19241 | 7320 | -118 | 18632 | 1403 | 2.19 |
| SLV13 | -5126 | 4409 | -69 | 9965 | 1203 | 2.63 |
| SLV14 | -5041 | 4258 | -69 | 9586 | 1200 | 2.72 |
| SLV15 | -3031 | 4088 | -2437 | 8194 | 12350 | 1.93 |
| SLV16 | -2946 | 3936 | -2437 | 7816 | 12347 | 1.96 |

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLU 2.

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 69 di 105 |



Passo Momenti Mx, My griglia = 4797 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="4796.9"/> | | | | | | | | | | | |

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 2φ18 passo 150 mm.

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 70 di 105 |

Azioni di taglio

$$A_{ed} = 2437 \times 1.00 = 2437 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2437 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -2869 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

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

$$h = 3.330 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

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

$$d = 3.270 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 3.279 \text{ mq} \quad \text{area totale}$$

Resistenza delle staffe:

$$\phi_w = 18 \text{ mm} \quad \text{diametro staffa}$$

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

$$A_{sw} = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$z = 2.94 \text{ m} \quad = 0.9 \cdot d$$

$$\sin \alpha = 1$$

$$\rho_w = 1.13 \% \quad = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 > =$$

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

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 3907 \text{ kN} \quad = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Resistenza del puntone compresso:

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

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

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$V_{Rd,max} = 3962 \text{ kN} \quad = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

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

$$V_{Rd} = 3126 \text{ kN} \quad = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$V_{Ed} = 2437$ minore o uguale di $V_{Rd} = 3126$ verifica soddisfatta

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 71 di 105 |

- DIREZIONE VERTICALE (Z)

La sezione resistente è costituita dalle due travi rettangolari laterali, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da 3 ϕ 18 passo 150 mm.

Azioni di taglio

$$A_{ed} = 8444 \times 0.50 = 4222 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 4222 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -2869 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

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

$$h = 3.500 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

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

$$d = 3.440 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 3.541 \text{ mq} \quad \text{area}$$

Resistenza delle staffe:

$$\phi_w = 18 \text{ mm} \quad \text{diametro staffa}$$

$$n = 3.00 \quad \text{numero braccia}$$

$$A_{sw} = 7.63 \text{ cm}^2$$

$$z = 3.10 \text{ m} \quad = 0.9 \cdot d$$

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

$$\rho_w = 1.27 \% \quad = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$$

$$s = 0.15 \text{ m} \quad = \text{passo staffe} \leq 2.58 \text{ m} \quad = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 6166 \text{ kN} \quad = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Resistenza del puntone compresso:

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

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

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$V_{Rd,max} = 5558 \text{ kN} \quad = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

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

$$V_{Rd} = 4446 \text{ kN} \quad = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$$V_{Ed} = 4222 \quad \text{minore o uguale di} \quad V_{Rd} = 4446 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

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.

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.

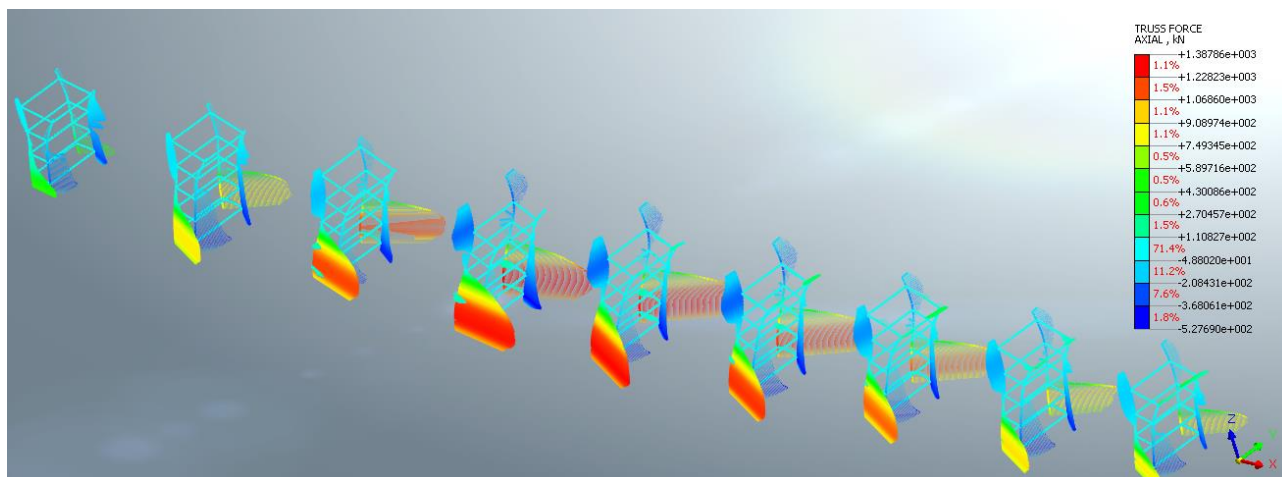


Figura 49: Analisi sismica FX-GR1 (NEd_max=1388 kN)

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 73 di 105 |

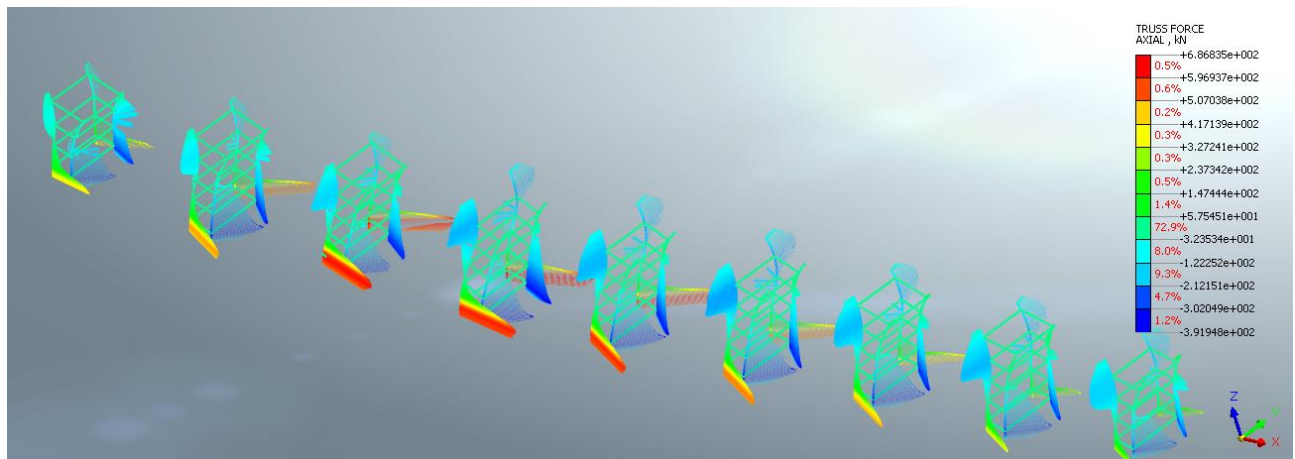


Figura 50: Analisi sismica FX-GR2 (NEd_max=687 kN)

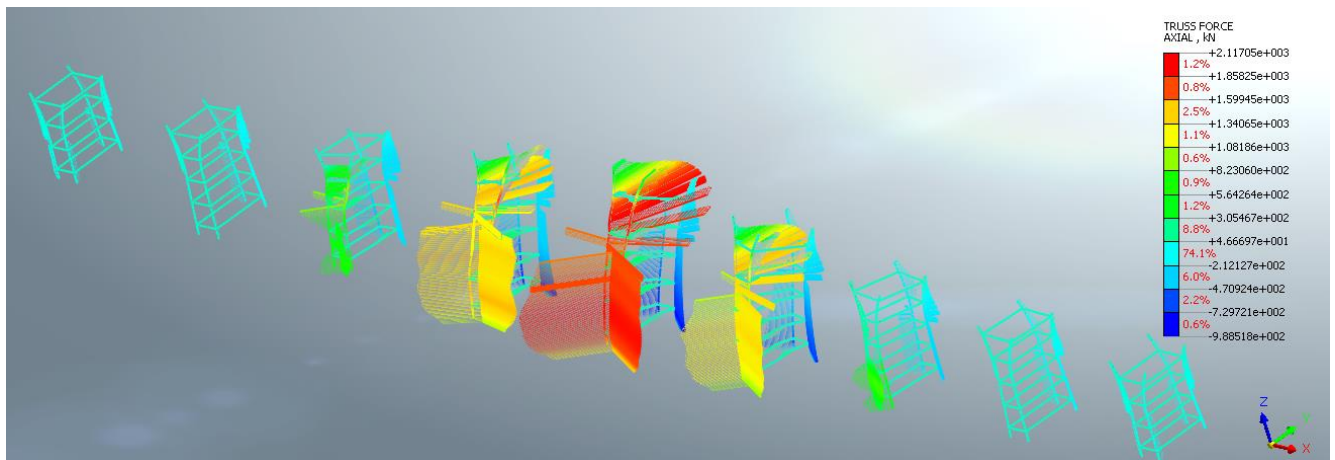


Figura 51: Analisi sismica FY-GR1 (NEd_max=2117 kN)

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 74 di 105 |

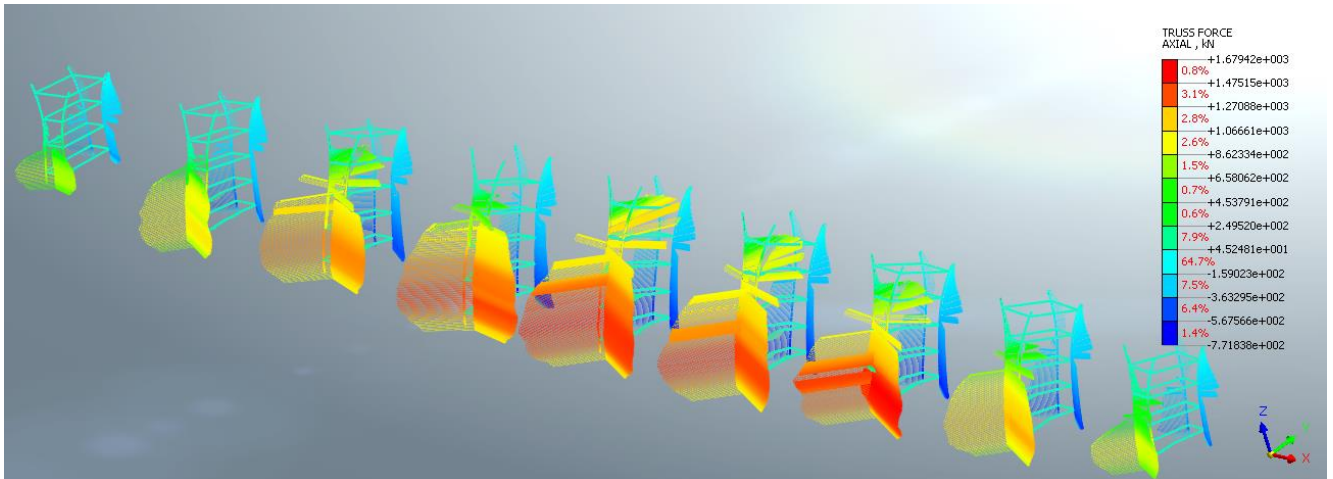


Figura 52: Analisi sismica FY-GR2 (NEd_max=1680 kN)



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 75 di 105 |

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 in corrispondenza dei sondaggi risulta di circa 10÷14 m da p.c.;
- **Unità 2:** Argille limose sabbiose e/o limi sabbiosi argillosi grigio-azzurre, intercettate a partire dalla profondità di circa 10÷14 m da p.c. misurate in corrispondenza dei sondaggi.

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 S12.

| | S12 |
|---------------|-------------------------|
| LIVELLO FALDA | -2.6 m (+98.2 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' (°) | 28-32 |
| c' (kPa) | 0-5 |
| C_u (kPa) | - |
| E_{op} (MPa) | 50 |
| E_u (MPa) | - |
| k (m/s) | 8.85E-07 |

| Parametri | Unità | |
|-------------------------------|----------|------------------------|
| γ (kN/m ³) | 19.5 | |
| ϕ' (°) | 26-30 | |
| c' (kPa) | 5-15 | |
| C_u 1 (kPa) | 150 | da tetto strato a 25 m |
| C_u 2 (kPa) | 200 | da 25 m a 40 m |
| E_{op} 1 (MPa) | 80 | da tetto strato a 25 m |
| E_{op} 2 (MPa) | 100 | da 25 m a 40 m |
| E_u 1 (MPa) | 80 | da tetto strato a 25 m |
| E_u 2 (MPa) | 100 | da 25 m a 40 m |
| k (m/s) | 1.28E-07 | |

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 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.

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 77 di 105 |

| | 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 |

| | 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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 78 di 105 |

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_{Ced} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevole | | 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.

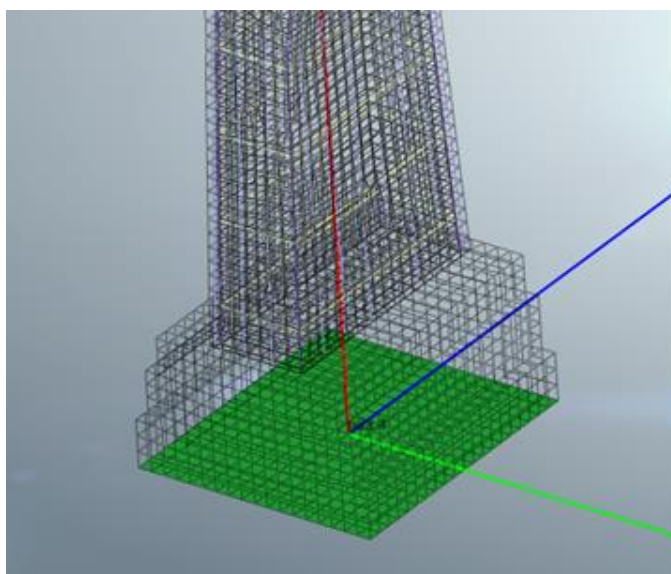


Figura 53: Sezione di integrazione delle forze nodali a base plinto (Assi di riferimento: rosso=z, verde=x, blu=y)

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
 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 05 00 002 | A | 79 di 105 |

Nella tabella seguente si riportano le azioni elementari da modello:

| azioni elementari | N | Vx | Vy | My | Mx | T |
|-----------------------|--------|------|------|-------|---------|------|
| G1 postoperam | -6538 | -2 | 0 | 148 | 9 | 2 |
| G2 | -229 | -1 | 0 | 2 | -2 | 0 |
| Cedimento inf. | 1771 | -8 | 2 | -140 | -33 | -1 |
| Cedimento sup. | -1004 | -493 | -1 | -2191 | 17 | -7 |
| T1 | -915 | 229 | 0 | 1120 | -2 | 0 |
| Frenatura | 0 | 14 | 0 | 128 | 0 | 0 |
| Centrifuga | 0 | 0 | 941 | 0 | -21458 | 243 |
| T2 | -1831 | -15 | -1 | -57 | -6 | 0 |
| Serpeggio | 0 | 0 | 52 | 0 | -1219 | 22 |
| Vento | -22 | 0 | 355 | -2 | -6361 | 75 |
| FX GR1 | -23302 | 7246 | -1 | 58276 | -33 | 177 |
| FX GR2 | -23028 | 6747 | -18 | 46161 | 575 | -85 |
| FY GR1 | -22223 | -344 | 7547 | -1086 | -134520 | 3407 |
| FY GR2 | -22736 | -21 | 8712 | 636 | -123980 | 2561 |
| SLV Z | -1506 | -3 | 0 | 16 | 9 | 0 |
| G1 anteoperam | -16054 | -37 | -1 | 95 | 131 | 3 |

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

| Comb | N | Vx | Vy | My | Mx | T |
|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm | kNm |
| _SLV1 | -23936.5 | 7294.043 | 198.0317 | 58530.65 | -4565.54 | 230.3539 |
| _SLV2 | -23033.2 | 7295.59 | 198.0813 | 58520.94 | -4571.14 | 230.1382 |
| _SLV3 | -23662.5 | 6794.443 | 180.2316 | 46415.69 | -3958.07 | -32.1981 |
| _SLV4 | -22759.2 | 6795.99 | 180.2812 | 46405.98 | -3963.66 | -32.4138 |
| _SLV5 | -22857.5 | -296.407 | 7745.492 | -831.341 | -139053 | 3460.054 |
| _SLV6 | -21954.2 | -294.86 | 7745.541 | -841.053 | -139059 | 3459.838 |
| _SLV7 | -23370.5 | 27.34144 | 8910.792 | 890.1735 | -128513 | 2614.054 |
| _SLV8 | -22467.2 | 28.8878 | 8910.841 | 880.4619 | -128519 | 2613.838 |
| _SLV9 | -24119.8 | 7245.227 | 197.984 | 58295.21 | -4566.36 | 230.4874 |
| _SLV10 | -23216.4 | 7246.773 | 198.0336 | 58285.5 | -4571.95 | 230.2717 |
| _SLV11 | -23845.8 | 6745.627 | 180.1839 | 46180.25 | -3958.88 | -32.0646 |
| _SLV12 | -22942.4 | 6747.173 | 180.2336 | 46170.54 | -3964.48 | -32.2803 |
| _SLV13 | -23040.8 | -345.223 | 7745.444 | -1066.78 | -139054 | 3460.187 |
| _SLV14 | -22137.4 | -343.677 | 7745.494 | -1076.5 | -139060 | 3459.972 |
| _SLV15 | -23553.8 | -21.4754 | 8910.744 | 654.7299 | -128514 | 2614.187 |
| _SLV16 | -22650.4 | -19.929 | 8910.794 | 645.0182 | -128520 | 2613.972 |

| Comb | N | Vx | Vy | My | Mx | T |
|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm | kNm |
| _SLU1 | -33392.6 | -291.714 | 1756.51 | -489.912 | -38402.7 | 451.0756 |
| _SLU2 | -34721.3 | -645.636 | 1756.164 | -2196.88 | -38408.6 | 452.0435 |
| _SLU3 | -33140.7 | -362.579 | 1681.636 | -853.305 | -35642.6 | 419.4941 |
| _SLU4 | -34203.7 | -645.716 | 1681.36 | -2218.88 | -35647.3 | 420.2684 |
| _SLU5 | -30063.5 | 290.0634 | 1760.564 | 1971.876 | -38463.7 | 458.4264 |
| _SLU6 | -31392.2 | -63.8584 | 1760.218 | 264.9089 | -38469.5 | 459.3943 |
| _SLU7 | -29811.6 | 219.1983 | 1685.69 | 1608.482 | -35703.5 | 426.8448 |
| _SLU8 | -30874.5 | -63.9392 | 1685.413 | 242.9088 | -35708.2 | 427.6191 |
| _SLU9 | -28718 | -62.793 | 0.914744 | 163.6572 | 146.1769 | 6.782274 |
| _SLU10 | -32047.2 | -644.57 | -3.13922 | -2298.13 | 207.0941 | -0.56847 |
| _SLU11 | -25370.8 | -277.816 | 1756.957 | -576.029 | -38450.9 | 449.1348 |
| _SLU12 | -26699.5 | -631.738 | 1756.611 | -2283 | -38456.7 | 450.1027 |
| _SLU13 | -25118.9 | -348.682 | 1682.083 | -939.422 | -35690.7 | 417.5532 |
| _SLU14 | -26181.9 | -631.819 | 1681.807 | -2305 | -35695.4 | 418.3275 |
| _SLU15 | -22041.7 | 303.9608 | 1761.011 | 1885.758 | -38511.8 | 456.4855 |
| _SLU16 | -23370.4 | -49.961 | 1760.665 | 178.7917 | -38517.7 | 457.4534 |
| _SLU17 | -21789.8 | 233.0956 | 1686.137 | 1522.365 | -35751.6 | 424.904 |
| _SLU18 | -22852.7 | -50.0418 | 1685.861 | 156.7915 | -35756.3 | 425.6783 |
| _SLU19 | -20696.2 | -48.8956 | 1.361969 | 77.53994 | 98.06815 | 4.841404 |
| _SLU20 | -24025.4 | -630.673 | -2.69199 | -2384.25 | 158.9853 | -2.50934 |

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 14925 kN), del nuovo cordolo di allargamento (stimato pari a 11387 kN) e del rinterro (stimato pari a 8106 kN);
- Inerzia del plinto esistente, del nuovo cordolo di allargamento e del rinterro (solo in condizioni sismiche);
- Momento dovuto al trasporto di Vx e Vy dallo spiccato della pila alla testa dei pali, calcolato con un braccio di 3.2 m;
- Momento generato dalle forze di inerzia.

Il valore dell'accelerazione impiegato per il calcolo delle forze di inerzia è $a_{max} = a_g S = 0.201g$.

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 81 di 105 |

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 85cm e lunghezza 16m.

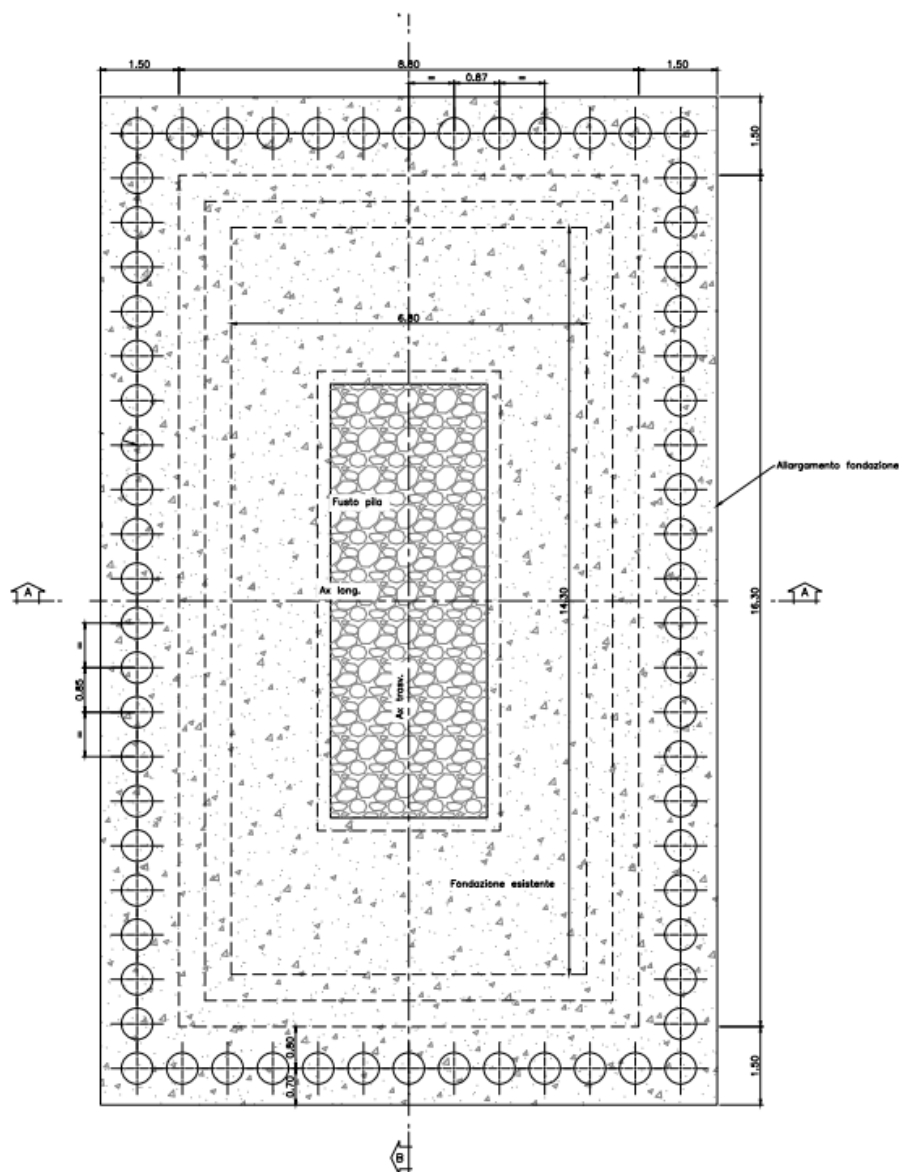


Figura 54: pianta intervento

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 82 di 105 |

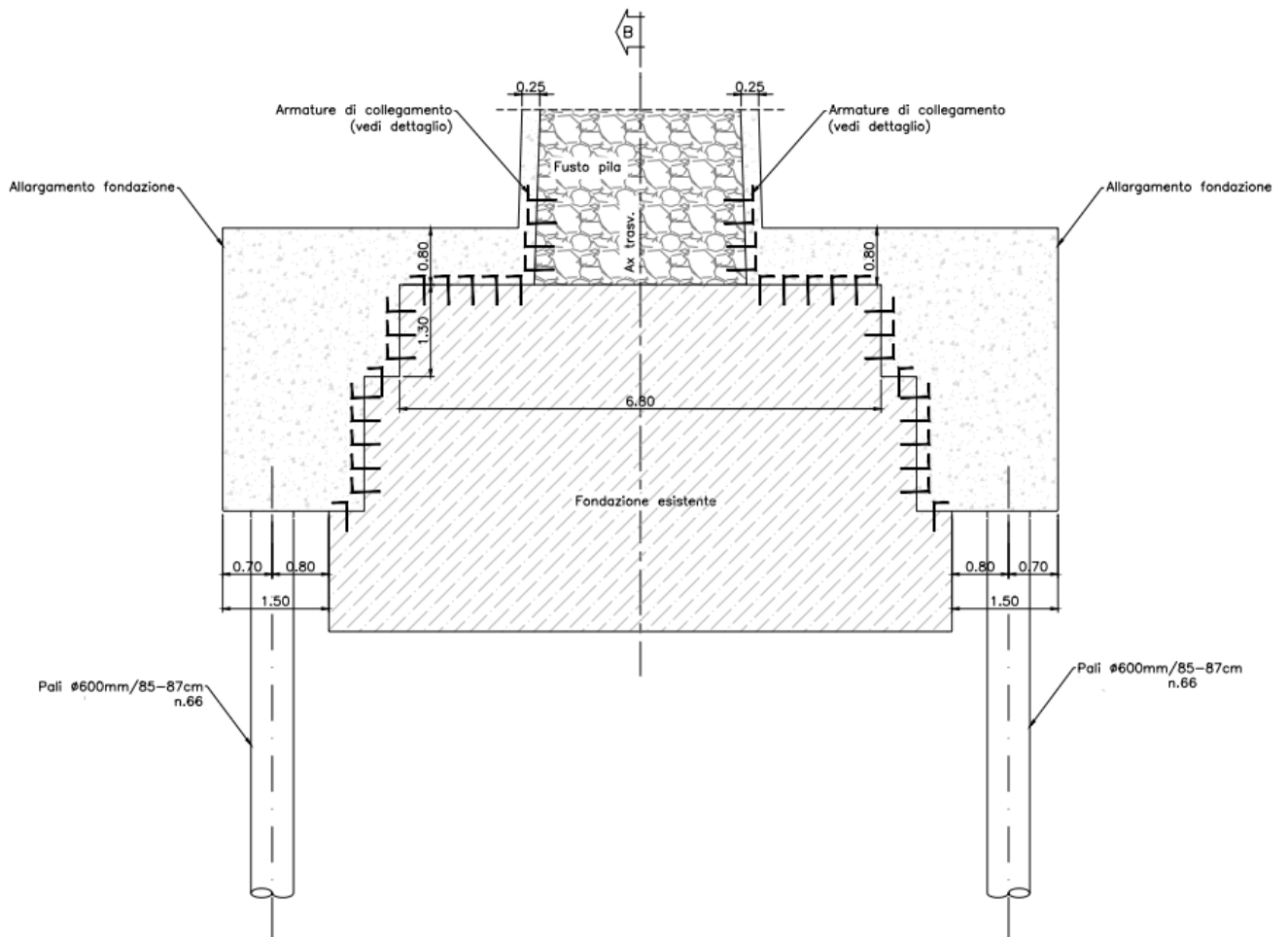


Figura 55: sezione intervento

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:

| <i>CLS C25/30</i> | <i>Acciaio B450C</i> |
|-------------------------|---------------------------|
| fcd = 14.2 Mpa | f _{yd} = 391 MPa |
| ε _{cu} = 0.35% | ε _{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 | -16054.00 | 7294.04 | 198.03 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV2 | -16054.00 | 7295.59 | 198.08 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV3 | -16054.00 | 6794.44 | 180.23 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV4 | -16054.00 | 6795.99 | 180.28 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV5 | -16054.00 | -296.41 | 7745.49 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV6 | -16054.00 | -294.86 | 7745.54 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV7 | -16054.00 | 27.34 | 8910.79 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV8 | -16054.00 | 28.89 | 8910.84 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV9 | -16054.00 | 7245.23 | 197.98 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV10 | -16054.00 | 7246.77 | 198.03 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV11 | -16054.00 | 6745.63 | 180.18 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV12 | -16054.00 | 6747.17 | 180.23 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV13 | -16054.00 | -345.22 | 7745.44 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV14 | -16054.00 | -343.68 | 7745.49 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV15 | -16054.00 | -21.48 | 8910.74 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |
| _SLV16 | -16054.00 | -19.93 | 8910.79 | 95.11 | 130.83 | 3.11 |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 84 di 105 |

| Pozzo | N | Vx | Vy | My | Mx | T |
|--------|-----------|---------|---------|--------|--------|------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm | kNm |
| _SLU1 | -21672.90 | -291.71 | 1756.51 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU2 | -21672.90 | -645.64 | 1756.16 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU3 | -21672.90 | -362.58 | 1681.64 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU4 | -21672.90 | -645.72 | 1681.36 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU5 | -21672.90 | 290.06 | 1760.56 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU6 | -21672.90 | -63.86 | 1760.22 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU7 | -21672.90 | 219.20 | 1685.69 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU8 | -21672.90 | -63.94 | 1685.41 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU9 | -21672.90 | -62.79 | 0.91 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU10 | -21672.90 | -644.57 | -3.14 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU11 | -21672.90 | -290.70 | 1756.45 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU12 | -21672.90 | -644.63 | 1756.11 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU13 | -21672.90 | -361.57 | 1681.58 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU14 | -21672.90 | -644.71 | 1681.30 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU15 | -21672.90 | 291.07 | 1760.51 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU16 | -21672.90 | -62.85 | 1760.16 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU17 | -21672.90 | 220.21 | 1685.63 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU18 | -21672.90 | -62.93 | 1685.36 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU19 | -21672.90 | -61.78 | 0.86 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |
| _SLU20 | -21672.90 | -643.56 | -3.20 | 128.39 | 176.61 | 4.19 |

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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 85 di 105 |

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 | -7882.51 | 7330.87 | 199.47 | 58435.55 | -4696.37 | 227.25 |
| _SLV2 | -6979.18 | 7332.41 | 199.52 | 58425.84 | -4701.96 | 227.03 |
| _SLV3 | -7608.51 | 6831.27 | 181.67 | 46320.59 | -4088.90 | -35.30 |
| _SLV4 | -6705.18 | 6832.81 | 181.72 | 46310.88 | -4094.49 | -35.52 |
| _SLV5 | -6803.51 | -259.58 | 7746.93 | -926.45 | -139184 | 3456.95 |
| _SLV6 | -5900.18 | -258.04 | 7746.98 | -936.16 | -139190 | 3456.73 |
| _SLV7 | -7316.51 | 64.17 | 8912.23 | 795.07 | -128644 | 2610.95 |
| _SLV8 | -6413.18 | 65.71 | 8912.28 | 785.36 | -128650 | 2610.73 |
| _SLV9 | -8065.77 | 7282.05 | 199.43 | 58200.10 | -4697.18 | 227.38 |
| _SLV10 | -7162.45 | 7283.60 | 199.48 | 58190.39 | -4702.77 | 227.17 |
| _SLV11 | -7791.77 | 6782.45 | 181.63 | 46085.14 | -4089.71 | -35.17 |
| _SLV12 | -6888.45 | 6784.00 | 181.68 | 46075.43 | -4095.30 | -35.39 |
| _SLV13 | -6986.77 | -308.40 | 7746.89 | -1161.89 | -139184.84 | 3457.08 |
| _SLV14 | -6083.45 | -306.85 | 7746.94 | -1171.60 | -139190.44 | 3456.87 |
| _SLV15 | -7499.77 | 15.35 | 8912.19 | 559.62 | -128644.87 | 2611.08 |
| _SLV16 | -6596.45 | 16.89 | 8912.24 | 549.91 | -128650.47 | 2610.87 |

| Palificata | N | Vx | Vy | My | Mx | T |
|------------|-----------|---------|---------|----------|-----------|--------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm | kNm |
| _SLU1 | -11719.72 | -242.00 | 1758.46 | -618.31 | -38579.36 | 446.88 |
| _SLU2 | -13048.42 | -595.92 | 1758.11 | -2325.27 | -38585.24 | 447.85 |
| _SLU3 | -11467.83 | -312.87 | 1683.58 | -981.70 | -35819.22 | 415.30 |
| _SLU4 | -12530.78 | -596.00 | 1683.31 | -2347.27 | -35823.93 | 416.07 |
| _SLU5 | -8390.56 | 339.78 | 1762.51 | 1843.48 | -38640.28 | 454.23 |
| _SLU6 | -9719.26 | -14.15 | 1762.16 | 136.52 | -38646.16 | 455.20 |
| _SLU7 | -8138.67 | 268.91 | 1687.64 | 1480.09 | -35880.14 | 422.65 |
| _SLU8 | -9201.62 | -14.23 | 1687.36 | 114.51 | -35884.84 | 423.43 |
| _SLU9 | -7045.13 | -13.08 | 2.86 | 35.26 | -30.44 | 2.59 |
| _SLU10 | -10374.29 | -594.86 | -1.19 | -2426.52 | 30.48 | -4.76 |
| _SLU11 | -9316.83 | -240.99 | 1758.40 | -671.14 | -38581.68 | 446.03 |
| _SLU12 | -10645.52 | -594.91 | 1758.05 | -2378.10 | -38587.56 | 447.00 |
| _SLU13 | -9064.93 | -311.86 | 1683.53 | -1034.53 | -35821.54 | 414.45 |
| _SLU14 | -10127.89 | -595.00 | 1683.25 | -2400.10 | -35826.25 | 415.22 |
| _SLU15 | -5987.67 | 340.78 | 1762.45 | 1790.65 | -38642.60 | 453.38 |
| _SLU16 | -7316.36 | -13.14 | 1762.11 | 83.69 | -38648.48 | 454.35 |
| _SLU17 | -5735.77 | 269.92 | 1687.58 | 1427.26 | -35882.46 | 421.80 |
| _SLU18 | -6798.73 | -13.22 | 1687.30 | 61.68 | -35887.16 | 422.57 |
| _SLU19 | -4642.23 | -12.07 | 2.80 | -17.57 | -32.76 | 1.73 |
| _SLU20 | -7971.39 | -593.85 | -1.25 | -2479.35 | 28.16 | -5.62 |

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 |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 87 di 105 |

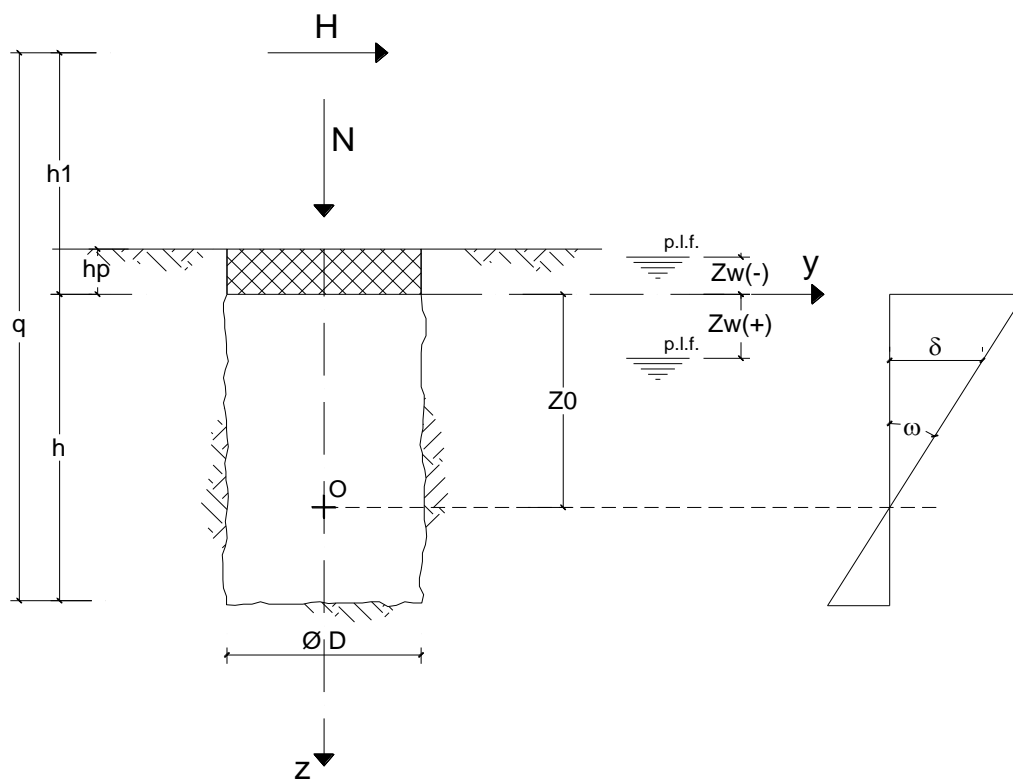
Per la verifica del **gruppo di pali** si sfrutterà la procedura descritta nell'Eurocodice 7 al §7.6.1.2, nella quale il gruppo di pali viene considerato come un blocco e la resistenza di quest'ultimo viene calcolata con modalità analoghe a quelle di un palo di grande diametro.

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-347+990





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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 88 di 105 |

TRATTAZIONE TEORICA

Formule utilizzate nei calcoli:

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

$$\text{tg } \omega = 6H / Rm_h h$$

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

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

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

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

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

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida:

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

DATI DI INPUT:

Caratteristiche geometriche del pozzo

| | | | |
|--|----------|-------------------|-------------------------------|
| D = diametro del pozzo di fondazione = | 13.60 | (m) | <i>equivalenza su inerzia</i> |
| hp = spessore del plinto di fondazione = | 3.20 | (m) | |
| h = profondità del pozzo di fondazione = | 16.00 | (m) | |
| Ab = Area di base ($\pi D^2/4$) = | 145.27 | (m ²) | |
| Jp = Momento di inerzia ($\pi D^4/64$) = | 1679.29 | (m ⁴) | |
| Wp = Modulo di resistenza ($\pi D^3/32$) = | 246.95 | (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 SOLAMENTE A DEFINIRE LA QUOTA DELL'ESTRADOSSO, IN CORRISPONDENZA DELLA QUALE SONO PRESE LE SOLLECITAZIONI

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 89 di 105 |

coefficienti parziali

| Metodo di calcolo | | azioni | | proprietà del terreno | | |
|----------------------|---|------------|-------------------------|-----------------------|------|----------------|
| | | permanenti | temporanee variabili | tan ϕ' | c' | c _u |
| Stato limite ultimo | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.25 | 1.25 | 1.40 |
| Tensioni ammissibili | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| definiti dall'utente | ● | 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) | | 20.00 | 20.00 |
| coesione efficace | c' (kPa) | | 0.00 | 0.00 |
| angolo di attrito interno del terreno | ϕ' (°) | | 30.00 | 30.00 |

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) | | 150.00 | 150.00 |

profondità della falda

z_w = profondità della falda = -3.20 (m)

coefficienti di reazione

m_h = modulo di reazione orizzontale = 514.7 (kN/m⁴) *pari ad nh/D. Con nh=7000 kN/m³ per terreni granulari mediamente addensati*
k_h = coefficiente di reazione orizzontale alla base = 8235.29 (kN/m³)
k_v = coefficiente di reazione verticale = 5147.06 (kN/m³)
 β = rapporto tra le cost. di reazione = 1.60 (-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

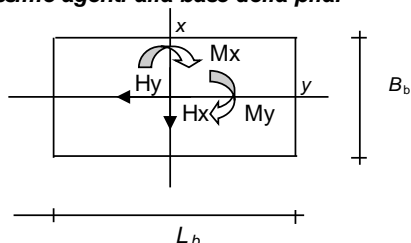
$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5}$ (Silin e Zavrijev)
2,5 / h = 0.16 (-)
 $((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} = 0.05$ (-)

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 90 di 105 |

Sollecitazioni massime agenti alla base della pila:



AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo | |
|----------|-----------------|------------|-------------------|--------------------------------|
| | permanenti | temporanee | | |
| N [kN] | 26102.20 | 0.00 | 26102.20 | aggiunto peso plinto esistente |
| Mx [kNm] | 130.80 | 0.00 | 130.80 | |
| My [kNm] | 95.10 | 0.00 | 95.10 | |
| Hx [kN] | 28.90 | 0.00 | 28.90 | |
| Hy [kN] | 16719.88 | 0.00 | 16719.88 | aggiunte inerzie |

Dimensioni in pianta del plinto di fondazione

$h_p = 3.20$ (m)

$A_p = 145.27$ (m)

$P_{plinto} = 0.00$ (kN) Vedi quanto riportato sopra

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$N_t = N + P_{plinto} = 26102.20$ (kN)

$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 16719.90$ (kN)

$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0.5} = 53599.18$ (kNm)

dove:

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

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

$e = M_t / N_t$ (eccentricità) = 2.05 (m) (riferita alla testa del pozzo)

h_1 (quota di applicazione H_t) = 3.21 (m)
($h_1 = M_t / H_t$)

q (somma di h e di h_1) = 19.21 (m)

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 91 di 105 |

Profondità del centro di rotazione del pozzo

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

$$z_0 = 12.39 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

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

$$R = 1123.21 \quad (-)$$

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

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

$$\omega = 0.01084 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.6214 \quad (^\circ)$$

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

$$z = z_0/2$$

$$z = 6.19 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\max} = 214.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = D/8$$

$$r = 1.70 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

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

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

$$k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') = 3.00$$

Caratteristiche di sollecitazione

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

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

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

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

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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 92 di 105 |

| 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 | 26102.20 | 53599.18 | 16719.90 | F.N. | 0.00 | 32.00 | 96.00 | 13.43 |
| 0.53 | 27651.72 | 62493.20 | 16590.00 | F.N. | 35.29 | 37.33 | 112.00 | 12.86 |
| 1.07 | 29201.23 | 71251.72 | 16215.63 | F.N. | 67.41 | 42.67 | 128.00 | 12.28 |
| 1.60 | 30750.75 | 79750.50 | 15619.83 | F.N. | 96.35 | 48.00 | 144.00 | 11.70 |
| 2.13 | 32300.27 | 87877.60 | 14825.64 | F.N. | 122.11 | 53.33 | 160.00 | 11.12 |
| 2.67 | 33849.79 | 95533.34 | 13856.09 | F.N. | 144.70 | 58.67 | 176.00 | 10.54 |
| 3.20 | 35399.30 | 102630.35 | 12734.22 | F.N. | 164.11 | 64.00 | 192.00 | 9.96 |
| 3.73 | 36948.82 | 109093.52 | 11483.05 | F.N. | 180.35 | 69.33 | 208.00 | 9.39 |
| 4.27 | 38498.34 | 114860.05 | 10125.63 | F.N. | 193.41 | 74.67 | 224.00 | 8.81 |
| 4.80 | 40047.86 | 119879.39 | 8684.98 | F.N. | 203.30 | 80.00 | 240.00 | 8.23 |
| 5.33 | 41597.37 | 124113.32 | 7184.14 | F.N. | 210.01 | 85.33 | 256.00 | 7.65 |
| 5.87 | 43146.89 | 127535.88 | 5646.15 | F.N. | 213.54 | 90.67 | 272.00 | 7.07 |
| 6.40 | 44696.41 | 130133.38 | 4094.04 | F.N. | 213.90 | 96.00 | 288.00 | 6.49 |
| 6.93 | 46245.92 | 131904.44 | 2550.84 | F.N. | 211.08 | 101.33 | 304.00 | 5.92 |
| 7.47 | 47795.44 | 132859.96 | 1039.59 | F.N. | 205.09 | 106.67 | 320.00 | 5.34 |
| 8.00 | 49344.96 | 133023.11 | -416.68 | F.N. | 195.92 | 112.00 | 336.00 | 4.76 |
| 8.53 | 50894.48 | 132429.36 | -1794.94 | F.N. | 183.58 | 117.33 | 352.00 | 4.18 |
| 9.07 | 52443.99 | 131126.47 | -3072.15 | F.N. | 168.06 | 122.67 | 368.00 | 3.60 |
| 9.60 | 53993.51 | 129174.46 | -4225.28 | F.N. | 149.37 | 128.00 | 384.00 | 3.02 |
| 10.13 | 55543.03 | 126645.66 | -5231.29 | F.N. | 127.50 | 133.33 | 400.00 | 2.44 |
| 10.67 | 57092.55 | 123624.66 | -6067.15 | F.N. | 102.45 | 138.67 | 416.00 | 1.87 |
| 11.20 | 58642.06 | 120208.37 | -6709.83 | F.N. | 74.23 | 144.00 | 432.00 | 1.29 |
| 11.73 | 60191.58 | 116505.96 | -7136.28 | F.N. | 42.83 | 149.33 | 448.00 | 0.71 |
| 12.27 | 61741.10 | 112638.87 | -7323.49 | F.N. | 8.26 | 154.67 | 464.00 | 0.13 |
| 12.80 | 63290.61 | 108740.87 | -7248.41 | F.N. | -29.49 | 160.00 | 480.00 | -0.45 |
| 13.33 | 64840.13 | 104957.96 | -6888.00 | 1.62 | -70.41 | 165.33 | 496.00 | -1.03 |
| 13.33 | 64840.13 | 104957.96 | -6888.00 | 1.62 | -70.41 | 165.33 | 496.00 | -1.03 |
| 13.87 | 66389.65 | 101448.48 | -6219.25 | 1.53 | -114.51 | 170.67 | 512.00 | -1.60 |
| 14.40 | 67939.17 | 98383.01 | -5219.10 | 1.45 | -161.79 | 176.00 | 528.00 | -2.18 |
| 14.93 | 69488.68 | 95944.44 | -3864.54 | 1.38 | -212.24 | 181.33 | 544.00 | -2.76 |
| 15.47 | 71038.20 | 94327.94 | -2132.51 | 1.33 | -265.87 | 186.67 | 560.00 | -3.34 |
| 16.00 | 72587.72 | 93740.96 | 0.00 | 1.29 | -322.67 | 192.00 | 576.00 | -3.92 |

$$N_b = 72587.72 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 93740.96 \quad (\text{kNm})$$

Sottospinta idrostatica alla base del pozzo

$$N_w = 27891.31 \quad (\text{kN})$$

Pressioni verticali alla base del pozzo

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

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

$$\sigma_{zmax} = 687.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = -71.90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 93 di 105 |

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

| | | | | | |
|--------|-----------|-------|---------|-------|-----|
| Nmax = | 72587.72 | (kN) | zNmax = | 12.80 | (m) |
| Mmax = | 133023.11 | (kNm) | zMmax = | 8.00 | (m) |
| Tmax = | 16719.90 | (kN) | zTmax = | 0.00 | (m) |

VERIFICHE GEOTECNICHE

Capacità portante limite

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

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

$$q = 192.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 1.00 \quad (-)$$

$$N_c = 5.14 \quad (-)$$

$$N_\gamma = 0.00 \quad (-)$$

$$sc = 1 + 0,2*(B/L)$$

$$sq = 1$$

$$s_\gamma = 0$$

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

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

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

$$h' = R - e$$

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

$$e = 1.29 \quad (\text{m})$$

$$h' = 5.51 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 110.35 \quad (\text{m}^2)$$

$$L^* = 11.56 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 9.54 \quad (\text{m})$$

$$B^*/L^* = 0.83 \quad (\text{m})$$

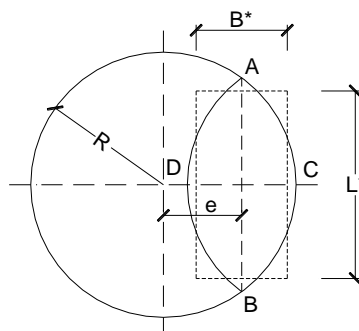
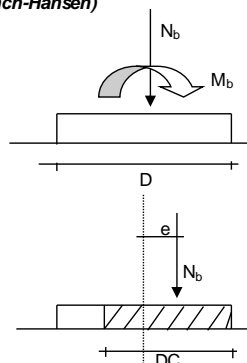
$$sc = 1.165 \quad (-)$$

$$sq = 1.000 \quad (-)$$

$$s_\gamma = 0.000 \quad (-)$$

$$q_{lim} = 1282.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(Brinch-Hansen)



VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 94 di 105 |

Sforzo Verticale limite nel terreno

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

$$N_{lim} = 141498.05 \quad (\text{kN})$$

Sforzo Verticale massimo nel terreno

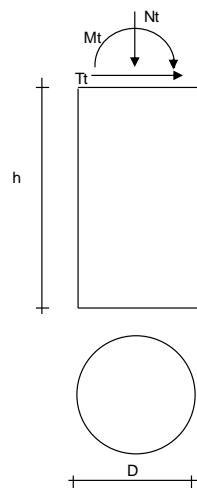
$$N_b - N_w = 44696.41 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di Sicurezza

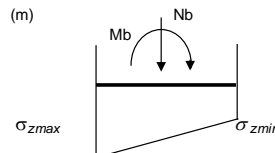
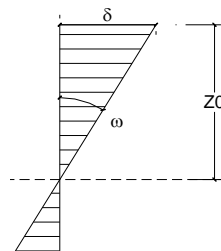
$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

$$F_s = 3.17$$

Tabella Riepilogativa



| | | |
|------|----------|----------------------|
| Nt = | 26102.20 | (kN) |
| Tt = | 16719.90 | (kN) |
| Mt = | 53599.18 | (kNm) |
| kv = | 5147.06 | (kN/m ³) |
| mh = | 514.71 | (kN/m ⁴) |
| kh = | 8235.29 | (kN/m ³) |
| D = | 13.60 | (m) |
| h = | 16.00 | (m) |



Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna

| | | | N (kN) | M (kNm) | T (kN) |
|---------|-------|-----|------------------|-------------------|------------------|
| zMmax = | 8.00 | (m) | 55155.65 | 133023.11 | -416.68 |
| zNmax = | 12.80 | (m) | 72587.72 | 93740.96 | 0.00 |
| zTmax = | 0.00 | (m) | 26102.20 | 53599.18 | 16719.90 |

Caratteristiche di sollecitazione alla base

$$N_b = 72587.72 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 93740.96 \quad (\text{kNm})$$

Tensioni alla base

$$\sigma_{zmax} = 687.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = -71.90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Spostamento in testa e rotazione

$$\delta = 13.43 \quad (\text{cm})$$

$$\omega = 0.01084 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.621 \quad (^\circ)$$

Profondità del centro di rotazione

$$z_0 = 12.39 \quad (\text{m})$$

Coefficiente di Sicurezza

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

$$F_s = 3.17 \geq 2.3 = \gamma_R$$

Fs

1.38



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 95 di 105 |

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 1021 kN.

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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

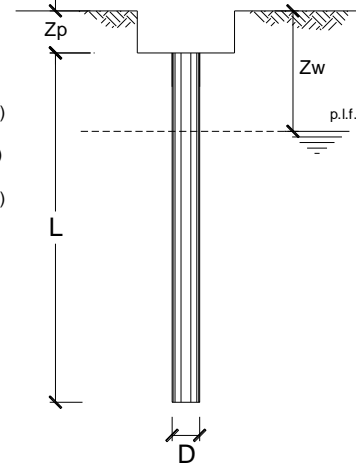
| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|-----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 05 00 002 | A | 96 di 105 |

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

OPERA: VI-347+990

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (A_p): 0.283 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 5.35 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 2.10 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1021 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 2 L_{palo} = 16.00 (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 | 1.65 |
| ξ ₄ | 1.40 | 1.27 | 1.23 | 1.20 | 1.15 | 1.12 | 1.08 | 1.00 | 1.55 |

| 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 | 8.00 | Unità 1 | 20.00 | | | 30.0 | 30.0 | | |
| 2 | 8.00 | Unità 2 | 19.50 | | | | | 150.0 | 150.0 |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|------|---|-----|
| k | μ | a | α |
| 0.70 | 0.58 | | 0.4 |
| | | | 0.4 |

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

| Strato | Spess (m) | Tipo di terreno |
|--------|-----------|-----------------|
| 1 | 8.00 | Unità 1 |
| 2 | 8.00 | Unità 2 |

| media | | | | |
|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| 697.8 | | | | |
| 904.8 | 0.00 | 9.00 | 1773.0 | 501.3 |

| minima | | | | |
|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| 697.8 | | | | |
| 904.8 | 0.00 | 9.00 | 1773.0 | 501.3 |

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 1021.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b;cal \text{ med}} = 501.3 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s;cal \text{ med}} = 1602.6 \text{ (kN)}$

totale $R_{c;cal \text{ med}} = 2103.9 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b;cal \text{ min}} = 501.3 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s;cal \text{ min}} = 1602.6 \text{ (kN)}$

totale $R_{c;cal \text{ min}} = 2103.9 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;cal \text{ med}}/\xi_3; R_{b;cal \text{ min}}/\xi_4) = 303.8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;cal \text{ med}}/\xi_3; R_{s;cal \text{ min}}/\xi_4) = 971.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1275.1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 1069.6 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 1.05$$

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 97 di 105 |

Verifica a carico limite del palo in trazione

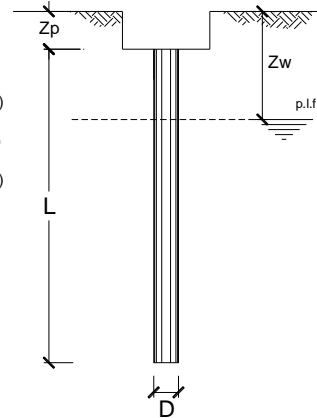
Dalla ripartizione rigida emerge un valore massimo di trazione sul singolo palo pari a 163 kN.

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

OPERA: VI-347+990

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): | 5.35 | (m) | Quota falda dal p.c. (z _w): | 2.10 | (m) |
| Carico Assiale Permanente (G): | -163 | (kN) | Carico Assiale variabile (Q): | 0 | (kN) |
| Numero di strati | 2 | | Lpalo = | 16.00 | (m) |



| coefficienti parziali | | azioni | | resistenza laterale e di base | |
|-----------------------|---|------------|-----------|-------------------------------|----------------|
| Metodo di calcolo | | permanenti | variabili | γ _b | γ _s |
| 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 | 1.65 |
| ξ ₄ | 1.40 | 1.27 | 1.23 | 1.20 | 1.15 | 1.12 | 1.08 | 1.00 | 1.55 |

| 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 | 8.00 | Unità 1 | 20.00 | | | 30.0 | 30.0 | | |
| 2 | 8.00 | Unità 2 | 19.50 | | | | | 150.0 | 150.0 |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|------|-----|-----|
| k | μ | a | α |
| 0.50 | 0.58 | (-) | 0.4 |
| | | | 0.4 |

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

| Strato | Spess (-) (m) | Tipo di terreno |
|--------|---------------------|-----------------|
| 1 | 8.00 | Unità 1 |
| 2 | 8.00 | Unità 2 |

| media | | | | |
|-----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| Q _{si} | N _q | N _c | q _b | Q _{bm} |
| 498.4 | (-) | (-) | (kPa) | (kN) |
| 904.8 | 0.00 | 9.00 | 1773.0 | 501.3 |

| minima | | | | |
|-----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| Q _{si} | N _q | N _c | q _b | Q _{bm} |
| 498.4 | (-) | (-) | (kPa) | (kN) |
| 904.8 | 0.00 | 9.00 | 1773.0 | 501.3 |

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = -163.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

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

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 1403.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 1403.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

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

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 1403.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 1403.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

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

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 850.4 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 850.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 680.3 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 4.17$$

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 98 di 105 |

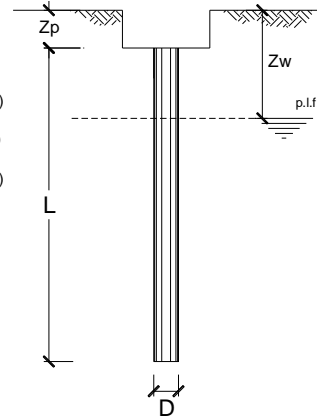
Verifica a carico limite del blocco

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 41631 kN.

OPERA: VI-347+990

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 16.10 (m) Area del Palo (Ap): ##### (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 5.35 (m) Quota falda dal p.c. (z_m): 2.10 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 41631 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 2 $\frac{2}{\downarrow}$ Lpalo = 16.00 (m)



| coefficienti parziali | | azioni | | resistenza laterale e di base | |
|-----------------------|---|------------|-----------|-------------------------------|------------|
| Metodo di calcolo | | permanenti | variabili | γ_b | γ_s |
| 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_s | 1.40 | 1.35 | 1.33 | 1.31 | 1.29 | 1.27 | 1.25 | 1.00 | 1.65 |
| ξ_d | 1.40 | 1.27 | 1.23 | 1.20 | 1.15 | 1.12 | 1.08 | 1.00 | 1.55 |

| 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 | 8.00 | Unità 1 | 20.00 | | | 30.0 | 30.0 | | |
| 2 | 8.00 | Unità 2 | 19.50 | | | | | 150.0 | 150.0 |

| Coefficienti di Calcolo | | | |
|-------------------------|-------|-----|----------|
| k | μ | a | α |
| 0.70 | 0.58 | (-) | 0.4 |
| | | | 0.4 |

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

| Strato | Spess (-) (m) | Tipo di terreno |
|--------|---------------------|-----------------|
| 1 | 8.00 | Unità 1 |
| 2 | 8.00 | Unità 2 |

| media | | | | |
|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| ##### | | | | |
| ##### | 0.00 | 9.00 | 1773.0 | ##### |

| minima | | | | |
|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| Q _{si} (kN) | N _q (-) | N _c (-) | q _b (kPa) | Q _{bm} (kN) |
| ##### | | | | |
| ##### | 0.00 | 9.00 | 1773.0 | ##### |

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 41631.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{alla base } R_{b,cal \text{ med}} = 360952.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 43002.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 403955.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{alla base } R_{b,cal \text{ min}} = 360952.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 43002.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 403955.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_s ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_d) = 218759.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_s ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_d) = 26062.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 244821.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 184706.7 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 4.44$$

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 | 66 | |
| E cls | 25000000 | kPa |
| D | 0.6 | m |
| J | 0.006 | m ⁴ |
| E op | 40000 | kPa |
| kh | 66667 | kN/m ³ |
| kh ridotto | 16667 | kN/m ³ |
| λ | 2.82 | m |
| Wt | 0.0024 | 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.

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 100 di 105 |

Le sollecitazioni di progetto sono quindi le seguenti:

| Comb. | Sollecitazioni progetto palo | |
|--------|------------------------------|--------|
| | V | M |
| _SLV1 | 295.90 | 417.83 |
| _SLV2 | 295.93 | 417.88 |
| _SLV3 | 284.18 | 401.29 |
| _SLV4 | 284.22 | 401.34 |
| _SLV5 | 315.79 | 445.92 |
| _SLV6 | 315.79 | 445.92 |
| _SLV7 | 338.14 | 477.49 |
| _SLV8 | 338.14 | 477.49 |
| _SLV9 | 294.84 | 416.34 |
| _SLV10 | 294.87 | 416.39 |
| _SLV11 | 283.13 | 399.80 |
| _SLV12 | 283.16 | 399.85 |
| _SLV13 | 315.81 | 445.95 |
| _SLV14 | 315.81 | 445.95 |
| _SLV15 | 338.14 | 477.48 |
| _SLV16 | 338.14 | 477.48 |
| | | |
| _SLU1 | 27.94 | 39.46 |
| _SLU2 | 29.18 | 41.20 |
| _SLU3 | 26.92 | 38.02 |
| _SLU4 | 28.03 | 39.59 |
| _SLU5 | 28.26 | 39.91 |
| _SLU6 | 27.77 | 39.21 |
| _SLU7 | 26.89 | 37.97 |
| _SLU8 | 26.56 | 37.51 |
| _SLU9 | 0.21 | 0.30 |
| _SLU10 | 9.00 | 12.71 |
| _SLU11 | 27.94 | 39.45 |
| _SLU12 | 29.17 | 41.19 |
| _SLU13 | 26.92 | 38.01 |
| _SLU14 | 28.03 | 39.58 |
| _SLU15 | 28.26 | 39.91 |
| _SLU16 | 27.77 | 39.21 |
| _SLU17 | 26.89 | 37.97 |
| _SLU18 | 26.56 | 37.50 |
| _SLU19 | 0.19 | 0.27 |
| _SLU20 | 8.98 | 12.69 |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
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 05 00 002 | A | 101 di 105 |

- Armature longitudinali

Per il calcolo del momento resistente del palo si considera una sezione armata con 18Φ24.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 18fi24

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 30 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 18
Diametro barre: 2.4 [cm]
Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Devia

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

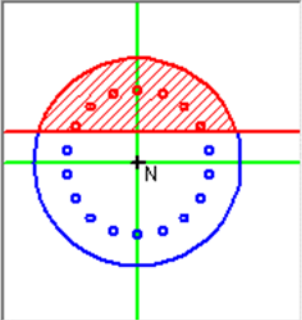
Materiali

B450C **C25/30**

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 14.17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 538.8 kNm

σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 4.858 ‰
d: 51 cm
x: 21.36 x/d: 0.4188
δ: 0.9635



- Armature trasversali

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

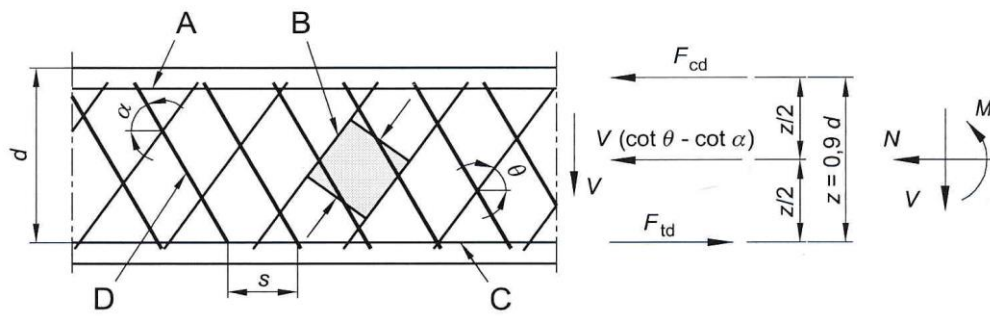
| | | γ | |
|-----|---|----------|------------------------------|
| Gk | 0 | x1.00= | 0 kN |
| Pk | 0 | x1.00= | 0 kN |
| Qk | 0 | x1.00= | 0 kN |
| Aed | 0 | x1.30= | 0 kN |
| | | | V_{Ed} = 0 kN |

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

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 | $^\circ$ | $= \arcsin(\text{radq}(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b_w \cdot s \cdot a_{cw} \cdot n \cdot f_{cd}))$ 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 | $= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$ |

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 104 di 105 |

- Verifiche

Si riportano a seguire i valori dei coefficienti 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 | 295.90 | 417.83 | 384.0 | 538.8 | 1.30 | 1.29 |
| _SLV2 | 295.93 | 417.88 | 384.0 | 538.8 | 1.30 | 1.29 |
| _SLV3 | 284.18 | 401.29 | 384.0 | 538.8 | 1.35 | 1.34 |
| _SLV4 | 284.22 | 401.34 | 384.0 | 538.8 | 1.35 | 1.34 |
| _SLV5 | 315.79 | 445.92 | 384.0 | 538.8 | 1.22 | 1.21 |
| _SLV6 | 315.79 | 445.92 | 384.0 | 538.8 | 1.22 | 1.21 |
| _SLV7 | 338.14 | 477.49 | 384.0 | 538.8 | 1.14 | 1.13 |
| _SLV8 | 338.14 | 477.49 | 384.0 | 538.8 | 1.14 | 1.13 |
| _SLV9 | 294.84 | 416.34 | 384.0 | 538.8 | 1.30 | 1.29 |
| _SLV10 | 294.87 | 416.39 | 384.0 | 538.8 | 1.30 | 1.29 |
| _SLV11 | 283.13 | 399.80 | 384.0 | 538.8 | 1.36 | 1.35 |
| _SLV12 | 283.16 | 399.85 | 384.0 | 538.8 | 1.36 | 1.35 |
| _SLV13 | 315.81 | 445.95 | 384.0 | 538.8 | 1.22 | 1.21 |
| _SLV14 | 315.81 | 445.95 | 384.0 | 538.8 | 1.22 | 1.21 |
| _SLV15 | 338.14 | 477.48 | 384.0 | 538.8 | 1.14 | 1.13 |
| _SLV16 | 338.14 | 477.48 | 384.0 | 538.8 | 1.14 | 1.13 |
| _SLU1 | 27.94 | 39.46 | 384.0 | 538.8 | 13.74 | 13.65 |
| _SLU2 | 29.18 | 41.20 | 384.0 | 538.8 | 13.16 | 13.08 |
| _SLU3 | 26.92 | 38.02 | 384.0 | 538.8 | 14.26 | 14.17 |
| _SLU4 | 28.03 | 39.59 | 384.0 | 538.8 | 13.70 | 13.61 |
| _SLU5 | 28.26 | 39.91 | 384.0 | 538.8 | 13.59 | 13.50 |
| _SLU6 | 27.77 | 39.21 | 384.0 | 538.8 | 13.83 | 13.74 |
| _SLU7 | 26.89 | 37.97 | 384.0 | 538.8 | 14.28 | 14.19 |
| _SLU8 | 26.56 | 37.51 | 384.0 | 538.8 | 14.46 | 14.36 |
| _SLU9 | 0.21 | 0.30 | 384.0 | 538.8 | 1837.67 | 1826.00 |
| _SLU10 | 9.00 | 12.71 | 384.0 | 538.8 | 42.66 | 42.39 |
| _SLU11 | 27.94 | 39.45 | 384.0 | 538.8 | 13.74 | 13.66 |
| _SLU12 | 29.17 | 41.19 | 384.0 | 538.8 | 13.16 | 13.08 |
| _SLU13 | 26.92 | 38.01 | 384.0 | 538.8 | 14.27 | 14.18 |
| _SLU14 | 28.03 | 39.58 | 384.0 | 538.8 | 13.70 | 13.61 |
| _SLU15 | 28.26 | 39.91 | 384.0 | 538.8 | 13.59 | 13.50 |
| _SLU16 | 27.77 | 39.21 | 384.0 | 538.8 | 13.83 | 13.74 |
| _SLU17 | 26.89 | 37.97 | 384.0 | 538.8 | 14.28 | 14.19 |
| _SLU18 | 26.56 | 37.50 | 384.0 | 538.8 | 14.46 | 14.37 |
| _SLU19 | 0.19 | 0.27 | 384.0 | 538.8 | 2001.57 | 1988.86 |
| _SLU20 | 8.98 | 12.69 | 384.0 | 538.8 | 42.74 | 42.47 |



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

VI05 - VIADOTTO AL KM 347+996
**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 05 00 002 | A | 105 di 105 |

13 INCIDENZA ARMATURE

- Cordolo allargamento fondazione: 110 kg/m³
- Pali D600: 260 kg/m³
- Camicia rinforzo pile (incidenza media sull'altezza): 130 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.