



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E ARCHITETTURA (DICEA)

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

**VULNERABILITÀ SISMICA DI CAVALCAVIA
AUTOSTRADALI: CONFRONTO TRA DIFFERENTI
TIPOLOGIE**

**SEISMIC VULNERABILITY OF HIGHWAY
OVERPASSES: COMPARISON AMONG DIFFERENT
TYPOLOGIES**

RELATORE:

Prof. Ing. Luigino Dezi

TESI DI LAUREA DI:

Pierfrancesco Recchiuti

CORRELATORE:

Ing. Raoul Davide Innocenzi

ANNO ACCADEMICO 2020-2021

Indice

Premessa	5
1. Introduzione	6
1.1 Schema statico	7
1.1.1 Ponti a travata	7
1.1.2 Ponti ad arco	9
1.1.3 Ponti a telaio	11
1.1.4 Ponti strallati.....	12
1.2 Tipologie di impalcato	13
1.2.1 Impalcati a graticcio	13
1.2.2 Impalcati a cassone.....	14
1.2.3 Impalcati a sezione composta acciaio-calcestruzzo.....	15
1.3 Tipologie di sottostrutture.....	16
2. Casi studio	17
2.1 Descrizione dei cavalcavia.....	17
2.1.1 Impalcati	19
2.1.2 Pile.....	23
2.1.3 Spalle	29
2.2 Stato di conservazione	33
2.3 Materiali.....	37
2.4 Analisi dei carichi in combinazione sismica.....	39
2.5 Modelli di calcolo	46
2.6 Risultati delle verifiche	56
2.6.1 Verifica delle fondazioni delle pile	56
2.6.2 Verifica dei piedritti delle pile.....	72
2.6.3 Verifica dell'architrave delle pile	82
2.6.4 Verifica dell'architrave delle spalle.....	91
2.6.5 Verifica degli appoggi	96
3. Considerazioni finali	104
Conclusioni	107
Bibliografia	108

Premessa

In questo lavoro si tratterà il tema dei cavalcavia e si illustreranno le analisi di vulnerabilità sismica condotte su tre casi studio.

In particolare, si approfondirà una tipologia di cavalcavia ricorrente sulla A14, che presenta tre campate in semplice appoggio, di cui quella centrale con impalcato bitrave a sezione composta acciaio-calcestruzzo e le due laterali caratterizzate da luci più piccole e impalcato a graticcio in calcestruzzo armato ordinario.

Nel primo capitolo si illustrano le tipologie strutturali ricorrenti nei cavalcavia, operando una classificazione per schema statico, tipologia di impalcato e tipologia di sottostrutture.

Nel secondo capitolo si illustrano i tre casi studio con la predisposizione di modelli agli elementi finiti, in cui si evidenziano le differenze geometriche tra le strutture in esame: un cavalcavia, infatti, si sviluppa in retto, uno in obliquo e un altro presenta un architrave delle pile particolarmente sottile.

Le analisi sismiche sono condotte mediante spettri di risposta in campo lineare e le verifiche di resistenza sono svolte sulle sottostrutture, al fine di determinare i fattori di sicurezza dei diversi elementi strutturali.

Infine, nel terzo capitolo si mettono a confronto e si discutono ampiamente i risultati delle verifiche per i tre cavalcavia in esame con l'obiettivo di determinare l'incidenza sulla vulnerabilità sismica delle diverse tipologie strutturali.

1. Introduzione

In questo capitolo viene illustrata brevemente la classificazione dei ponti in base all'ostacolo da superare, quindi si mostrano per il caso specifico dei cavalcavia le possibili soluzioni in termini di schema statico e tipologie costruttive.

I ponti si distinguono sulla base dell'ostacolo sovrappassato in ponti propriamente detti, viadotti e cavalcavia.

I ponti propriamente detti sono opere necessarie per superare fiumi, canali, bracci di mare, vallate, e in generale è la morfologia del terreno ad imporre i principali vincoli di cui tenere in conto in fase di progettazione (Figura 1.1). Nel caso di attraversamento di corsi d'acqua sono da valutare anche problemi di natura idraulica che solitamente richiedono studi preliminari per determinare gli eventi di massima piena e il conseguente massimo livello del pelo libero dell'acqua. Inoltre, è di cruciale importanza valutare la possibilità che si verifichino scalzamenti delle fondazioni delle pile in alveo e porre in atto sistemi che prevengano il fenomeno.

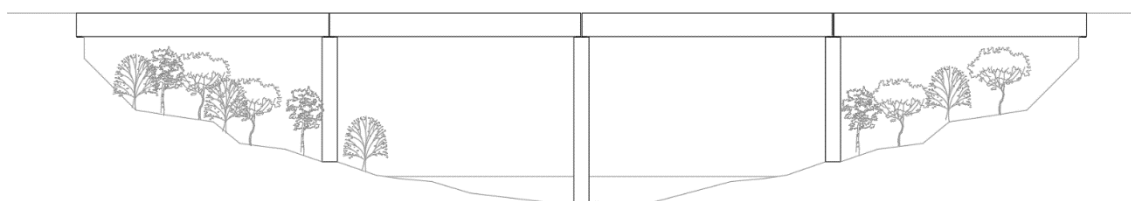


Figura 1.1 - Esempio di un ponte

I viadotti vengono realizzati quando la morfologia del terreno impedisce di realizzare la strada, o la ferrovia, direttamente sulla sede naturale per lunghi tratti (Figura 1.2). Nei viadotti si prevedono più campate e la scelta della loro lunghezza, insieme all'ubicazione delle pile, è la più importante variabile del progetto. A volte il numero delle campate e la loro luce è vincolato da fattori oggettivi, quali ad esempio limiti geomorfologici o problemi di interazione con altre infrastrutture o altri edifici. Altre volte invece è una scelta totalmente a carico del progettista che procede a valutazioni di natura estetica ed economica.

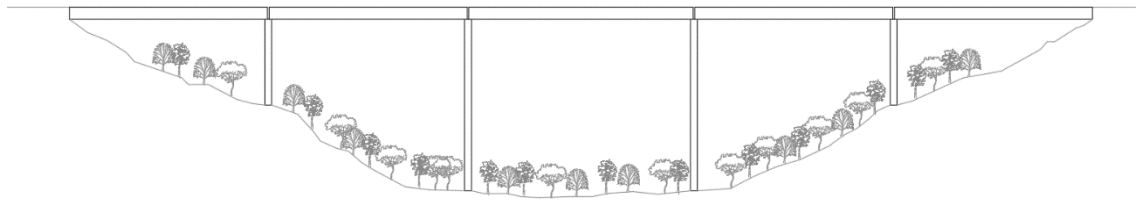


Figura 1.2 - Esempio di viadotto

I cavalcavia, su cui si concentra il presente lavoro di tesi, sono opere singolari necessarie per oltrepassare altre strade o ferrovie. Il vincolo progettuale principale è sicuramente la “sagoma limite”, cioè lo spazio che deve essere lasciato libero al di sotto del cavalcavia per permettere il transito dei veicoli sulla via oltrepassata. In queste opere in genere le pile vengono poste esternamente alle banchine della strada oltrepassata, lasciando la possibilità di ricorrere a pile centrali solo in presenza di uno spartitraffico particolarmente esteso. Inoltre, nel progetto di un nuovo cavalcavia l’altezza libera al di sotto di esso non deve in nessun punto inferiore a 5 metri, come prescritto al paragrafo 5.1.2.2 del *Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 riportante un aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*, che di seguito verrà definito come “NTC 2018”.

Nonostante queste limitazioni di massima, i cavalcavia possono essere concepiti secondo diverse filosofie costruttive donando agli stessi un impatto estetico differente a seconda dello schema statico utilizzato.

1.1 Schema statico

1.1.1 Ponti a travata

Tra gli schemi statici maggiormente utilizzati nel progetto dei cavalcavia, troviamo sicuramente i ponti a travata. Rientrano in questa categoria tutti quei cavalcavia la cui struttura principale è costituita da travi, cioè elementi in cui sono prevalenti sforzi di flessione e taglio.

Lo schema di ponte a travata, applicato ai cavalcavia, può prevedere una sola campata poggiate su due spalle di dimensioni importanti (Figura 1.3), oppure uno schema a tre campate (Figura 1.4), ampiamente utilizzati su tutta la rete autostradale italiana.

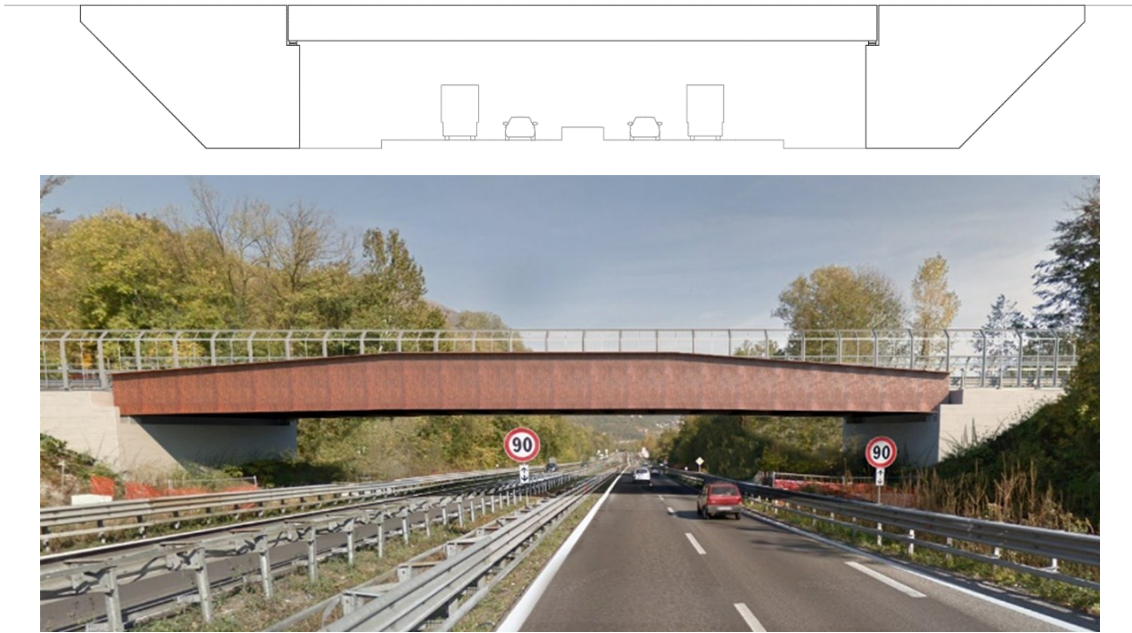


Figura 1.3 - Schema ed esempio di cavalcavia a travata a campata unica



Figura 1.4 - Schema ed esempio di cavalcavia a travata con tre campate

Il vantaggio principale di questa seconda opzione è sicuramente la possibilità di poter realizzare spalle meno impattanti sia da un punto di vista sia estetico che economico. Lo schema a tre campate inoltre permette anche la realizzazione di travate continue, che permettono la rimozione dei giunti in corrispondenza delle due pile e un migliore

sfruttamento dei materiali, con la possibilità di prevedere momenti negativi in corrispondenza degli appoggi centrali e momenti positivi in campata di minore entità rispetto allo schema ad una sola campata.

Con questo schema statico negli anni si è fatto largo uso di travi in acciaio che risultano generalmente più facili da assemblare con la tecnica della prefabbricazione. Una configurazione frequente inoltre prevede l'utilizzo di travi in acciaio per la campata centrale, più lunga, e impalcati a graticcio in c.a. per le campate laterali più corte. A questa tipologia appartengono i tre cavalcavia autostradali che verranno analizzati nel capitolo dedicato al caso studio.

1.1.2 Ponti ad arco

Nei ponti ad arco la struttura portante è ad asse curvilineo e risulta soggetta prevalentemente a forze assiali.

I ponti ad arco di concezione moderna, costruiti in cemento armato o acciaio, presentano una differenziazione tra l'arco e l'impalcato, il quale può essere appoggiato o appeso alla struttura principale.

Nel primo caso si parla di arco a via superiore e l'impalcato generalmente è collegato all'arco tramite una serie di piedritti (Figura 1.5).

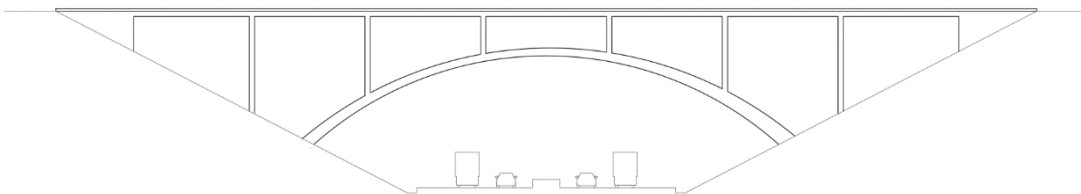


Figura 1.5 - Schema ed esempio di cavalcavia ad arco a via superiore

Quando invece l'impalcato è appeso all'arco principale allora si parla di arco a via inferiore o bow-string. In questo caso l'impalcato è collegato all'arco attraverso dei pendini, che possono essere disposti in differenti configurazioni e sono solitamente pretesi in modo da rendere il sistema arco-pendini molto rigido (Figura 1.6).

I pendini hanno la doppia funzione di trasferire all'arco il carico applicato all'impalcato e realizzare dei punti di appoggio per la trave-tirante in modo da contenerne gli effetti flessionali

I cavalcavia ad arco a via inferiore, a differenza della tipologia a via superiore, non trasferiscono al terreno forze orizzontali, infatti la spinta orizzontale dell'arco viene assorbita dall'impalcato rendendo lo schema statico isostatico. Ciò si traduce nella possibilità di realizzare questo tipo di opere anche in terreni con proprietà meccaniche inferiori rispetto a quelle richieste per il progetto di un ponte ad arco a via superiore.

Questa tipologia di ponte ad arco è particolarmente indicata per essere impiegata nel progetto di un cavalcavia riuscendo ad abbinare funzionalità e pregio estetico, considerando anche l'assenza totale di sottostrutture sotto l'impalcato, ad esclusione ovviamente delle spalle.

Inoltre, per via della rigidità elevata e delle ridotte deformazioni verticali dell'impalcato, garantite dai pendini, questo tipo di cavalcavia ben si presta ad ospitare sul proprio impalcato il transito dei treni.



Figura 1.6 - Schema ed esempio di cavalcavia ad arco a via inferiore

1.1.3 Ponti a telaio

I ponti a telaio hanno uno schema statico il cui funzionamento è intermedio tra quello a travata e quello ad arco. La prerogativa dei ponti a telaio è quella di avere collegamenti resistenti a flessione tra la trave del ponte e le pile di appoggio, o le pareti delle spalle.

Il vantaggio di questo schema statico, quindi, risiede nella possibilità di sviluppare momenti negativi agli appoggi che determinano una diminuzione dei momenti positivi in campata.

I telai possono presentare piedritti verticali (Figura 1.7), che determinano un comportamento dello schema statico più simile a quello della travata essendo prevalenti gli sforzi di flessione e taglio, oppure possono presentare piedritti inclinati il cui comportamento è più prossimo a quello degli archi (Figura 1.8).

La conformazione a telaio determina l'insorgere di importanti sollecitazioni flettenti nelle pile che crescono proporzionalmente all'altezza. I ponti a telaio quindi ben si prestano ad essere impiegati come cavalcavia, per via dell'altezza delle pile generalmente ridotta.

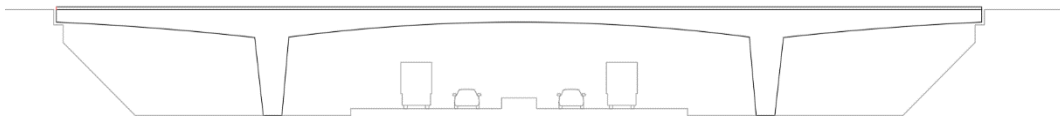


Figura 1.7 - Schema di cavalcavia a telaio con piedritti verticali

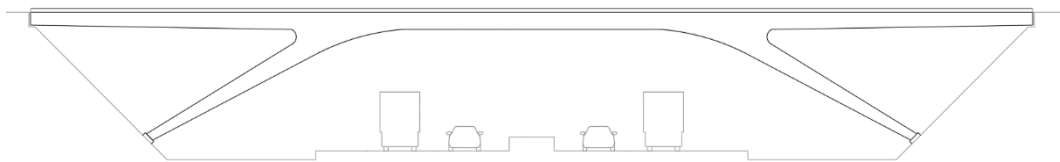


Figura 1.8 - Schema ed esempio di cavalcavia a telaio con piedritti inclinati

1.1.4 Ponti strallati

In questo schema statico l'impalcato risulta sospeso e ancorato ai piloni tramite cavi obliqui ad andamento rettilineo disposti a ventaglio o ad arpa.

I ponti strallati risultano particolarmente adatti a superare grandi luci sia da un punto di vista tecnico che economico e per questo motivo sono poco utilizzati nell'ambito dei cavalcavia stradali.

Possono risultare efficaci quando la piattaforma stradale che si intende superare è particolarmente ampia, ad esempio in corrispondenza di svincoli autostradali, oppure quando vi è affiancata la linea ferroviaria (Figura 1.9).

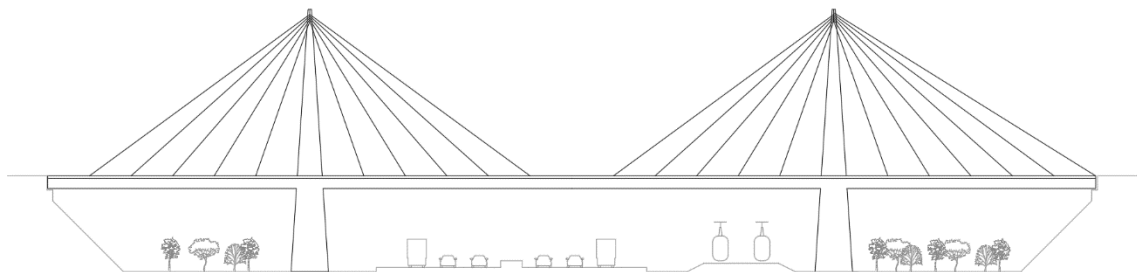


Figura 1.9 - Schema ed esempio di cavalcavia strallato

1.2 Tipologie di impalcato

1.2.1 Impalcati a graticcio

Una delle tipologie di impalcato più utilizzate intorno agli anni Sessanta del secolo scorso sono sicuramente gli impalcati a graticcio. L'impalcato a graticcio è formato da più elementi longitudinali rettilinei dette travi principali, collegato tra loro dalla soletta e da elementi trasversali che prendono il nome di traversi (Figura 1.10).

Le travi longitudinali possono essere sia isostatiche, come ad esempio negli schemi di travi semplicemente appoggiate e di travi Gerber, oppure iperstatiche, quando le travi sono continue tra le varie campate.

Lo schema statico più usato è quello di trave semplicemente appoggiata, spesso con soletta continua sugli appoggi, perché consente semplici operazioni di montaggio nel caso si faccia ricorso alla prefabbricazione. La diffusione di questa tipologia di impalcato, infatti, è dovuta alla possibilità di essere realizzato, anche totalmente, facendo ricorso alla prefabbricazione. Il materiale utilizzato per la realizzazione è prevalentemente il cemento armato ordinario o precompresso.

Il campo di impiego di questa tipologia di impalcato è nei cavalcavia di luce medio-piccole. Per luci maggiori generalmente si preferiscono gli impalcati a cassone.



Figura 1.10 - Esempio di impalcato a graticcio per un cavalcavia

1.2.2 Impalcati a cassone

Gli impalcati a cassone sono costituiti da piastre piane collegate tra loro in modo da creare una sezione scatolare chiusa.

Questo tipo di impalcato si può realizzare sia in acciaio, con piatti saldati tra loro e traversi ad interasse regolare, oppure in cemento armato, facendo ricorso alla prefabbricazione e alla precompressione esterna.

I ponti con impalcati a cassone solitamente prevedono, come modalità costruttiva, la realizzazione per conci prefabbricati e coniugati oppure il varo o il sollevamento di intere campate.

La diffusione degli impalcati a graticcio è dovuta principalmente all'elevata rigidezza torsionale che rende questa tipologia di impalcato particolarmente adatto ai ponti in curva (Figura 1.11). Inoltre, l'interno del cassone costituisce un cunicolo facilmente ispezionabile, favorendo le operazioni di manutenzione e permettendo l'installazione di servizi quali tubazioni e cavidotti. Per ultimo si riconosce agli impalcati a cassone un rilevante pregio estetico dovuto principalmente al rapporto altezza/luce più vantaggioso rispetto agli altri tipi di impalcato.



Figura 1.11 - Esempio di impalcato a cassone per un cavalcavia

1.2.3 Impalcati a sezione composta acciaio-calcestruzzo

Gli impalcati a sezione composta sono concepiti al fine di sfruttare al massimo le proprietà meccaniche degli elementi di cui sono composte: la resistenza a trazione dell'acciaio e la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Questi impalcati sono generalmente formati da travi in acciaio, spesso con sezione a doppia T, collegate superiormente da una soletta in cemento armato. L'accoppiamento delle due parti è fornito dal sistema di connessione all'interfaccia. Quest'ultimo spesso è realizzato mediante elementi metallici, detti pioli Nelson, che sono saldati sul piatto superiore della trave e vengono immersi nel getto della soletta. L'ultimo elemento che compone la sezione composta è costituito dal sistema di traversi, posti ad interasse regolare, a collegamento delle travi metalliche (Figura 1.12).

Gli impalcati a sezione composta sono molto utilizzati nell'ambito dei cavalcavia stradali in quanto risultano molto competitivi per luci medie sia da un punto di vista tecnico che economico.

Le principali qualità di questi impalcati sono la leggerezza, la rapidità e la facilità di montaggio, la scarsa sensibilità ai cedimenti differenziali degli appoggi e la durabilità.



Figura 1.12 - Esempio di impalcato a sezione composta per un cavalcavia

1.3 Tipologie di sottostrutture

Le pile dei cavalcavia a travata in condizioni statiche risultano soggette prevalentemente a sforzi di compressione, motivo per cui generalmente sono realizzate in c.a. In condizioni sismiche, a causa delle forze orizzontali, si generano su di esse anche sollecitazioni taglianti e flettenti, che risultano proporzionali all'altezza della pila stessa e alle masse sismiche degli impalcati.

I cavalcavia generalmente sono contraddistinti da luci piccole e pile di altezza ridotta. Ciò determina che le sollecitazioni a cui sono soggette le pile sono tipicamente ridotte e ciò consente di ricorrere a elementi più snelli di quelli necessari in altre applicazioni.

La scelta della tipologia di pile è fortemente legata al tipo di impalcato, e in particolare all'interasse tra le travi principali che lo sostengono.

Nel caso di cavalcavia con impalcato a sezione composta, ad esempio, una soluzione usuale è quella di realizzare un sistema pila costituito da più piedritti, posti ciascuno a sostegno di una trave, collegati in sommità da un sistema di architrave. A questa tipologia appartengono le pile dei cavalcavia analizzati come casi studio.

Le spalle costituiscono l'elemento strutturale di transizione tra il cavalcavia e il rilevato stradale. Il compito delle spalle è sia quello di fornire sostegno agli impalcati laterali, sia contenere il terreno del rilevato, svolgendo il compito di muri di sostegno.

Nel caso di cavalcavia a campata unica le spalle costituiscono le sole sottostrutture che sostengono l'impalcato in condizioni statiche e sismiche e per questo generalmente presentano dimensioni importanti, molto impattanti a livello estetico.

Per ovviare a questo aspetto si può ricorrere a configurazioni a tre o più campate, in cui sulle spalle gravano soltanto le più corte campate laterali, consentendo così di minimizzare l'impatto delle spalle e avere una maggiore leggerezza visiva dell'intero cavalcavia.

2. Casi studio

In questo capitolo sono mostrate le analisi e le verifiche in condizioni sismiche di tre cavalcavia autostradali della A14, progettati sul finire degli anni '60 dall'Ing. Fabrizio De Miranda, che verranno definiti di seguito con i codici 312, 357 e 378.

La verifica di vulnerabilità sismica consiste nel quantificare numericamente il fattore di sicurezza (*FS*) dei vari elementi strutturali che compongono la costruzione, ottenuto come confronto tra la capacità e la domanda in termini di sollecitazioni o spostamenti. Quando il fattore di sicurezza è minore dell'unità la verifica di vulnerabilità sismica non risulta soddisfatta, quindi l'elemento strutturale esaminato non è in grado di sopportare senza danneggiamenti un evento sismico di entità pari a quella previsto dalle NTC 2018.

Le strutture in oggetto sono verificate con i dati relativi alla geometria desunti da un'analisi critica degli elaborati di progetto e dal confronto di questi con i rilievi eseguiti. La conoscenza dei materiali e del loro degrado è basata sullo studio della documentazione disponibile e la determinazione delle caratteristiche meccaniche è stata effettuata mediante elaborazione statistica delle prove di caratterizzazione in situ dei materiali in accordo con le *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti* esistenti emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici in data 17.04.2020 (nel seguito indicate come *Linee Guida*).

2.1 Descrizione dei cavalcavia

Tutti i cavalcavia analizzati presentano la medesima concezione strutturale, che prevede tre campate, di cui le due laterali più corte con impalcato a graticcio in c.a. e la centrale più lunga con impalcato a sezione composta acciaio-calcestruzzo che oltrepassa l'autostrada.

I cavalcavia 312 e 378 presentano campate laterali di luce pari a 11,30 m e campata centrale di luce pari a 36 m per una lunghezza complessiva di circa 59 m e una larghezza di 10 m.

Il cavalcavia 357 è caratterizzato da un'obliquità di 30°, presenta la campata centrale di 41 m di luce e le campate laterali di 13,10 m di luce per una lunghezza complessiva di circa 68 m e una larghezza di 8,50 m.

In Figura 2.1 e in Figura 2.2 si mostrano rispettivamente il prospetto laterale e una vista in pianta dei cavalcavia in oggetto.

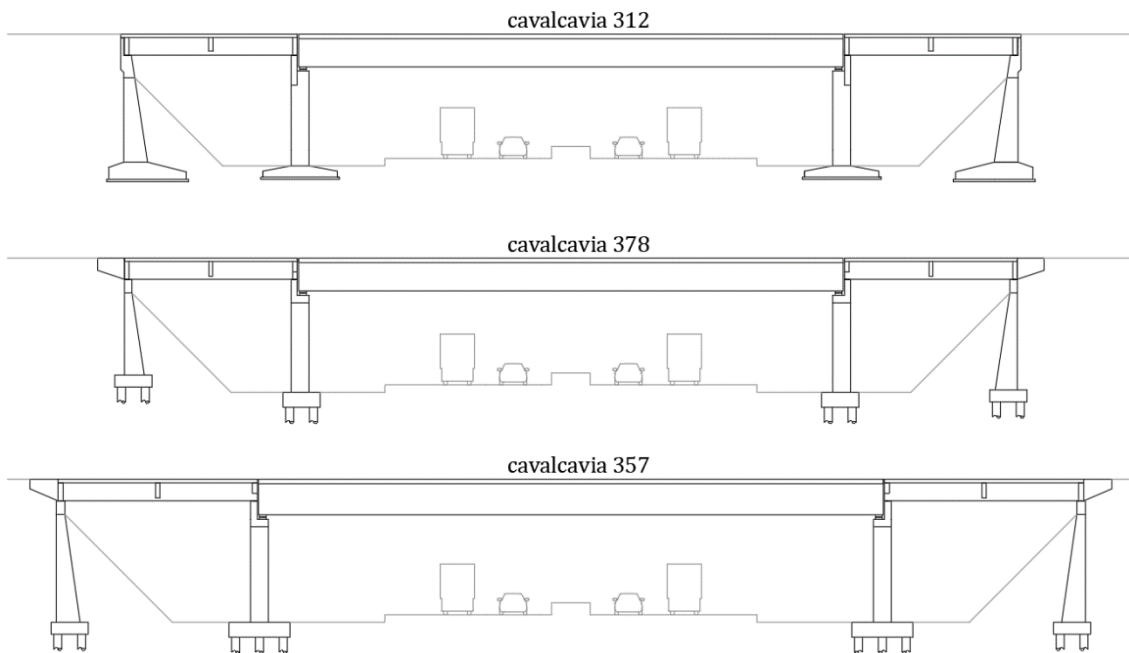


Figura 2.1 - Prospetto laterale

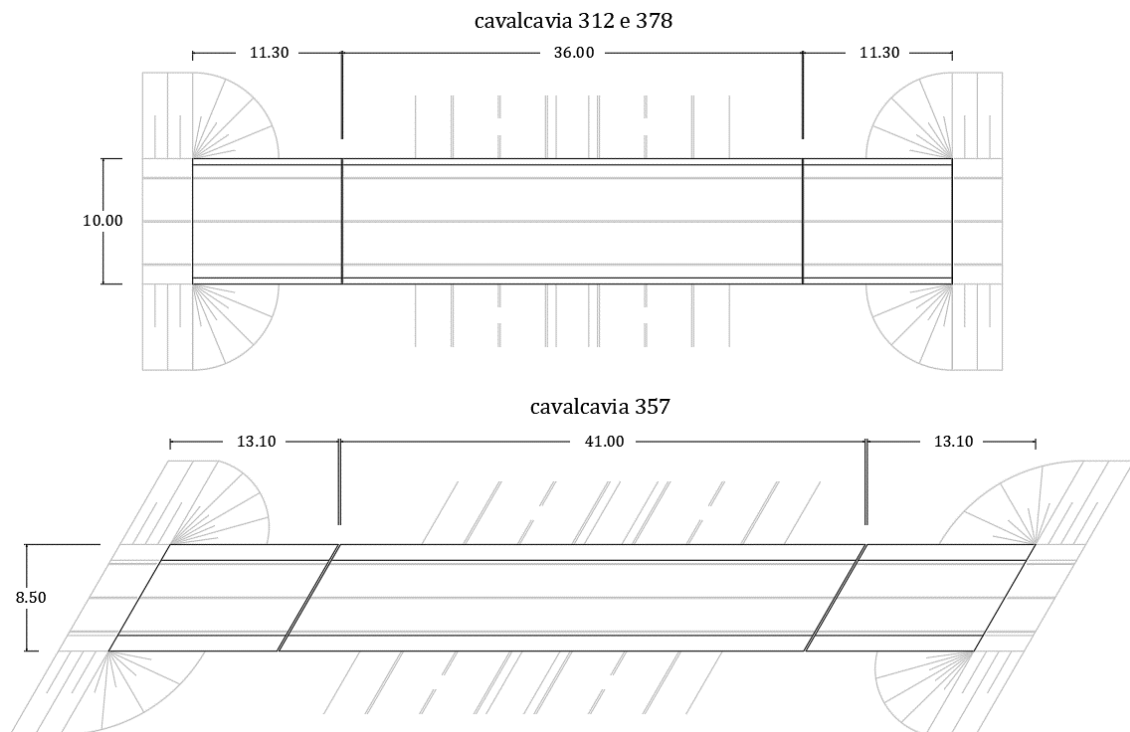


Figura 2.2 - Vista in pianta

2.1.1 Impalcati

Gli impalcati laterali sono costituiti da 5 travi longitudinali a sezione rettangolare, due traversi di estremità e un traverso in campata, completati superiormente da una soletta in c.a.

Nel cavalcavia 312 le travi longitudinali di dimensioni 30x120 cm sono poste ad un interasse di 2,175 m. I traversi di estremità hanno dimensioni 30x118 cm, mentre il traverso in campata ha dimensioni 30x90 cm.

Nel cavalcavia 357 le travi longitudinali, poste a 1,575 m di interasse, hanno dimensioni 30x120 cm. Il traverso in campata ha dimensioni 25x100 cm mentre i traversi di estremità hanno dimensioni 30x120 cm lato spalla e 30x70 cm lato pila.

Nel cavalcavia 378 le travi longitudinali di dimensioni 30x120 cm sono poste a 1,95 m di interasse. I due traversi di estremità hanno dimensioni pari a 30x120 cm lato spalla e 30x70 cm lato pila. Il traverso in campata ha dimensioni 25x100 cm.

L'impalcato è completato da una soletta, di spessore pari a 22 cm per i cavalcavia 312 e 378 e spessore pari a 24 cm per il cavalcavia 357, realizzata con travetti in c.a.p. accostati e getto di completamento collaborante nei campi intermedi. Gli sbalzi sono gettati su casseri ed hanno spessore variabile.

Gli appoggi delle travi principali sono realizzati con piastre di piombo all'antimonio nel cavalcavia 312, mentre i cavalcavia 357 e 378 presentano appoggi in neoprene di dimensioni 250x200x12.

In Figura 2.3 sono riassunte, per ogni cavalcavia, le dimensioni dei principali elementi costituenti gli impalcati laterali.

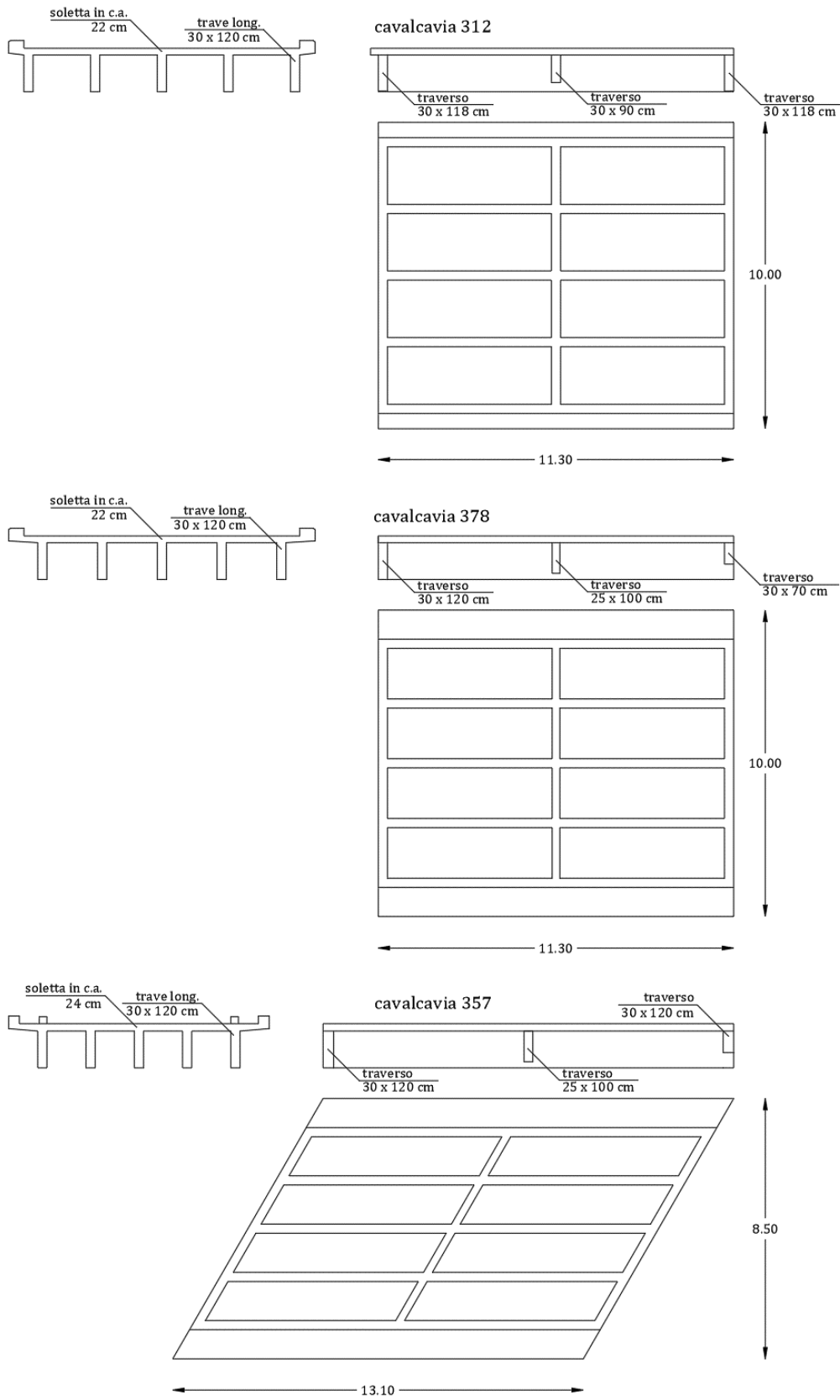


Figura 2.3 - Sezione, prospetto e pianta degli impalcati laterali

L'impalcato centrale presenta una sezione composta acciaio-calcestruzzo, costituito da due travi a doppio T poste ad interasse di 5.00 m e una soletta in c.a.

Le travi metalliche si dividono in tre conchi collegati fra di loro per mezzo di unioni bullonate.

In Figura 2.4 è mostrato uno schema riassuntivo dei principali elementi costituenti l'impalcato.

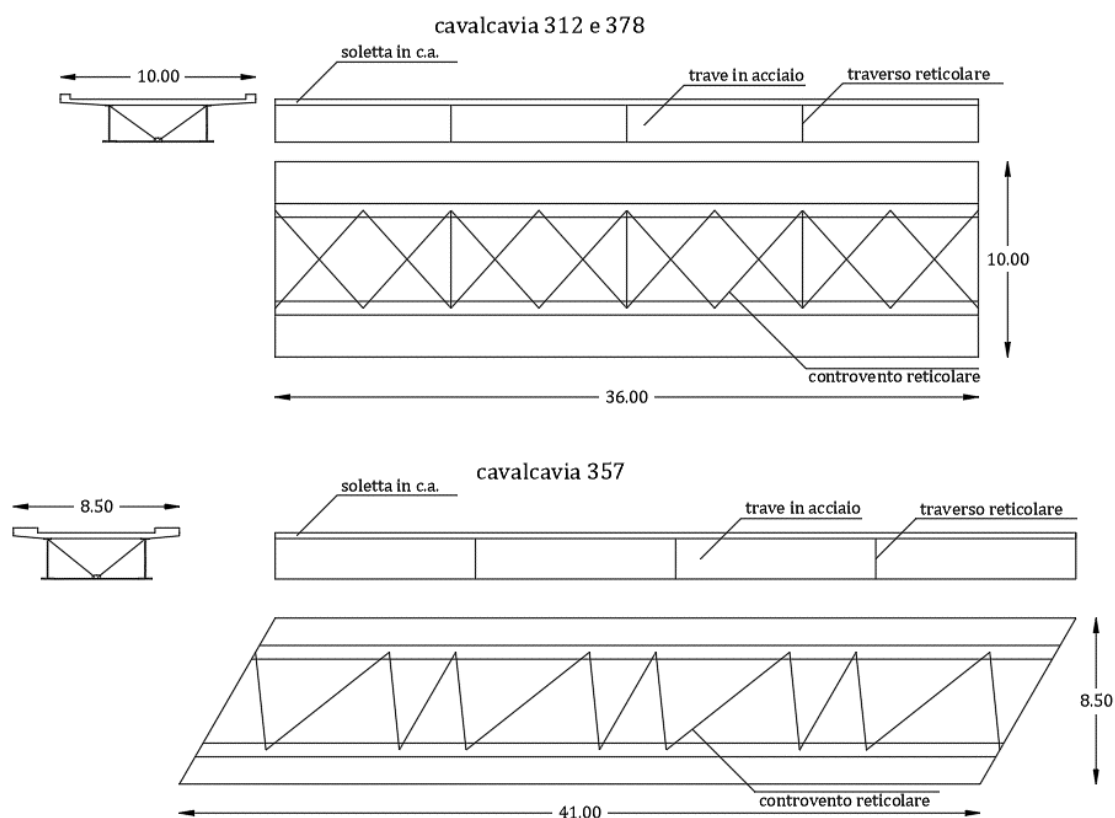


Figura 2.4 - Sezione, prospettiva e pianta dell'impalcato centrale

Nei cavalcavia 312 e 378, le travi metalliche presentano un'anima di altezza pari 180 cm con spessore di 12 mm nei conchi di estremità e 10 mm nel conchio centrale. La piattabanda superiore ha una larghezza di 40 cm e uno spessore di 40 mm, mentre la piattabanda inferiore è larga 70 cm e spessa 52 mm. L'impalcato ha una larghezza di 10 m.

Nel cavalcavia 357, data la luce di campata maggiore, l'anima delle travi metalliche ha un'altezza di 200 cm con spessore di 12 mm nei conchi di estremità e 10 mm nel conchio centrale. La piattabanda superiore, larga 40 cm, ha spessore pari a 30 mm nei conchi di

estremità e 35 mm nel concio centrale. La piattabanda inferiore di larghezza pari a 70 cm presenta uno spessore nei conci di estremità di 45 mm, nel concio centrale lo spessore è di 50 mm. L'impalcato è largo 8.50 m.

In Figura 2.5 è riportata la sezione dell'impalcato centrale con le dimensioni dei principali elementi strutturali.

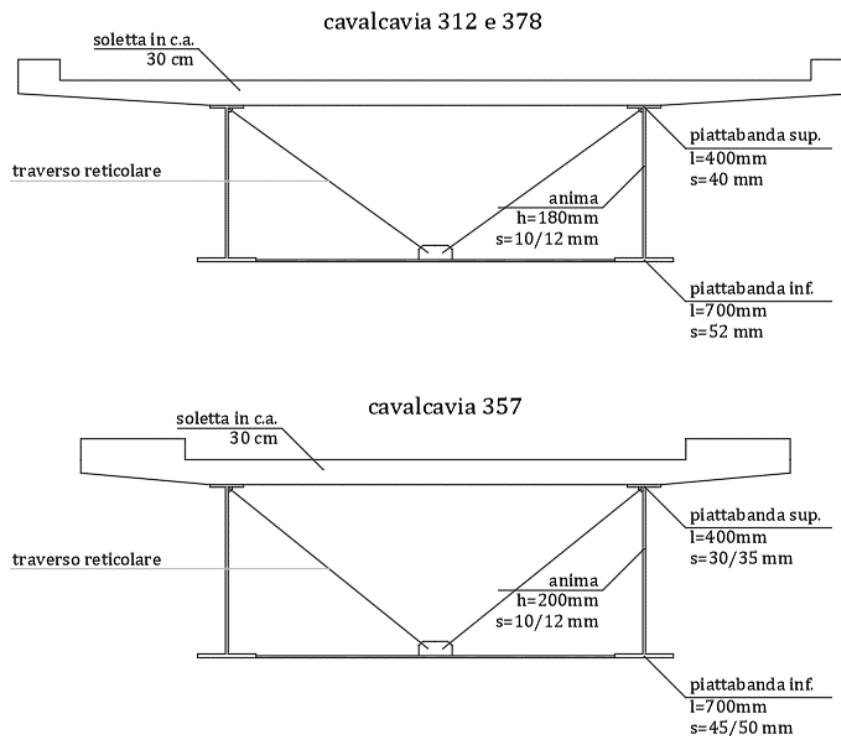


Figura 2.5 - Sezione impalcato centrale

Le travi sono collegate da un controvento di costruzione posto in corrispondenza delle flange superiori delle travi e da cinque traversi reticolari, di cui tre in campata e due agli appoggi, inclinati di 30° rispetto all'asse dell'impalcato nel cavalcavia 357. In corrispondenza dei traversi d'appoggio, l'anima della trave metallica risulta irrigidita su entrambi i lati con un piatto in acciaio.

La soletta è realizzata in calcestruzzo gettato in opera e presenta spessore pari a 30 cm nel campo intermedio alle due travi longitudinali, e spessore variabile sugli sbalzi.

Gli appoggi delle travi sono costituiti da una piastra superiore 400x680 mm e una piastra inferiore 450x680 mm collegate da 2 perni $\phi 40\text{ mm}$ poggianti su lastre di neoprene e collegate ai baggioli tramite 2 tirafondi $\phi 50\text{ mm}$ a U, come rappresentato nell'estratto del progetto originale di Figura 2.6.

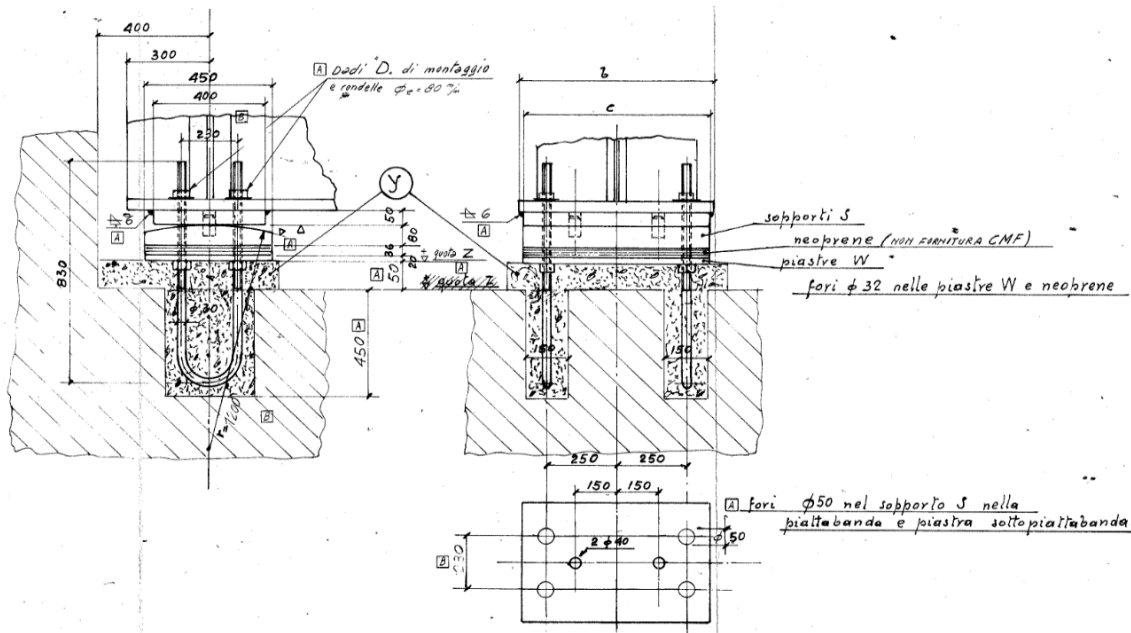


Figura 2.6 - Dettaglio di un appoggio della campata centrale

2.1.2 Pile

Tutti i cavalcavia esaminati presentano pile costituite da un portale con piedritti ad interasse di 5 m e un architrave di sommità che li collega.

L'architrave però non è concepito nello stesso modo per tutti i cavalcavia.

Infatti, nei cavalcavia 357 e 378 questo è costituito da una sezione a L, in grado di ospitare gli appoggi delle travi metalliche della campata centrale nella parte inferiore e gli appoggi delle travi in c.a. della campata laterale sulla sommità della parete verticale. La parete verticale dell'architrave verrà di seguito definito come traverso, mentre la parte inferiore è definita cordolo.

Nel cavalcavia 312 invece, l'architrave che collega i piedritti costituenti il sistema pila è costituito dal solo traverso sulla cui sommità gravano gli appoggi delle travi dell'impalcato laterale. Gli appoggi delle travi dell'impalcato centrale poggiano direttamente sulla parte sommitale dei piedritti.

In Figura 2.7 è riportato uno schema che evidenzia la differenza concettuale dei due sistemi di architrave.

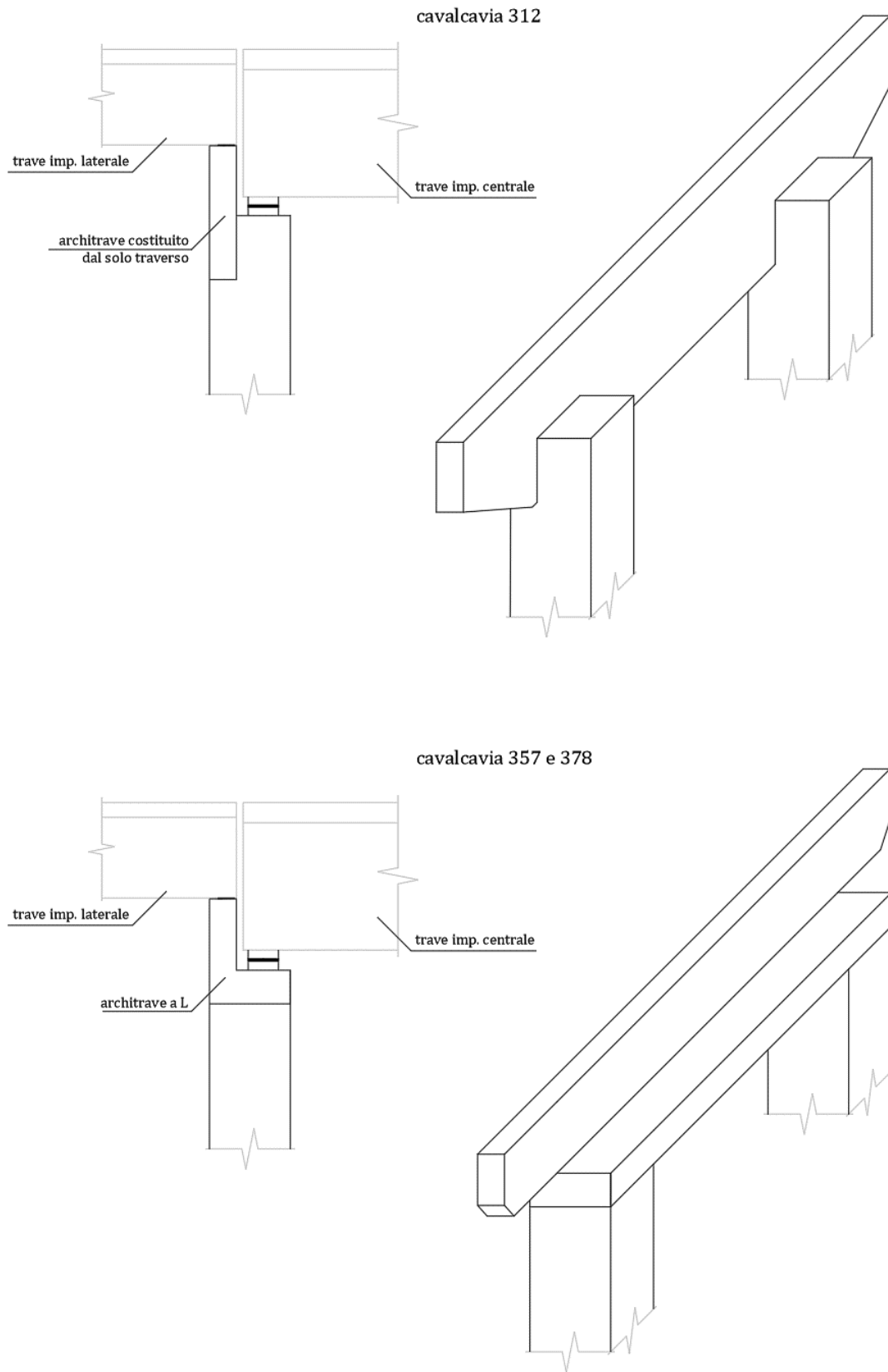


Figura 2.7 - Sezione e vista assometrica dell'architrave delle pile

La modellazione di questo elemento è stata cruciale al fine di poter cogliere correttamente le sollecitazioni agenti su di esso e verrà dettagliatamente approfondita nel paragrafo 2.5. Come ultimo aspetto è importante ricordare che il cavalcavia 357 non oltrepassa l'autostrada perpendicolarmente come avviene negli altri due casi. Ciò determina che l'architrave del cavalcavia 357, nonostante presenti la stessa concezione strutturale dell'architrave del cavalcavia 378, possieda un'obliquità di 30° rispetto alla linea d'asse degli impalcati, determinando una leggera modifica delle dimensioni.

In particolare, l'architrave del cavalcavia 357 ha un'altezza totale di 172,5 cm, di cui 122,5 cm il traverso, che ha uno spessore di 40 cm. L'altezza del cordolo è di 50 cm e longitudinalmente mantiene la stessa larghezza dei piedritti, 120 cm. Trasversalmente è lungo 6,10 m. I piedritti presentano una sezione poligonale di 5 lati, come detto la lunghezza longitudinale è di 120 cm, mentre quella trasversale è di 80 cm. Per questo cavalcavia tutte le misure si riferiscono alla sezione retta.

Nel cavalcavia 378 l'architrave è alto 156 cm di cui 106 cm il traverso e 50 cm il cordolo. Trasversalmente è lungo 8,10 m. Lo spessore del traverso è di 40 cm. I piedritti di sezione rettangolare hanno dimensioni 120x90 cm disposti con il lato di lunghezza superiore lungo la direzione longitudinale.

Nel cavalcavia 312 l'architrave è costituito dal solo traverso alto 199 cm di cui soltanto una porzione alta 104 cm supera la sommità dei piedritti. La lunghezza trasversale è di 9 m. I piedritti hanno dimensioni 120x90 cm, con lo sviluppo maggiore in senso longitudinale.

In Figura 2.8 sono riportate le sezioni nelle tre direzioni del sistema pila.

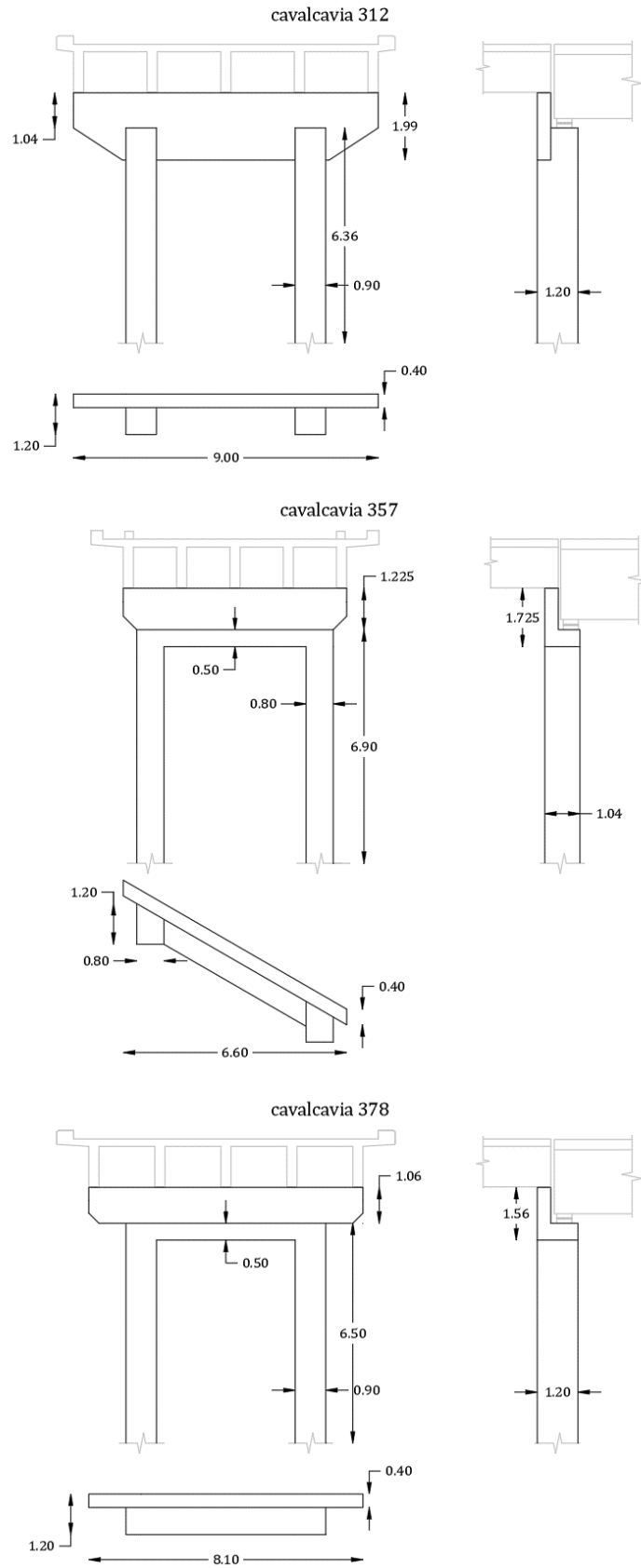


Figura 2.8 - Sezione longitudinale e trasversale del sistema pila

I cavalcavia esaminati presentano ciascuno un differente sistema di fondazioni.

I cavalcavia 357 e 378 presentano fondazioni profonde costituita da plinti su pali di diametro $\phi 54$ cm.

Ciascun piedritto delle pile del cavalcavia 357 poggia su un proprio plinto rettangolare su 6 pali, di dimensioni 4,10x2,55 m con la dimensione maggiore disposta in senso longitudinale e altezza pari a 1 metro.

Nel cavalcavia 378 entrambi i piedritti poggiano su un unico plinto fondato su 12 pali, di sezione rettangolare con dimensioni 8,90x2,50 m con la lunghezza maggiore in direzione trasversale e altezza pari 1 metro.

Le fondazioni del cavalcavia 312, invece, sono di tipo superficiale. Le pile gravano su plinti rettangolari che accolgono entrambi i piedritti. Il plinto delle pile planimetricamente misura 5,00x9,40 m, con sezione longitudinale trapezoidale di altezza totale pari a 1,80 m. Tutti i plinti di questo cavalcavia sono disposti con lo sviluppo maggiore in direzione trasversale all'asse dell'impalcato.

In Figura 2.9 sono riportate le sezioni lungo le tre direzioni delle fondazioni delle pile per ciascun cavalcavia.

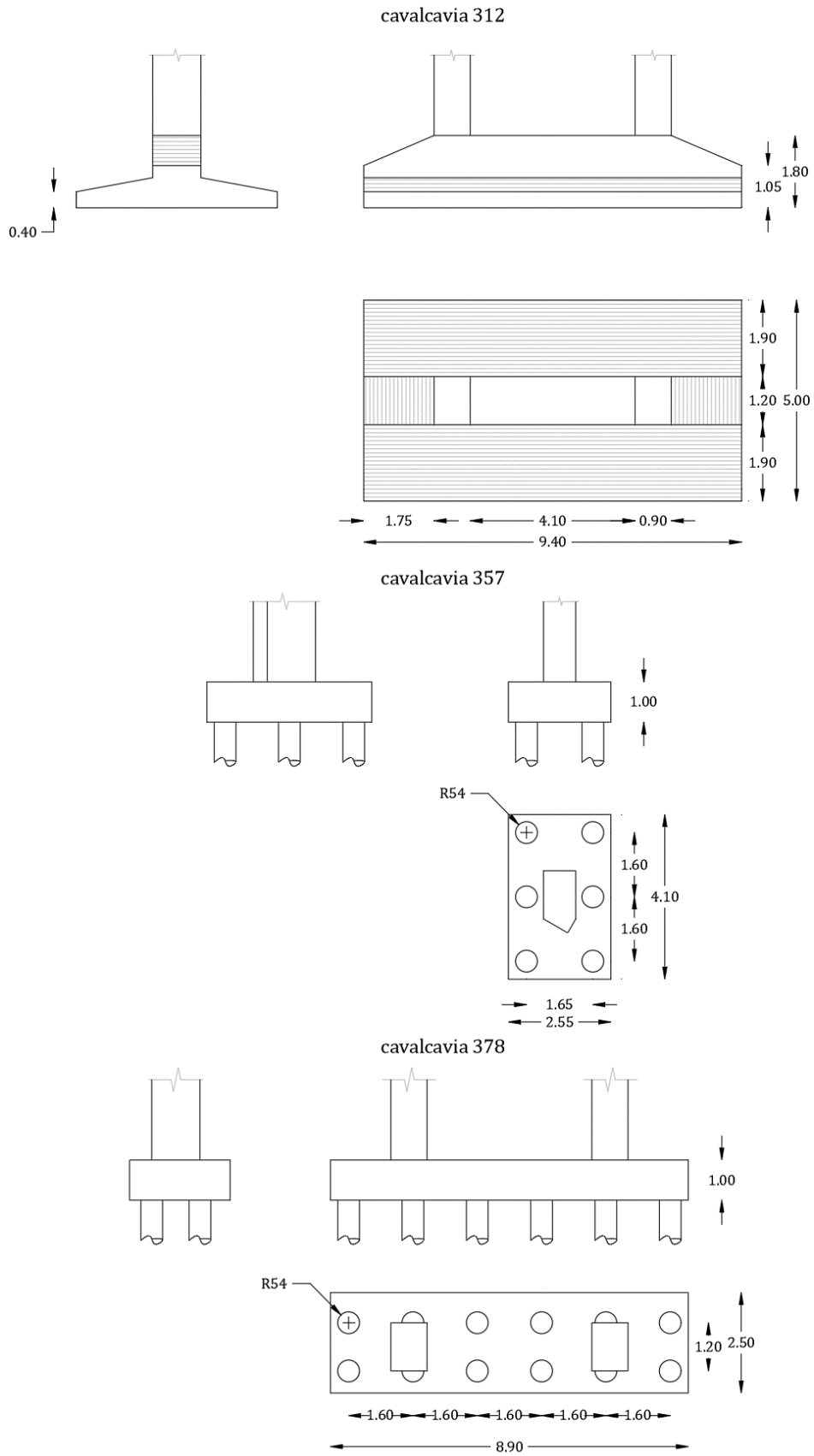


Figura 2.9 - Sezioni delle fondazioni delle pile

2.1.3 Spalle

Tutti i cavalcavia presentano spalle costituite da due piedritti collegati in sommità da un architrave. I piedritti sono totalmente ricoperti da una scarpata di terreno e presentano una sezione rettangolare con lunghezza longitudinale variabile lungo il fusto.

Il cavalcavia 312 possiede un architrave di forma trapezoidale di altezza pari a 149 cm, base maggiore 74 cm e base minore 50 cm. Lo sviluppo trasversale del traverso misura 9.00 m. I piedritti di sezione rettangolare hanno dimensioni 160x70 cm alla base e 74x70 cm in sommità e distano tra loro 4.30 m.

I cavalcavia 357 e 378 hanno un architrave di sezione rettangolare di altezza 90 cm e base 50 cm. La lunghezza trasversale dell'architrave del cavalcavia 357 misura 6,60 m contro una lunghezza di 9,60 m per il cavalcavia 378.

I piedritti del cavalcavia 357 hanno dimensioni 160x70 cm alla base e 50x70 cm in sommità. I piedritti del cavalcavia 378 presentano dimensioni diverse per la spalla est e per la spalla ovest per via della diversa altezza del fusto. Le dimensioni della sezione di base sono 133x70 cm per la spalla est e 148x70 cm per la spalla ovest, in sommità le dimensioni sono 50x70 cm per entrambe le spalle.

In Figura 2.10 sono riportate le sezioni nelle tre direzioni del sistema spalla.

La rigidità in direzione longitudinale di un sistema così composto di fatto assume valori più simili a quelli di una pila rispetto a quelli di una tipica spalla monolitica, determinando l'impossibilità di ricorrere a modelli semplificati che trattano la spalla come un semplice vincolo sul terreno.

Il tema della modellazione delle spalle verrà approfonditamente trattato al paragrafo 2.5.

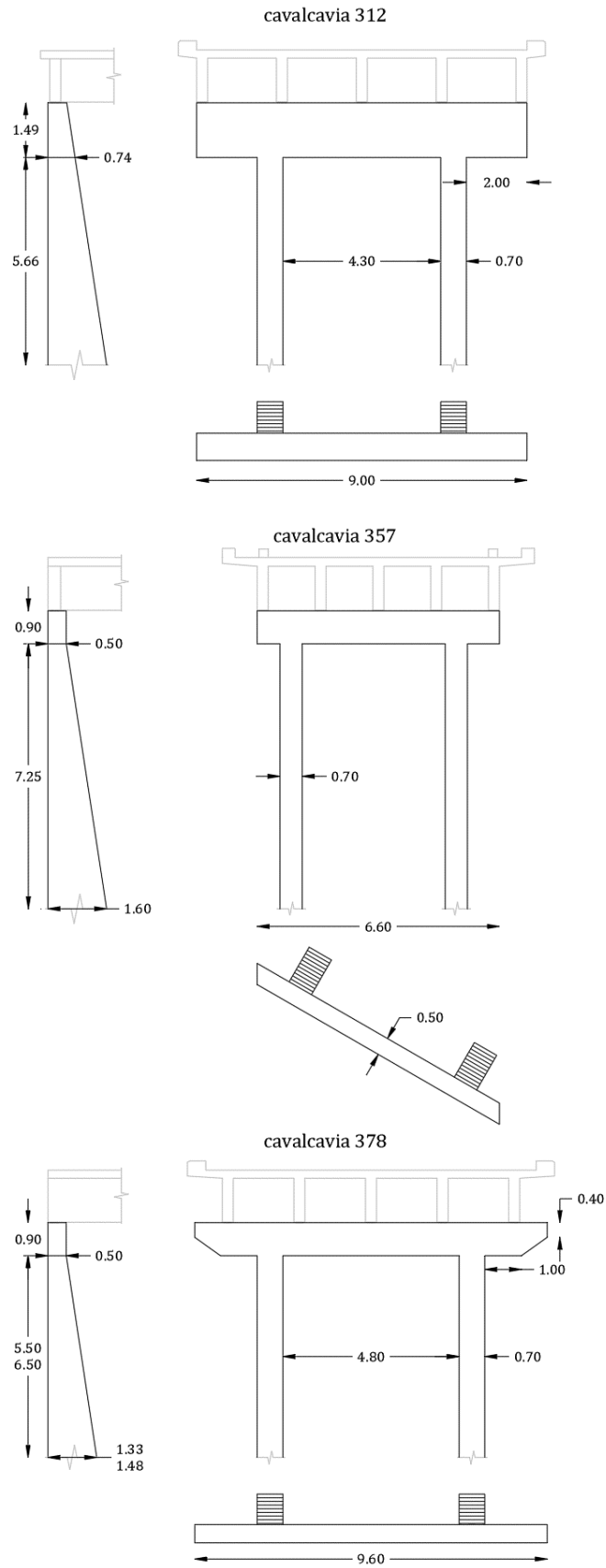


Figura 2.10 - Sezione longitudinale e trasversale del sistema spalla

Ciascun piedritto delle spalle del cavalcavia 357 poggia su un proprio plinto su 4 pali $\phi 54$ di sezione quadrata con lato di lunghezza 2,50 m e altezza 80 cm.

Nel cavalcavia 378 i piedritti delle spalle gravano ciascuno su plinti triangolari di lato circa 2,50 m e altezza di 80 cm, su 3 pali.

Le fondazioni del cavalcavia 312 sono di tipo superficiale. Le spalle gravano su plinti rettangolari che accolgono entrambi i piedritti. Le dimensioni planimetriche del plinto delle spalle sono 5,20x9,00 m, con la lunghezza maggiore in direzione trasversale. La sezione longitudinale è trapezoidale con una altezza di 115 cm.

In Figura 2.11 sono riportate le sezioni lungo le tre direzioni delle fondazioni delle spalle, per ciascun cavalcavia.

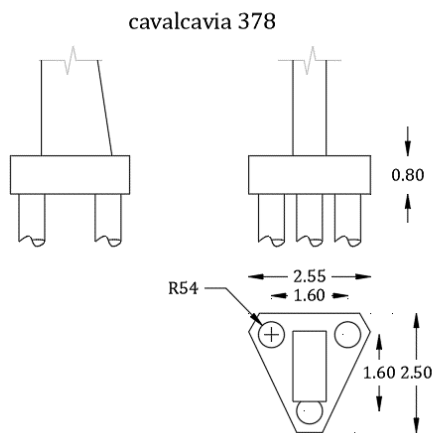
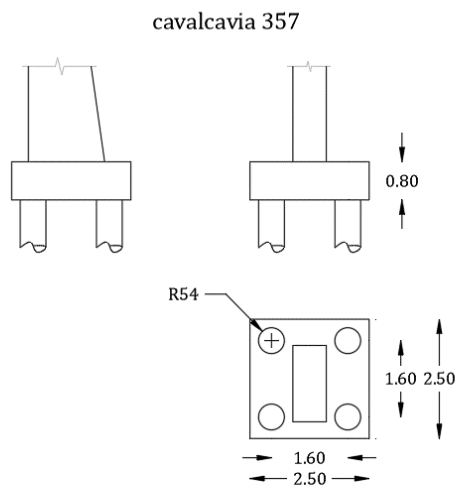
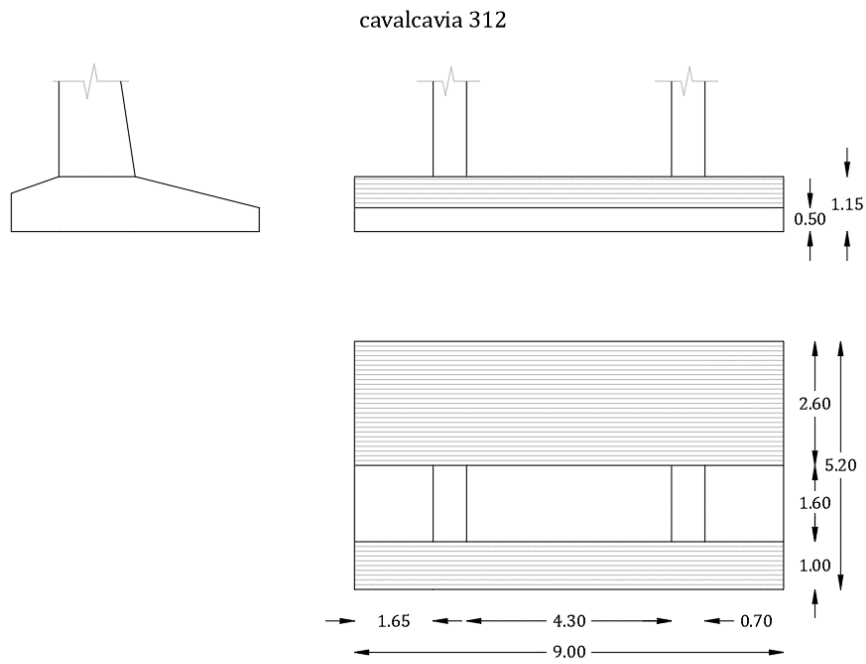


Figura 2.11 - Sezioni delle fondazioni delle spalle

2.2 Stato di conservazione

I cavalcavia esaminati, la cui realizzazione è stata ultimata nella prima metà degli anni '70, sono stati oggetto di diversi interventi di ripristino che però non hanno in nessun modo modificato lo schema statico della struttura o le capacità degli elementi strutturali verificati.

Attualmente tutti i cavalcavia esaminati risultano essere in uno stato di conservazione soddisfacente. Locali ammaloramenti di modesta entità sono individuati in corrispondenza delle travi metalliche, dei traversi e della soletta dell'impalcato centrale del cavalcavia 312, nelle pile e nella verniciatura delle travi metalliche del cavalcavia 357 e all'intradosso della soletta di entrambi gli impalcati del cavalcavia 378.

Inoltre, sul cavalcavia 357 si è misurato un leggero cedimento del rilevato a tergo delle spalle.

In ogni caso, ai fini delle verifiche sismiche tali difetti sono stati trascurati in quanto non ritenuti tali da influenzare in maniera significativa la capacità portante dei vari elementi strutturali.

Di seguito si riportano alcune foto (da Figura 2.12 a Figura 2.17) che mostrano lo stato di conservazione attuale delle strutture.



Figura 2.12 - Impalcato campata centrale (cavalcavia 312)



Figura 2.13 - Impalcato laterale e sottostrutture (cavalcavia 312)

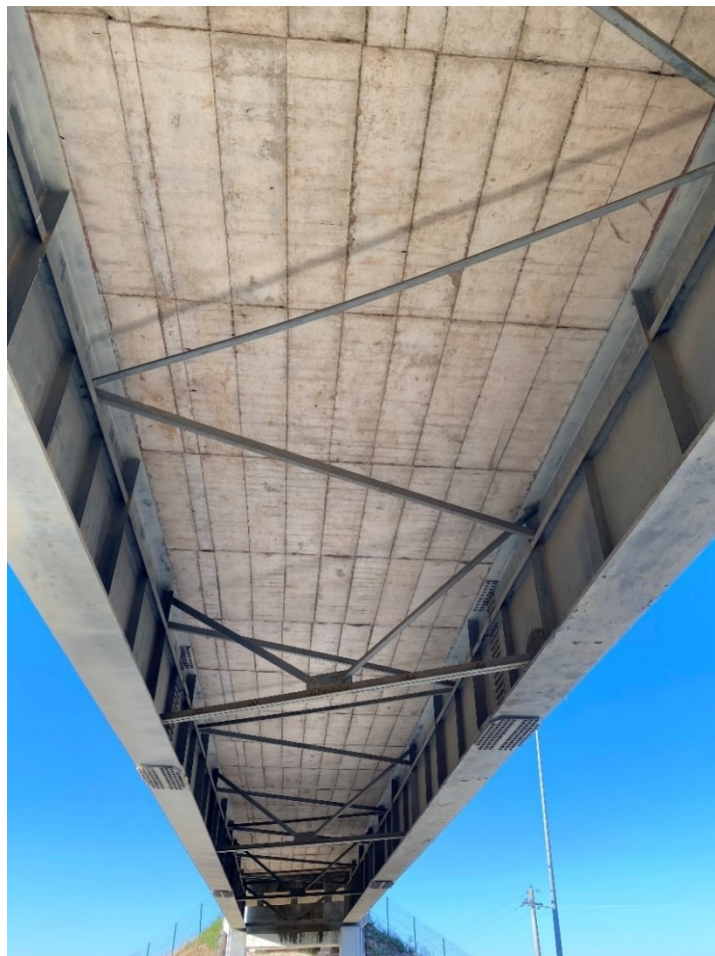


Figura 2.14 – Impalcato campata centrale (cavalcavia 357)



Figura 2.15 – Vista laterale e dettaglio pila (cavalcavia 357)



Figura 2.16 - Impalcato campata centrale (cavalcavia 378)



Figura 2.17 - Impalcato laterale e sottostrutture (cavalcavia 378)

2.3 Materiali

Nella documentazione storica delle strutture non sono risultati reperibili i certificati delle prove di compressione sul calcestruzzo, delle prove a trazione sulle barre di armatura e sulla carpenteria metallica.

Per questo motivo, al fine di raggiungere un Livello di conoscenza LC3, come prescritto nel capitolo 8 delle NTC 2018, sono state condotte numerose prove di caratterizzazione dei materiali, sia distruttive che non distruttive.

Il raggiungimento del Livello di conoscenza LC3 consente di utilizzare un Fattore di confidenza FC unitario, come indicato nella Tabella C8.5.IV della Circolare esplicativa delle NTC 2018.

La resistenza di progetto dei materiali da assumere per la verifica di sicurezza dell'opera è stata valutata come proposto al paragrafo 6.3.4 delle *Linee Guida*:

$$f_d = \min\left(\frac{f_m}{\gamma_M \cdot FC}; \frac{f_k}{FC}\right)$$

dove f_d , f_m e f_k rappresentano rispettivamente la resistenza di progetto, la resistenza media misurata dalle prove di caratterizzazione per ciascun materiale e la resistenza caratteristica valutata su un numero limitato di campioni; γ_M è stato assunto pari a 1,5 per il calcestruzzo e 1,15 per l'acciaio.

In Tabella 2.1 sono riportati i valori di resistenza media misurata e i relativi valori di resistenza di progetto del calcestruzzo assunti per la verifica degli elementi strutturali in c.a.

Elemento strutturale	Cavalcavia 312		Cavalcavia 357		Cavalcavia 378	
	f_{cm} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{cd} [MPa]
Pile	28.22	18.81	21.70	14.47	33.99	22.66
Impalcato laterale	25.46	16.97	20.07	13.38	28.18	18.79
Soletta impalcato centrale	36.48	24.32	24.24	16.16	26.81	17.87

Tabella 2.1 - Proprietà meccaniche del calcestruzzo

In Tabella 2.2 si riportano i valori di resistenza media misurata e i relativi valori di resistenza di progetto dell'acciaio da armatura lenta assunti per la verifica degli elementi strutturali in c.a.

Elemento strutturale	Cavalcavia 312		Cavalcavia 357		Cavalcavia 378	
	f_{ym} [MPa]	f_{yd} [MPa]	f_{ym} [MPa]	f_{yd} [MPa]	f_{ym} [MPa]	f_{yd} [MPa]
Pile	205.30	178.52	391.30	340.26	401.4	349.0
Impalcato laterale	412.75	358.91	405.15	352.30	427.7	371.9
Soletta impalcato centrale	414.10	360.09	385.00	334.78	439.2	381.9

Tabella 2.2 - Proprietà meccaniche dell'acciaio da armatura lenta

Per tutti i cavalcavia esaminati, nella relazione originale, l'acciaio da carpenteria metallica delle travi principali dell'impalcato centrale viene contrassegnato come acciaio Fe52D la cui resistenza a snervamento caratteristica è pari a $f_{yk}=355$ MPa.

Questo valore viene cautelativamente assunto come resistenza media in quanto risulta inferiore ai valori di resistenza rilevati con le prove di trazione eseguite sui campioni di acciaio estratti dalle anime delle travi.

In Tabella 2.3 è riportato il valore di resistenza di progetto dell'acciaio da carpenteria assunto per la verifiche delle travi principali dell'impalcato centrale.

Elemento strutturale	f_{ym} [MPa]	f_{yd} [MPa]
Trave metallica	355.00	338.10

Tabella 2.3 - Proprietà meccaniche dell'acciaio da carpenteria

Il modulo elastico del calcestruzzo è stato calcolato come definito al paragrafo 11.2.10.3 delle NTC 2018:

$$E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$$

e poi, solo per le pile, ridotto del 75% per tenere in conto della fessurazione, come suggerito al paragrafo 7.2.6 delle NTC 2018.

In Tabella 2.4 sono riportati i valori del modulo elastico dei vari elementi in calcestruzzo.

Elemento strutturale	Cavalcavia 312	Cavalcavia 357	Cavalcavia 378
	E_{cm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	E_{cm} [MPa]
Pile	22524	20817	23817
Impalcato laterale	29119	27113	30019
Soletta impalcato centrale	32436	28693	29574

Tabella 2.4 - Valori del modulo elastico del calcestruzzo

Tutti i cavalcavia esaminati presentano un modulo elastico dell'acciaio pari a $E_{ym} = 206000$ MPa .

2.4 Analisi dei carichi in combinazione sismica

Le verifiche di sicurezza della struttura sono state eseguite nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), per il quale si deve garantire una probabilità di superamento $P_{VR}=10\%$ nel periodo di riferimento V_R , come indicato nella Tabella 3.2.I delle NTC 2018

Al fine di determinare le sollecitazioni sui singoli elementi strutturali, sono state condotte analisi dinamiche lineari con spettri di risposta allo SLV.

La combinazione delle azioni utilizzata è la Combinazione sismica definita al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k$$

dove:

- E è l'azione sismica;
- G_1 è il peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 è il peso proprio degli elementi non strutturali;
- ψ_2 è il coefficiente di combinazione del carico variabile;
- Q_k è il carico variabile.

Al paragrafo 5.1.3.14 delle NTC 2018, in tabella 5.1.VI, che riporta i coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali, si specifica che nella Combinazione sismica appena definita il termine ψ_2 sia posto uguale a zero. Quindi la combinazione si riduce alla somma tra l'azione sismica e il peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali.

Peso proprio degli elementi strutturali

I carichi dovuti al peso proprio degli elementi strutturali G_1 vengono valutati in automatico dal software di calcolo utilizzato sulla base delle effettive geometrie e del peso specifico del materiale di cui sono composti.

Il peso specifico dell'acciaio è stato posto pari a 78.5 kN/m^3 , mentre quello del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m^3 .

Peso proprio degli elementi non strutturali

I carichi permanenti degli elementi non strutturali G_2 , agenti sull'impalcato, sono costituiti dal peso proprio della pavimentazione stradale, dei cordoli laterali, del parapetto e della rete di protezione esterna.

Questi carichi sono stati calcolati sulla base della geometria degli elementi portati e del materiale di cui sono composti, e applicati, agli elementi strutturali che li sostengono, all'interno del software di calcolo.

In Tabella 2.5 è riportata una panoramica riassuntiva dell'entità dei carichi permanenti portati per ciascun cavalcavia.

Cavalcavia 312 e Cavalcavia 378								
Elemento	Impalcato	l ₁ [m]	l ₂ [m]	l ₃ [m]	γ [KN/m ³]	n°	Peso [KN]	Carico [KN/m ²]
Cordolo	centrale	0,25	0,50	36,60	25,00	2	228,75	6,25
	laterale	0,25	0,50	11,60	25,00	4	145,00	6,25
Pavimentazione stradale	centrale	0,13	9,00	36,60	22,00	1	942,08	2,86
	laterale	0,13	9,00	11,60	22,00	2	597,17	2,86
								Carico [KN/m]
Parapetto	centrale			36,60	1,00	2	73,20	1,00
	laterale			11,60	1,00	2	23,20	1,00

Cavalcavia 357								
Elemento	Impalcato	l ₁ [m]	l ₂ [m]	l ₃ [m]	γ [KN/m ³]	n°	Peso [KN]	Carico [KN/m ²]
Cordolo	centrale	0,25	0,60	41,60	25,00	2	312,00	6,25
	laterale	0,25	0,60	13,40	25,00	4	201,00	6,25
Pavimentazione stradale	centrale	0,13	9,00	41,60	22,00	1	1070,78	2,86
	laterale	0,13	9,00	13,40	22,00	2	689,83	2,86
								Carico [KN/m]
Parapetto	centrale			41,60	1,00	2	83,20	1,00
	laterale			13,40	1,00	2	26,80	1,00

Tabella 2.5 - Carichi permanenti portati G2

Azione sismica

L'azione sismica E è caratterizzata da due componenti traslazionali orizzontali (x e y) ed una verticale (z) tra di loro indipendenti. Le due componenti, ortogonali e indipendenti tra loro, che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta, mentre la componente che descrive il moto verticale è caratterizzata da uno spettro di risposta differente.

La Combinazione sismica si suddivide in due sotto-combinazioni, una per ciascuna delle due direzioni, considerando:

- $1.0E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$ per la combinazione con sisma prevalente lungo l'asse x;

- $1.0E_y + 0.3E_x + 0.3E_z$ per la combinazione con sisma prevalente lungo l'asse y.

combinati secondo la Combinazione Quadratica Completa (CQC).

Richiamando testualmente le NTC 2018, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito dove sorge la costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Il tempo di ritorno T_R , per il quale si deve garantire una probabilità di superamento $P_{VR}=10\%$, di un sisma all'SLV, è definito nella tabella C3.2.I della Circolare applicativa alle NTC 2018 come:

$$T_R = 9,50 \cdot V_R$$

Come definito al paragrafo 2.4 delle NTC 2018, il periodo di riferimento V_R si ricava dal prodotto della vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale per un cavalcavia autostradale, come descritto al paragrafo 2.4.1 delle NTC 2018; è pari a $V_N=50$ anni. Mentre, in riferimento alla classe d'uso, i ponti con funzioni pubbliche importanti, come prescritto al paragrafo 2.4.2 delle NTC 2018, rientrano nella classe IV a cui corrisponde un coefficiente d'uso pari a $C_U=2,0$.

Si assume quindi un periodo di riferimento pari a $V_R=100$ anni a cui corrisponde un tempo di ritorno di $T_R=950$ anni.

Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli allegati alla norma forniscono, in relazione ad un reticolo spaziale con maglia di 5 km, e per valori di T_R compresi tra 30 e 2475 anni, i valori di a_g , F_O e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Noti i parametri sismici di riferimento, è necessario conoscere le caratteristiche morfologiche e stratigrafiche dei siti di realizzazione delle opere, per determinare la risposta sismica locale. Tutti i cavalcavia in esame sono posti su un terreno avente categoria topografica T1 e categoria di sottosuolo C.

Come detto, l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, considerate tra loro indipendenti.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_O} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali è invece definito dalle relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

in cui:

- $S = S_s \cdot S_T$ coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, con S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica,
- F_O , F_V fattori che quantificano l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $T_C = C_c \cdot T_C^*$ periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello

spettro, con T_C^* è definito in base al sito di riferimento e C_C funzione della categoria di sottosuolo;

- $T_B = T_C/3$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,
- $T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6$ periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi;
- $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%.

Come prescritto al paragrafo 7.3 delle NTC 2018, nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q . È stato considerato un fattore di comportamento per i 2 spettri orizzontali $q_0 = 1,50$, mentre un fattore di comportamento $q_0 = 1,00$ per lo spettro verticale.

Si riportano in Tabella 2.6 e Tabella 2.7 i valori dei parametri utilizzati nella definizione degli spettri sismici.

COMPONENTE ORIZZONTALE (SLV $q_0=1,5$)			
Parametri	Cavalcavia 312	Cavalcavia 357	Cavalcavia 378
a_g	0,258 g	0,165 g	0,198 g
F_0	2,433	2,642	2,516
T_C^*	0,339 g	0,457 g	0,430 g
S_s	1,323	1,438	1,401
C_c	1,501	1,360	1,387
S_T	1,000	1,000	1,000
q	1,500	1,500	1,500
S	1,323	1,438	1,401
η	0,667	0,667	0,667
T_B	0,169 s	0,207 s	0,199 s
T_C	0,508 s	0,621 s	0,597 s
T_D	2,633 s	2,260 s	2,392 s

Tabella 2.6 - Parametri per la definizione degli spettri sismici della componente orizzontale

COMPONENTE VERTICALE (SLV $q_0=1,0$)			
Parametri	Cavalcavia 312	Cavalcavia 357	Cavalcavia 378
a_{gv}	0,177 g	0,091 g	0,119 g
S_s	1,000	1,000	1,000
S_T	1,000	1,000	1,000
q	1,000	1,000	1,000
T_B	0,050 s	0,050 s	0,050 s
T_C	0,150 s	0,150 s	0,150 s
T_D	1,000 s	1,000 s	1,000 s
F_v	1,670	1,449	1,512
S	1,000	1,000	1,000
η	1,000	1,000	1,000

Tabella 2.7 - Parametri per la definizione degli spettri sismici della componente verticale

In Figura 2.18, Figura 2.19 e Figura 2.20 sono raffigurati gli spettri di progetto in pseudo-accelerazione allo SLV della componente orizzontale e verticale per ciascun cavalcavia.

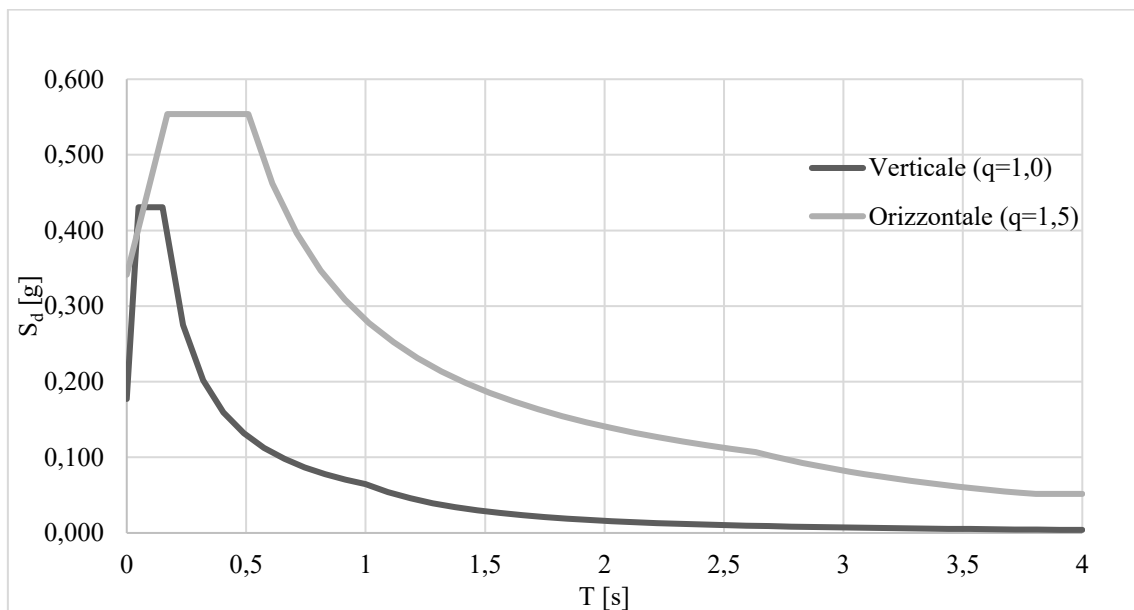


Figura 2.18 - Spettro sismico cavalcavia 312

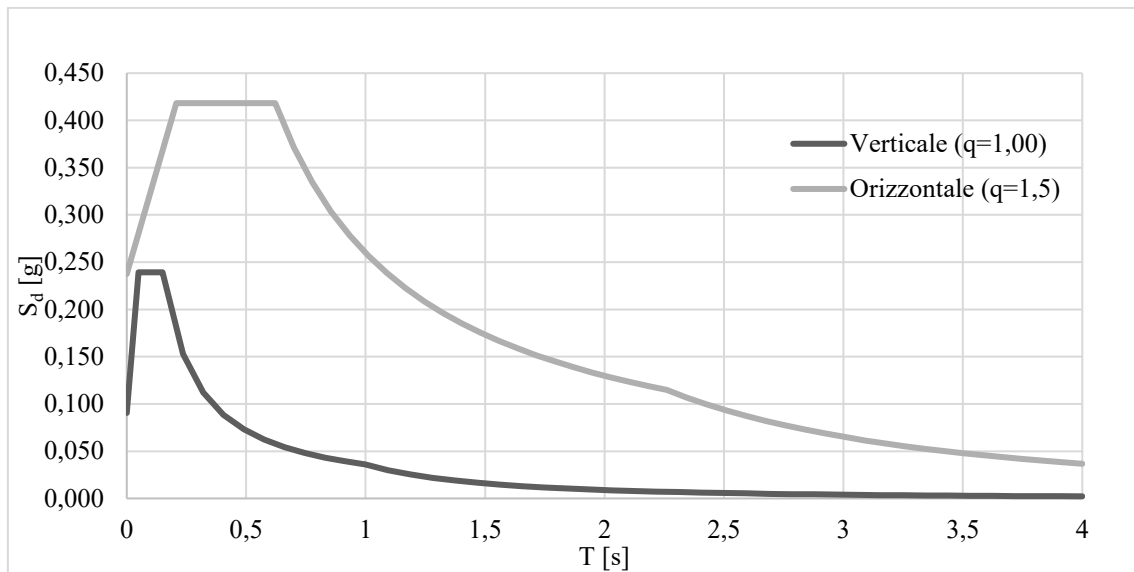


Figura 2.19 - Spettro sismico cavalcavia 357

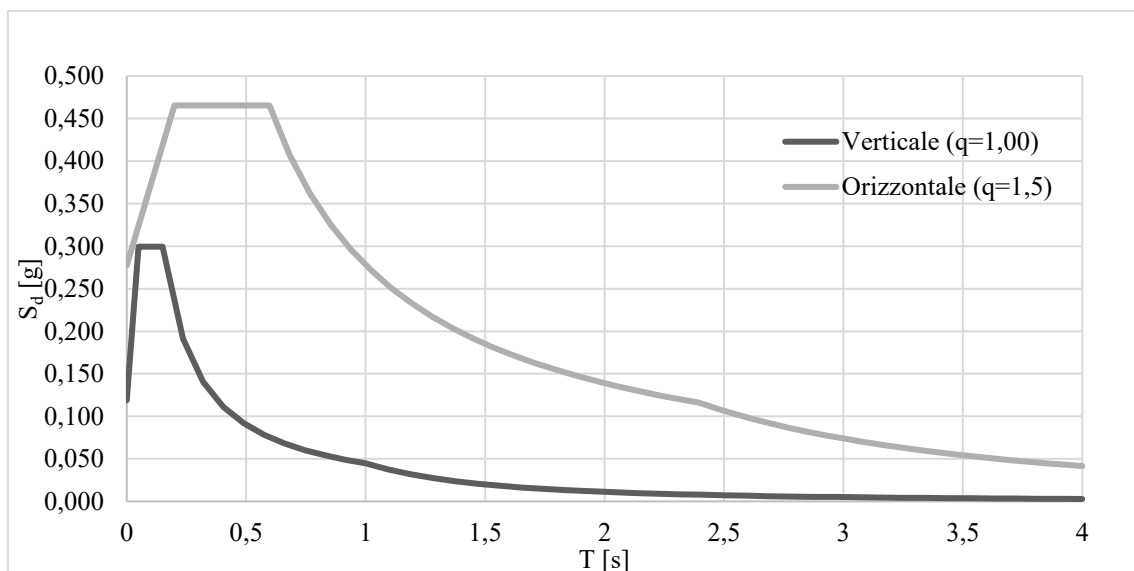


Figura 2.20 - Spettro sismico cavalcavia 378

Gli spettri di risposta sono utilizzati per le analisi dinamiche lineari svolte sui modelli di calcolo previa determinazione dei modi propri di vibrare della struttura. Per ognuno di essi vengono poi calcolati gli effetti prodotti dall'azione sismica che vengono combinati tra loro attraverso la regola di combinazione quadratica completa CQC, in accordo alle NTC2018.

Per ogni cavalcavia è stato considerato un numero di modi di vibrare tale che la massa partecipante totale sia superiore all'85%, come prescritto dalle NTC2018.

2.5 Modelli di calcolo

Per ciascun cavalcavia in esame è stato realizzato un modello agli elementi finiti attraverso il software di calcolo SAP 2000, mediante l'impiego di elementi frame per i principali elementi strutturali ed elementi shell limitatamente ai traversi di sommità delle pile. Gli elementi frame sono elementi monodimensionali lineari utilizzati per la modellazione di componenti strutturali che si sviluppano principalmente lungo una direzione, quali ad esempio piedritti e travi, mentre gli elementi shell sono elementi piani che permettono la modellazione di componenti strutturali che si sviluppano lungo due direzioni principali.

Per ponti e cavalcavia, spesso è sufficiente ricorrere a modelli delle strutture semplificati, che riescono comunque a simulare in modo fedele il reale comportamento strutturale sotto l'azione dei carichi. Una semplificazione molto frequente prevede la non modellazione degli elementi che compongono la spalla, assimilando la funzione di quest'ultima a un semplice vincolo a terra.

Nel caso in esame però, la particolare conformazione delle spalle, che di fatto determina un comportamento ibrido tra quello di una spalla e quello tipico di una pila, ha richiesto un'attenta analisi del comportamento in condizioni sismiche evidenziando la necessità di modellare ogni componente dell'elemento, senza la possibilità di ricorrere a modelli semplificati.

Inoltre, i piedritti costituenti il sistema pila, essendo totalmente immersi nel terreno come descritto al paragrafo 2.1.3, hanno imposto di considerare anche la deformabilità del terreno interagente con la spalla. Di ciò si è tenuto in conto modellando, lungo il fuste delle pile, il terreno come un sistema di molle elastiche lineari, secondo la teoria di Winkler, caratterizzate da rigidità crescente con la profondità rispetto al piano campagna del rilevato.

Il valore di rigidità orizzontale k_{hi} assegnato alle singole molle è determinato con la formula:

$$k_{hi} = k_h \cdot B \cdot i$$

in cui B è la larghezza della piedritto della spalla e i è l'interasse delle molle discretizzate.

Il valore della costante di Winkler k_h è stato valutato tramite la formulazione di Bowles:

$$k_h = A_s + B_s \cdot \tan^{-1} \frac{Z}{B}$$

dove:

- A_s è una costante sia per elementi orizzontali che verticali;
- B_s è un coefficiente di profondità;
- Z è la profondità in esame.

In Figura 2.21 si riportano, per ciascun cavalcavia, i valori di rigidezza delle molle, alle rispettive quote dal livello del rilevato, utilizzate nei modelli, e in Figura 2.22 uno schema di dettaglio della modellazione delle spalle.

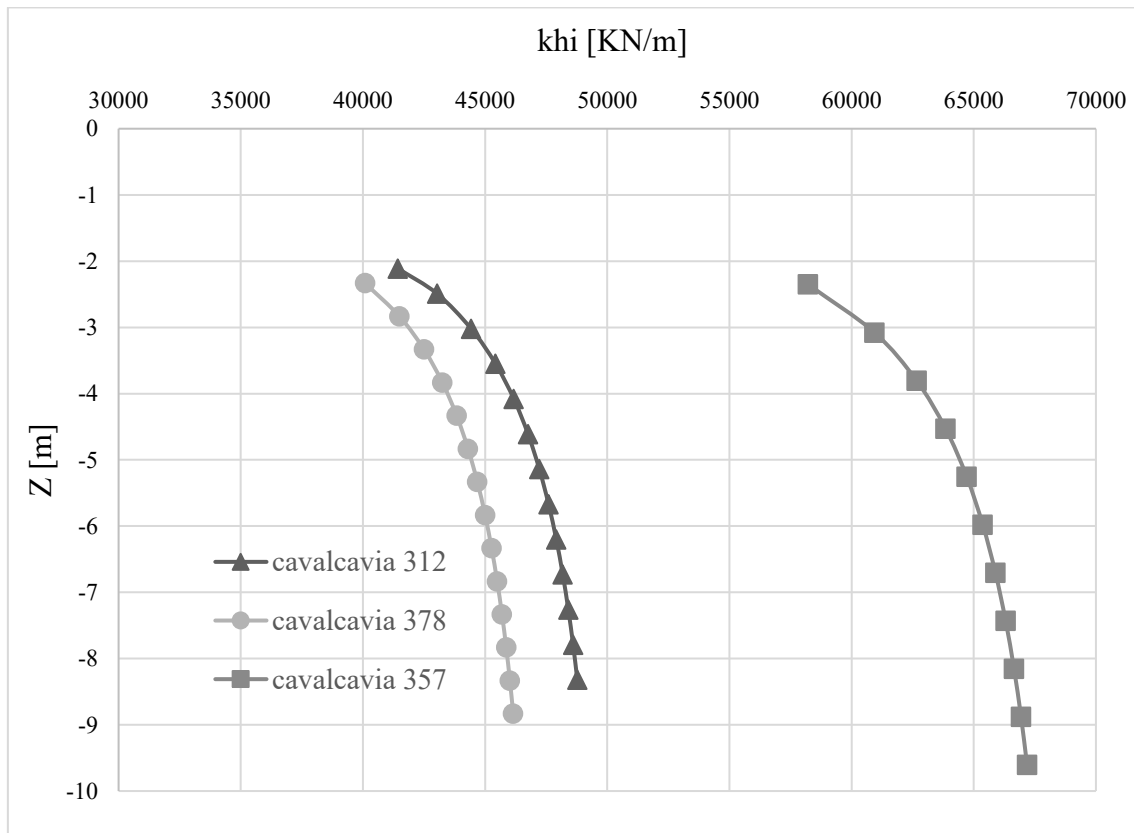


Figura 2.21 - Diagramma delle rigidezze delle molle

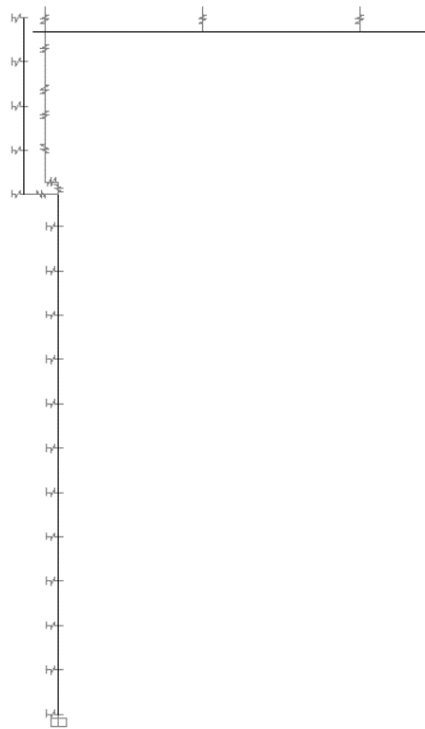


Figura 2.22 - Dettaglio modellazione spalla con molle di Winkler

A termine della descrizione della modellazione della spalla è importante far notare come la non modellazione del terreno sarebbe equivalsa, di fatto, ad assumere il comportamento della spalla pari a quello di una pila. La minore rigidezza dell'elemento avrebbe quindi comportato un importante e non realistico aumento delle masse sismiche e quindi delle sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sui piedritti delle pile.

D'altra parte, modellare la spalla semplicemente come vincolo a terra avrebbe portato a trascurare la reale rigidezza dell'elemento, con conseguente diminuzione delle masse sismiche associate ai piedritti delle pile.

Un altro elemento che ha necessitato di un'approfondita fase di modellazione è l'architrave delle pile e in particolare il traverso.

Come descritto approfonditamente al paragrafo 2.1.2, il traverso è la parte dell'architrave che ha il ruolo di ospitare gli appoggi della campata laterale e trasferirne il carico alle pile.

Si introduce il sistema di riferimento valido per tutti i cavalcavia. L'asse x corrisponde all'asse longitudinale del ponte, l'asse y a quello trasversale e l'asse z a quello verticale.

La coppia M_y è agente intorno all'asse y , la coppia M_x è agente intorno all'asse x e la coppia flettente M_z è agente intorno all'asse z .

In condizioni sismiche, la massa sismica dell'impalcato laterale comporta l'insorgere di una significativa forza orizzontale sul traverso, che quindi è portato a flettersi secondo un tipico comportamento a mensola. Ciò determina l'insorgere di importanti sollecitazioni flessionali (M_y) alla base dell'elemento, come visibile in Figura 2.23.

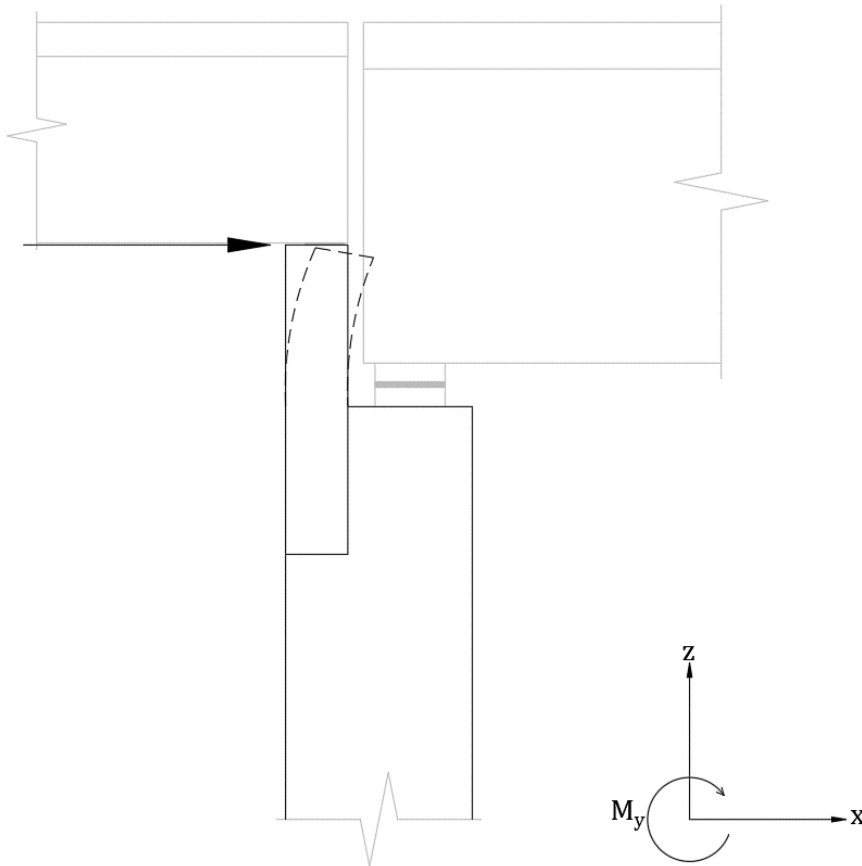


Figura 2.23 - Sollecitazione sul traverso

Questo comportamento non può essere colto tramite la modellazione con elemento di tipo frame. Infatti sull'elemento frame, per definizione monodimensionale, è possibile misurare soltanto le sollecitazioni flettenti agenti lungo le direzioni ad esso perpendicolari. Avendo il traverso uno sviluppo principale trasversale, l'elemento frame sarebbe disposto lungo l'asse y e non si potrebbe cogliere su di esso le sollecitazioni indotte dal momento M_y .

Per questo motivo è stato necessario modellare il traverso come elemento shell, su cui è possibile ricavare le sollecitazioni flettenti lungo tutte e tre le direzioni.

In Figura 2.24, Figura 2.25 e Figura 2.26 si riporta il dettaglio del risultato ottenuto dall'operazione di meshatura dell'elemento shell, per ciascun cavalcavia.

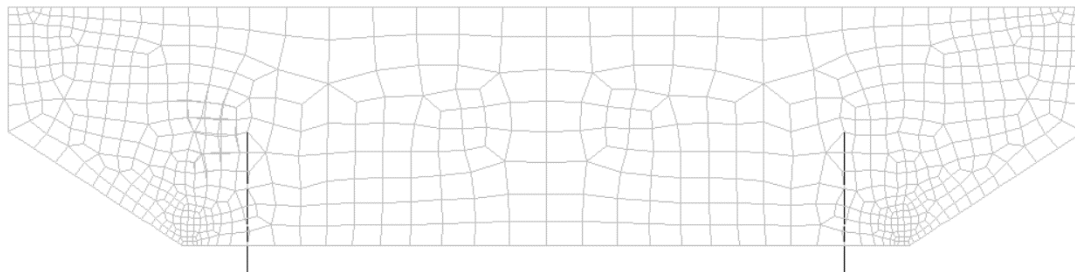


Figura 2.24 - Dettaglio modellazione del traverso del cavalcavia 312

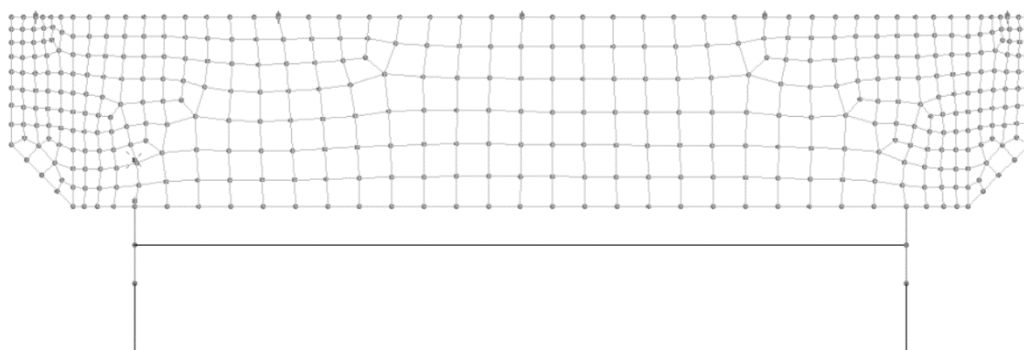


Figura 2.25 - Dettaglio modellazione del traverso del cavalcavia 357

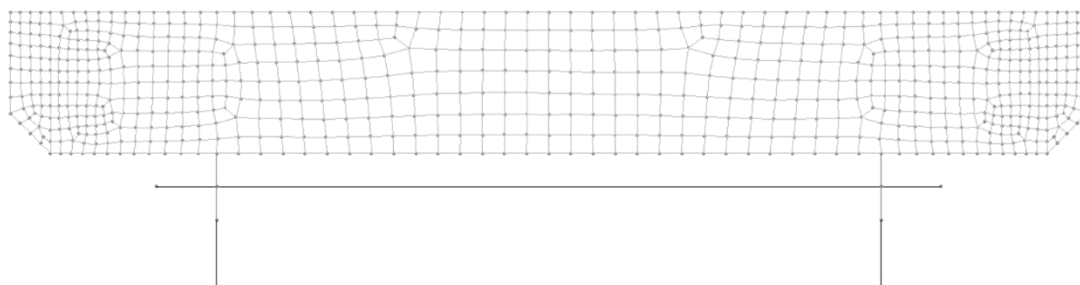


Figura 2.26 - Dettaglio modellazione del traverso del cavalcavia 378

Questo grado di dettaglio nella modellazione del traverso è stato necessario per tutti e tre i cavalcavia, ma è risultata di fondamentale importanza nel cavalcavia 312. Si ricorda infatti, come analizzato nel paragrafo 2.1.2, che l'architrave di questo cavalcavia è sprovvisto del cordolo di collegamento. In questa condizione si è rilevata una importante vulnerabilità sismica che verrà trattata al paragrafo 2.6.

Gli ultimi elementi su cui si è focalizzata la modellazione sono gli appoggi. Come descritto al paragrafo 2.1.1, gli impalcati laterali dei cavalcavia 357 e 378 poggiano su appoggi in neoprene di spessore pari a 12 mm, mentre per il cavalcavia 312 questi appoggi sono costituiti da piastre di piombo. L'impalcato centrale di tutti e tre i cavalcavia esaminati poggia su appoggi in neoprene di spessore pari a 36 mm.

Gli appoggi in piombo sono modellati tramite link rigidi di rigidezza infinita lungo le tre direzioni. Mentre gli appoggi in neoprene sono modellati come link infinitamente rigidi in direzione verticale e di rigidezza finita nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente pari a 8500 KN/m per gli appoggi della campata centrale e pari 4167 KN/m per gli appoggi della campata laterale.

Il valore della rigidezza è stato calcolato come suggerito nel *Manuale di valutazione delle vulnerabilità sismica dei ponti* realizzato da Autostrade SpA :

$$K = \frac{G \cdot A}{t}$$

dove:

- t : spessore totale della piastra in neoprene;
- A : area della piastra in neoprene;
- G : modulo di rigidezza a taglio assunta pari a 1 MPa.

La modellazione degli elementi così come descritta è il risultato finale di un processo di analisi e confronto tra modelli differenti. Ad esempio, nella fase di modellazione degli appoggi si sono creati più modelli: in uno gli appoggi sono stati modellati come appena descritto, mentre in un altro gli appoggi sono stati modellati come link rigidi. L'analisi dei risultati ottenuti per i due modelli ha evidenziato come la modellazione degli appoggi delle campate laterali con link di rigidezza finita determini un incremento del momento alla base dei piedritti della pila rispetto alla modellazione con link rigidi. Questo può essere spiegato supponendo che i link rigidi per gli appoggi della spalla trattengano maggiormente la massa sismica dell'impalcato ad essi collegato, rendendo minore la sollecitazione sui piedritti delle pile in concomitanza dell'evento sismico.

Questo concetto è stato ulteriormente comprovato da un altro confronto effettuato su due modelli: in uno sono state inserite molle orizzontali alla Winkler sul fusto dei piedritti delle spalle a simulare il comportamento irrigidente del terreno, mentre su un altro sono

state trascurate. Ciò che si è osservato è che la modellazione delle molle orizzontali determina un abbassamento del momento alla base dei piedritti delle pile. La spalla più rigida quindi permette all'impalcato laterale, sottoposto all'azione sismica, di gravare meno sulle pile.

Un aspetto interessante è che questa tendenza è maggiormente evidente quando la modellazione delle molle alla Winkler è abbinata alla modellazione degli appoggi come link rigidi. Altrimenti, quando abbinata a link di rigidezza finita, la riduzione è meno evidente, confermando di fatto i risultati ottenuti nel primo confronto.

Al termine del processo di modellazione, tutti i modelli sono stati validati verificando che la somma delle reazioni vincolari dei vincoli a terra, ricavate nella condizioni statiche di struttura scarica dai carichi permanenti portati G_2 , coincidesse con il valore di calcolo del carico permanente dovuto al peso proprio degli elementi strutturali G_1 , definito a partire dalla geometria degli elementi e dal peso specifico dei materiali.

In Figura 2.27, Figura 2.28 e Figura 2.29 si riportano delle viste dei modelli di calcoli realizzati all'interno del software SAP2000.



Figura 2.27 - Modello del cavalcavia 312 - Prospetto e viste tridimensionali

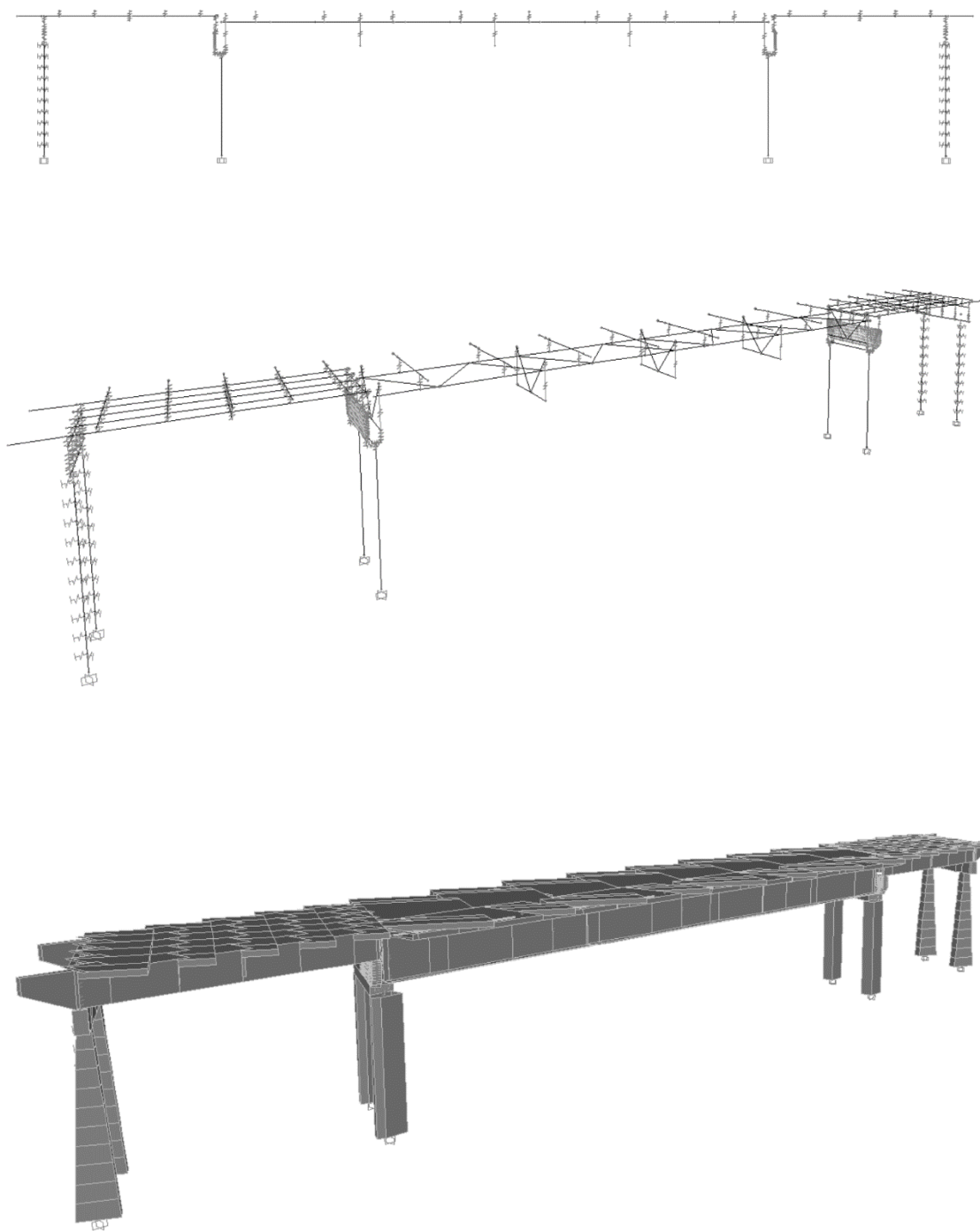


Figura 2.28 - Modello del cavalcavia 357 - Prospetto e viste tridimensionali



Figura 2.29 - Modello del cavalcavia 378 - Prospetto e viste tridimensionali

2.6 Risultati delle verifiche

Le verifiche di vulnerabilità sismica condotte hanno avuto l'obiettivo di quantificare numericamente il fattore di sicurezza (FS) dei vari elementi strutturali che compongono la costruzione, nei confronti della Combinazione sismica definita dalla norma e descritta al paragrafo 2.4.

Il fattore di sicurezza FS si ricava dal rapporto tra la capacità Rd degli elementi e le sollecitazioni Ed su di esse agenti.

$$FS = \frac{Rd}{Ed}$$

Quando il fattore di sicurezza è minore dell'unità la verifica di vulnerabilità sismica non risulta soddisfatta, quindi l'elemento strutturale esaminato è in grado di sopportare senza danneggiamenti un evento sismico di entità inferiore a quello previsto da normativa.

Le verifiche di vulnerabilità sismica sono state condotte sugli elementi strutturali costituenti le sottostrutture: fondazioni, pile, spalle e appoggi.

Per ogni elemento si procederà alla descrizione della sezione di calcolo e delle armature, verrà poi definito il meccanismo di rottura esaminato e i risultati della verifica condotta. Le sollecitazioni agenti su ciascun elemento sono definite da un'analisi critica dei risultati ottenuti dal software di calcolo SAP2000. La capacità degli elementi è determinata a partire dalle dimensioni in sezione, dalla disposizione delle barre di armatura e dalle proprietà meccaniche dei materiali.

2.6.1 Verifica delle fondazioni delle pile

Come già descritto al paragrafo 2.1.2, il cavalcavia 312 possiede fondazioni superficiali a differenza dei cavalcavia 357 e 378 che gravano su fondazioni profonde. I meccanismi di rottura che interessano i due tipi di fondazione sono differenti e verranno trattati separatamente.

I plinti di fondazione delle pile del cavalcavia 312 hanno dimensioni planimetriche di 5.00 x 9.10 m.

La sezione trasversale del plinto mostra una fascia di base di lunghezza pari a 5 m e altezza di 40 cm. La fascia centrale è un trapezio con altezza pari a 35 cm e raccorda la

base del plinto con i piedritti delle pile. La porzione sommitale della plinto ha la stessa larghezza del piedritto della pila e un'altezza di $30 + 75 = 105$ cm.

Per quanto riguarda le barre di armatura, in questa sezione sono presenti superiormente $4\phi 14 + 4\phi 24$, inferiormente $22\phi 14 + 4\phi 30 + 5\phi 24$. Sui lati inclinati sono posti $10\phi 10$ mentre i ferri di parete sono $2\phi 14 + 2\phi 16$ come riportato in Figura 2.30.

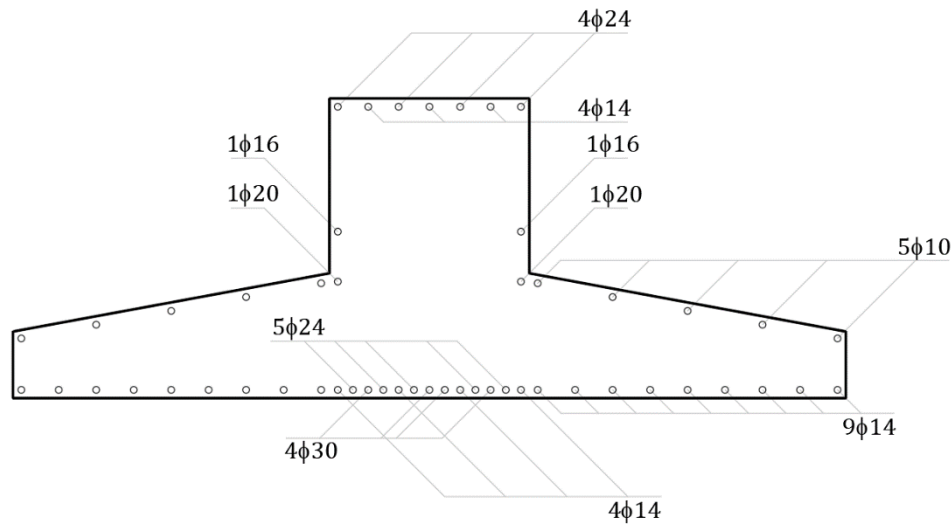


Figura 2.30 - Dettaglio plinto cavalcavia 312 - Sezione trasversale

La sezione longitudinale mostra una fascia di base lunga 9.10 m con altezza di $75 + 30 = 105$ cm. La fascia sommitale di altezza 75 cm di forma trapezoidale raccorda la larghezza della base con il filo esterno dei piedritti delle pile.

L'armatura inferiore è composta da $5\phi 16 + 4\phi 24$ al metro e presenta una seconda fila di $5\phi 14$ al metro ad un'altezza di 75 cm dalla base come rappresentato in Figura 2.31.

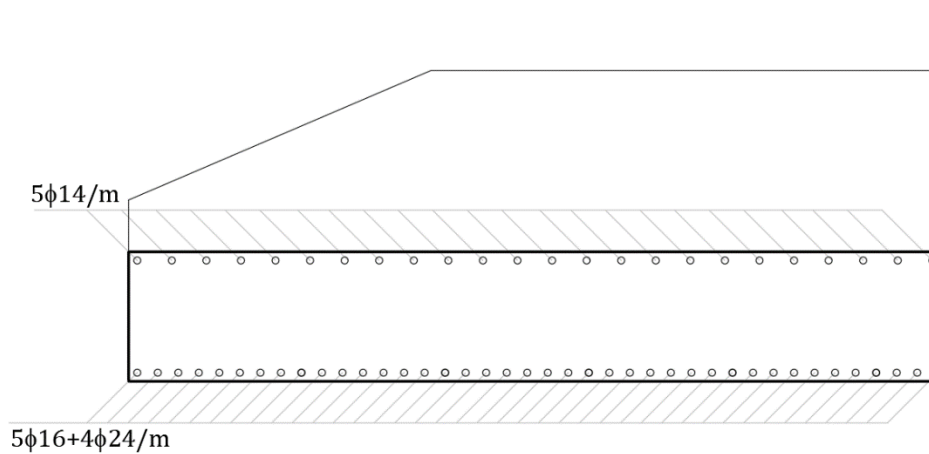


Figura 2.31 - Dettaglio plinto cavalcavia 312 - Sezione longitudinale

La verifica per plinti di fondazioni superficiali consiste nel valutare se la tensione massima resistente della mensola del plinto $\sigma_{t,max,mensola}$, in corrispondenza della sezione di attacco al piedritto, sia maggiore della tensione reagente del terreno σ_t , in tal caso la verifica è soddisfatta:

$$\sigma_{t,max,mensola} > \sigma_t$$

Per mensola si intende la porzione del plinto che si trova esternamente rispetto all'area compresa tra i due piedritti.

La $\sigma_{t,max,mensola}$ è calcolata separatamente per ciascuna direzione:

$$\sigma_{t,max,mensola} = \frac{M_{Rd}}{d^2/2}$$

in cui:

- M_{Rd} è il momento resistente della sezione di attacco della mensola valutato tramite il software VCA-Slu del Prof.Gelfi, per ciascuna direzione. (Uno schema delle sezioni esaminate è riportato in Figura 2.32);
- d è la lunghezza della mensola, nella stessa direzione.

La σ_t è il prodotto della forza assiale sismica (N_{sis}) per l'area di base ridotta ($A_{ridotta}$)

$$\sigma_t = N_{sis} \cdot A_{ridotta}$$

L'area di base ridotta è il prodotto tra le lunghezze di base ridotte che sono definite a partire dai valori di eccentricità del carico lungo le due direzioni (e_x e e_y):

$$l_{y,ridotta} = l_y - 2e_y \quad ; \quad l_{x,ridotta} = l_x - 2e_x$$

I valori delle eccentricità e sono ottenute dal rapporto tra il momento nella direzione esaminata e la somma della forza assiale sismica più il peso del plinto:

$$e_x = \frac{M_y}{N_{sis} + G_{1,plinto}}; \quad e_y = \frac{M_x}{N_{sis} + G_{1,plinto}}$$

I risultati della verifica sono riportati in Tabella 2.8 e non evidenziano nessuna vulnerabilità sismica. Le verifiche risultano soddisfatte in entrambi le direzioni.

		direzione trasversale	direzione longitudinale
Tensione reagente del terreno	σ_t [KPa]	145,00	145,00
Momento resistente sezione	M_{Rd} [KNm]	2944,00	1635,00
Lunghezza mensola	d_b [m]	1,75	1,90
Tensione massima resistente	$\sigma_{t,max,mensola}$ [Kpa]	1923,00	906,00
Fattore di sicurezza	FS	13,26	6,25

Tabella 2.8 - Risultati verifica plinti di fondazione

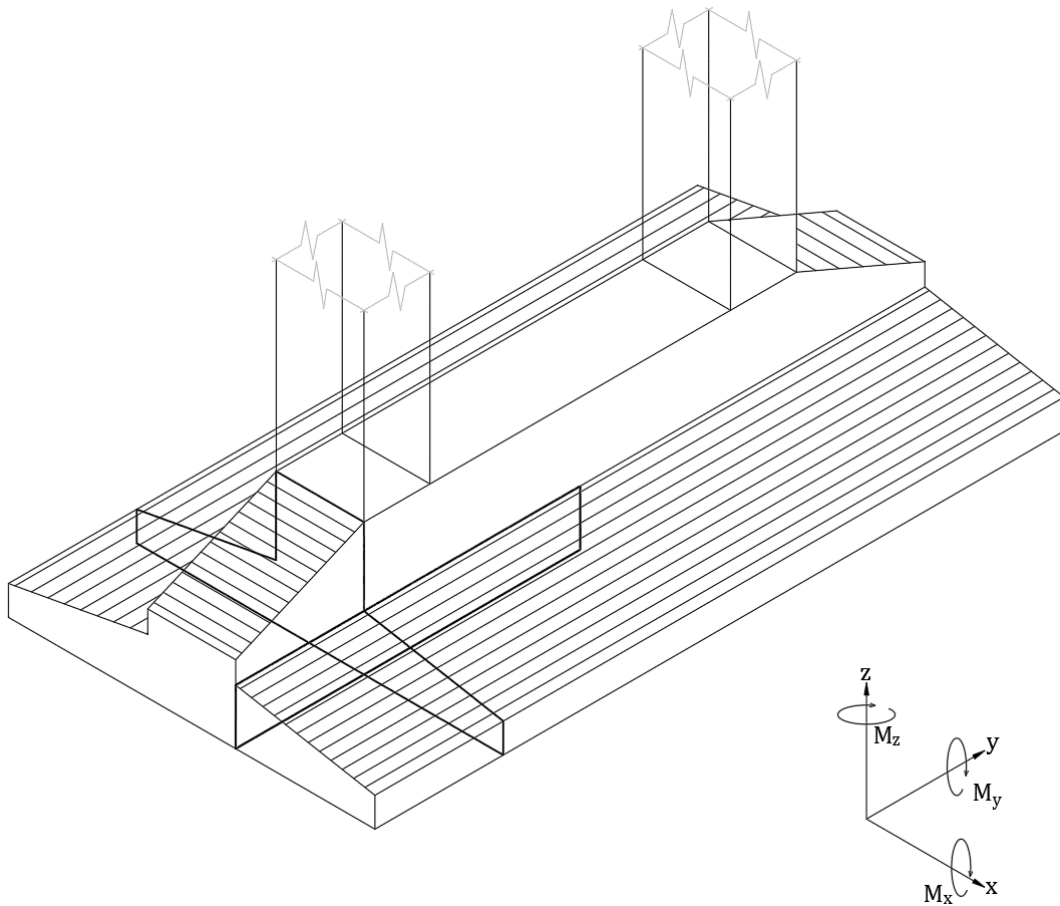


Figura 2.32 - Schema sollecitazioni su pila e rispettive sezioni resistenti - Cavalcavia 312

Come è possibile riscontrare in figura, la verifica è eseguita solamente su metà plinto in quanto simmetrico.

Di seguito, in Figura 2.33 e Figura 2.34, gli estratti del software VCA-Slu riportanti i momenti resistenti delle sezioni.

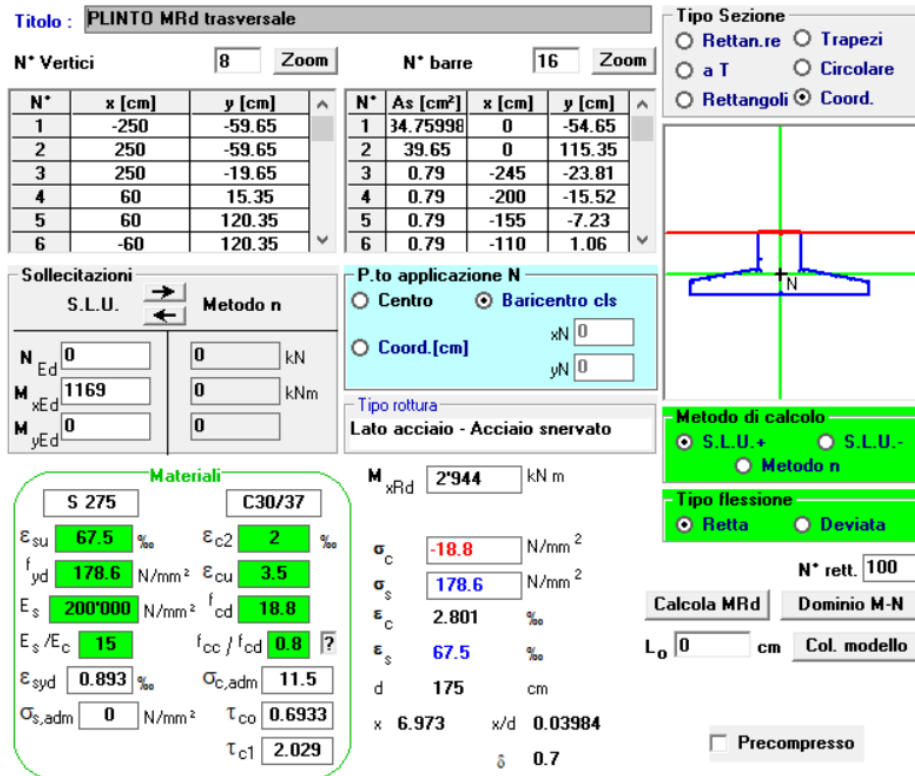


Figura 2.33 - Momento resistente sezione trasversale

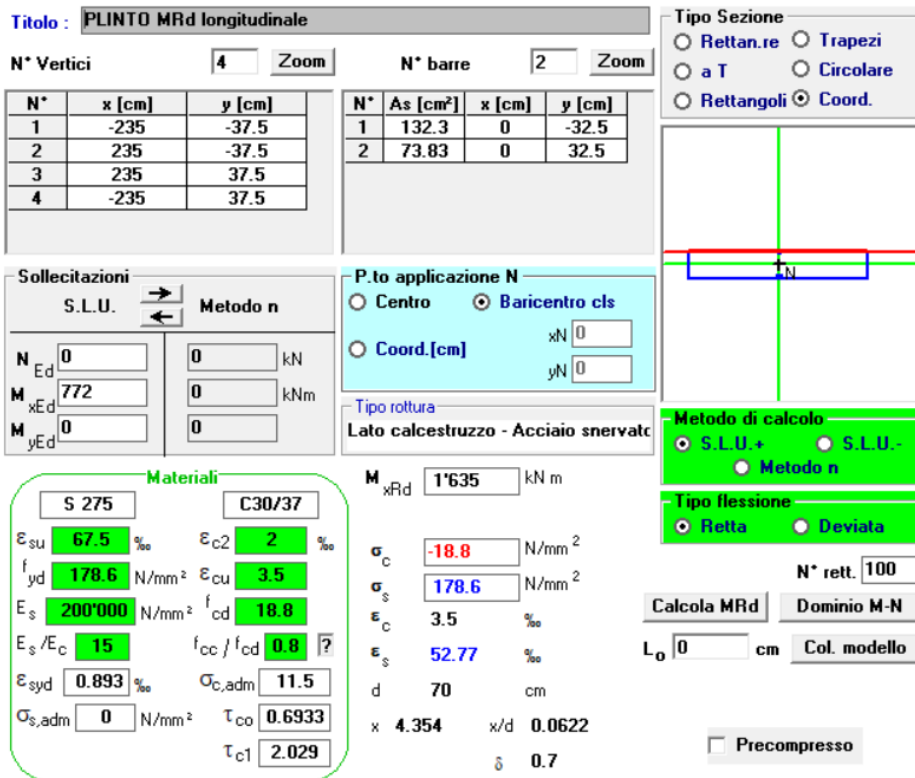


Figura 2.34 - Momento resistente sezione longitudinale

Sui cavalcavia 357 e 378 sono condotte le verifiche a pressoflessione e a taglio sul palo di fondazione meno sollecitato assialmente e la verifica a trazione delle barre di armature del plinto sottoposto a un meccanismo puntone-tirante.

Le fondazioni del sistema pila del cavalcavia 357 sono costituite da un plinto per ogni piedritto, ciascuno su 6 pali trivellati di diametro $\phi 540$ che presentano $10\phi 20$ disposti radialmente come armatura longitudinale e una staffa a spirale $\phi 8$ come armatura a taglio. Invece le fondazioni del sistema pila del cavalcavia 378 sono costituite da un unico plinto su 12 pali trivellati di diametro $\phi 540$ che presentano $8\phi 20$ disposti radialmente come armatura longitudinale e una staffa a spirale $\phi 8$ come armatura a taglio.

In Figura 2.35 è riportato un dettaglio sulle armature dei pali di fondazione per i cavalcavia 357 e 378.

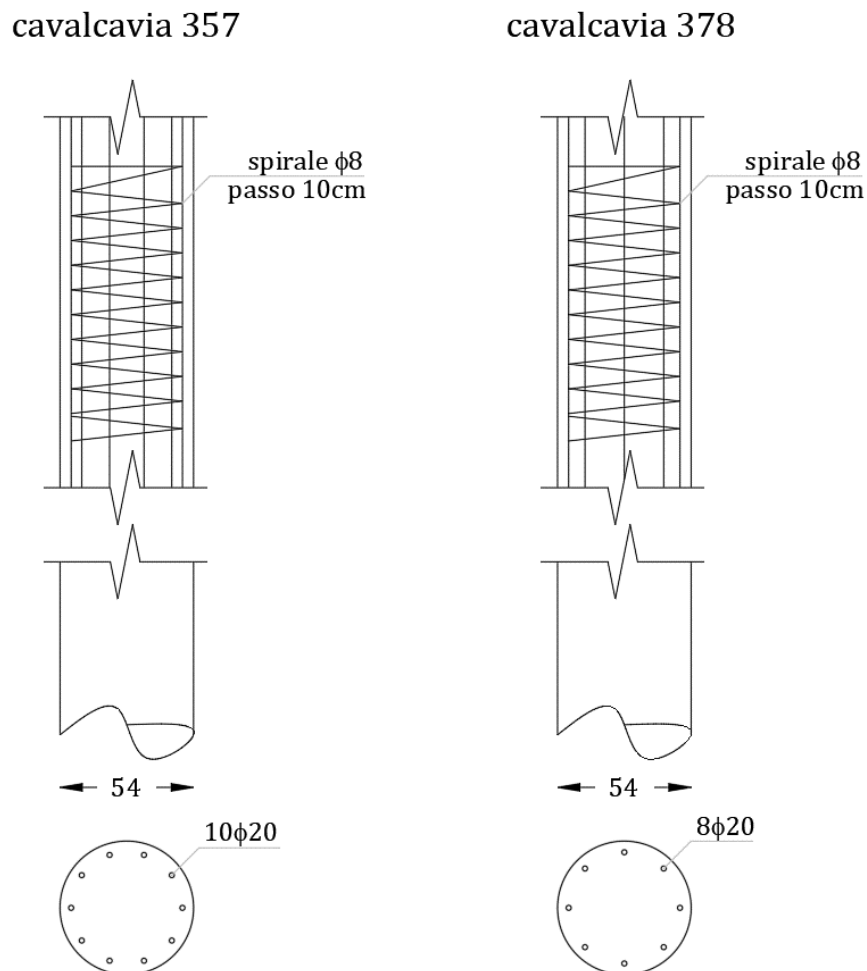


Figura 2.35 - Dettaglio armatura pali di fondazione

Le caratteristiche di sollecitazioni massime agenti sui pali sono state dedotte a partire dai risultati forniti dal modello di calcolo secondo lo schema riportato in Figura 2.36. Il carico verticale è dato dalla somma del carico assiale agente sul piedritto della pila più il peso proprio del plinto. Il taglio corrisponde al taglio agente alla base del piedritto, mentre il momento è dato dalla somma del momento flettente agente alla base del piedritto più il taglio agente alla base del piedritto per l'altezza del plinto.

Per il cavalcavia 378 essendo il sistema di fondazione simmetrico rispetto all'asse longitudinale del ponte, le verifiche sono state condotte valutando soltanto metà fondazione su cui agiscono i carichi trasmessi dal corrispondente piedritto della pila.

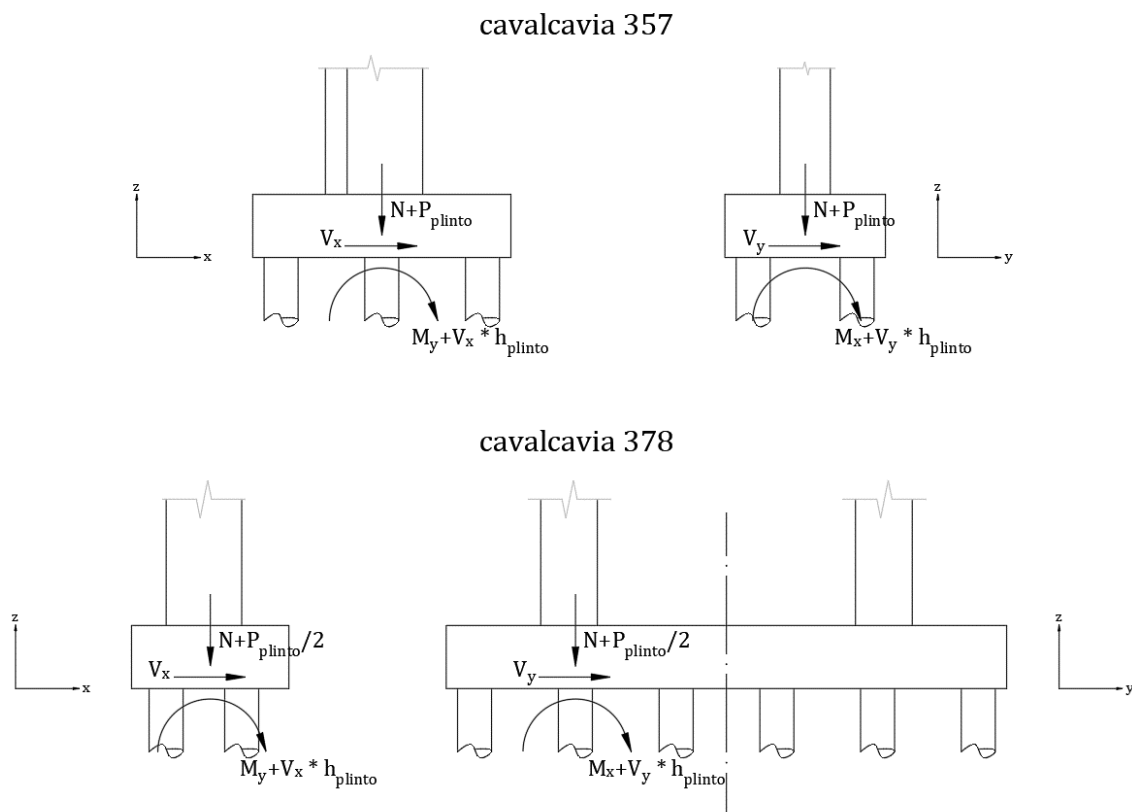


Figura 2.36 - Schema carichi trasmessi ai pali di fondazione

Una volta note le sollecitazioni agenti sul sistema di pali, è necessario determinare le sollecitazioni agenti su ciascun palo.

Il taglio e il momento flettente agenti in testa al palo sono uguali per tutti i pali, mentre la forza assiale varia a seconda della posizione del palo rispetto al baricentro del plinto. Il palo soggetto alla forza assiale minore è sottoposto alla verifica a pressoflessione e a taglio.

La verifica a pressoflessione è stata condotta valutando che il momento resistente della sezione di testa del palo, calcolato attraverso il software Vca-Slu, funzione del carico assiale agente, risulti maggiore del momento sollecitante, come indicato al paragrafo 4.1.2.3.4.2 delle NTC 2018:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) > M_{Ed}$$

In Tabella 2.9 e in Tabella 2.10 sono riportati i risultati della verifica. Non risultano esserci vulnerabilità sismiche, la verifica è soddisfatta per entrambe le sotto-combinazioni sismiche descritte al paragrafo 2.4.

COMBINAZIONE	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	ρ_M	FS
CV + SLV X Max	333	83	355,60	0,23	4,28
CV + SLV X Min	350	68	348,40	0,19	5,23
CV + SLV Y Max	282	74	377,40	0,20	5,10
CV + SLV Y Min	380	66	335,60	0,20	5,08

Tabella 2.9 - Risultati verifica a pressoflessione dei pali di fondazione - Cavalcavia 357

COMBINAZIONE	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	ρ_M	FS
CV + SLV X Max	331	96	283,80	0,34	2,96
CV + SLV X Min	358	80	260,90	0,31	3,26
CV + SLV Y Max	435	95	223,30	0,43	2,35
CV + SLV Y Min	604	87	139,40	0,62	1,60

Tabella 2.10 - Risultati verifica a pressoflessione dei pali di fondazione - Cavalcavia 378

In Figura 2.37 e in Figura 2.38 si riporta un estratto del software Vca-Slu, utilizzato per il calcolo del momento resistente, per il caso più gravoso di ciascun cavalcavia.

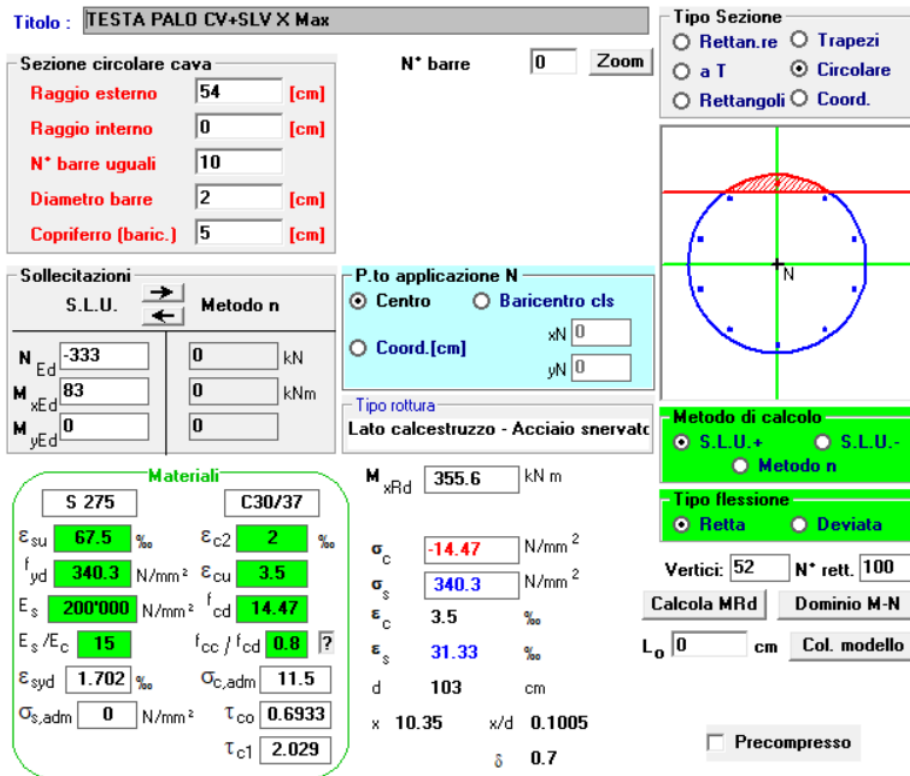


Figura 2.37 - Momento resistente sezione di testa di un palo di fondazione - Cavalcavia 357

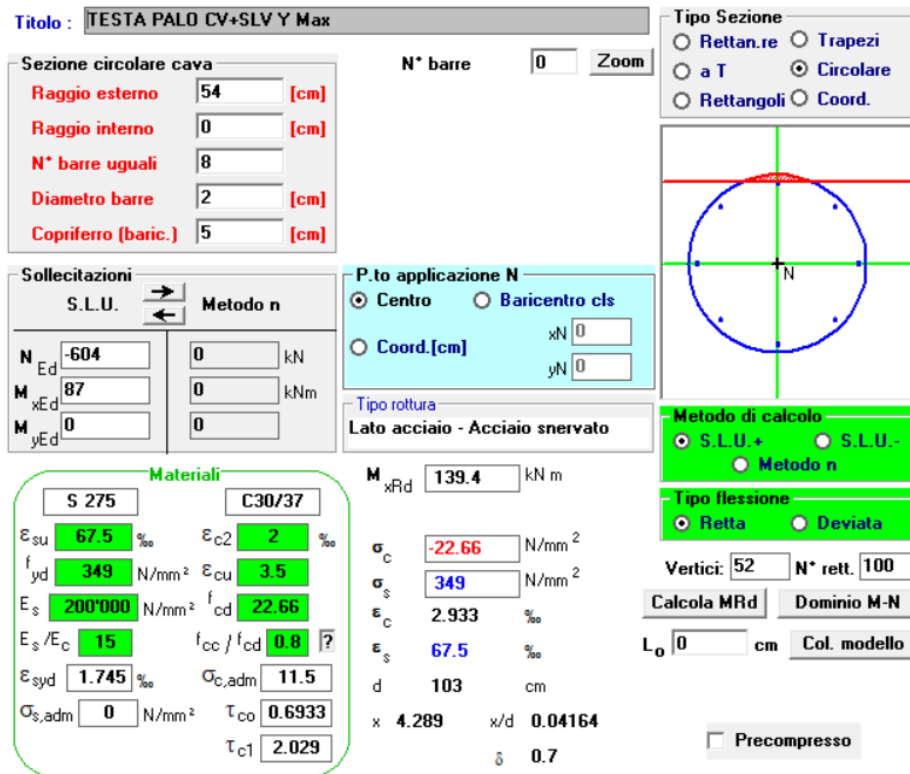


Figura 2.38 - Momento resistente sezione di testa di un palo di fondazione - Cavalcavia 378

La verifica a taglio, sulla sezione di testa del palo di fondazione meno sollecitato assialmente, è stata condotta secondo quanto prescritto nel paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

in cui:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c v \cdot f_{cd} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

con:

- d : altezza utile della sezione in mm;
- b_w : larghezza minima della sezione in mm;
- A_{sw} : area dell'armatura trasversale;
- s : interasse tra due armature trasversali continue;
- α : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $v \cdot f_{cd}$: resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v=0,5$).

In Tabella 2.11 e Tabella 2.12 sono riportati i risultati della verifica a taglio condotta sulla sezione di testa del palo soggetto alla forza assiale minore. Non emergono vulnerabilità sismiche, la verifica risulta soddisfatta.

COMBINAZIONE	N_{Ed} [KN]	V_{Ed} [KN]	V_{Red} [KN]	V_{Rsd} [KN]	FS
CV+SLV X Max	333	76	1699,2	656,7	8,64
CV+SLV X Min	350	63	1696,9	656,7	10,42
CV+SLV Y Max	282	68	1705,9	656,7	9,66
CV+SLV Y Min	380	61	1693	656,7	10,77

Tabella 2.11 - Risultati verifica a taglio dei pali di fondazione - Cavalcavia 357

COMBINAZIONE	N_{Ed} [KN]	V_{Ed} [KN]	V_{Red} [KN]	V_{Rsd} [KN]	FS
CV+SLV X Max	331	80	2686	673,5	8,42
CV+SLV X Min	358	66	2682,4	673,5	10,2
CV+SLV Y Max	435	79	2672	673,5	8,53
CV+SLV Y Min	604	72	2650,1	673,5	9,35

Tabella 2.12 - Risultati verifica a taglio dei pali di fondazione - Cavalcavia 378

Si riportano in Tabella 2.13 e Tabella 2.14 due estratti dei rispettivi fogli di calcolo utilizzati per eseguire la verifica descritta nel caso più gravoso per ciascun cavalcavia.

VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI CON ARMATURA SPECIFICA (PAR. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)		
DATI GENERALI		
TIPOLOGIA DI SEZIONE	CIRCOLARE	
Raggio della sezione circolare	$r =$	54,0 cm
Raggio della circonferenza di armature	$r_s =$	49,2 cm
Altezza della sezione rettangolare	$h_r =$	120,0 cm
Larghezza della sezione rettangolare	$b_r =$	90,0 cm
Larghezza equivalente della sezione circolare	$b_c =$	91,0 cm
Larghezza della sezione di calcolo	$b_w =$	91,0 cm
Area della sezione trasversale	$A_c =$	9161 cmq
Diametro delle barre longitudinali	$\phi_L =$	20 mm
Numero dei bracci di staffatura	$n =$	2 -
Diametro delle staffe	$\phi_s =$	8 mm
Passo delle staffe	$p =$	10,0 cm
Inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale	$\alpha =$	90 °
Staffe per unità di lunghezza	$A_{s_w} / s =$	10,05 cmq/m
copriferro netto	$c' =$	3,0 cm
Copriferro di calcolo in asse barra	$c =$	4,8 cm
Altezza utile della sezione	$d =$	85,3 cm
Resistenza a compressione cubica cls caratteristica	$R_{ck} =$	36 Mpa
Resistenza a compressione cilindrica cls caratteristica	$f_{ck} =$	29,88 Mpa
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85 -
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00 -
Resistenza a compressione cls di progetto	$f_{cd} =$	14,47 MPa
Resistenza a compressione ridotta cls di progetto	$f_{cd'} =$	7,24 MPa
Resistenza a trazione assiale cls media	$f_{ctm} =$	2,89 MPa
Resistenza a trazione cls di progetto	$f_{ctd} =$	2,02 MPa
Resistenza a snervamento acciaio caratteristica	$f_{yk} =$	340,26 Mpa
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00 -
Resistenza a snervamento acciaio di progetto	$f_{yd} =$	340,3 MPa
SOLLECITAZIONI		
Forza assiale sollecitante di progetto	$N_{Ed} =$	-333,0 kN
Taglio sollecitante di progetto	$V_{Ed} =$	76,0 kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO		
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp} =$	-0,36 MPa
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	0,97 -
Angolo di inclinazione di prima fessurazione	$ctg\theta_1 =$	0,93 -
Angolo di inclinazione di calcolo	$ctg\theta^* =$	2,50 -
	$\theta^* =$	21,80 °
Verifica di duttilità		0,107 R. DUTTILE
Resistenza a taglio di calcolo lato cls	$V_{Rcd} =$	1699,2 kN
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd} =$	656,7 kN
Taglio resistente di progetto	$V_{Rd} =$	656,7 kN
VERIFICA A TAGLIO	FS =	8,64 > 1,0 OK

Tabella 2.13 - Foglio di calcolo verifica a taglio - Palo di fondazione cavalcavia 357

VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI CON ARMATURA SPECIFICA (PAR. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)			
DATI GENERALI			
TIPOLOGIA DI SEZIONE	CIRCOLARE		
Raggio della sezione circolare	$r =$	54,0	cm
Raggio della circonferenza di armature	$r_s =$	49,2	cm
Altezza della sezione rettangolare	$h_r =$	120,0	cm
Larghezza della sezione rettangolare	$b_r =$	90,0	cm
Larghezza equivalente della sezione circolare	$b_c =$	91,0	cm
Larghezza della sezione di calcolo	$b_w =$	91,0	cm
Area della sezione trasversale	$A_c =$	9161	cmq
Diametro delle barre longitudinali	$\phi_L =$	20	mm
Numero dei bracci di staffatura	$n =$	2	-
Diametro delle staffe	$\phi_s =$	8	mm
Passo delle staffe	$p =$	10,0	cm
Inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale	$\alpha =$	90	°
Staffe per unità di lunghezza	$A_{s_w}/s =$	10,05	cmq/m
copriferro netto	$c' =$	3,0	cm
Copriferro di calcolo in asse barra	$c =$	4,8	cm
Altezza utile della sezione	$d =$	85,3	cm
Resistenza a compressione cubica cls caratteristica	$R_{ck} =$	36	Mpa
Resistenza a compressione cilindrica cls caratteristica	$f_{ck} =$	29,88	Mpa
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	-
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00	-
Resistenza a compressione cls di progetto	$f_{cd} =$	22,66	MPa
Resistenza a compressione ridotta cls di progetto	$f_{cd'} =$	11,33	MPa
Resistenza a trazione assiale cls media	$f_{ctm} =$	2,89	MPa
Resistenza a trazione cls di progetto	$f_{ctd} =$	2,02	MPa
Resistenza a snervamento acciaio caratteristica	$f_{yk} =$	349	Mpa
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00	-
Resistenza a snervamento acciaio di progetto	$f_{yd} =$	349,0	MPa
SOLLECITAZIONI			
Forza assiale sollecitante di progetto	$N_{Ed} =$	-331,0	kN
Taglio sollecitante di progetto	$V_{Ed} =$	80,0	kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp} =$	-0,36	MPa
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	0,98	-
Angolo di inclinazione di prima fessurazione	$ctg\theta_1 =$	0,94	-
Angolo di inclinazione di calcolo	$ctg\theta^* =$	2,50	-
	$\theta^* =$	21,80	°
Verifica di duttilità		0,069	R. DUTTILE
Resistenza a taglio di calcolo lato cls	$V_{Rcd} =$	2686,0	kN
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd} =$	673,5	kN
Taglio resistente di progetto	$V_{Rd} =$	673,5	kN
VERIFICA A TAGLIO	FS =	8,42	> 1,0 OK

Tabella 2.14 - Foglio di calcolo verifica a taglio - Palo di fondazione cavalcavia 378

Infine, a completamento delle verifiche sul sistema di fondazione dei cavalcavia 357 e 378, è stata condotta la verifica a trazione delle barre di armature del plinto sottoposto a un meccanismo puntone-tirante.

I plinti alla base dei piedritti della pila del cavalcavia 357 hanno lunghezza di 2,55 m in direzione trasversale e 4,10 m in direzione longitudinale e poggiano su 6 pali ciascuno.

Il plinto alla base dei piedritti della pila del cavalcavia 378 ha lunghezza di 8,90 m in direzione trasversale e 2,50 m in direzione longitudinale e poggia su 12 pali.

Entrambi i plinti, inferiormente e superiormente, presentano un graticcio di barre d'armatura $\phi 24$ come riportato in Figura 2.39.

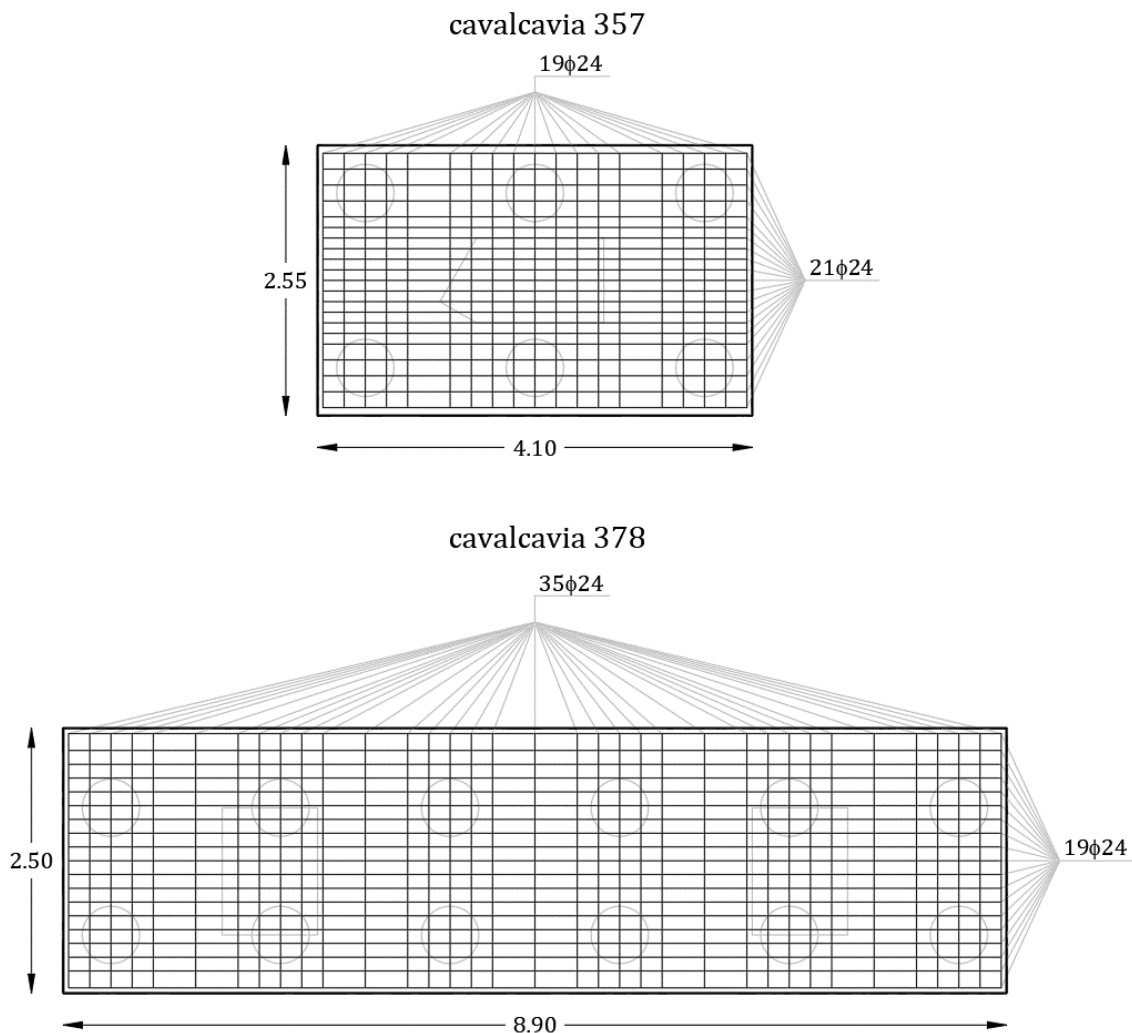


Figura 2.39 - Geometria e disposizione armature plinto delle pile

La verifica è condotta nei confronti di un meccanismo puntone-tirante che determina l'insorgere di stati di trazione a livello dell'armatura inferiore dei plinti.

La verifica consiste nel confrontare la resistenza a trazione delle barre di armatura interessate, calcolate come prodotto tra resistenza caratteristica e area totale delle barre, con la sollecitazione di trazione:

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Ed}} > 1$$

in cui $T_{Rd} = A_s \cdot f_{yd}$.

Per il plinto del cavalcavia 357, i meccanismi esaminati sono 2, inoltre, per uno dei due meccanismi è stato necessario scomporre le sollecitazioni lungo le due direzioni in cui sono disposte le barre di armatura.

Nello schema di Figura 2.40 sono riportati i due meccanismi puntone tirante esaminati.

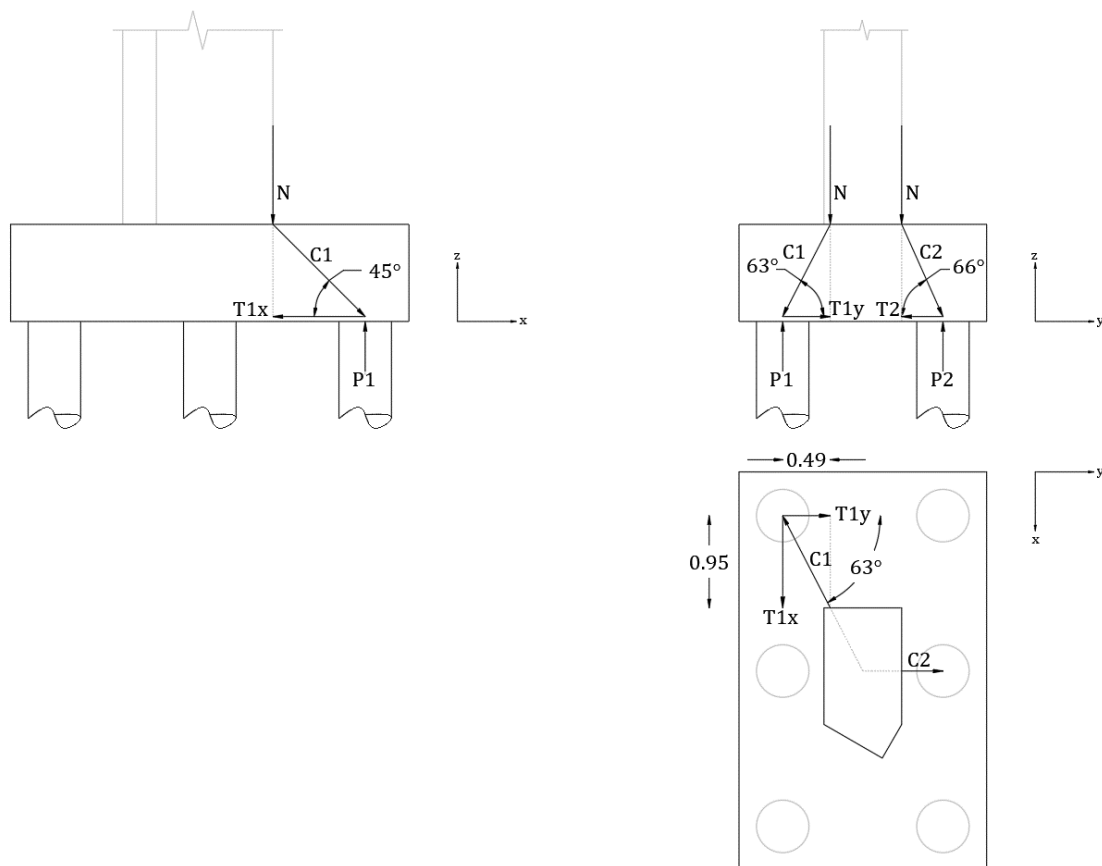


Figura 2.40 - Schema dei meccanismi puntone-tirante esaminati - Cavalcavia 357

In Tabella 2.15 sono riportati i risultati della verifica. Si evidenziano vulnerabilità sismiche, la verifica non risulta soddisfatta per tutti i meccanismi esaminati.

MECCANISMO 1x			MECCANISMO 1y		
α	45	°	α	63	°
P	1101	kN	P	1101	kN
C	1557	kN	C	1236	kN
$T_{ed,x}$	1101	kN	$T_{ed,y}$	561	kN
n° ferri	5		n° ferri	3	
ϕ	24	mm	ϕ	24	mm
As	2262	mm ²	As	1357	mm ²
f_{yd}	340	MPa	f_{yd}	340	MPa
T_{Rd}	770	kN	T_{Rd}	462	kN
FS	0,70		FS	0,82	

MECCANISMO 2	
α	66 °
P	1101 kN
C	1205 kN
T_{Ed}	490 kN
n° ferri	3
ϕ	24 mm
As	1357 mm ²
f_{yd}	340 MPa
T_{Rd}	462 kN
FS	0,94

Tabella 2.15 - Risultati verifica plinto delle pile - Cavalcavia 357

Anche per il cavalcavia 378 i meccanismi esaminati sono due, resisi necessari per via della posizione non baricentrica del piedritto che si innesta sul plinto. In questo caso per ciascuno dei due meccanismi è stato necessario scomporre le sollecitazioni lungo le due direzioni in cui sono disposte le barre di armatura.

Per via della simmetria, è stato sufficiente condurre le verifiche soltanto su metà plinto di fondazione.

Nello schema di Figura 2.41 sono riportati i due meccanismi puntone tirante esaminati.

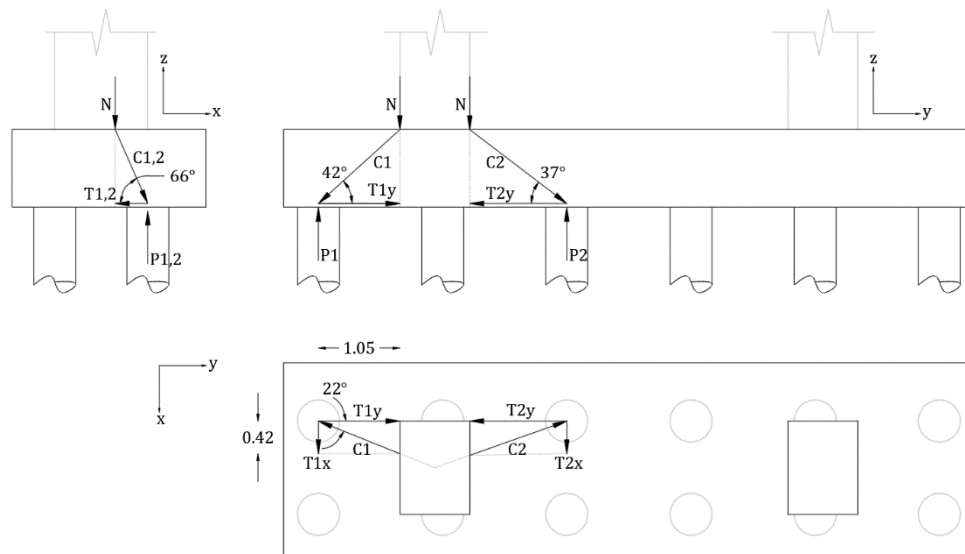


Figura 2.41 - Schema dei meccanismi puntone-tirante esaminati - Cavalcavia 378

In Tabella 2.16 sono riportati i risultati della verifica. Si evidenziano vulnerabilità sismiche, la verifica non risulta soddisfatta per tutti i meccanismi esaminati.

MECCANISMO 1x		MECCANISMO 1y	
α	66 °	α	42 °
P	948 kN	P	948 kN
C	1038 kN	C	1417 kN
T_{Ed}	422 kN	T_{Ed}	1053 kN
n° ferri	3	n° ferri	5
ϕ	24 mm	ϕ	24 mm
A_s	1357 mm ²	A_s	2262 mm ²
f_{yd}	349 MPa	f_{yd}	349 MPa
T_{Rd}	474 kN	T_{Rd}	789 kN
FS	1,12	FS	0,75
MECCANISMO 2x		MECCANISMO 2y	
α	66 °	α	37 °
P	1313 kN	P	1313 kN
C	1437 kN	C	2182 kN
T_{Ed}	585 kN	T_{Ed}	1742 kN
n° ferri	3	n° ferri	5
ϕ	24 mm	ϕ	24 mm
A_s	1357 mm ²	A_s	2262 mm ²
f_{yd}	349 MPa	f_{yd}	349 MPa
T_{Rd}	474 kN	T_{Rd}	789 kN
FS	0,81	FS	0,45

Tabella 2.16 - Risultati verifica plinto delle pile - Cavalcavia 357

2.6.2 Verifica dei piedritti delle pile

Come descritto al paragrafo 2.1.2, le pile sono formate da due piedritti in c.a. collegati in sommità da un architrave. Sui piedritti sono state condotte verifiche a pressoflessione deviata e a taglio.

I piedritti del cavalcavia 312 presentano una sezione rettangolare di dimensioni 120x90 cm, omogenea per tutta l'altezza del piedritto. Sono presenti 5 ϕ 20 sia lungo il lato minore che lungo il lato maggiore della sezione. Come armatura a taglio è presente una staffa ϕ 8 ogni 20 cm e due bracci ϕ 10 ogni 20 cm.

Nel cavalcavia 357 i piedritti hanno una sezione poligonale di dimensioni principali 120x80 cm, omogenea per tutto il fusto. L'armatura principale è costituita da 18 ϕ 24, mentre l'armatura a taglio è composta da 2 staffe ϕ 10 poste ogni 25 cm.

I piedritti del cavalcavia 378 hanno sezione rettangolare di dimensioni 120x90 cm, omogenea per tutta l'altezza del piedritto. L'armatura principale è formata da 5 ϕ 24 sia lungo il lato minore che lungo il lato maggiore della sezione. L'armatura a taglio è composta da due staffe ϕ 10 poste ogni 25 cm.

In Figura 2.42 sono raffigurate le sezioni appena descritte con le rispettive armature.

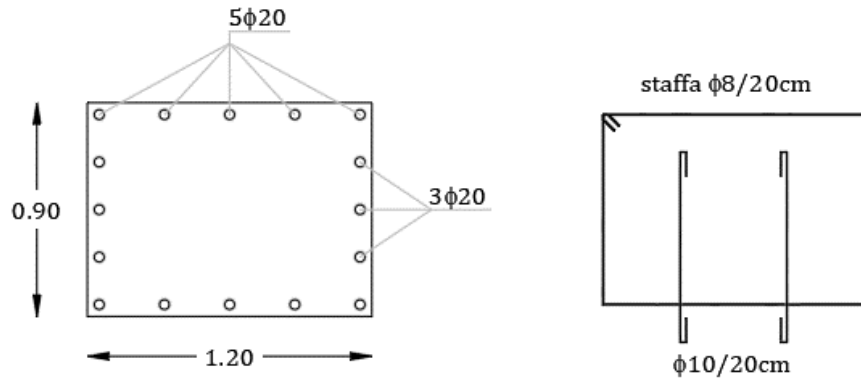
La verifica a pressoflessione deviata è condotta valutando che la sollecitazione di pressoflessione deviata $N_{Ed}-M_{xEd}-M_{yEd}$, ricavata dal software di calcolo, risulti sempre interna al dominio resistente $M_{xRd}-M_{yRd}$.

La verifica è eseguita per entrambe le direzioni principali considerando di volta in volta la combinazione che massimizza le sollecitazioni lungo la direzione in esame.

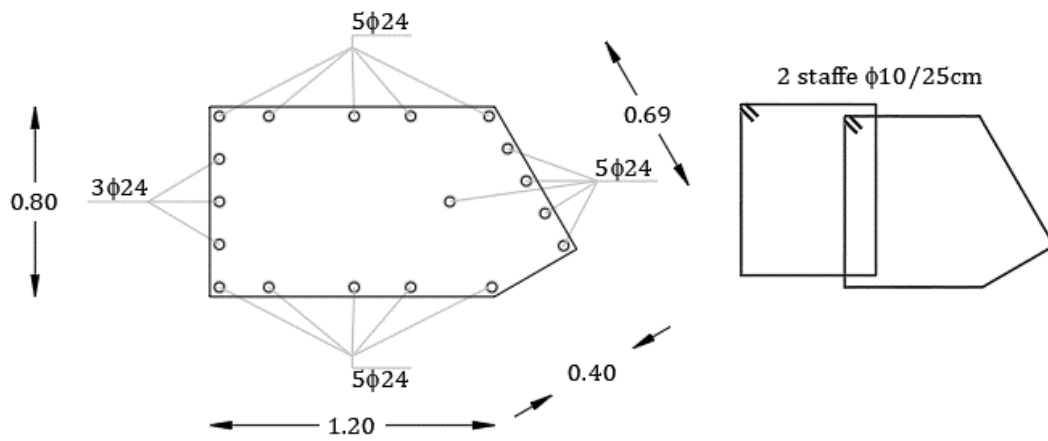
Il dominio resistente $M_{xRd}-M_{yRd}$ è tracciato mediante l'utilizzo del software VCA-Slu.

Per completezza la verifica è stata effettuata sia sulla sezione di testa che sulla sezione alla base del piedritto. I casi di verifica più gravosa ovviamente saranno riferiti a quest'ultima sezione, caratterizzata da sollecitazioni maggiori.

cavalcavia 312



cavalcavia 357



cavalcavia 378

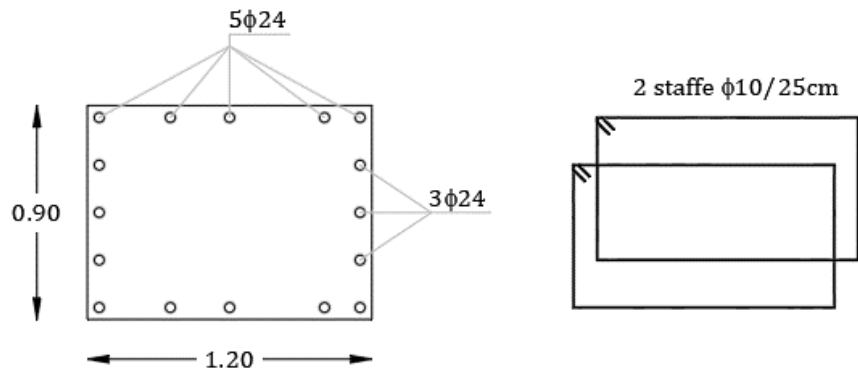


Figura 2.42 - Sezione del piedritto e disposizione dell'armatura (piano x-y)

In Tabella 2.17, Tabella 2.18 e Tabella 2.19 si riportano i risultati ottenuti. In tutti i cavalcavia si riscontrano evidenti vulnerabilità sismiche alla base dei piedritti. In questa sezione la verifica non risulta soddisfatta.

COMBINAZIONE	SEZIONE	N [KN]	M _y [KNm]	M _x [KNm]	M _{yRd} [KNm]	M _{xRd} [KNm]	ρ _M	FS
CV+SLV X	BASE	-1282,67	-771,72	-357,47	1089,00	492,80	0,71	1,41
CV+SLV Y	BASE	-775,83	-383,77	-1168,65	240,20	688,10	1,69	0,59
CV+SLV X	SOMMITÀ	-856,38	-292,98	-67,48	962,40	204,20	0,31	3,27
CV+SLV Y	SOMMITÀ	-656,63	-266,87	-214,32	636,30	566,90	0,40	2,49

Tabella 2.17 - Risultati verifica a pressoflessione deviata dei piedritti delle pile - Cavalcavia 312

COMBINAZIONE	SEZIONE	N [KN]	M _y [KNm]	M _x [KNm]	M _{yRd} [KNm]	M _{xRd} [KNm]	ρ _M	FS
CV+SLV X	BASE	-1382,13	2812,94	811,14	2193,00	619,00	1,28	0,78
CV+SLV Y	BASE	-1140,18	1264,42	1931,16	1563,00	1013,00	1,24	0,81
CV+SLV X	SOMMITÀ	-1778,56	-321,45	-202,20	1777,00	1082,00	0,18	5,48
CV+SLV Y	SOMMITÀ	-2020,51	-412,57	-308,53	1653,00	1182,00	0,25	3,94

Tabella 2.18 - Risultati verifica a pressoflessione deviata dei piedritti delle pile - Cavalcavia 357

COMBINAZIONE	SEZIONE	N [KN]	M _y [KNm]	M _x [KNm]	M _{yRd} [KNm]	M _{xRd} [KNm]	ρ _M	FS
CV+SLV X	BASE	-1965,68	-2946,25	-635,80	-2298,00	-475,60	1,28	0,78
CV+SLV Y	BASE	-2356,56	-1224,16	-2083,31	-1070,00	-1730,00	1,19	0,84
CV+SLV X	SOMMITÀ	-1209,48	320,75	162,69	1761,00	884,70	0,18	5,48
CV+SLV Y	SOMMITÀ	-818,61	188,03	481,07	529,20	1325,00	0,36	2,76

Tabella 2.19 - Risultati verifica a pressoflessione deviata dei piedritti delle pile - Cavalcavia 378

In Figura 2.43, Figura 2.44 e Figura 2.45 si riporta un estratto del software VCA-Slu e il dominio resistente ricavato con le sollecitazioni agenti, per il caso di verifica più gravoso di ciascun cavalcavia.

Titolo: BASE PILA CV+SLV_Y

N° Vertici: Zoom N° barre: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	60	45
2	60	-45
3	-60	-45
4	-60	45

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	55	0
2	3.14	55	20
3	3.14	55	40
4	3.14	55	-20
5	3.14	55	-40
6	3.14	-55	0

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 S 275 C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 178.6 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.8
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 0.893 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Calcoli:
 M_{xRd} 688.1 kNm
 M_{yRd} 240.2 kNm
 σ_c -18.8 N/mm²
 σ_s 178.6 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 23.87 ‰
 d 92.81 cm
 x 11.87 x/d 0.1279
 δ 0.7

Parametri:
 N° rett. 100
 angolo asse neutro θ° 356
 Precompresso

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

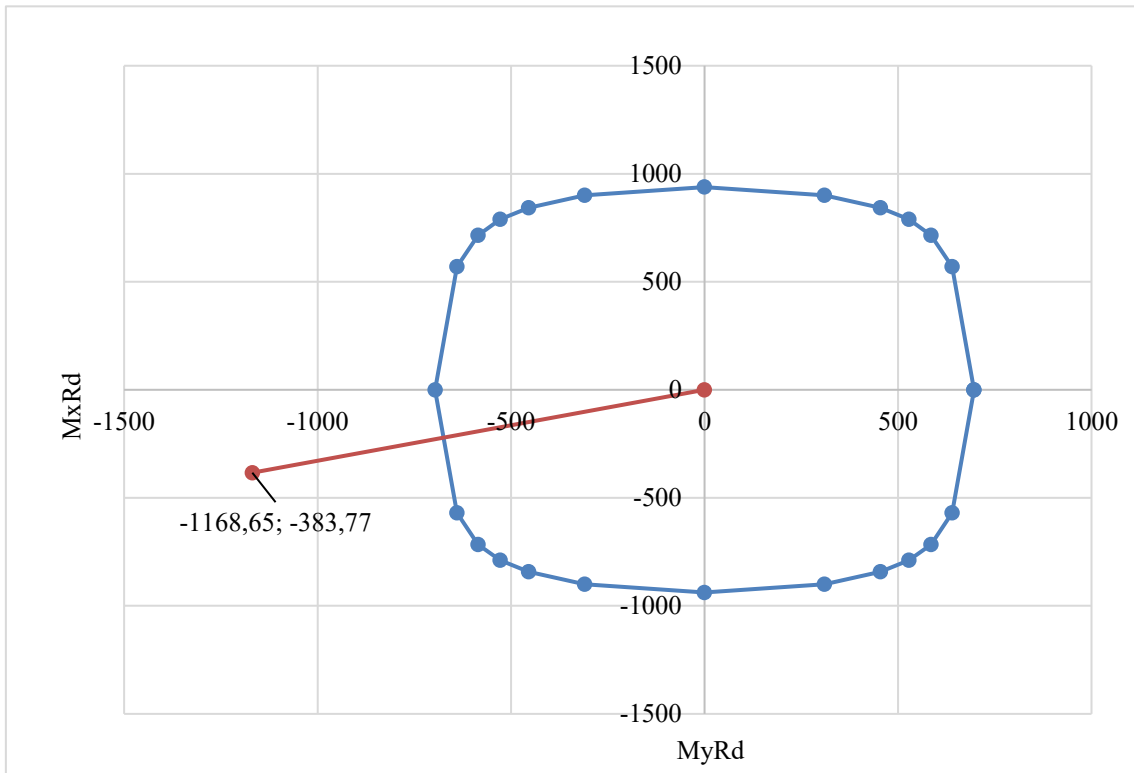


Figura 2.43 - Dominio di resistenza della sezione di base del piedritto - Cavalcavia 312

Titolo : BASE PILA CV+SLV X

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-85.6	-19.2
2	-51	-39.2
3	69	-39.2
4	69	40.8
5	-51	40.8

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	-49.9	-35.2
2	4.52	-15.7	-35.2
3	4.52	8.2	-35.2
4	4.52	44.2	-35.2
5	4.52	65	-35.2
6	4.52	65	-17.2

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

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

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali
 S 275 C30/37
 E_{su} ‰ E_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 E_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

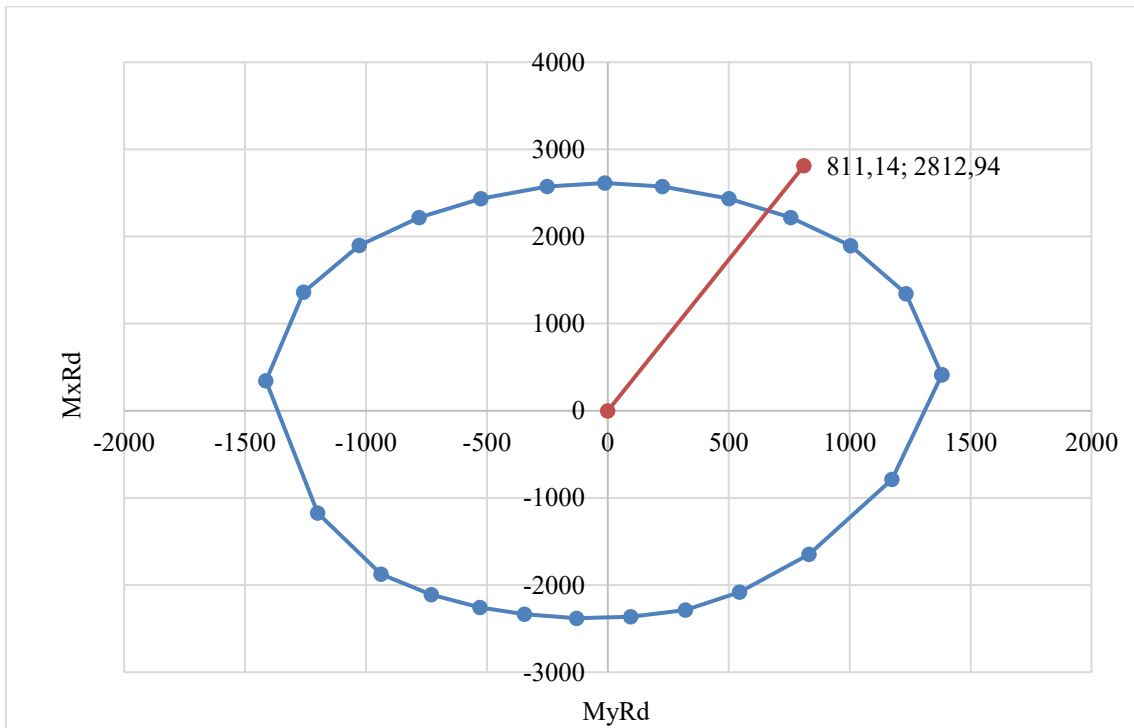


Figura 2.44 - Dominio di resistenza della sezione di base del piedritto - Cavalcavia 357

Titolo: BASE PILA CV+SLV_X

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 16 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	60	45
2	60	-45
3	-60	-45
4	-60	45

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	55	0
2	4.52	55	20
3	4.52	55	40
4	4.52	55	-20
5	4.52	55	-40
6	4.52	-55	0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 1965.68 0 kN
 M_{xEd}: -635.8 0 kNm
 M_{yEd}: -2946.25 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 S 275 C30/37
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 349 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 22.66
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.745 ‰ σ_{c,adm}: 11.5
 σ_{s,adm}: 0 N/mm² τ_{co}: 0.6933
 τ_{c1}: 2.029

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 105

Precompresso

M_{xRd}: -475.6 kN m
 M_{yRd}: -2'298 kN m
 σ_c: -22.66 N/mm²
 σ_s: 349 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 11.3 ‰
 d: 133.1 cm
 x: 31.47 x/d: 0.2365
 δ: 0.7356

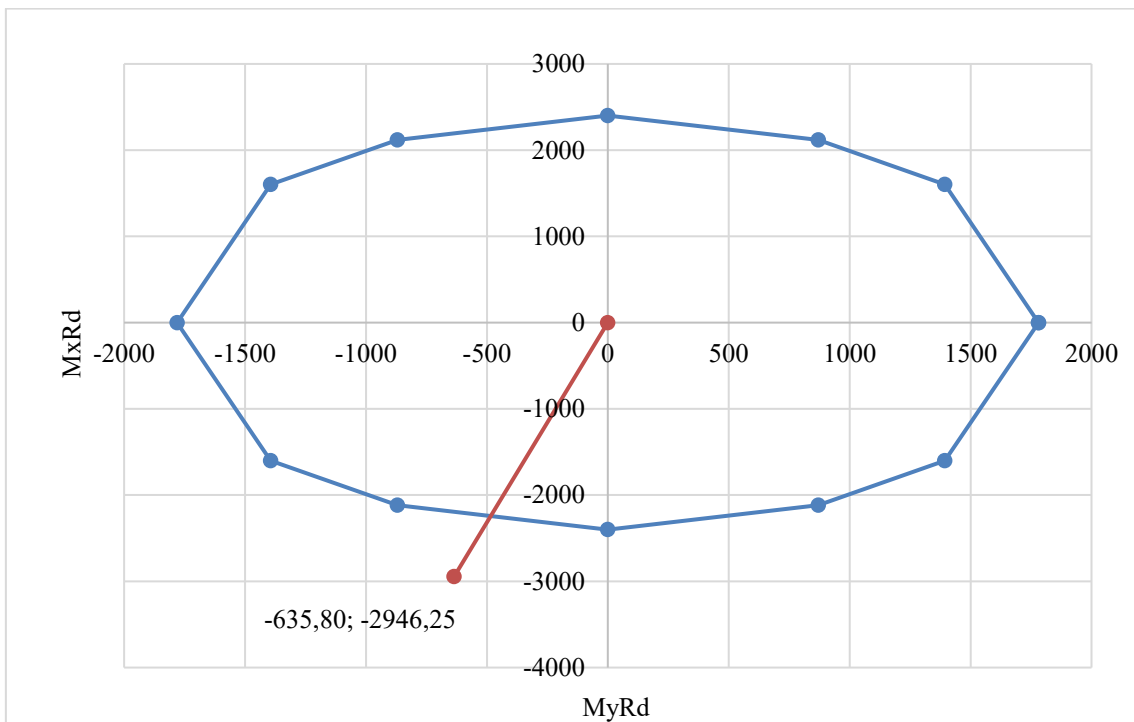


Figura 2.45 - Dominio di resistenza della sezione di base del piedritto - Cavalcavia 378

La verifica a taglio dei piedritti delle pile è condotta in analogia a quanto già visto per la verifica a taglio dei pali di fondazione e cioè assicurandosi che la sollecitazione tagliante

sia minore della resistenza a taglio offerta dalla sezione, pari alla minore tra la resistenza lato calcestruzzo e la resistenza lato acciaio delle staffe:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

in cui:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In Tabella 2.20, Tabella 2.21 e Tabella 2.22 si riportano i risultati ottenuti. Sui cavalcavia 312 e 378 emergono vulnerabilità sismiche, in questi cavalcavia la verifica non risulta soddisfatta.

COMBINAZIONE	SEZIONE	N [KN]	V _{Ed} [KN]	V _{Rcd} [KN]	V _{Rsd} [KN]	FS
CV+SLV X	BASE	-1282,67	180,04	3217,30	232,60	1,29
CV+SLV Y	BASE	-775,83	-451,84	3098,10	344,00	0,76
CV+SLV X	SOMMITÀ	-856,38	-107,57	3153,80	232,60	2,16
CV+SLV Y	SOMMITÀ	-656,63	-193,58	3080,60	344,00	1,78

Tabella 2.20 - Risultati verifica a taglio dei piedritti delle pile - Cavalcavia 312

COMBINAZIONE	SEZIONE	N [KN]	V _{Ed} [KN]	V _{Rcd} [KN]	V _{Rsd} [KN]	FS
CV+SLV X	BASE	-1382,13	430,53	2267,30	552,20	1,28
CV+SLV Y	BASE	-2196,25	-354,95	2334,10	719,60	2,03
CV+SLV X	SOMMITÀ	-1206,39	430,53	2241,20	552,20	1,28
CV+SLV Y	SOMMITÀ	-2020,51	-354,95	2308,60	719,60	2,03

Tabella 2.21 - Risultati verifica a taglio dei piedritti delle pile - Cavalcavia 357

COMBINAZIONE	SEZIONE	N [KN]	V _{Ed} [KN]	V _{Rcd} [KN]	V _{Rsd} [KN]	FS
CV+SLV X	BASE	-1965,68	-462,20	3924,70	1132,80	2,45
CV+SLV Y	BASE	-2356,56	-427,35	3922,60	418,20	0,98
CV+SLV X	SOMMITÀ	-1803,68	-462,20	3900,70	1132,80	2,45
CV+SLV Y	SOMMITÀ	-2194,56	-427,35	3899,00	418,20	0,98

Tabella 2.22 - Risultati verifica a taglio dei piedritti delle pile - Cavalcavia 378

È interessante notare come l'andamento della sollecitazione tagliente risulti costante lungo tutto il fusto dei piedritti dei cavalcavia 357 e 378, mentre sul cavalcavia 312, in sommità, si assiste ad una variazione della sollecitazione tagliente. Ciò è dovuto alla particolare conformazione dei piedritti di quest'ultimo cavalcavia. Infatti, come detto al paragrafo 2.1.2, il traverso che collega tra loro i piedritti, in questo cavalcavia si sviluppa fino ad una quota più bassa rispetto alla sommità delle pile, interferendo con l'andamento delle sollecitazioni taglienti che quindi non risultano uniformi lungo il fusto del piedritto.

Si riporta infine, in Tabella 2.23, Tabella 2.24 e Tabella 2.25 tre estratti dei rispettivi fogli di calcolo utilizzati per eseguire la verifica descritta, nel caso più gravoso per ciascun cavalcavia.

VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI CON ARMATURA SPECIFICA (PAR. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)		
DATI GENERALI		
TIPOLOGIA DI SEZIONE	RETTANGOLARE	▼
Raggio della sezione circolare	$r =$	30,0 cm
Raggio della circonferenza di armature	$r_s =$	25,2 cm
Altezza della sezione rettangolare	$h_r =$	90,0 cm
Larghezza della sezione rettangolare	$b_r =$	120,0 cm
Larghezza equivalente della sezione circolare	$b_c =$	27,3 cm
Larghezza della sezione di calcolo	$b_w =$	120,0 cm
Area della sezione trasversale	$A_c =$	10800 cmq
Diametro delle barre longitudinali	$\phi_L =$	20 mm
Numero dei bracci di staffatura	$n =$	4 -
Diametro delle staffe	$\phi_s =$	8 mm
Passo delle staffe	$p =$	20,0 cm
Inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale	$\alpha =$	90 °
Staffe per unità di lunghezza	$A_{sw}/s =$	10,05 cmq/m
copriferro netto	$c' =$	3,0 cm
Copriferro di calcolo in asse barra	$c =$	4,8 cm
Altezza utile della sezione	$d =$	85,2 cm
Resistenza a compressione cubica cls caratteristica	$R_{ck} =$	36 Mpa
Resistenza a compressione cilindrica cls caratteristica	$f_{ck} =$	29,88 Mpa
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85 -
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00 -
Resistenza a compressione cls di progetto	$f_{cd} =$	18,81 MPa
Resistenza a compressione ridotta cls di progetto	$f_{cd'} =$	9,41 MPa
Resistenza a trazione assiale cls media	$f_{ctm} =$	2,89 MPa
Resistenza a trazione cls di progetto	$f_{ctd} =$	2,02 MPa
Resistenza a snervamento acciaio caratteristica	$f_{yk} =$	178,52 Mpa
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00 -
Resistenza a snervamento acciaio di progetto	$f_{yd} =$	178,5 MPa
SOLLECITAZIONI		
Forza assiale sollecitante di progetto	$N_{Ed} =$	775,8 kN
Taglio sollecitante di progetto	$V_{Ed} =$	451,8 kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO		
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp} =$	0,72 MPa
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,04 -
Angolo di inclinazione di prima fessurazione	$ctg\theta_1 =$	1,12 -
Angolo di inclinazione di calcolo	$ctg\theta^* =$	2,50 -
	$\theta^* =$	21,80 °
Verifica di duttilità		0,031 R. DUTTILE
Resistenza a taglio di calcolo lato cls	$V_{Rcd} =$	3098,1 kN
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd} =$	344,0 kN
Taglio resistente di progetto	$V_{Rd} =$	344,0 kN
VERIFICA A TAGLIO	FS =	0,76 < 1,0 NO

Tabella 2.23 - Foglio di calcolo verifica a taglio del piedritto della pila - Cavalcavia 312

VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI CON ARMATURA SPECIFICA (PAR. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)		
DATI GENERALI		
TIPOLOGIA DI SEZIONE	RETTANGOLARE	
Raggio della sezione circolare	$r =$	30,0 cm
Raggio della circonferenza di armature	$r_s =$	24,8 cm
Altezza della sezione rettangolare	$h_r =$	120,0 cm
Larghezza della sezione rettangolare	$b_r =$	80,0 cm
Larghezza equivalente della sezione circolare	$b_c =$	20,2 cm
Larghezza della sezione di calcolo	$b_w =$	80,0 cm
Area della sezione trasversale	$A_c =$	9600 cmq
Diametro delle barre longitudinali	$\phi_L =$	24 mm
Numero dei bracci di staffatura	$n =$	2 -
Diametro delle staffe	$\phi_s =$	10 mm
Passo delle staffe	$p =$	25,0 cm
Inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale	$\alpha =$	90 °
Staffe per unità di lunghezza	$A_{s,w}/s =$	6,28 cmq/m
copriferro netto	$c' =$	3,0 cm
Copriferro di calcolo in asse barra	$c =$	5,2 cm
Altezza utile della sezione	$d =$	114,8 cm
Resistenza a compressione cubica cls caratteristica	$R_{ck} =$	36 Mpa
Resistenza a compressione cilindrica cls caratteristica	$f_{ck} =$	29,88 Mpa
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85 -
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00 -
Resistenza a compressione cls di progetto	$f_{cd} =$	14,47 MPa
Resistenza a compressione ridotta cls di progetto	$f_{cd'} =$	7,24 MPa
Resistenza a trazione assiale cls media	$f_{ctm} =$	2,89 MPa
Resistenza a trazione cls di progetto	$f_{ctd} =$	2,02 MPa
Resistenza a snervamento acciaio caratteristica	$f_{yk} =$	340,26 Mpa
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00 -
Resistenza a snervamento acciaio di progetto	$f_{yd} =$	340,3 MPa
SOLLECITAZIONI		
Forza assiale sollecitante di progetto	$N_{Ed} =$	1382,1 kN
Taglio sollecitante di progetto	$V_{Ed} =$	430,5 kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO		
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp} =$	1,44 MPa
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,10 -
Angolo di inclinazione di prima fessurazione	$ctg\theta_1 =$	1,22 -
Angolo di inclinazione di calcolo	$ctg\theta^* =$	2,50 -
	$\theta^* =$	21,80 °
Verifica di duttilità	$=$	0,067 R. DUTTILE
Resistenza a taglio di calcolo lato cls	$V_{Rcd} =$	2267,3 kN
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd} =$	552,2 kN
Taglio resistente di progetto	$V_{Rd} =$	552,2 kN
VERIFICA A TAGLIO	FS =	1,28 > 1,0 OK

Tabella 2.24 - Foglio di calcolo verifica a taglio del piedritto della pila - Cavalcavia 357

VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI CON ARMATURA SPECIFICA (PAR. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)		
DATI GENERALI		
TIPOLOGIA DI SEZIONE	RETTANGOLARE	
Raggio della sezione circolare	$r =$	30,0 cm
Raggio della circonferenza di armature	$r_s =$	24,8 cm
Altezza della sezione rettangolare	$h_r =$	90,0 cm
Larghezza della sezione rettangolare	$b_r =$	120,0 cm
Larghezza equivalente della sezione circolare	$b_c =$	27,3 cm
Larghezza della sezione di calcolo	$b_w =$	120,0 cm
Area della sezione trasversale	$A_c =$	10800 cmq
Diametro delle barre longitudinali	$\phi_L =$	24 mm
Numero dei bracci di staffatura	$n =$	2 -
Diametro delle staffe	$\phi_s =$	10 mm
Passo delle staffe	$p =$	25,0 cm
Inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale	$\alpha =$	90 °
Staffe per unità di lunghezza	$A_{s,w}/s =$	6,28 cmq/m
copriferro netto	$c' =$	3,0 cm
Copriferro di calcolo in asse barra	$c =$	5,2 cm
Altezza utile della sezione	$d =$	84,8 cm
Resistenza a compressione cubica cls caratteristica	$R_{ck} =$	36 Mpa
Resistenza a compressione cilindrica cls caratteristica	$f_{ck} =$	29,88 Mpa
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85 -
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00 -
Resistenza a compressione cls di progetto	$f_{cd} =$	22,66 MPa
Resistenza a compressione ridotta cls di progetto	$f_{cd'} =$	11,33 MPa
Resistenza a trazione assiale cls media	$f_{ctm} =$	2,89 MPa
Resistenza a trazione cls di progetto	$f_{ctd} =$	2,02 MPa
Resistenza a snervamento acciaio caratteristica	$f_{yk} =$	349 Mpa
Fattore di confidenza	$FC =$	1,00 -
Resistenza a snervamento acciaio di progetto	$f_{yd} =$	349,0 MPa
SOLLECITAZIONI		
Forza assiale sollecitante di progetto	$N_{Ed} =$	2356,6 kN
Taglio sollecitante di progetto	$V_{Ed} =$	427,4 kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO		
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp} =$	2,18 MPa
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,10 -
Angolo di inclinazione di prima fessurazione	$ctg\theta_1 =$	1,32 -
Angolo di inclinazione di calcolo	$ctg\theta^* =$	2,50 -
	$\theta^* =$	21,80 °
Verifica di duttilità	$=$	0,029 R. DUTTILE
Resistenza a taglio di calcolo lato cls	$V_{Rcd} =$	3922,6 kN
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd} =$	418,4 kN
Taglio resistente di progetto	$V_{Rd} =$	418,4 kN
VERIFICA A TAGLIO	FS =	0,98 < 1,0 NO

Tabella 2.25 - Foglio di calcolo verifica a taglio del piedritto della pila - Cavalcavia 378

2.6.3 Verifica dell'architrave delle pile

Come descritto al paragrafo 2.1.2 e richiamato più volte, i piedritti delle pile sono collegati in sommità da un architrave. Nei cavalcavia 357 e 378 l'architrave è composto da un traverso che accoglie gli appoggi dell'impalcato laterale e da un cordolo che collega i piedritti. Nel cavalcavia 312 invece l'architrave è composto dal solo traverso che quindi ha il duplice ruolo di trasferire i carichi dell'impalcato laterale ai piedritti e di collegare questi ultimi tra loro.

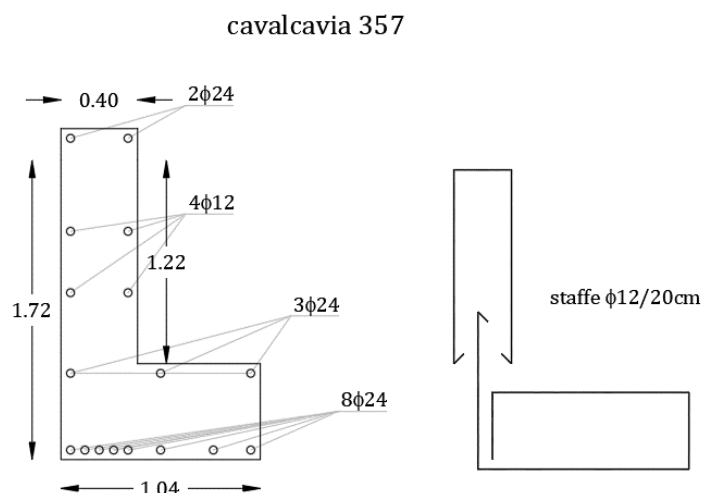
Sull'intero architrave è stata condotta la verifica a flessione deviata dovuta alla combinazione dei carichi verticali con il sisma agente in direzione trasversale. Mentre sul solo traverso si è effettuata la verifica a pressoflessione deviata dovuta alla combinazione dei carichi verticali con il sisma agente in direzione longitudinale come introdotto al paragrafo 2.5.

L'architrave dei cavalcavia 357 e 378 ha una sezione a L con le dimensioni già descritte al paragrafo 2.1.2.

L'armatura dell'architrave del cavalcavia 357 è composta 11 ϕ 24 nel cordolo e da 2 ϕ 24 + 4 ϕ 12 nel traverso. Mentre l'architrave del cavalcavia 378 presenta 11 ϕ 22 nel cordolo e 4 ϕ 24 + 4 ϕ 12 nel traverso.

Negli architrave di entrambi i cavalcavia l'armatura a taglio è formata da staffe ϕ 12 ogni 20 cm.

In Figura 2.46 sono raffigurate le sezioni appena descritte con le rispettive armature, per i due cavalcavia.



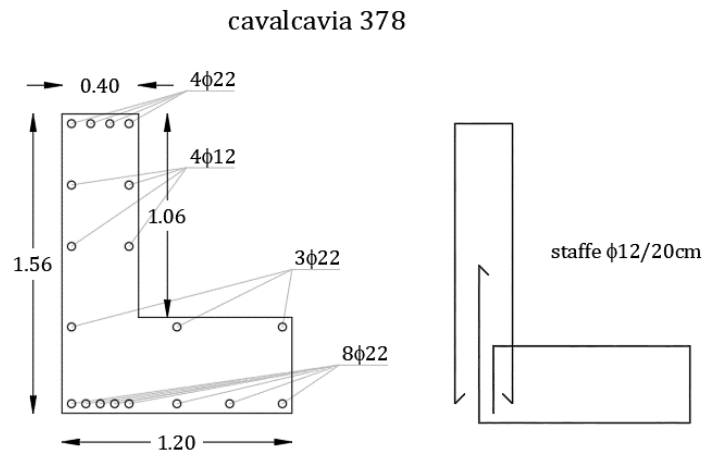


Figura 2.46 - Sezione dell'architrave delle pile e disposizione dell'armatura (piano x-z)

Sull'architrave è condotta la verifica a flessione deviata per la sezione all'appoggio, controllando che la sollecitazione $M_{xEd}-M_{zEd}$ risulti sempre interna al dominio resistente $M_{xRd}-M_{zRd}$.

In Tabella 2.26 e in Tabella 2.27 si riportano i risultati della verifica. Non emergono vulnerabilità sismiche, la verifica risulta soddisfatta in entrambi e cavalcavia.

COMBINAZIONE	M_z [KNm]	M_x [KNm]	M_{zRd} [KNm]	M_{xRd} [KNm]	ρ_M	FS
CV+SLV Y Min	-52,69	-641,65	109,6	857,3	0,74	1,34

Tabella 2.26 - Risultati verifica a flessione deviata dell'architrave delle pile - Cavalcavia 357

COMBINAZIONE	M_z [KNm]	M_x [KNm]	M_{zRd} [KNm]	M_{xRd} [KNm]	ρ_M	FS
CV+SLV Y	69,39	643,90	173,90	1465,00	0,44	2,28

Tabella 2.27 - Risultati verifica a flessione deviata dell'architrave delle pile - Cavalcavia 378

In Figura 2.47 e in Figura 2.48 si riporta per il caso di verifica più gravoso di ciascun cavalcavia un estratto del software VCA-Slu e il dominio resistente ricavato con le sollecitazioni agenti.

Titolo : XZ ARCHITR. PILA APPOGGI CV+SLV Y Min

N° Vertici 6 **Zoom** **N° barre** 17 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	103.9	0
3	103.9	50
4	40	50
5	40	172.5
6	0	172.5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	5	5
2	4.52	12.5	5
3	4.52	20	5
4	4.52	27.5	5
5	4.52	35	5
6	4.52	51.9	5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} -641.65 **0** kNm
M_{yEd} -52.69 **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 S 275 C30/37
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 340.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.47
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.702 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -857.3 kN m
M_{yRd} -109.6 kN m
 σ_c -14.47 N/mm²
 σ_s 340.3 N/mm²
 ϵ_c 3.442 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 169.1 cm
 x 8.204 x/d 0.04852
 δ 0.7

N° rett. 100
angolo asse neutro θ° 177
 Precompresso

Calcola MRd Dominio Mx-My

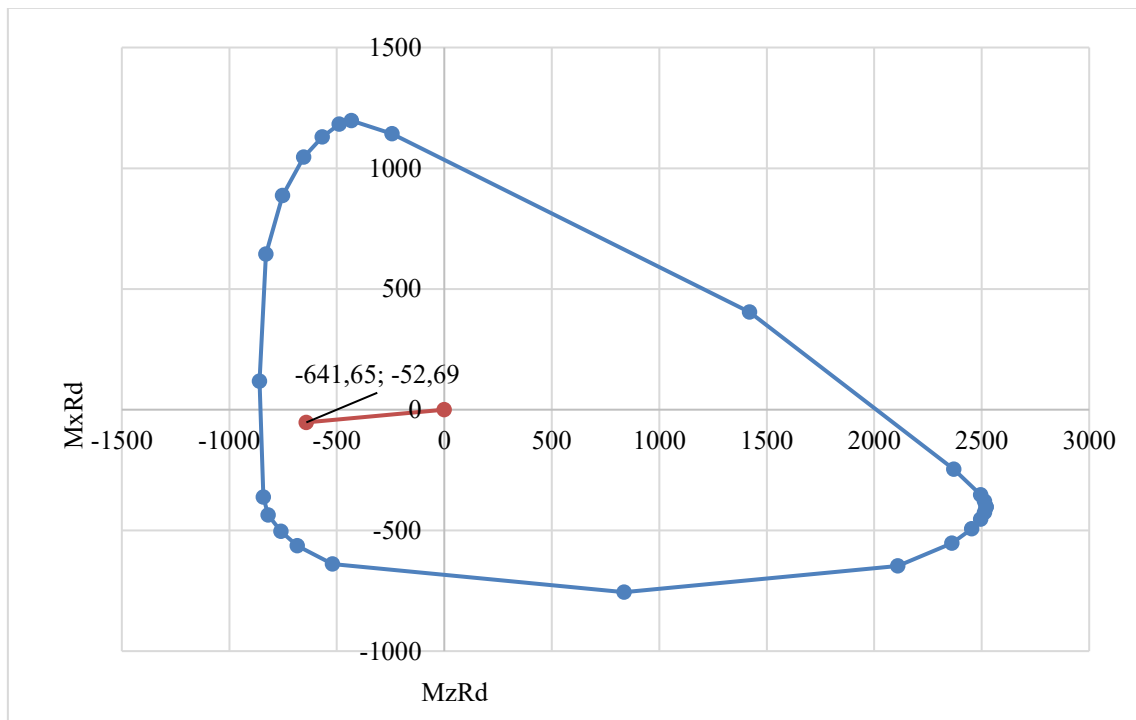


Figura 2.47 - Dominio di resistenza della sezione di appoggio dell'architrave delle pile - Cavalcavia 357

Titolo: XZ ARCHITR. PILA APPOGGI CV+SLV Y

N° Vertici: 6 **Zoom** **N° barre:** 19 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-60	-25
2	60	-25
3	60	25
4	-20	25
5	-20	131
6	-60	131

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
9	3.8	-55	20
10	1.13	-55	62
11	1.13	-55	94
12	1.13	-25	62
13	1.13	-25	94
14	3.8	-55	126

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}: 0 **0** kN
M_{xEd}: 643.90 **0** kNm
M_{yEd}: 69.39 **0**

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
 S 275 C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 349 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 22.66
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.745 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd}: 1'465 kN m
M_{yRd}: 173.9 kN m
 σ_c -22.66 N/mm²
 σ_s 349 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 14.69 ‰
 d 125.5 cm
 x 24.14 x/d 0.1924
 δ 0.7

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 311

Precompresso

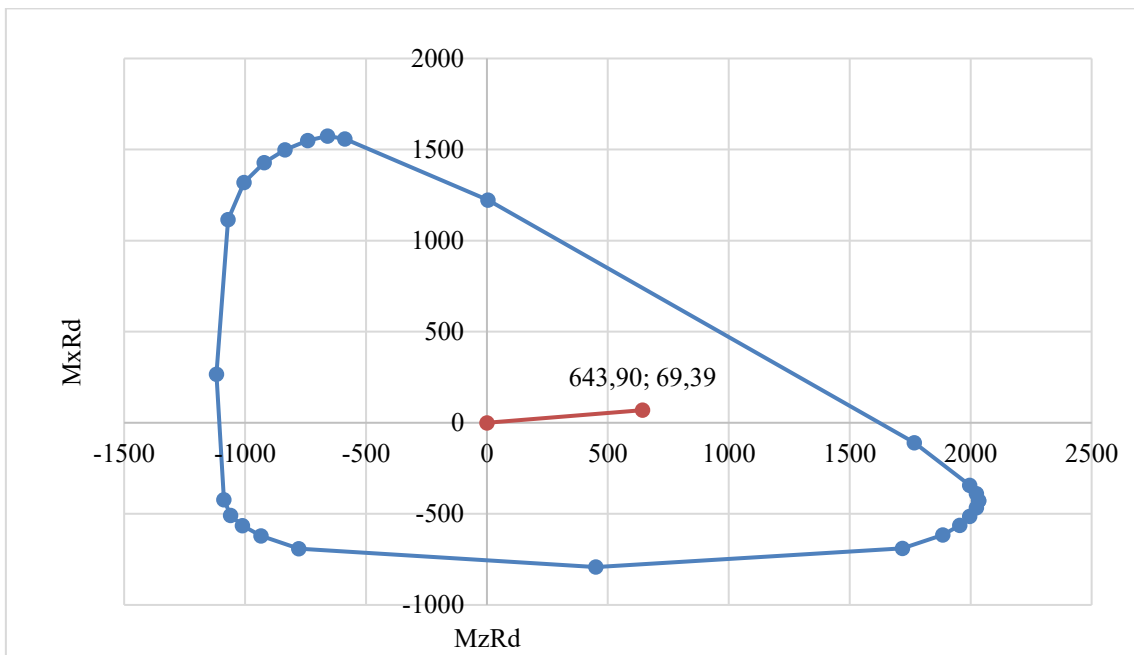


Figura 2.48 - Dominio di resistenza della sezione di appoggio dell'architrave delle pile - Cavalcavia 378

Come già introdotto, oltre alla verifica a flessione deviata condotta sull'intero architrave, si è anche effettuata una verifica di pressoflessione deviata nel solo traverso.

Nel paragrafo 2.5 si è anticipato che sul traverso, in condizioni sismiche, agisce significativa forza orizzontale a causa della massa sismica dell'impalcato laterale che

grava su di esso. Ciò implica che il traverso subisca una importante sollecitazione flettente alla sua base che può essere fronteggiata dai soli ferri di parete verticali.

Nei cavalcavia 357 e 378 in cui è presente il cordolo, il traverso è collegato ad esso per tutta la sua lunghezza. Nel cavalcavia 312 invece il traverso è collegato soltanto puntualmente ai piedritti. In quelle sezioni localizzate quindi si concentrano le tensioni maggiori.

Sempre nel cavalcavia 312, valutando la sezione nel piano x-y, si nota che gli unici ferri di armatura che possono fronteggiare la sollecitazione flettente sono i ferri di parete verticale $\phi 14$ posti ogni 20 cm, a differenza dei cavalcavia 357 e 378 in cui si può fare affidamento soprattutto a $5+3\phi 24$ che corrono in continuità all'armatura del piedritto oltre che alle staffe $\phi 12$ poste ad un interasse di 20 cm.

In Figura 2.49 sono raffigurate le sezioni di base del traverso, nel piano x-y, in corrispondenza del piedritto delle pile con le rispettive armature, per ciascun cavalcavia.

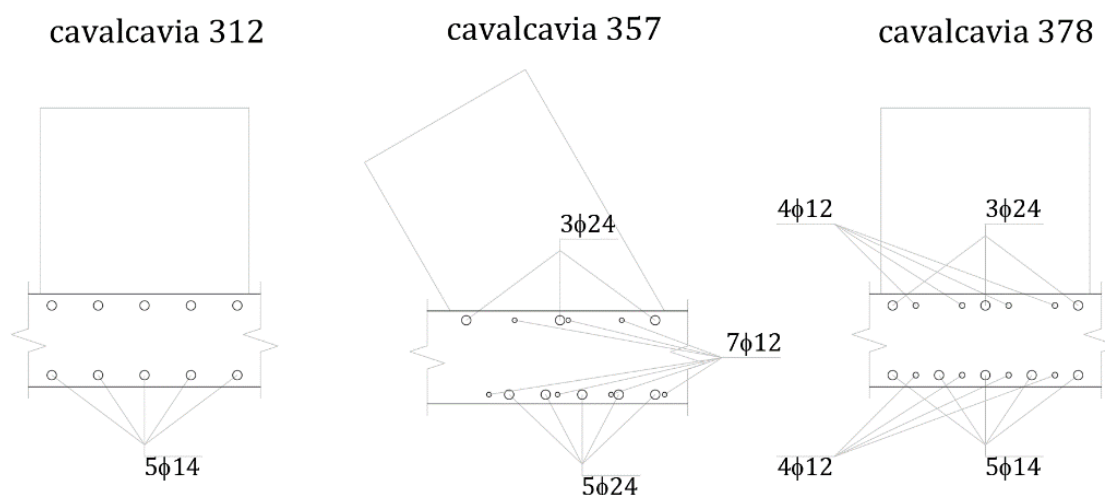


Figura 2.49 -Sezione del traverso in corrispondenza del piedritto e disposizione dell'armatura (piano x-y)

La verifica a pressoflessione deviata è stata condotta controllando che la sollecitazione $N_{Ed}-M_{xEd}-M_{yEd}$ risulti sempre interna al dominio resistente $M_{xRd}-M_{yRd}$.

La combinazione che massimizza le sollecitazioni flettenti è quella con direzione prevalente del sisma lungo l'asse longitudinale del cavalcavia.

In Tabella 2.28 e in Tabella 2.29 si riportano i risultati ottenuti per i cavalcavia 357 e 378, su una sezione di larghezza pari a quella del piedritto. Non emergono vulnerabilità sismiche, la verifica risulta soddisfatta.

COMBINAZIONE	N [KN]	My [KNm]	Mx [KNm]	MyRd [KNm]	MxRd [KNm]	ρ_M	FS
CV+SLV X	-356,39	167,01	-91,28	492,2	268,4	0,34	2,95

Tabella 2.28 - Risultati verifica a pressoflessione deviata del traverso delle pile - Cavalcavia 357

COMBINAZIONE	N [KN]	My [KNm]	Mx [KNm]	MyRd [KNm]	MxRd [KNm]	ρ_M	FS
CV+SLV X	326,17	187,19	-13,1	-263,7	18,46	0,71	1,41

Tabella 2.29 - Risultati verifica a pressoflessione deviata del traverso delle pile - Cavalcavia 378

Vista la particolarità costruttiva del traverso del cavalcavia 312 si è prima effettuata la verifica valutando una sezione di larghezza pari al piedritto della pila, 90 cm, in analogia a quanto visto per gli altri cavalcavia. La verifica così condotta risulta ampiamente non soddisfatta.

Si è allora valutato di aumentare le dimensioni della sezione reagente ipotizzando l'instaurarsi di una redistribuzione delle sollecitazioni sul traverso con la geometria descritta in Figura 2.50.

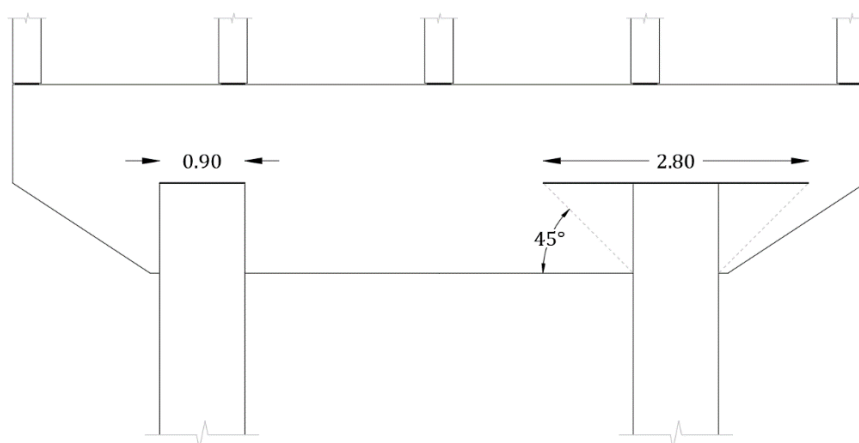


Figura 2.50 - Sezioni di verifica del traverso del cavalcavia 312

In Tabella 2.30 si riportano i risultati della verifica per entrambe le sezioni esaminate. Anche la sezione ricavata ipotizzando una redistribuzione delle sollecitazioni non garantisce prestazioni idonea a raggiungere un fattore di sicurezza unitario, dunque la verifica non è soddisfatta.

COMBINAZIONE	SEZIONE	N [KN]	My [KNm]	Mx [KNm]	MyRd [KNm]	MxRd [KNm]	ρ_M	FS
CV+SLV X	0,90 m	68,70	-175,85	52,13	64,55	28,85	2,59	0,39
CV+SLV X	2,80 m	-6,09	-202,34	152,30	157,47	118,52	1,28	0,78

Tabella 2.30 - Risultati verifica a pressoflessione deviata del traverso delle pile - Cavalcavia 312

In Figura 2.51, Figura 2.52 e Figura 2.53 si riporta un estratto del software VCA-Slu e il dominio resistente ricavato con le sollecitazioni agenti, per ciascun cavalcavia.

Titolo : XY 2.80m CV+SLV_X

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 30 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-20	140
2	20	140
3	20	-140
4	-20	-140

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.54	16.5	-140
2	1.54	16.5	-120
3	1.54	16.5	-100
4	1.54	16.5	-80
5	1.54	16.5	-60
6	1.54	16.5	-40

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 6.09 **0** kN
M_{xEd} 152.3 **0** kNm
M_{yEd} -202.34 **0**

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 Deviata

Materiali
 S 275 C30/37
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 178.6 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.8 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 0.893 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 642.6 kN m
M_{yRd} -152.5 kN m
 σ_c -18.8 N/mm²
 σ_s 178.6 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 30.14 ‰
 d 41.38 cm
 x 4.305 x/d 0.104
 δ 0.7

N° rett. 100
angolo asse neutro θ° 89
 Precompresso

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

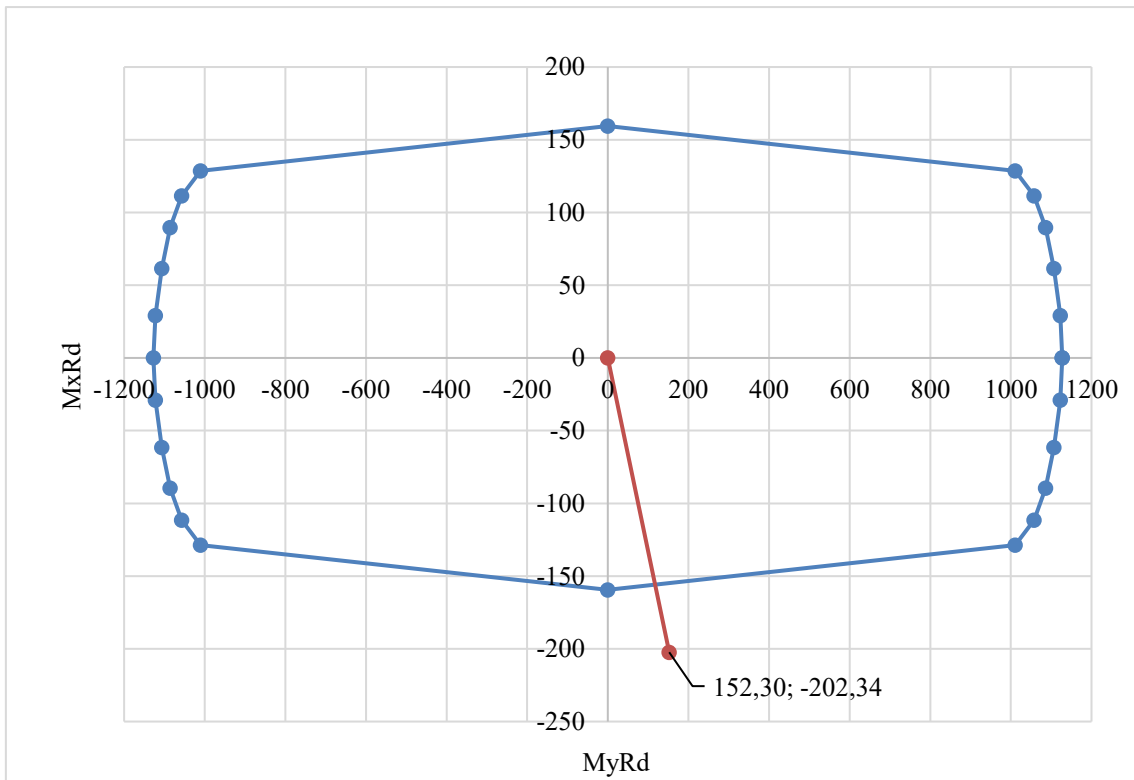


Figura 2.51 - Dominio di resistenza della sezione del traverso - Cavalcavia 312

Titolo: XY 0.80m CV+SLV X

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 15 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-20	-46.2
2	20	-46.2
3	20	46.2
4	-20	46.2

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	16	-42.5
2	4.52	16	-8
3	4.52	16	39.3
4	4.52	-16	20.8
5	4.52	-16	5
6	4.52	-16	-10.7

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}: 356.39 **0** kN
M_{xEd}: 91.28 **0** kNm
M_{yEd}: 167.01 **0**

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 Deviata

Materiali: S 275 C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 340.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.47
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.702 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd}: 189.5 kNm
M_{yRd}: 354.9 kNm
 σ_c -14.47 N/mm²
 σ_s 340.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 8.81 ‰
d: 42.08 cm
 x 11.96 x/d 0.2843
 δ 0.7954

N° rett.: 100
angolo asse neutro θ° : 274

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

Precompresso

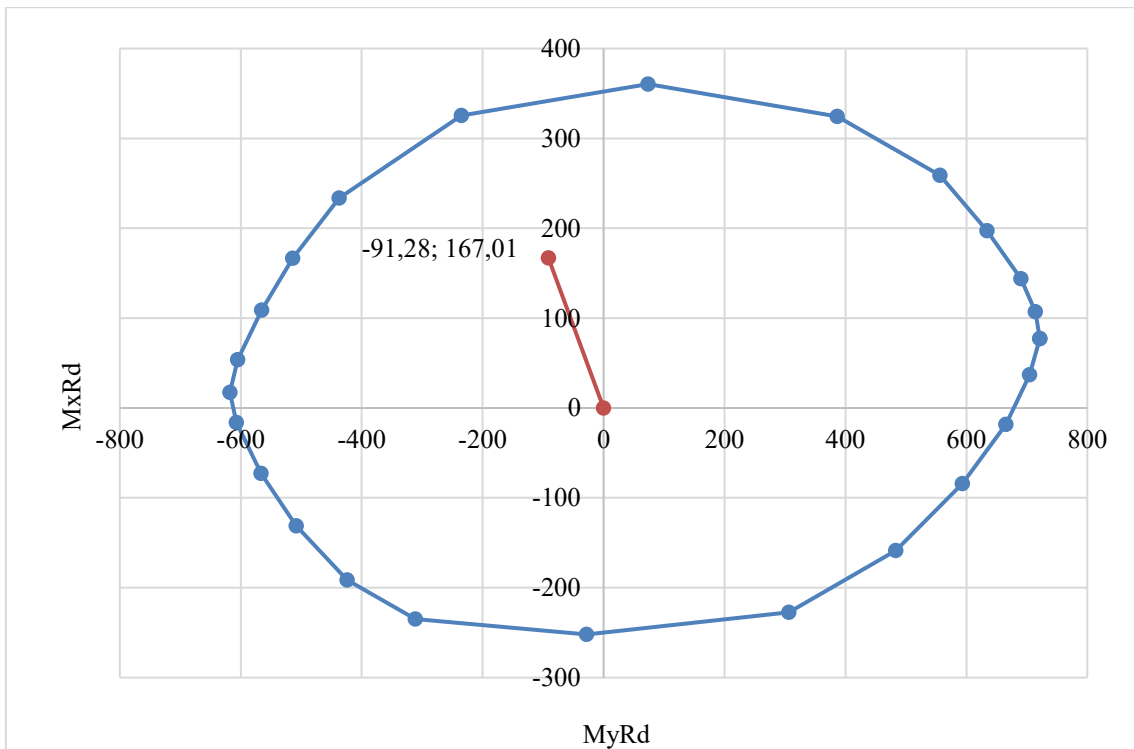


Figura 2.52 - Dominio di resistenza della sezione del traverso - Cavalcavia 357

Titolo : XY 0.90m CV+SLV_X

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 16 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-20	45
2	20	45
3	20	-45
4	-20	-45

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	-15	40
2	4.52	-15	20
3	4.52	-15	0
4	4.52	-15	-20
5	4.52	-15	-40
6	4.52	15	-40

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 326.17 0 kN
 M_{xEd} 13.1 0 kNm
 M_{yEd} 187.19 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 S 275 C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 349 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 22.66
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.745 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd **Dominio Mx-My**
 angolo asse neutro θ° 270
 Precompresso

M_{xRd} 0 kN m
 M_{yRd} 357.6 kN m
 σ_c -22.66 N/mm²
 σ_s 349 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 16.23 ‰
 d 35 cm
 x 6.21 w/d 0.1774
 δ 0.7

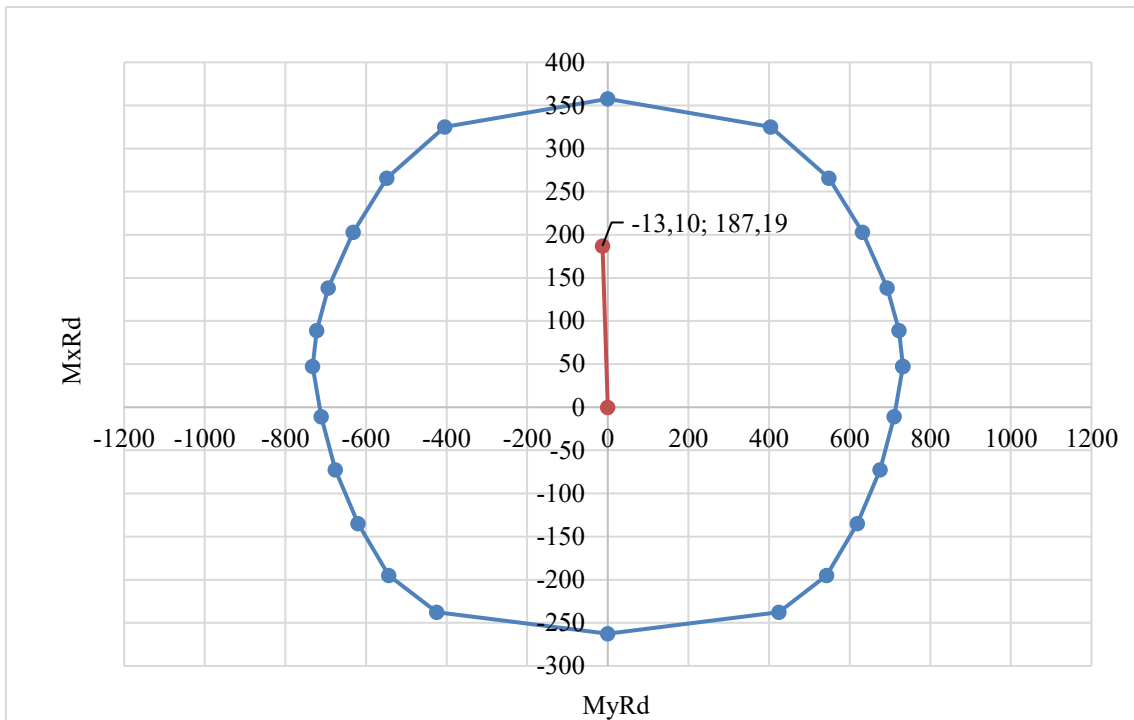


Figura 2.53 - Dominio di resistenza della sezione del traverso - Cavalcavia 378

2.6.4 Verifica dell'architrave delle spalle

Le spalle, come descritto al paragrafo 2.1.3, hanno una conformazione simile a quella delle pile, con due piedritti a sezione variabile ed un architrave di sommità.

L'architrave dei cavalcavia 357 e 378 è di sezione rettangolare, alto 90 cm e con un larghezza di base pari a 50 cm. Nel cavalcavia 357 l'armatura longitudinale è composta da 9 ϕ 24 superiormente e 4 ϕ 24 inferiormente, mentre nel cavalcavia 378 ci sono 7 ϕ 22 superiormente e 4 ϕ 22 inferiormente.

L'architrave del cavalcavia 312 è di sezione trapezoidale. La base maggiore è pari a 74 cm, la base minore misura 50 cm, con altezza pari a 149 cm. Questo architrave è armato con 14 ϕ 22 superiormente e 5 ϕ 20 inferiormente, inoltre sono presenti ferri di parete. Sul lato inclinato sono presenti 9 ϕ 18, mentre dal lato opposto 4 ϕ 18.

In Figura 2.54 sono rappresentate le sezioni descritte, con le rispettive armature, dell'architrave delle spalle di ciascun cavalcavia.

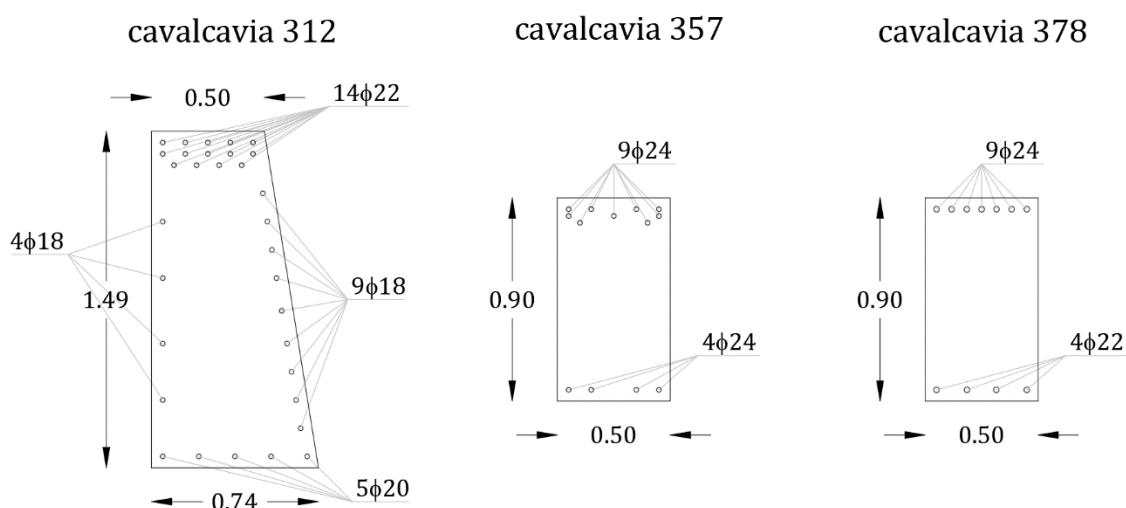


Figura 2.54 - Sezione dell'architrave delle spalle e disposizione dell'armatura (piano x-z)

Le sollecitazioni indotte sull'architrave sono in maggior misura indotte dal carico dell'impalcato laterale e in misura minore forze di spinta dal terreno.

La spinta del terreno è stata calcolata sia nelle condizioni statiche che sismiche, con riferimento al coefficiente di spinta attiva determinato in accordo alle formulazioni di Mononobe-Okabe, nell'ipotesi di superficie di scorrimento piana.

La spinta del terreno è stata modellata come una forza distribuita sull'intero elemento frame, tenendo conto anche del momento indotto dall'eccentricità presente tra il punto di

applicazione della risultante delle forze di spinta e il baricentro della sezione dell'elemento.

Sull'elemento si è condotta la verifica flessione deviata valutando che la sollecitazione $M_{xE_d}-M_{yE_d}$ risultasse sempre interna al dominio resistente $M_{xR_d}-M_{yR_d}$, valutato in analogia a quanto visto nei casi precedenti.

Le sezioni esaminate sono quella di mezzeria e quella in corrispondenza degli appoggi. È stato necessario verificare entrambi le sezioni perché a priori non era possibile determinare la sezione maggiormente sollecitata.

La combinazione sismica che massimizza le sollecitazioni sull'elemento è risultata essere, prevedibilmente, quella con il sisma principale diretto lungo l'asse longitudinale dei cavalcavia.

In Tabella 2.31, Tabella 2.32 e Tabella 2.33 sono riportati i risultati della verifica per ciascun cavalcavia. Non emergono vulnerabilità sismiche, la verifica risulta sempre soddisfatta.

COMBINAZIONE	SEZIONE	Mz [KNm]	Mx [KNm]	MzRd [KNm]	MxRd [KNm]	ρ_M	FS
CV+SLV X	APPOGGIO	-64,64	-240,89	-391,50	-1438,00	0,17	5,98
CV+SLV X	MEZZERIA	49,47	100,15	270,00	535,20	0,19	5,37

Tabella 2.31 - Risultati verifica a flessione deviata dell'architrave delle spalle - Cavalcavia 312

COMBINAZIONE	SEZIONE	Mz [KNm]	Mx [KNm]	MzRd [KNm]	MxRd [KNm]	ρ_M	FS
CV+SLV X	APPOGGIO	-74,13	-400,26	182,50	978,70	0,41	2,45
CV+SLV X	MEZZERIA	52,49	155,87	168,40	498,60	0,31	3,20

Tabella 2.32 - Risultati verifica a flessione deviata dell'architrave delle spalle - Cavalcavia 357

COMBINAZIONE	SEZIONE	Mz [KNm]	Mx [KNm]	MzRd [KNm]	MxRd [KNm]	ρ_M	FS
CV+SLV X	APPOGGIO	131,01	-352,19	237,40	-649,00	0,54	1,84
CV+SLV X	MEZZERIA	-90,21	156,60	-219,20	385,60	0,41	2,45

Tabella 2.33 - Risultati verifica a flessione deviata dell'architrave delle spalle - Cavalcavia 378

Infine, in Figura 2.55, Figura 2.56 e Figura 2.57 si riporta un estratto del software VCA-Slu e il dominio resistente, per il caso più gravoso di ciascun cavalcavia.

Titolo : XZ TRAVER SPALLA_APPO CV+SLV_X

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 32 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-31.69	-70
2	42.31	-70
3	18.31	79
4	-31.69	79

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	-26.69	-65
2	3.14	-10.69	-65
3	3.14	5.31	-65
4	3.14	21.31	-65
5	3.14	37.31	-65
6	2.54	34.43	-52.5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} -240.89 **0** kNm
M_{yEd} -64.64 **0**

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 Deviata

Materiali
 S 275 C30/37
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 178.6 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.8
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 0.893 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -1'438 kN m
M_{yRd} -391.5 kN m
 σ_c -18.8 N/mm²
 σ_s 178.6 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.005 ‰
 d 112.7 cm
 x 31.55 x/d 0.2799
 δ 0.7899

Calcola MRd **Dominio Mx-My**
 N° rett. 100
 angolo asse neutro θ° 121
 Precompresso

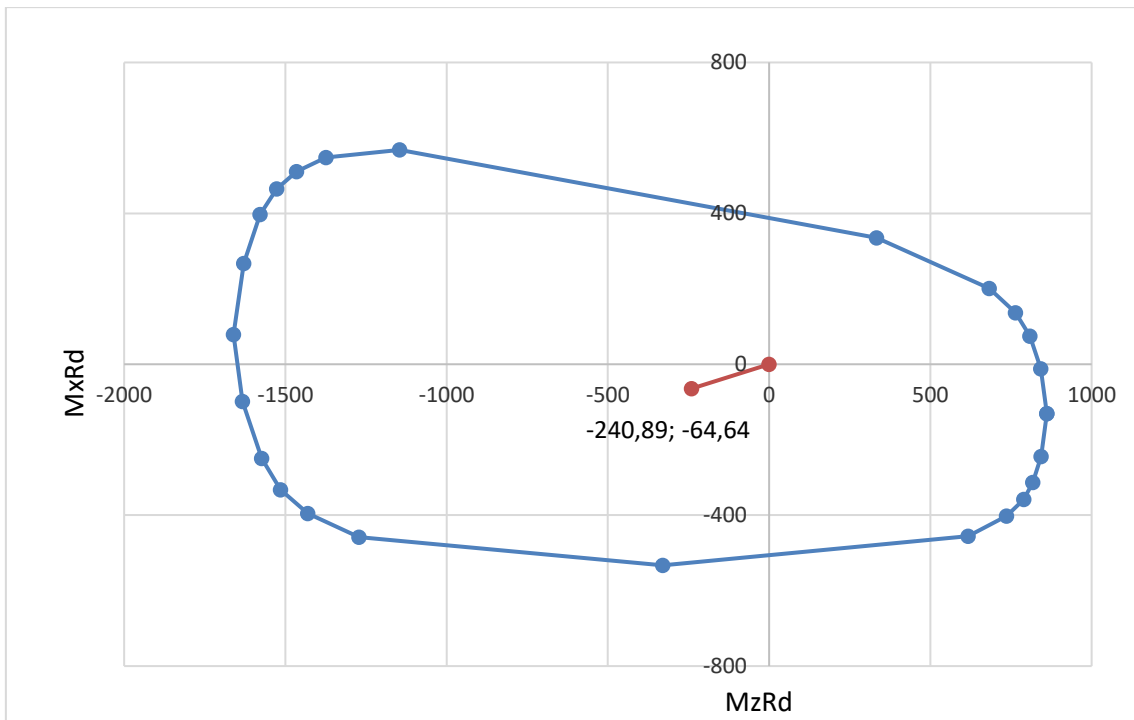


Figura 2.55 - Dominio di resistenza della sezione dell'architrave della spalla - Cavalcavia 312

Titolo: XZ ARCHITR.SPALLA APPOGGI CV+SLV X

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 13 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-25	-45
2	25	-45
3	25	45
4	-25	45

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	-20	-40
2	4.52	-10	-40
3	4.52	10	-40
4	4.52	20	-40
5	4.52	-20	40
6	4.52	-10	40

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} -400.26 **0** kNm
M_{yEd} -74.13 **0**

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: S 275 C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 340.6 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.47
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.703 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -978.7 kN m
M_{yRd} -182.5 kN m
 σ_c -14.47 N/mm²
 σ_s 340.6 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 6.04 ‰
d 90.32 cm
 x 33.14 x/d 0.3669
 δ 0.8986

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 132

Precompresso

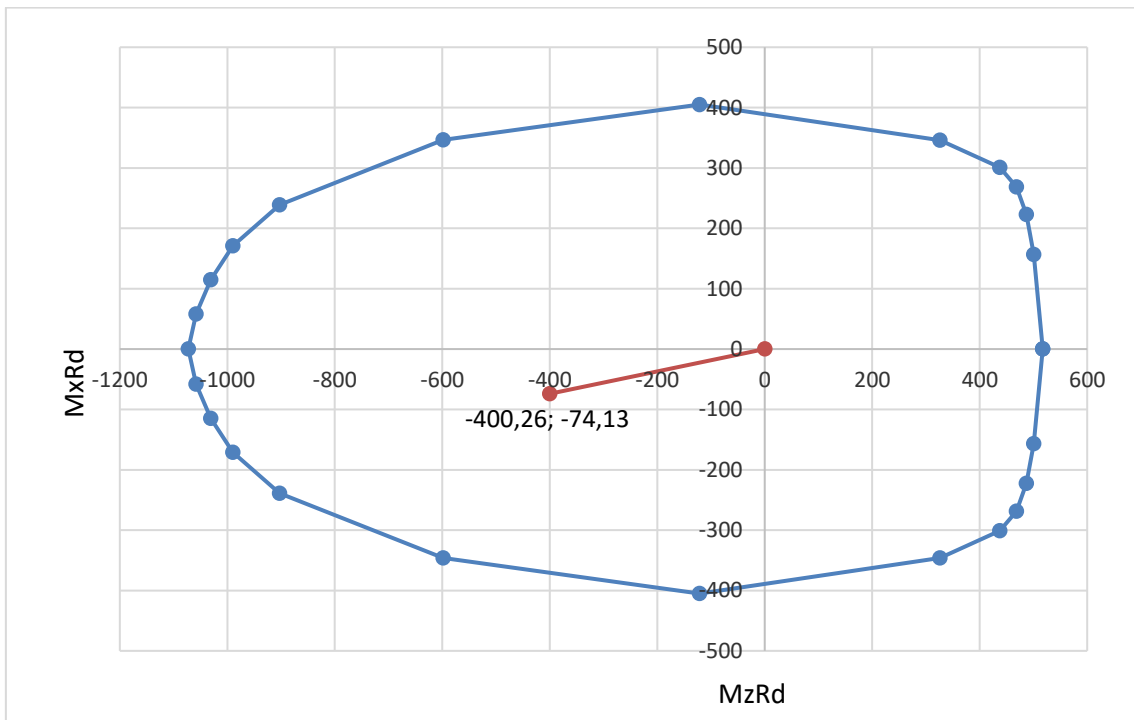


Figura 2.56 - Dominio di resistenza della sezione dell'architrave della spalla - Cavalcavia 357

Titolo : XZ ARCHITR.SPALLA APPOGGI CV+SLV X

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 11 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-25	-45
2	25	-45
3	25	45
4	-25	45

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.8	-20	-40
2	3.8	-6.5	-40
3	3.8	6.5	-40
4	3.8	20	-40
5	3.8	20	40
6	3.8	13.3	40

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} -484.27 **0** kNm
M_{yEd} -46.55 **0**

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 Deviata

Materiali
 S 275 C30/37
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 349 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 22.66 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.745 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -750.4 kNm
M_{yRd} -76.93 kNm
 σ_c -22.66 N/mm²
 σ_s 349 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 21.28 ‰
 d 92.02 cm
 x 13 x/d 0.1412
 δ 0.7

N° rett. 100
angolo asse neutro θ° 169
 Precompresso

Calcola MRd Dominio Mx-My

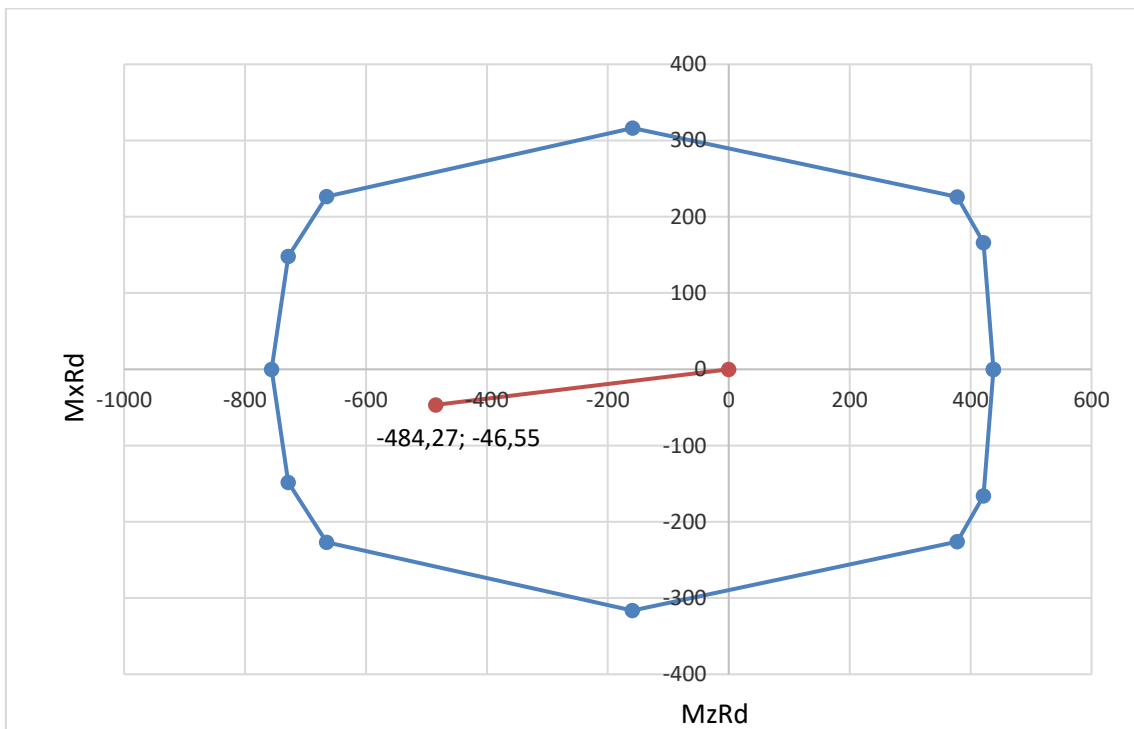


Figura 2.57 - Dominio di resistenza della sezione dell'architrave della spalla - Cavalcavia 378

2.6.5 Verifica degli appoggi

Come descritto al paragrafo 2.1.1, gli implacati laterali dei cavalcavia 357 e 378 gravano su appoggi costituiti da uno strato di neoprene spesso 12 mm, mentre li implacati laterali del cavalcavia 312 poggiano su appoggi in piombo.

Gli implacati centrali di tutti i cavalcavia poggiano su appoggi costituiti da una fascia di neoprene di spessore pari a 36 mm.

Gli appoggi in neoprene e quelli in piombo hanno subito due processi di verifica differenti.

La verifica degli appoggi in piombo delle campate laterali del cavalcavia 312 è stata effettuata controllando che la massima azione di taglio V_{Ed} rilevata in corrispondenza di tali elementi non superasse la massima resistenza a taglio V_{Rd} :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

La resistenza nei confronti dello scorrimento relativo pulvino-baggiolo è stata calcolata secondo quanto riportato nelle UNI EN 1992-1-1 come somma dei contributi resistenti relativi alla resistenza a trazione del calcestruzzo, all'attrito fra le superfici di calcestruzzo a contatto e alla resistenza a trazione delle armature passanti l'ipotetica superficie di scorrimento, ovvero:

$$V_{Rd} = c f_{ctd} + \mu \sigma_N + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd}$$

Nel calcolo si è assunta una superficie "liscia", cioè una superficie libera lasciata senza ulteriori lavorazioni dopo la vibrazione del getto ($c = 0.35$ e $\mu = 0.6$).

In Tabella 2.34 si riportano i risultati della verifica appena descritta. Emergono vulnerabilità sismiche, gli appoggi non risultano verificati.

A seguire, in Tabella 2.35, un estratto del foglio di calcolo utilizzato per eseguire la verifica descritta, nel caso più gravoso.

COMBINAZIONE	APPOGGI SPALLA	N_{min} (KN)	V2-2 (KN)	V3-3 (KN)	V_{TOT} (KN)	FS
CV+SLVX	190	82,66	143,25	114,01	183,08	0,41
	191	205,61	290,50	-4,10	290,53	0,47
	192	49,23	186,28	39,34	190,38	0,30
	193	205,60	290,52	63,95	297,47	0,46
	194	82,64	143,26	-57,09	154,22	0,48

		N_{MAX} (KN)	V2-2 (KN)	V3-3 (KN)	V_{TOT} (KN)	FS
CV+SLVX	190	141,24	-150,46	57,09	160,92	0,64
	191	380,88	-370,55	-63,94	376,03	0,59
	192	105,56	-205,32	-39,35	209,06	0,41
	193	380,88	-370,58	4,07	370,60	0,60
	194	141,25	-150,48	-114,01	188,79	0,55
COMBINAZIONE	APPOGGI PILA	N_{min} (KN)	V2-2 (KN)	V3-3 (KN)	V_{TOT} (KN)	FS
CV+SLVX	195	78,36	67,38	14,36	68,90	1,05
	196	129,49	244,86	36,10	247,51	0,40
	197	110,10	63,42	95,11	114,31	0,77
	198	129,46	245,63	61,41	253,19	0,39
	199	78,34	66,56	65,15	93,14	0,78
		N_{MAX} (KN)	V2-2 (KN)	V3-3 (KN)	V_{TOT} (KN)	FS
CV+SLVX	195	187,76	51,63	63,94	82,18	1,55
	196	339,98	172,40	62,00	183,21	1,11
	197	181,51	46,29	95,26	105,91	1,17
	198	340,05	172,91	36,88	176,79	1,15
	199	187,75	51,05	14,70	53,13	2,39

COMBINAZIONE	APPOGGI SPALLA	N_{min} (KN)	V2-2 (KN)	V3-3 (KN)	V_{TOT} (KN)	FS
CV+SLVY	190	70,88	129,39	124,64	179,65	0,38
	191	192,69	162,64	48,94	169,85	0,76
	192	61,77	52,47	130,96	141,08	0,45
	193	192,68	162,63	116,98	200,33	0,65
	194	70,87	129,39	46,46	137,48	0,50
		N_{MAX} (KN)	V2-2 (KN)	V3-3 (KN)	V_{TOT} (KN)	FS
CV+SLVY	190	153,02	136,60	46,46	144,28	0,76
	191	393,80	242,69	116,99	269,41	0,85
	192	93,03	71,52	130,98	149,24	0,53
	193	393,80	242,69	48,96	247,57	0,93
	194	153,02	136,61	124,63	184,92	0,59
COMBINAZIONE	APPOGGI PILA	N_{min} (KN)	V2-2 (KN)	V3-3 (KN)	V_{TOT} (KN)	FS
CV+SLVY	195	33,55	42,47	2,91	42,57	1,17
	196	31,90	126,20	112,49	169,06	0,29
	197	124,62	25,95	316,88	317,94	0,30
	198	31,83	126,38	137,54	186,79	0,26
	199	33,56	41,97	82,55	92,60	0,54

		N _{MAX} (KN)	V2-2 (KN)	V3-3 (KN)	V _{TOT} (KN)	FS
CV+SLVY	195	232,57	26,72	81,22	85,50	1,75
	196	437,58	53,74	138,39	148,46	1,70
	197	166,99	8,82	317,03	317,15	0,37
	198	437,68	53,66	113,01	125,10	2,01
	199	232,53	26,45	2,70	26,59	5,62

Tabella 2.34 - Risultati verifica a scorrimento degli appoggi in piombo - Cavalcavia 312

VERIFICA CLS A TAGLIO ALL'INTERFACCIA - PAR. 6.2.5 UNI-EN-1992-1-1			
CARATTERISTICHE GEOMETRICO-MECCANICHE			
Resistenza caratteristica del CLS	R _{ck}	=	40 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza CLS	γ _c	=	1,50
Resistenza di calcolo del CLS a trazione	f _{ctd}	=	1,47 MPa
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _y	=	- MPa
Coefficiente parziale di sicurezza ACCIAIO	γ _s	=	1,15
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f _{sd}	=	0,0 MPa
Coeff. di riduzione della resistenza tangenziale	γ _t	=	1,00
Coefficiente di coesione	c	=	0,25
Coefficiente d'attrito	μ	=	0,5
Numero delle barre	n _b	=	0
Diametro delle barre	φ	=	0 mm
Angolo asse barre rispetto dir orizzontale	α	=	90 °
Area barre acciaio	A _s	=	0 mm ²
Lato del baggiolo	l	=	0,30 m
Area della sezione di base dell'elemento	A _c	=	0,09 m ²
Rapporto geometrico d'armatura (A _s /A _c)	ρ	=	0,00000
Coefficiente n	n	=	0,520
Massima tensione tangenziale trasmissibile	n max	=	5,758
Presenza carichi dinamici o fatica			NO
SOLLECITAZIONI			
Forza assiale	N	=	31,83 kN
Taglio longitudinale	T	=	186,79 kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO ALL'INTERFACCIA			
Combinazione di carico			SLV
Contributo di resistenza a taglio della coesione		=	0,3684 MPa
Tensione normale sul baggiolo	σ _n	=	0,3537 MPa
Contributo di resistenza a taglio dell'attrito		=	0,1768 MPa
Contributo di resistenza a taglio delle armature		=	0,000 MPa
Tensione tangenziale resistente di progetto	v _{Rd}	=	0,545 MPa
Tensione tangenziale sollecitante di progetto	v _{Ed}	=	2,075 MPa
VERIFICA A TAGLIO ALL'INTERFACCIA	FS	=	0,26 >1,0 OK

Tabella 2.35 - Foglio di calcolo verifica a taglio interfaccia degli appoggi in piombo - Cavalcavia 312

La verifica degli appoggi in neoprene delle campate laterali e centrali dei cavalcavia 357 e 378 è stata condotta verificando che la deformazione massima orizzontale della piastra in neoprene non superi la deformazione massima orizzontale accettabile, pari allo spessore di gomma:

$$\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon} > 1$$

in cui:

- ε_{max} è pari a 1,2 cm per gli appoggi delle campate laterali e 3,6 cm per gli appoggi della campata centrale;
- ε è la deformazione ricavata dai risultati del modello di calcolo.

Le deformazioni indotte sugli appoggi sono state valutate combinando gli spostamenti nelle due direzioni U_x e U_y misurate in testa ai dispositivi di appoggio.

In Tabella 2.36 e in Tabella 2.38 sono riportati i risultati della verifica per gli appoggi delle campate laterali dei cavalcavia 357 e 378. Mentre in Tabella 2.37 e in Tabella 2.39 sono riportati i risultati della verifica per gli appoggi delle campate centrali.

Emergono importanti vulnerabilità sismiche sugli appoggi, la verifica infatti non risulta soddisfatta per nessun dispositivo di appoggio.

COMBINAZIONE	APP. SPALLA	U_x [m]	U_y [m]	U_{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	7	0,014	0,008	0,016	0,74
	10	0,014	0,010	0,017	0,71
	13	0,013	0,010	0,016	0,75
	14	0,012	0,009	0,015	0,77
	15	0,013	0,009	0,016	0,77
		U_x [m]	U_y [m]	U_{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	7	-0,016	-0,009	0,018	0,66
	10	-0,016	-0,010	0,019	0,65
	13	-0,015	-0,009	0,018	0,68
	14	-0,014	-0,009	0,017	0,71
	15	-0,015	-0,009	0,018	0,68

COMBINAZIONE	APP. PILA	U _x [m]	U _y [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	21	0,019	0,008	0,021	0,58
	22	0,019	0,008	0,020	0,59
	23	0,019	0,009	0,021	0,58
	24	0,020	0,009	0,022	0,55
	25	0,020	0,010	0,022	0,53
		U _x [m]	U _y [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	21	-0,021	-0,008	0,022	0,54
	22	-0,021	-0,009	0,022	0,54
	23	-0,021	-0,009	0,022	0,54
	24	-0,022	-0,009	0,023	0,51
	25	-0,023	-0,009	0,025	0,49
COMBINAZIONE	APP. SPALLA	U _x [m]	U _y [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	7	0,010	0,012	0,016	0,75
	10	0,009	0,016	0,018	0,67
	13	0,007	0,015	0,017	0,72
	14	0,007	0,014	0,016	0,77
	15	0,009	0,013	0,015	0,78
		U _x [m]	U _y [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	7	-0,012	-0,013	0,018	0,68
	10	-0,011	-0,015	0,019	0,64
	13	-0,009	-0,014	0,017	0,69
	14	-0,009	-0,014	0,017	0,72
	15	-0,010	-0,013	0,017	0,71
COMBINAZIONE	APP. PILA	U _x [m]	U _y [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	21	0,011	0,013	0,017	0,72
	22	0,010	0,013	0,016	0,73
	23	0,011	0,014	0,017	0,69
	24	0,012	0,015	0,019	0,62
	25	0,015	0,015	0,021	0,57
		U _x [m]	U _y [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	21	-0,013	-0,013	0,018	0,67
	22	-0,012	-0,013	0,018	0,67
	23	-0,013	-0,014	0,019	0,65
	24	-0,015	-0,014	0,020	0,59
	25	-0,017	-0,015	0,023	0,53

Tabella 2.36 - Risultati verifica deformazione massima appoggi in neoprene della camp. laterale - Cavalcavia 357

COMBINAZIONE	APPOGGI	U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	3	0,039	0,015	0,042	0,85
	19	0,039	0,016	0,042	0,86
		U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	3	-0,051	-0,015	0,053	0,67
	19	-0,052	-0,015	0,054	0,67

COMBINAZIONE	APPOGGI	U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	3	0,011	0,036	0,037	0,97
	19	0,011	0,037	0,038	0,94
		U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	3	-0,023	-0,036	0,042	0,85
	19	-0,024	-0,036	0,043	0,83

Tabella 2.37 - Risultati verifica deformazione massima appoggi in neoprene della camp. centrale - Cavalcavia 357

COMBINAZIONE	APP. SPALLA	U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	9	0,021	0,006	0,022	0,54
	13	0,021	0,005	0,021	0,56
	14	0,020	0,005	0,020	0,59
	15	0,021	0,006	0,021	0,56
	16	0,022	0,005	0,022	0,54
		U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	9	-0,023	-0,005	0,023	0,51
	13	-0,022	-0,006	0,023	0,53
	14	-0,021	-0,005	0,022	0,56
	15	-0,022	-0,005	0,023	0,53
	16	-0,023	-0,006	0,024	0,51

COMBINAZIONE	APP. PILA	U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	8	0,017	0,005	0,017	0,69
	17	0,017	0,005	0,017	0,69
	18	0,016	0,005	0,016	0,73
	19	0,017	0,005	0,017	0,69
	20	0,017	0,005	0,017	0,69

		U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	8	-0,015	-0,005	0,016	0,76
	17	-0,015	-0,005	0,016	0,75
	18	-0,014	-0,005	0,015	0,79
	19	-0,015	-0,005	0,016	0,75
	20	-0,015	-0,005	0,016	0,74

COMBINAZIONE	APP. SPALLA	U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	9	0,010	0,018	0,020	0,59
	13	0,008	0,018	0,019	0,62
	14	0,005	0,018	0,019	0,64
	15	0,008	0,018	0,020	0,61
	16	0,010	0,018	0,020	0,59

		U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	9	-0,011	-0,018	0,021	0,57
	13	-0,009	-0,018	0,020	0,60
	14	-0,007	-0,018	0,019	0,63
	15	-0,009	-0,018	0,020	0,60
	16	-0,011	-0,018	0,021	0,57

COMBINAZIONE	APP. PILA	U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	8	0,009	0,016	0,019	0,65
	17	0,007	0,017	0,018	0,65
	18	0,005	0,017	0,018	0,67
	19	0,007	0,017	0,018	0,65
	20	0,009	0,016	0,019	0,64

		U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	8	-0,008	-0,016	0,017	0,69
	17	-0,006	-0,017	0,018	0,67
	18	-0,004	-0,017	0,018	0,68
	19	-0,006	-0,017	0,018	0,67
	20	-0,008	-0,017	0,019	0,65

Tabella 2.38 - Risultati verifica deformazione massima appoggi in neoprene della camp. laterale - Cavalcavia 378

COMBINAZIONE	APP. PILA	U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	7	0,042	0,013	0,044	0,81
	12	0,054	0,013	0,056	0,65
		U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVX	7	-0,054	-0,013	0,056	0,65
	12	-0,042	-0,013	0,044	0,81

COMBINAZIONE	APP. PILA	U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	7	0,009	0,043	0,044	0,81
	12	0,021	0,043	0,048	0,75
		U2 [m]	U3 [m]	U _{TOT} [m]	FS
CV+SLVY	7	-0,021	-0,043	0,048	0,75
	12	-0,009	-0,043	0,044	0,81

Tabella 2.39 - Risultati verifica deformazione massima appoggi in neoprene della camp. centrale - Cavalcavia 357

3. Considerazioni finali

Per introdurre alle considerazioni sui risultati ottenuti dalle verifiche si riporta in Tabella 3.1 un riassunto dei valori del fattore di sicurezza minimo FS_{min} ottenuti per ciascuna verifica, riportando inoltre per ogni elemento il tipo di verifica condotta.

CAVALCAVIA n°		312	357	378
ELEMENTO	VERIFICA	FS_{min}		
Pali di fondazione	Pressoflessione	/	4,28	1,60
	Taglio	/	8,64	8,42
Plinto di fondazione	Trazione max armatura inferiore	/	0,78	0,48
	Tensione max nella mensola	6,25	/	/
Piedritti delle pile	Pressoflessione deviata	0,59	0,78	0,78
	Taglio	0,76	1,28	0,98
Architrave delle pile	Flessione deviata sull'intero architrave	/	1,34	1,93
	Pressoflessione deviata sul solo traverso	0,78	2,95	1,41
Architrave spalle	Pressoflessione deviata	5,98	2,45	1,55
Appoggi	Deformazione max	/	0,51	0,51
	Scorrimento max	0,26	/	/

Tabella 3.1 - Risultati delle verifiche per ciascun elemento

Le verifiche in condizioni sismiche condotti sui tre cavalcavia esaminati hanno evidenziato numerosi punti di vulnerabilità sismica.

Da un'analisi preliminare dei dati è interessante notare come alcune situazioni di vulnerabilità si ripetano su tutti i cavalcavia esaminati, sintomo di un'effettiva lacuna propria della tipologia strutturale in cui rientrano tutti e tre i cavalcavia.

Si ricorda che questi cavalcavia sono stati progettati sul finire degli anni '60. In quegli anni il tema della vulnerabilità nei confronti del sisma non era considerato centrale come oggi, e i calcoli strutturali erano condotti ponendo maggiormente attenzione ai carichi verticali.

In concomitanza dell'evento sismico gli elementi strutturali che maggiormente risentono delle accelerazioni indotte sono sicuramente le sottostrutture quali pile, spalle e fondazioni.

In particolare, sui piedritti delle pile si sono riscontrate vulnerabilità sismiche in tutti i cavalcavia esaminati. Sia le sollecitazioni flettenti che le sollecitazioni taglianti sono

maggiori di quelle a cui gli elementi sono in grado di resistere allo Stato limite di salvaguardia della vita.

Soprattutto nel cavalcavia 312 si rilevano valori del fattore di sicurezza piuttosto scarsi. La responsabilità di questo risultato è da attribuire principalmente a carico dell'armatura. Infatti, sia le caratteristiche meccaniche dell'acciaio di armatura, sia il diametro delle barre stesse risultano inferiori rispetto a quelle degli altri due cavalcavia.

I piedritti del cavalcavia 312 e 378 condividono le dimensioni della sezione rettangolare e la disposizione delle barre di armatura, però il primo presenta barre di diametro pari a 20 mm a differenza del secondo che presenta barre con diametro pari a 24 mm. Inoltre, la resistenza a snervamento delle barre di armature del cavalcavia 312 risulta all'incirca pari alla metà dei valori di resistenza misurati sugli altri cavalcavia, negli stessi elementi.

Per di più, proprio sulle pile del cavalcavia 312 si riscontrano importanti vulnerabilità nell'unico elemento che compone l'architrave, il traverso. Come dettagliatamente descritto al paragrafo 2.1.2, il cavalcavia 312 presenta un sistema di architrave differente dagli altri due cavalcavia. I cavalcavia 357 e 378 infatti, oltre al traverso su cui grava l'impalcato laterale, presentano un cordolo che collega la sommità dei piedritti costituenti il sistema pila. Questa configurazione è risultata più idonea a supportare i carichi trasmessi dagli impalcati in condizioni sismiche, infatti, non sono emerse vulnerabilità. Al contrario, la configurazione dell'architrave del cavalcavia 312 che prevede il solo traverso risulta vulnerabile sismicamente.

Al di là dell'assenza del cordolo, inoltre, il traverso del cavalcavia 312 risulta anche debolmente armato nei confronti delle sollecitazioni per cui è stato valutato. Infatti, in questo cavalcavia, verticalmente sono presenti solamente delle staffe di parete di diametro ridotto che non riescono ad offrire prestazioni tali da garantire la sicurezza dell'elemento. Differentemente, sia nel cavalcavia 357 che nel cavalcavia 378, oltre alle staffe di parete, nelle sezioni in corrispondenza dei piedritti, parte delle barre di armatura presenti nei piedritti proseguono anche nel traverso, offrendo il contributo necessario per opporsi alle sollecitazioni flettenti.

Gli omologhi architravi delle spalle invece risultano ben dimensionati per tutti i cavalcavia, le verifiche condotte infatti non evidenziano vulnerabilità.

Un altro elemento di sottostruttura su cui si è soffermata l'analisi, e che ha mostrato vulnerabilità sismiche, è il sistema di fondazione. Come descritto al paragrafo 2.1.2 il cavalcavia 312 grava su fondazioni superficiali, mentre i cavalcavia 357 e 378 possiedono fondazioni profonde.

Le verifiche condotte sui plinti di fondazione superficiale del cavalcavia 312 hanno evidenziato un buon comportamento anche in condizioni sismiche, senza manifestare nessuna criticità.

Al contrario, il sistema di fondazioni profonde degli altri due cavalcavia ha manifestato un'importante vulnerabilità sismica nei plinti. Le verifiche strutturali nei pali di fondazione hanno evidenziato un sufficiente dimensionamento di questi ultimi che risultano capaci di resistere alle sollecitazioni imposte dalla struttura fuori terra. D'altra parte, però, i plinti non sono risultati idonei a supportare le sollecitazioni di trazione a livello dell'armatura inferiore, che risulta quindi inadeguata.

L'ultimo elemento su cui si sono condotte le verifiche sono i dispositivi di appoggio degli impalcati sulle sottostrutture. Come descritto al paragrafo 2.1.1, gli appoggi sono costituiti da una fascia in neoprene compresa tra due piatti metallici collegati rispettivamente agli impalcati e alle sottostrutture, ad eccezione degli impalcati laterali del cavalcavia 312 che gravano su appoggi in piombo.

Per entrambi le tipologie di dispositivi di appoggio le verifiche hanno evidenziato importanti vulnerabilità sismiche su tutti i cavalcavia. Nessun appoggio è risultato idoneo a garantire delle prestazioni tali da garantire adeguati livelli di sicurezza nei confronti dell'azione sismica.

In particolare, è risultato sottodimensionato lo spessore delle fasce in neoprene. Infatti, questo tipo di dispositivi accetta delle deformazioni orizzontali pari all'altezza dello strato di gomma, ma la richiesta in termini di spostamento della struttura è risultata generalmente essere circa doppia rispetto alla capacità degli elementi.

Infine, risulta interessante sottolineare come l'obliquità del cavalcavia 378, non influenzi significativamente i risultati delle verifiche. Infatti, al netto di leggere divergenze nella conformazione degli elementi strutturali, i risultati ottenuti sono in linea con quelli del cavalcavia 378 con cui condivide gran parte della configurazione strutturale.

Conclusioni

Il lavoro svolto in questa tesi si inserisce nel filone delle verifiche sismiche sui ponti esistenti, che è stato recentemente inquadrato dalle *Linee Guida* del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In particolare, è stata valutata la vulnerabilità sismica di tre cavalcavia autostradali esistenti con l'obiettivo di valutare l'impatto di diverse tipologie strutturali sulla risposta dinamica.

Dalle analisi svolte è emerso che i fattori di sicurezza non sono sensibilmente affetti né dall'obliquità dell'impalcato, né dalle diverse configurazioni geometriche delle pile e delle spalle. Tutti i cavalcavia, infatti, presentano le maggiori vulnerabilità agli appoggi, che non sono in grado di garantire lo spostamento richiesto nel piano orizzontale, e in corrispondenza dei piedritti delle pile, che non possiedono adeguata resistenza sia a flessione che a taglio in direzione parallela all'asse principale dei cavalcavia (e perpendicolare all'asse dell'autostrada).

In ogni caso, le carenze riscontrate potrebbero essere colmate con un'opportuna programmazione di interventi di miglioramento o adeguamento sismico da parte dell'Ente Gestore, che invece sarebbe tenuto a eseguire interventi tempestivi in caso di carenze statiche, in base a quanto richiesto dalle *Linee Guida*.

Bibliografia

J. E. Bowles, *Fondazioni*, McGraw Hill, Milano, 1991

E. Cosenza, G. Manfredi, M. Pecce, *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione*, Hoepli, Milano, 2015

F. Leonhardt, *I ponti: dimensionamento, tipologia, costruzione*, Edizioni Tecniche, Milano, 1979.

M.P. Petrangeli, *Progettazione e costruzione di ponti*, Casa Editrice Ambrosiana, 1996

Nuove norme tecniche per le costruzioni, Decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 17/01/2018.

Circolare applicativa delle nuove norme tecniche per le costruzioni, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, N° 7 del 21/01/2019.

Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 17/04/2020.