



Società per Azioni Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova
 Via Flavio Gioia 71 37135 Verona
 tel. 0458272222 Fax 0458200051 Casella Postale 460M www.autobspd.it
 AREA COSTRUZIONI AUTOSTRADALI



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

PROGETTO PRELIMINARE

CUP G19J1 00001 40005

COMMESSA 25 2005

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
 Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
 PER LA PROGETTAZIONE
 Dott. Ing. Sergio Mutti

PROGETTISTA



CONSORZIO RAETIA

CAPO PROGETTO:
 Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
 Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO:
 Dott. Ing. Andrea Renso

ELABORATO **PROGETTO DEL TRACCIATO SCELTO**
 Opere d'arte: ponti e viadotti
 Viadotto Adige
 Relazione tecnica e calcoli sommari

Progressivo Rev.
 06 02 10 001 A0

| Rev. | Data | Descrizione | Redazione | Controllo | Approvazione | SCALA - |
|------|----------------|---------------------------------|-----------|------------|--------------|--|
| 00 | Agosto 2011 | Prima Emissione | TECHNITAL | A. Capsoni | A. Renso | NOME FILE 2505_060210001_0101_OPP_A0.doc |
| A0 | Settembre 2011 | Verifica art. 112 D. Lgs 163/06 | TECHNITAL | V. Reale | P. Versace | CM 2505 ELAB. 060210001 |
| | | | | | | Fg. 0101 LV. 0PP REV. A0 |

| | | |
|--------|--|----|
| 1. | Scelta tipologica dell'opera | 3 |
| 2. | Descrizione dell'opera..... | 9 |
| 3. | Criteri di calcolo e normativa di riferimento | 13 |
| 4. | Materiali | 13 |
| 5. | Caratterizzazione geotecnica del suolo..... | 13 |
| 6. | Carichi e sovraccarichi..... | 14 |
| 6.1. | Azioni permanenti:..... | 14 |
| 6.1.1. | Pesi propri strutturali..... | 14 |
| 6.1.2. | Azioni permanenti..... | 14 |
| 6.1.3. | Deformazioni impresse | 14 |
| 6.2. | Azioni variabili | 14 |
| 6.2.1. | Azioni variabili da traffico | 14 |
| 6.2.2. | Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione..... | 17 |
| 6.2.3. | Azione centrifuga..... | 17 |
| 6.2.4. | Azione del vento | 18 |
| 6.2.5. | Azioni sismiche | 18 |
| 6.3. | Combinazioni delle azioni | 19 |
| 7. | Analisi statica e principali verifiche..... | 19 |
| 7.1. | Ponte ad arco | 19 |
| 7.1.1. | Note generali e statica globale..... | 19 |
| 7.1.2. | Sismica..... | 25 |
| 7.1.3. | Verifica globale di stabilità degli archi..... | 28 |
| 7.2. | Viadotto | 35 |
| 7.3. | Appoggi..... | 38 |
| 7.4. | Pile | 41 |
| 7.4.1. | Campata ad arco | 41 |
| 7.4.2. | Viadotto | 43 |
| 7.5. | Spalle | 45 |
| 7.6. | Fondazioni..... | 48 |

1. SCELTA TIPOLOGICA DELL'OPERA

Il viadotto che interconetterà l'uscita dalla galleria di valico in Val d'Adige con il tracciato della A22 si configura come un'opera di grande scala che sovrappassa in sequenza la SS12 dell'Abetone, la linea ferroviaria del Brennero, il corso dell'Adige e l'Autobrennero stessa.

In un contesto che, seppur antropizzato e già densamente infrastrutturato, risulta ancora connotato da una significativa qualità paesaggistica, e si colloca per giunta posto sull'asse ottico di un significativo cannocchiale di fondovalle, è dunque di fondamentale importanza definire una soluzione di minimo impatto globale che sia al più caratterizzata da alcuni spunti singolari e connotativi, ma in ogni caso di forma e scala atte a garantire la corretta compatibilità dimensionale con il contesto. E' in altre parole necessario definire correttamente, ed in modo interdipendente, tipologie, luci e spessori visivi dell'opera complessiva (tratto filante, scavalco dell'Adige, interconnessione con la A22) al fine di conferirle la necessaria trasparenza e leggerezza. Vi è infine da rilevare come la necessità di un contenimento delle quote di livelletta volto a minimizzare l'impatto generale dell'opera risulti vincolata dai franchi da garantire in corrispondenza delle arterie interferite (specie la linea ferroviaria in rilevato) e dalla significativa luce di attraversamento dell'Adige. Le arginature che cingono l'alveo fluviale sono poi peraltro interessate da percorsi ciclabili che si inseriscono in una rete su ampia scala cui le Province della Regione Autonoma attribuiscono grande importanza. Questo aspetto richiede quindi di osservare adeguati franchi sugli argini stessi.

La scelta di fondo è stata quindi in prima battuta quella di binare le due carreggiate autostradali in un unico impalcato costituito da un macro-cassone, al fine di ridurre l'impatto delle sottostrutture. In particolare il superamento delle prima citate interferenze (SS12 e della ferrovia), così come motivi di opportunità legati alla minimizzazione dell'impatto a terra delle opere suggeriscono l'adozione di luci massime dell'ordine di 60-70m. L'importanza delle luci in gioco e le difficoltà operative connesse con il montaggio suggeriscono il ricorso ad impalcati a sezione mista. Lo scavalco dell'Adige, e la necessità di non interferire con le arginature spondali, richiede per contro di prevedere un'opera singolare, contraddistinta da una luce considerevole (~ 140m), e collocata lungo un tratto di tracciato in curva, in leggera obliquità rispetto all'alveo e prossimo all'allargamento richiesto delle piste di raccordo con la A22.

A titolo di mero riferimento si riporta un'immagine stralcio dell'inquadramento generale dell'opera, così come ipotizzato in fase di gara.



Figura 1.1 – Inquadramento generale del collegamento come da proposta di gara

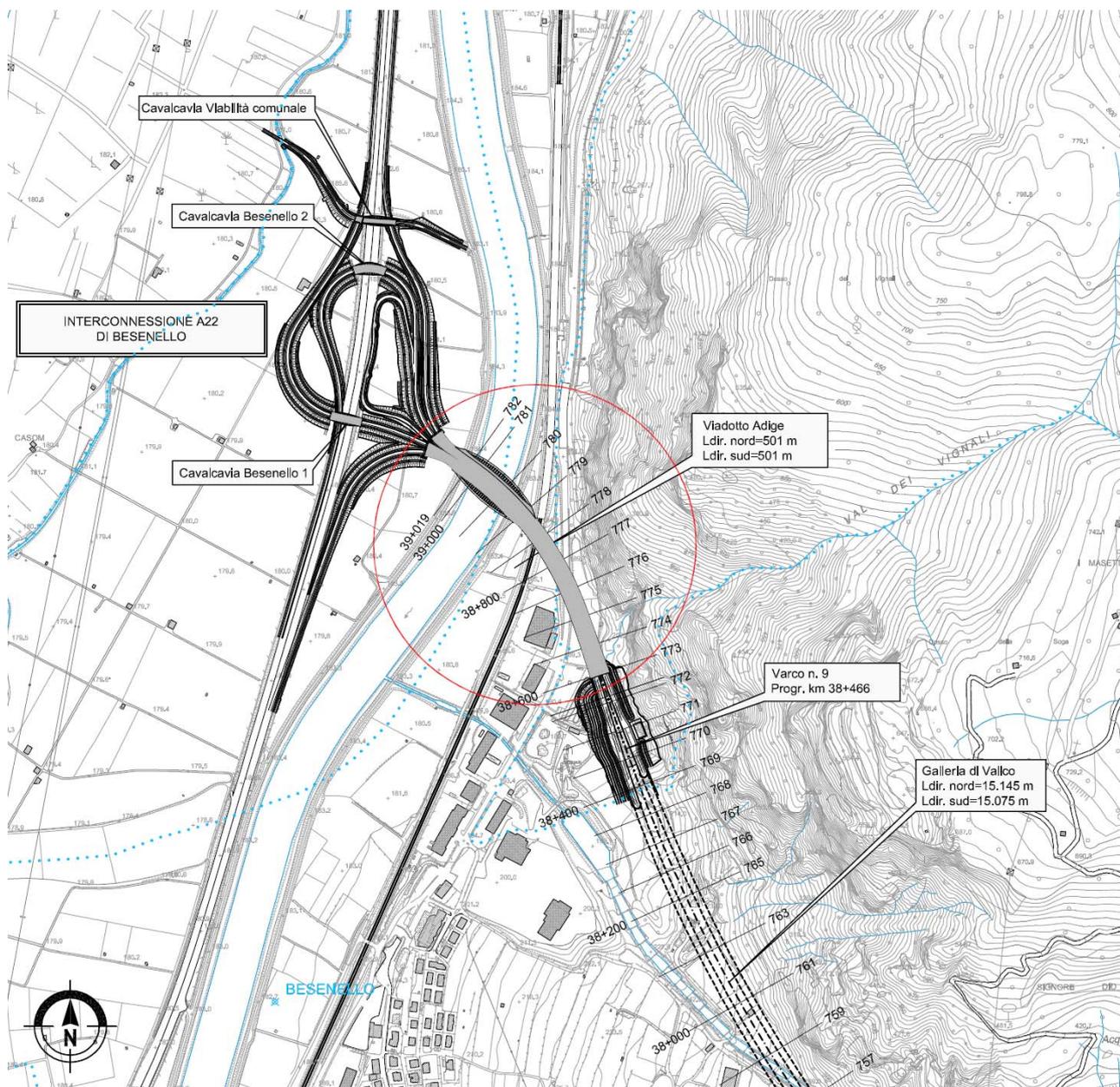


Figura 1.2 – Stralcio planimetrico

Ciò premesso, sono stati preliminarmente esaminati differenti scenari progettuali intesi a fornire elementi utili per la scelta della soluzione tipologica più idonea. In particolare:

- ponte ad arco con carreggiate binate e 140m di luce
- ponte strallato con carreggiate binate e luci 56(?) + 140 + 68m ~ 280m
- viadotti affiancati in c.a.p. su luci 56(?) + 140 + 68m ~ 280m
- viadotti affiancati/binati a sezione mista su cavalletti e luci 56(?) + 140 + 68m ~ 280m

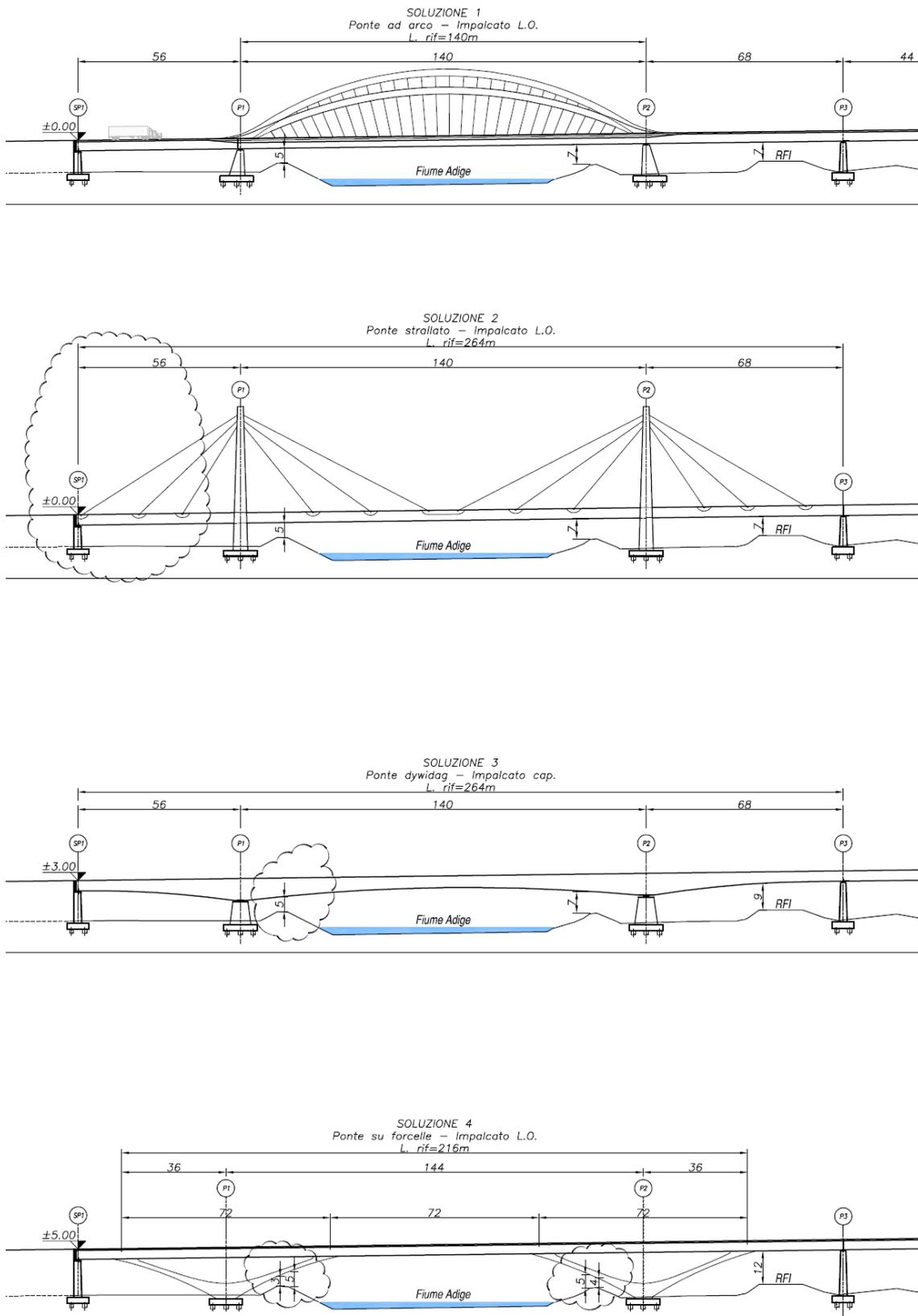


Figura 1.3 – Vista schematica delle differenti soluzioni tipologiche analizzate

La soluzione ad arco, o meglio ad archi, a via di corsa inferiore e spinta eliminata dall'impalcato, sembra identificarsi come la soluzione tipologica ottimale in quanto, al di là di evidenti considerazioni estetiche e di continuità tipologico formale con altri attraversamenti che interessano l'Adige più a nord, consente di confinare l'impegno statico alla sola luce di 140m, evitando di interferire con la campata terminale in allargamento sulle piste A22, nonché di gestire al meglio la

curvatura planimetrica di tracciato. Le soluzioni a via di corsa inferiore permettono inoltre di contenere in termini adeguati le quote di livelletta stradale nel rispetto di idonei franchi sulle quote delle piste ciclo-pedonali arginali.

L'inopportunità di prevedere un unico arco in asse, a causa della leggera curvatura planimetrica del tracciato, e l'incremento della già significativa larghezza complessiva della macro-carreggiata, suggerisce il ricorso a due archi distinti, obliqui, e di geometria tra loro differenziata, anche in ragione del loro rapporto con la curvatura planimetrica.

Un manufatto strallato non è per contro apparso configurare uno schema strutturale particolarmente idoneo, per semplici motivi di natura geometrica, peraltro enfatizzati dal necessario coinvolgimento statico delle luci laterali. L'opera, complessivamente lunga poco meno di 280m (al lordo delle campate di ormeggio), si adagia come detto su un tracciato in curva e presenta una campata di riva lato A22 di larghezza sensibilmente e necessariamente variabile. Tali caratteristiche condizionano severamente sia la statica che, conseguentemente, l'estetica. In buona sostanza vi è la necessità di prevedere massicce antenne a portale atte a equilibrare le azioni fuori piano, aspetto enfatizzato dalla graduale e rilevante divaricazione degli stralli di ormeggio alla campata d'ambito lato A22. Benché il costo di un manufatto con tale caratteristiche (che peraltro, come detto, interessa complessivamente una luce doppia rispetto a quella del ponte ad arco) sia di difficile quantificazione, è in ogni modo palese come l'economicità dell'intervento, risulti severamente viziata dalle citate caratteristiche di irregolarità geometrica che rendono non ottimale "ab initio" il ricorso a questa soluzione tipologica.

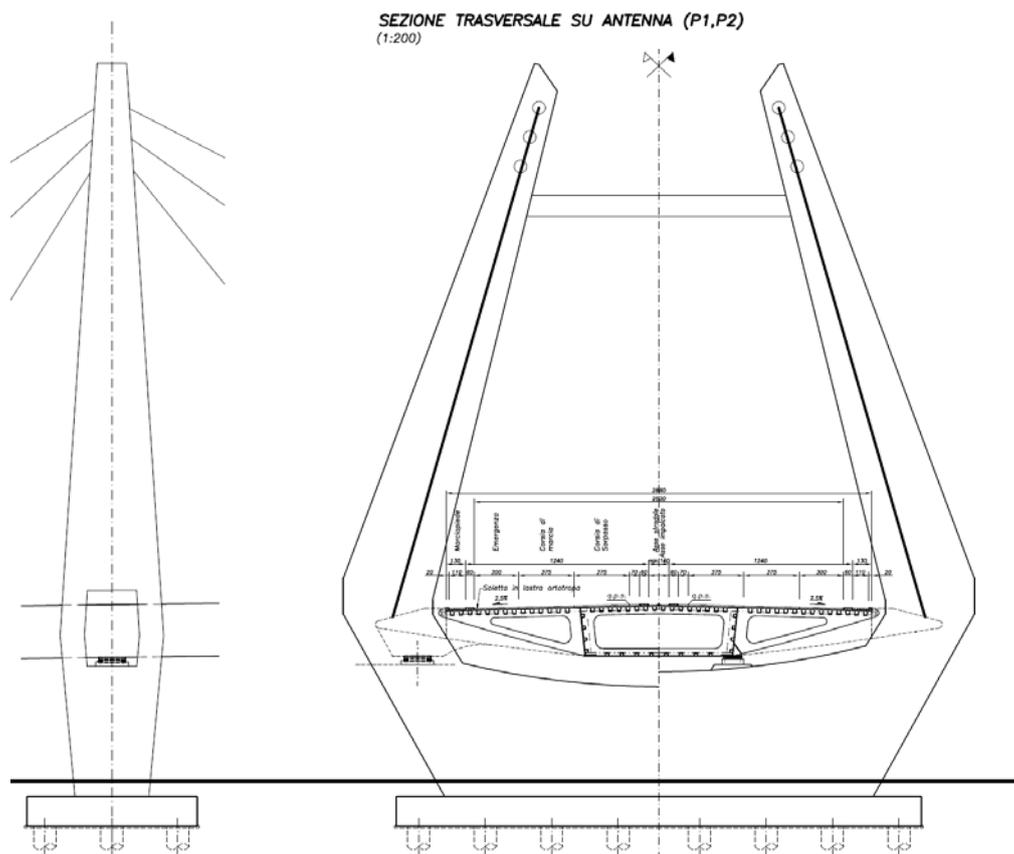


Figura 1.4 – Sezioni su pila intese a definire le caratteristiche essenziali delle antenne per la soluzione strallata

Per quanto concerne le soluzioni a viadotti affiancati in c.a.p. ad altezza variabile o a sezione mista filante su stampelle (in entrambi i casi su luci 56(?) + 140 + 68m ~ 280m), le ipotesi, per quanto verosimilmente più economiche rispetto alle precedenti, si rivelano certamente conflittuali con la presenza dei massicci rilevati arginali. Al di là di ovvie considerazioni di natura estetica, legate alla

contrapposizione tra la distribuzione geometrica delle masse strutturali e l'orografica locale, si presenta infatti anche una conflitto funzionale con riferimento alle piste arginali di testa argine che richiederebbe il sollevamento generalizzato della livelletta stradale. Il sollevamento richiesto sarebbe tuttavia di entità tale (da un minimo di 3 ad un massimo di 5m) da rendersi incompatibile con i tracciati altimetrici di raccordo con la A22.

Ciò premesso, la soluzione ad arco su 140m di luce, a via di corsa inferiore con impalcato a lastra ortotropa prescelta dal seguente progetto preliminare, garantisce un'adeguata connotazione dell'intersezione delle due autostrade, con un impatto paesaggistico sufficientemente modulato e coerente con molte altre realizzazioni del fondovalle (ad esempio gli archi già disseminati lungo la A22 tra Mantova e Bressanone, e quelli di 45m di luce che anche in questo caso si propongono sulle piste di svincolo mono-senso poste ad interconnessione e sovrappasso dell'autostrada). Tale tipologia consente anche una naturale estensione alle opere in scala minore (luce 50m circa) che costituiscono i due sovrappassi di svincolo e quello della viabilità locale posto poco più a nord.

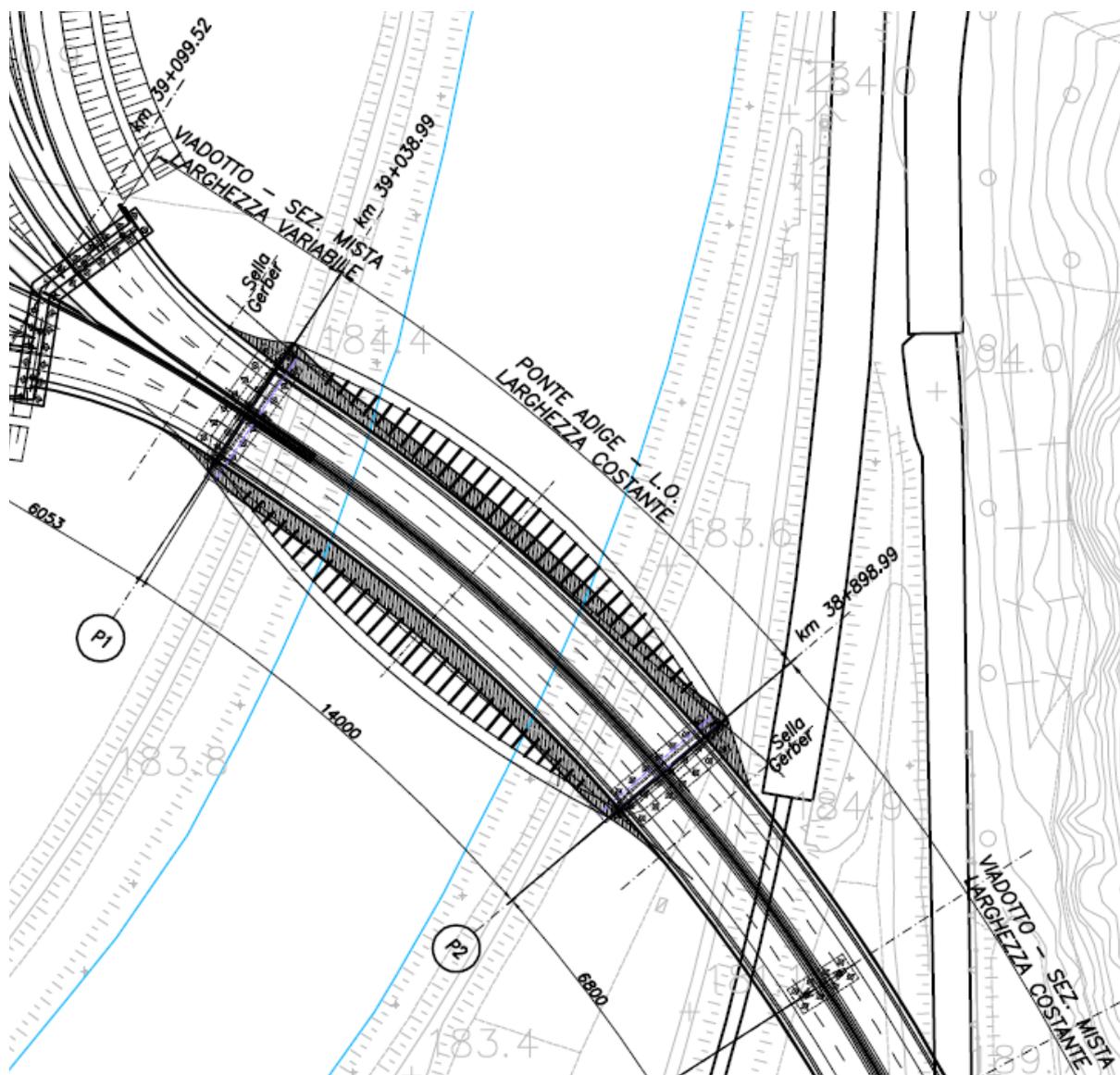


Figura 1.5 – Stralcio planimetrico del tracciato in corrispondenza dell'opera

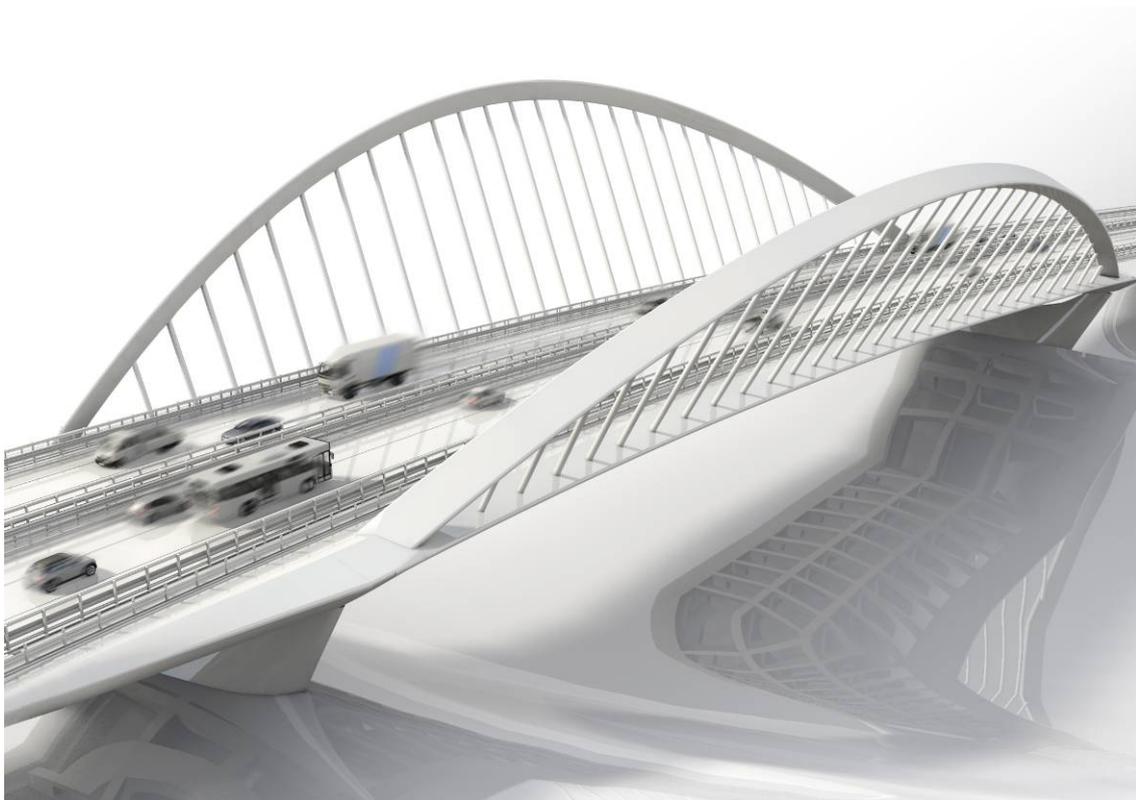


Figura 1.6 – Immagine della soluzione ad arco (spalle alla A22)

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Lo schema progettuale sviluppato propone l'esecuzione di un ponte ad arco a via di corsa inferiore con impalcato a lastra ortotropa su 140m di luce, inserito all'interno di un tratto in viadotto a sezione mista collegati mediante selle gerber.

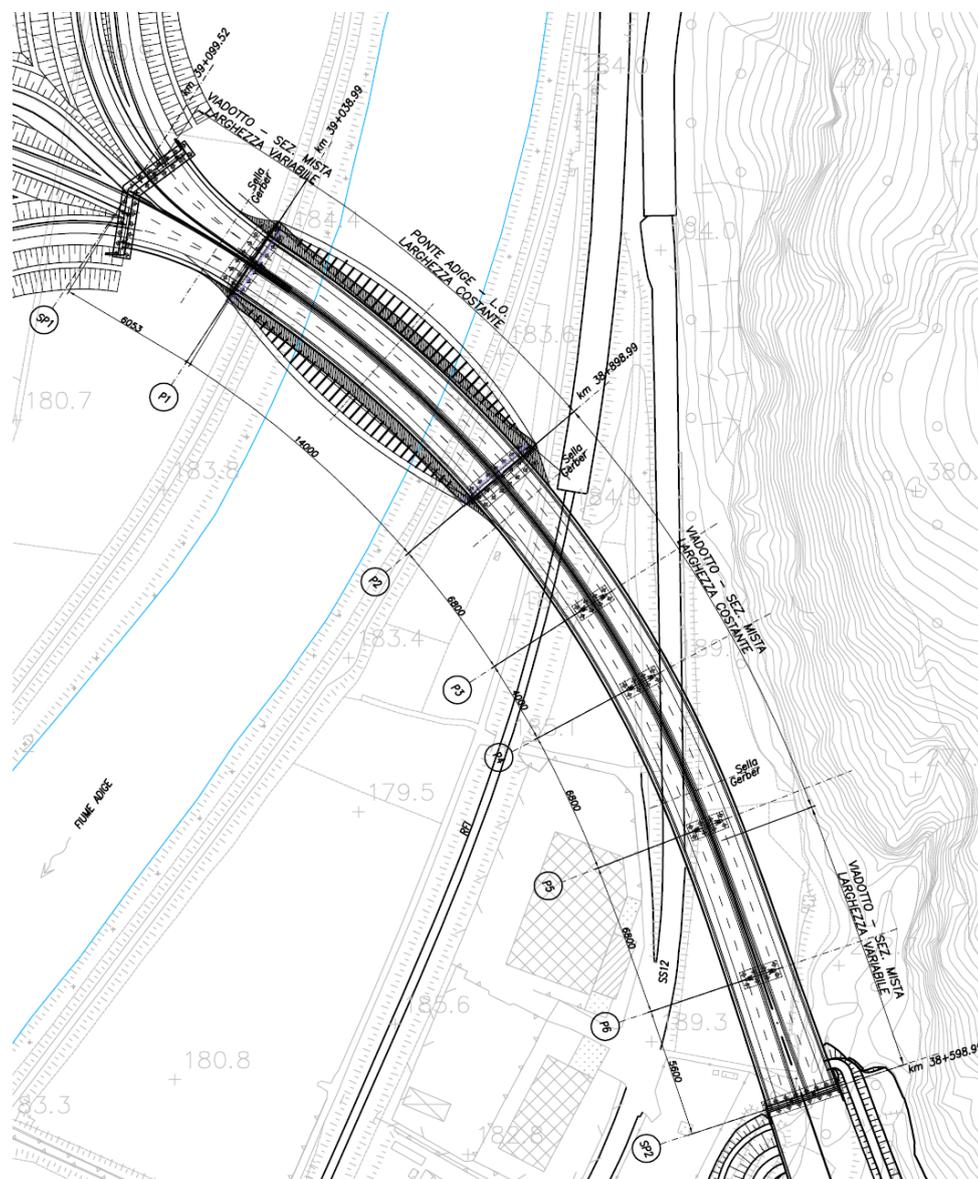


Figura 2.1 –Pianta viadotto Piovene

Nel suo complesso la distanza fra gli assi delle spalle lungo la carreggiata risulta nominalmente pari a 501m, ripartita in 7 campate di luci rispettivamente 51+140+68+40+68+68+56m. La scelta di tale scansione planimetrica, come già detto, è nata dal dover assecondare i diversi “ostacoli” presenti nella vallata, ovvero la SS12 dell’Abetone, la linea ferroviaria del Brennero, il corso dell’Adige e infine l’autostrada A22.

La larghezza delle carreggiate si mantiene costante lungo tutto lo sviluppo dell’opera. L’impalcato presenta invece, per il tratto P5-P6-SP2, larghezza variabile aumentando lo spazio compreso fra i sicurvias interni. Anche nel tratto SP1-sella l’impalcato si allarga per andare ad innestarsi sulle piste di svincolo in corrispondenza della A22.

PROSPETTO VIADOTTO ADIGE
(1:1000)

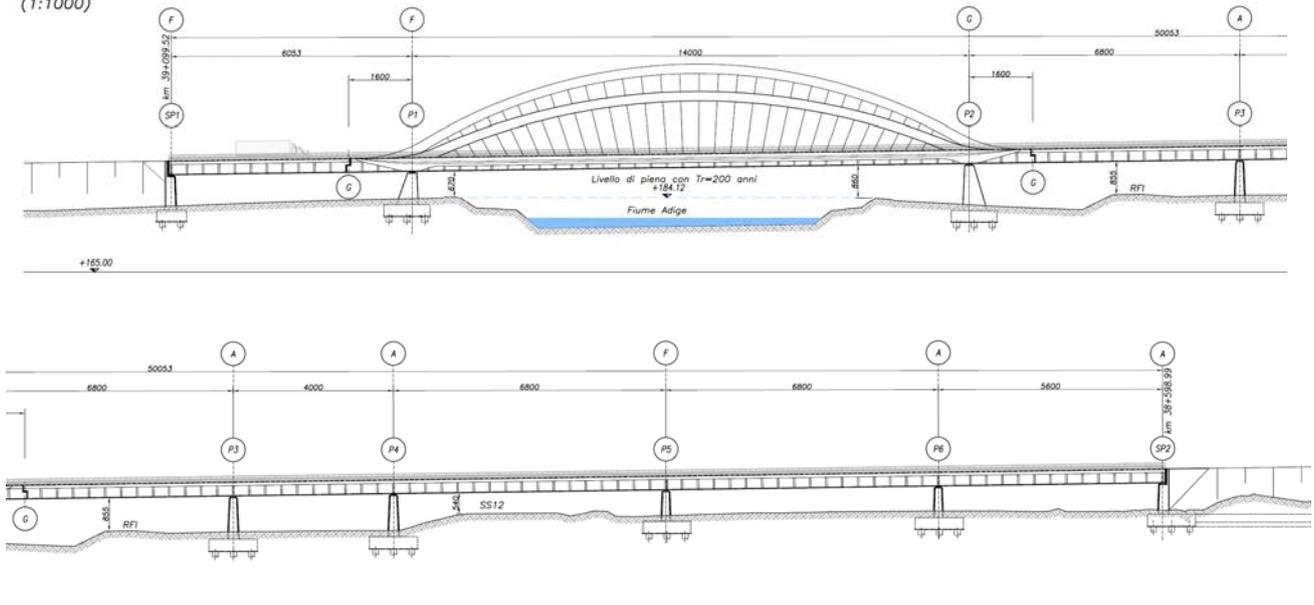


Figura 2.2 – Prospetto viadotto Piovene

La sezione trasversale ha un'altezza massima costante lungo l'asse, pari a 3,50m.

Come evidenziato negli elaborati grafici, la soletta e la contro-soletta hanno larghezza pari a 29,00 e 10,00m, rispettivamente.

Per il tratto di scavalco dell'Adige si adotta una tipologia di impalcato con soletta a lastra ortotropa, che in virtù della maggior leggerezza rispetto ad una soluzione mista agevola le operazioni di varo; per il tratto in viadotto si prevede per contro l'esecuzione di un impalcato tradizionale a sezione mista con cassoni in acciaio aperti.

Il passaggio tra le due diverse tipologie sezionali avviene in corrispondenza di due sezioni di giunto (G) poste alle estremità della campata ad arco, laddove sono previste due selle gerber (o a pendolo), collocate in asse alle anime. I punti fissi longitudinali in condizioni statiche sono previsti in corrispondenza di Sp1, P1 e P5 (tutti i punti di appoggio sono viceversa mobilitati in fase sismica grazie alla presenza di "shock-transmitters").

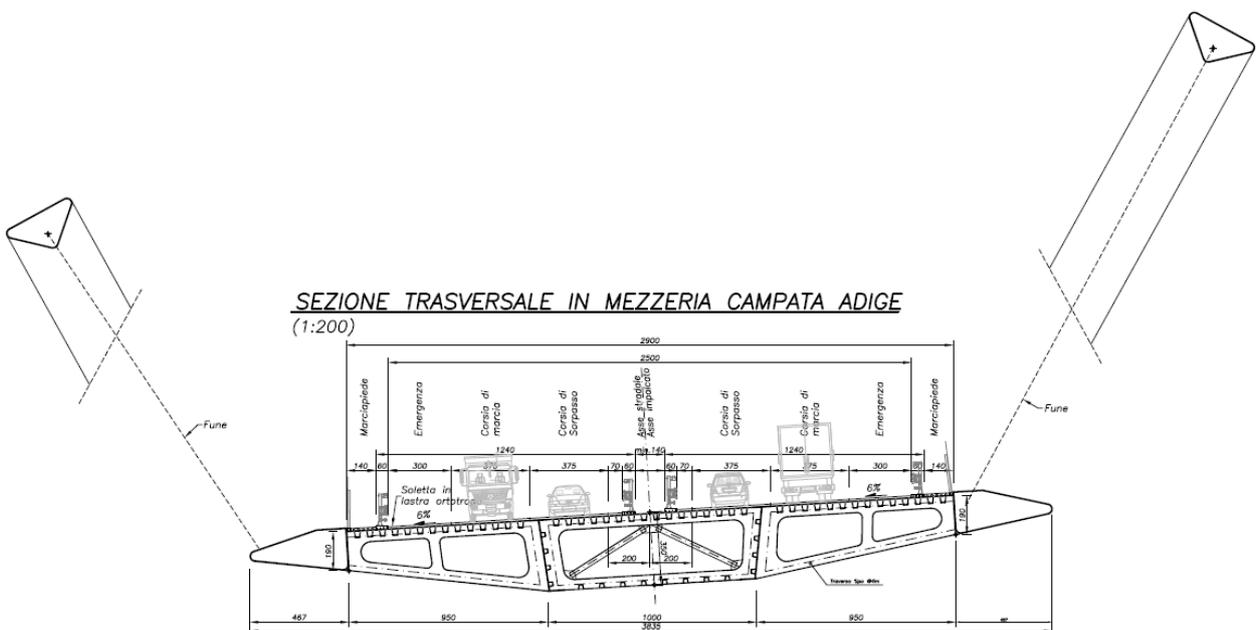


Figura 2.3 – Sezione tipologica in mezzeria campata

SEZIONE TRASVERSALE SU PILE ADIGE (P2)
(1:200)

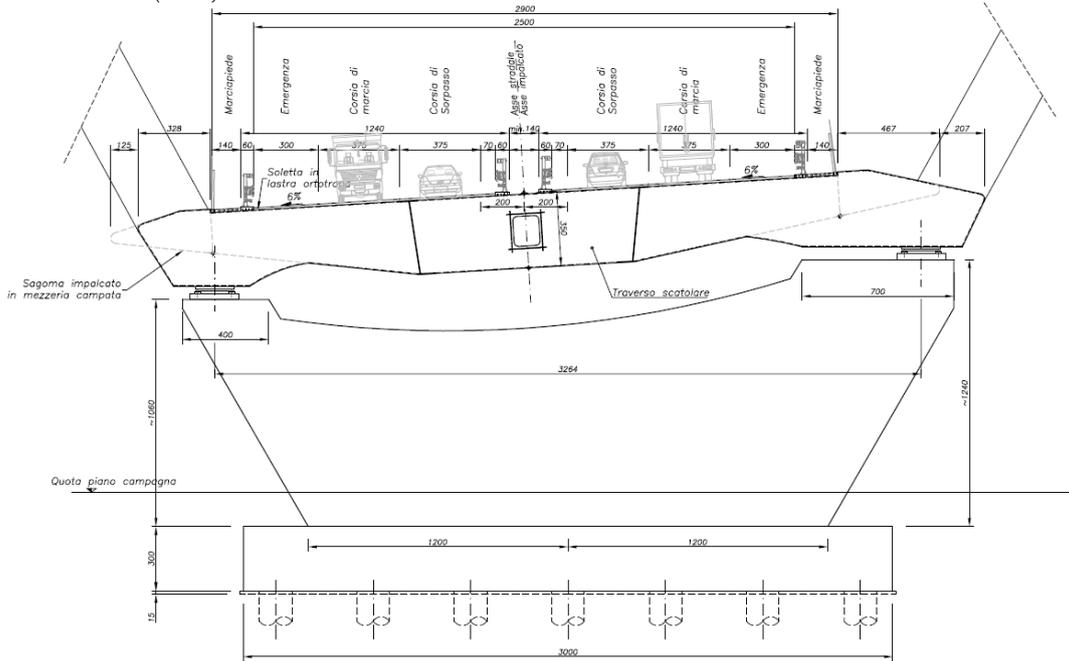


Figura 2.4 – Sezione tipologica su pila

In fase di progettazione definitiva verrà tuttavia anche considerata l'ipotesi alternativa di trasformare il giunto G in retro pila P1 in giunto tampone (e quindi non su pavimentazione), con ciò limitando i punti fissi alle sole pile P2 e P5

SEZIONE TRASVERSALE IN CAMPATA TIPO
(1:200)

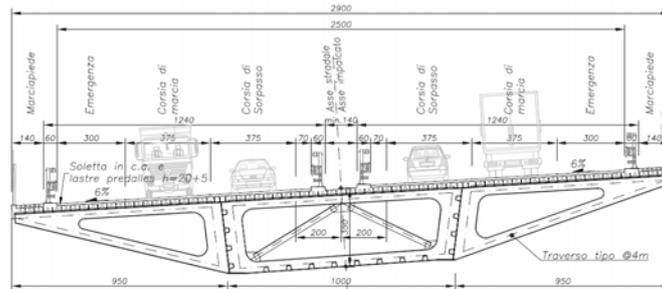


Figura 2.5 – Sezione tipologica viadotto in mezzeria campata

SEZIONE TRASVERSALE SU PILA TIPO (P3-P4)
(1:200)

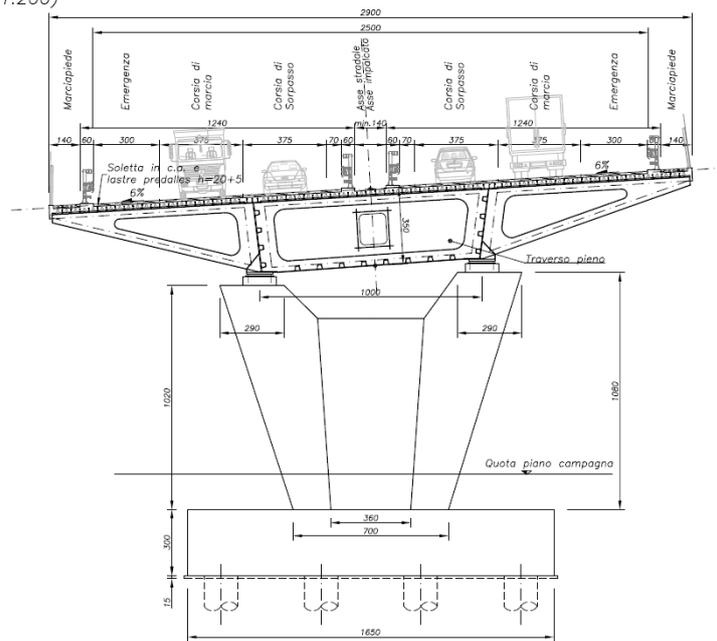


Figura 2.6 – Sezione tipologica viadotto su pila

Le pile P1 e P2 sono predisposte per poter accogliere gli appoggi di entrambi gli archi e ciò motiva la loro peculiare geometria caratterizzata da una notevole larghezza in sommità che si rastrema verso il basso, all'incastro con la fondazione.

Nel tratto di viadotto, dove l'interasse degli appoggi è circa un terzo di quello previsto sulle pile precedenti, i fusti delle pile si configurano più snelli, con una altezza massima di 10m dall'estradosso delle fondazioni.

Sotto un profilo costruttivo si ipotizza di poter procedere secondo schemi realizzativi consueti.

Il cantiere per il montaggio e il varo del ponte ad arco sull'Adige è previsto in destra, nell'area interclusa tra l'argine e la A22. Tale a scelta è motivata dalla presenza in sinistra della linea ferroviaria del Brennero e dalla necessità di garantire un accesso razionale al cantiere, reso possibile dalla A22 stessa, magari sfruttando proprio le piste e le rampe di svincolo a progetto. In tale area è inoltre già prevista la realizzazione di importanti rilevati, il che consente di ipotizzare, senza significative opere aggiuntive, un cantiere di montaggio in quota, adeguato alle esigenze del varo.

Su tale macro-rilevato di varo è dunque previsto l'assemblaggio degli archi e dell'impalcato da 140 m (N.B. le estremità di completamento, relative alle zone di imposta degli archi verranno eseguite post-varo), da varare successivamente di punta in direzione Sud-Est/Valdastico.

Il varo vero e proprio potrà avvenire prevedendo due pile provvisorie collocate ed idoneamente fondate all'interno degli argini fluviali, in modo tale da ridurre la luce libera di varo a 70 m. La spinta richiederà il montaggio di un avambecco, singolo o binato, della lunghezza di 30-35m circa e la "reticolarizzazione" provvisoria dell'opera, operando sui primi 35-40m degli archi (con tralicci nel loro piano e collegamento mutui tra i due), ovvero mediante irrigidimento del sistema trasverso di testa/impalcato.

La porzione posteriore dell'opera, ovvero quella posta a tergo della pila provvisoria lato A22, correrà su un sistema continuo di pattini, binari o rulliere, così come quella anteriore, una volta raggiunta la pila in sinistra.

Si rileva che l'avambecco potrà essere rimosso una volta che l'estremità del ponte avrà raggiunto la pila provvisoria in sinistra. Questo aspetto può garantire la non interferenza con la prima

campata del viadotto lato Valdastico, consentendo, in linea di principio, di prevedere il montaggio di tale porzione d'infrastruttura in termini temporalmente indipendenti da quello dell'opera singolare. Tuttavia, poiché l'estremità del viadotto grava sul traverso di estremità della luce ad arco mediante un appoggio Gerber, l'ipotesi di varo anticipato del viadotto richiederà la predisposizione di un'ulteriore pila provvisoria ed il calaggio dell'estremità su sella solo una volta varata la campata sul fiume. La luce di completamento lato A22 dovrà invece essere necessariamente realizzata a posteriori.

Il viadotto di raccordo con la galleria di valico sarà quindi realizzato a spinta a partire da un rilevato nell'area di cantiere addossata alla spalla SP2 (area CA08), fatta eccezione per le ultime due in direzione sud che saranno varate dal basso.

3. CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il predimensionamento delle opere oggetto della presente relazione è stato effettuato secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità col D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.). Per quanto non espressamente specificato si fa riferimento agli Eurocodici strutturali.

4. MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'utilizzo di calcestruzzo delle seguenti classi di resistenza:

- Soletta completamento C32/40 ;
- Pile C32/40 ;
- Spalle C32/40 ;
- *Pali di fondazione C25/30 .*

Per quanto riguarda gli acciai, si utilizzerà:

- Acciaio per cemento armato della tipologia B450C;
- Acciaio per carpenteria metallica
 - EN 10025-5 S355J2W+N (ex “Corten”) per $t < 40\text{mm}$
 - EN 10025-5 S355K2W+N (ex “Corten”) per $t > 40\text{mm}$
- Acciaio per funi di sospensione spirodali chiuse zincate a caldo $D=60\text{mm}$ con tensione di rottura a trazione $f_{tk} \geq 1660\text{ MPa}$;
- Acciaio per piolature tipo “Nelson” (DIN 32500)

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SUOLO

A livello di caratterizzazione geologica (vedi Relazione Geotecnica) il sedime interessato, rappresentato da un fondovalle del fiume Adige, risulta costituito da “Depositi Alluvionali attuali e recente” e “Depositi legati all'attività di conoidi torrentizi e da debris-flow”. Si tratta in sintesi di depositi in prevalenza ghiaiosi grossolani con scarsi livelli sabbiosi, sciolti, cui vengono attribuite

significative caratteristiche geo-meccaniche ($\phi = 35-38^\circ$, pseudo-coesione $c < 5$ kPa, densità relativa $> 60\%$ e modulo $E > 50-100$ MPa).

Sotto un profilo sismico le caratteristiche geomeccaniche sono tali da garantire Categoria B.

6. CARICHI E SOVRACCARICHI

Ai fini della determinazione del quadro di sollecitazione utile ai fini della verifica di predimensionamento si considerano:

6.1. Azioni permanenti:

6.1.1. Pesi propri strutturali

I pesi propri delle masse strutturali sono computati automaticamente dal codice di calcolo utilizzato per le analisi sulla base delle geometrie assegnate. Per quanto concerne le componenti in acciaio sono stati adottati pesi specifici maggiorati per tener forfetariamente conto della presenza di irrigidimenti longitudinali e trasversali, fazzoletti, In particolare:

Ponte ad arco: $\gamma_{a,calc} = 1,10 * \gamma_a = 8635$ kg/m³

Viadotto: $\gamma_{a,calc} = 1,05 * \gamma_a = 8263$ kg/m³.

Si riportano di seguito i valori medi di peso proprio per le diverse tipologie di impalcato:

Ponte ad arco: 6,60 kN/m²;

Viadotto: 8,40 kN/m²

6.1.2. Azioni permanenti

I sovraccarichi permanenti considerano pavimentazione bituminosa, cordoli, barriere di protezione (in ragione di 3,00 kN/m²).

6.1.3. Deformazioni impresse

Per quanto concerne la determinazione delle temperature uniformi sulla sezione, si fa riferimento alle specifiche di cui all'EC1, e non considerando particolari accorgimenti di calibrazione degli appoggi in fase di installazione, si prevede una variazione termica per l'impalcato in lastra ortotropa di $-45/+55^\circ\text{C}$ e per il viadotto in sezione mista $-40/+45^\circ\text{C}$.

6.2. Azioni variabili

Le azioni variabili considerate, specificate dal vigente D.M. 2008, sono:

6.2.1. Azioni variabili da traffico

I carichi variabili da traffico sono definiti da Schemi di Carico disposti su corsie convenzionali.

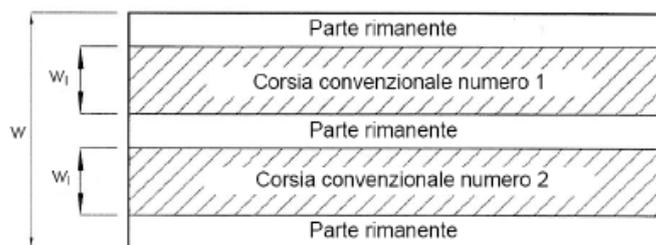


Figura 6.1 – Esempio di numerazione delle corsie

| Larghezza di carreggiata "w" | Numero di corsie convenzionali | Larghezza di una corsia convenzionale [m] | Larghezza della zona rimanente [m] |
|------------------------------|--------------------------------|---|------------------------------------|
| $w < 5,40 \text{ m}$ | $n_i = 1$ | 3,00 | $(w-3,00)$ |
| $5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$ | $n_i = 2$ | $w/2$ | 0 |
| $6,0 \text{ m} \leq w$ | $n_i = \text{Int}(w/3)$ | 3,00 | $w - (3,00 \times n_i)$ |

Tabella 6.1 – Numero e larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

SCHEMA DI CARICO 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Figura 6.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

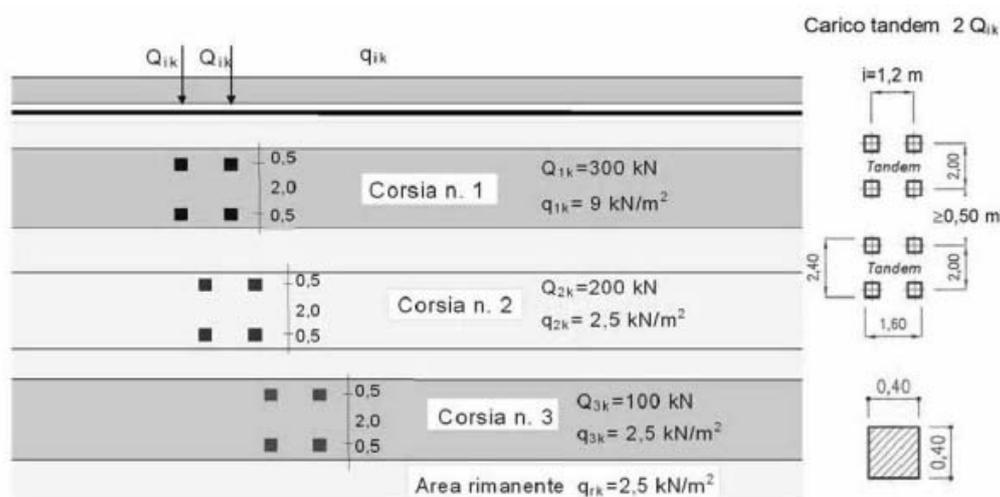


Figura 6.2 – Schema di Carico 1 (dimensioni in metri)

Si devono considerare le seguenti intensità dei carichi:

| Posizione | Carico asse Q_{ik} [kN] | q_{ik} [kN/m ²] |
|-----------------|---------------------------|-------------------------------|
| Corsia Numero 1 | 300 | 9,00 |
| Corsia Numero 2 | 200 | 2,50 |
| Corsia Numero 3 | 100 | 2,50 |
| Altre corsie | 0,00 | 2,50 |

Tabella 6.2 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Le carreggiate sono separate lungo tutto lo sviluppo dell'opera e portate dal medesimo impalcato. Tale scelta implica che la numerazione delle corsie sia univoca, ovvero che vi sia una sola Corsia 1, ecc. In virtù della larghezza di ciascuna delle due carreggiate (11,20m) si considerano dunque 3 corsie convenzionali di carico e 2,2m di area rimanente cadauna. Disposizioni e numerazioni valide per tutto lo sviluppo dell'opera sono riassunte in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Ai fini delle valutazioni statiche preliminari oggetto della presente relazione i carichi accidentali sono considerati in accordo con le seguenti 3 distribuzioni trasversali (“Max V1”, “Max V2”, “Max T”):

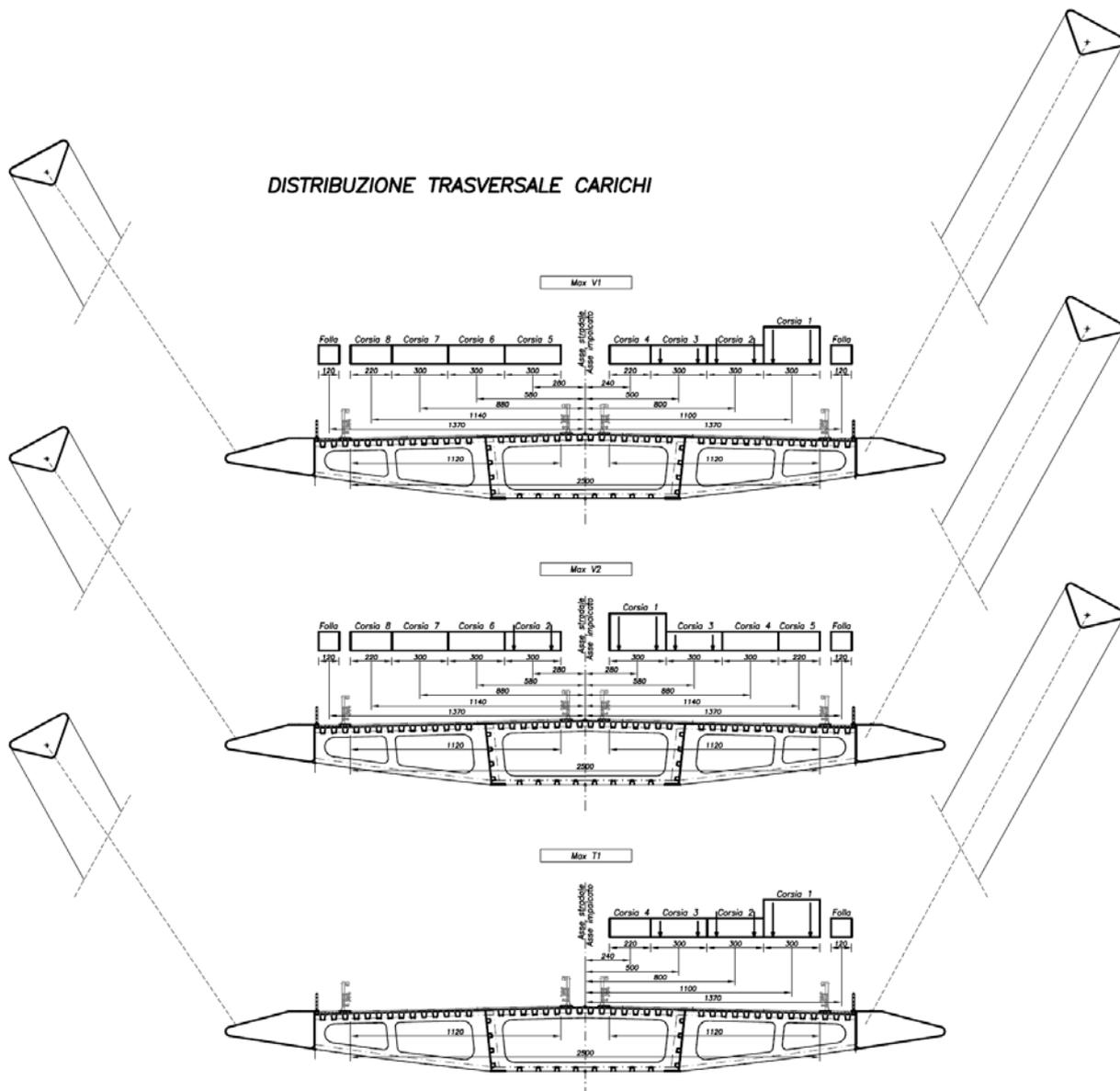


Figura 6.3 – Distribuzione trasversale carichi da traffico (“Max V1”, “Max V2”, “Max T”)

I carichi tandem per le verifiche globali sono equiparati a carichi distribuiti su una lunghezza convenzionale di 10m. In corrispondenza del marciapiede di larghezza pari a 1,2m si considera il carico da folla ridotto pari a $2,50 \text{ kN/m}^2$.

In particolare la seconda distribuzione di carico trasversale risulta maggiormente sfavorevole per gli elementi trasversali che fungono da collegamento tra i cordoli nel tratto di ponte ad arco.

Longitudinalmente sono state considerate differenti distribuzioni di carico atte a massimizzare di volta in volta le singole azioni nelle diverse sezioni considerate mediante il posizionamento del carico tandem in campata o sugli appoggi e del carico uniformemente distribuito sull'intera opera o a scacchiera, quando necessario.

Si riassumono i carichi totali relativi alle due distribuzioni trasversali:

| | <u>Distesa di carico</u> | | <u>Tandem</u> | |
|----------|---------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|--|
| | carico distribuito | momento torcente distribuito | carico equiv. distribuito | momento torcente equiv. distribuito |
| "Max V1" | 81,50 kN/m | 214,50 kNm/m | 120 kN/m | 1080 kNm/m |
| "Max V2" | 81,50 kN/m | 13,50 kNm/m | 120 kN/m | 172 kNm/m |
| "Max T" | 50,50 kN/m | 448,80 kNm/m | 120 kN/m | 1080 kNm/m |

Nei modelli di calcolo le azioni saranno applicate come carichi di superficie sulle porzioni di impalcato interessate, o come azioni distribuite risultanti lungo la linea d'asse.

6.2.2. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,1 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Poiché la distanza fra i due giunti, in corrispondenza del ponte ad arco risulta pari a 172m posti in corrispondenza delle selle gerber, si considera un'azione pari a 824kN distribuita uniformemente sull'intera lunghezza.

Per il viadotto, il tratto di maggior sviluppo tra due giunti consecutivi è quello compreso fra la spalla SP2 e la sella gerber in prossimità della pila P2, di lunghezza pari a 284m sul quale si considera agente un'azione uniformemente distribuita la cui risultante è pari a 900kN.

6.2.3. Azione centrifuga

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in tabella seguente, essendo $Q_V = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agente sul ponte.

| Raggio di curvatura [m] | Q_4 [kN] |
|-------------------------|--------------------|
| $R < 200$ | $0,2 \cdot Q_v$ |
| $200 \leq R \leq 1500$ | $40 \cdot Q_v / R$ |
| $1500 \leq R$ | 0 |

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Nel caso specifico, per il tratto in viadotto il raggio di curvatura medio è pari a 500m, e si ottiene:

$$Q_4 = 0,08 \cdot 1200 \text{ kN} = 96 \text{ kN}$$

6.2.4. Azione del vento

In via preliminare si considera un'azione del vento pari a 2,50 kN/mq uniforme sull'intera opera.

Come direzione prevalente del vento viene considerata quella trasversale al viadotto ovvero coincidente con l'asse della vallata attraversata, assimilando la superficie dei carichi transitanti sul ponte ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

6.2.5. Azioni sismiche

Le Norme Tecniche 14 gennaio 2008 definiscono la pericolosità sismica del sito interessato dalla costruzione dell'opera a partire dalle coordinate geografiche del sito stesso.

Nel caso in esame l'opera viene realizzata nel Comune di Besenello (TN), di coordinate geografiche:

- LAT: 45,9564° N
- LONG: 11,1050° E

Il periodo di riferimento V_R rispetto al quale valutare le azioni sismiche è risulta:

$$V_R = V_N \cdot c_U = 100 \cdot 2 = 200 \text{ anni}$$

Per il sito in esame, alla luce delle indagini geotecniche effettuate, il sottosuolo può essere classificato nella Categoria B. Si assume categoria topografica T1.

Il fattore q massimo di riferimento per ciascuna tipologia strutturale è riportato in Tabella 7.9.I delle NTC 14.01.2008; per l'opera in oggetto, tale coefficiente può assumere il valore massimo $q = 1,5$.

Per la direzione verticale, come specificato al §7.9.5.3, si assume il valore $q=1$.

Per il predimensionamento dell'opera si adotta lo Stato Limite di salvaguardia della Vita umana (SLV).

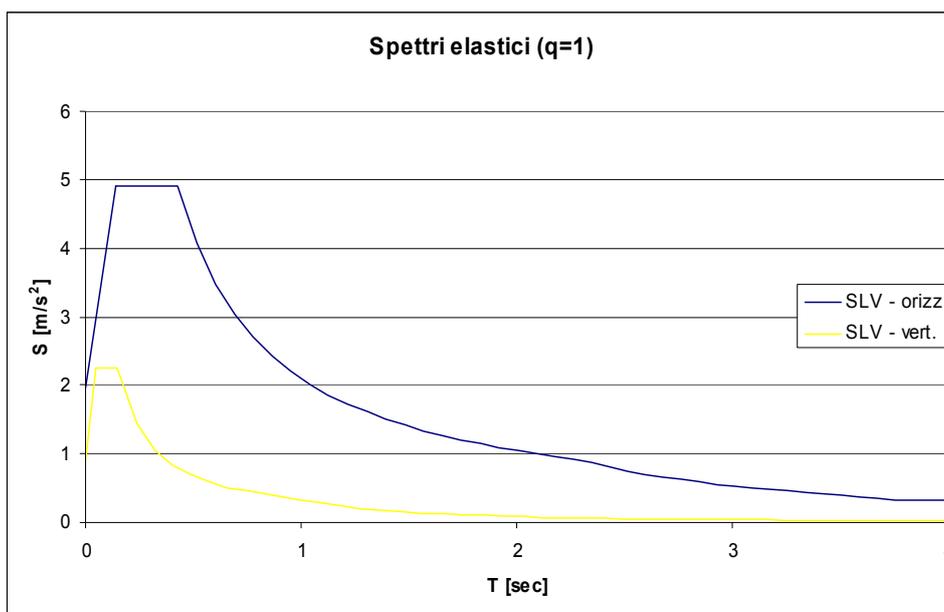


Figura 6.4 – Spettri elastici (SLV – q = 1,0)

6.3. Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si considerano le combinazioni delle azioni, con i relativi coefficienti di sicurezza, individuati al capitolo 2 e 5 delle NTC2008.

Le sollecitazioni sulla struttura dovute al sisma (E) si ottengono combinando i singoli effetti nelle 3 direzioni principali dell'opera (x, y, z) secondo la formula:

$$E = E1 + 0,3 \cdot E2 + 0,3 \cdot E3$$

dove gli indici 1, 2 e 3 sono fatti corrispondere a rotazione alle direzioni x, y e z.

Nel calcolo dell'azione sismica (E) oltre alle masse strutturali e non strutturali alla combinazione statica di base, si considera una massa non strutturale equivalente pari al 20% del carico distribuito da traffico.

7. ANALISI STATICA E PRINCIPALI VERIFICHE

7.1. Ponte ad arco

7.1.1. Note generali e statica globale

Per la campata ad arco la valutazione delle sollecitazioni e della deformabilità globale della struttura è stata condotta utilizzando un modello tridimensionale ad elementi finiti implementato nel codice Straus ver.7.0. La risposta è stata analizzata con riferimento agli schemi di carico innanzi definiti ("MaxV1", "MaxV2", "Max T" e longitudinali).

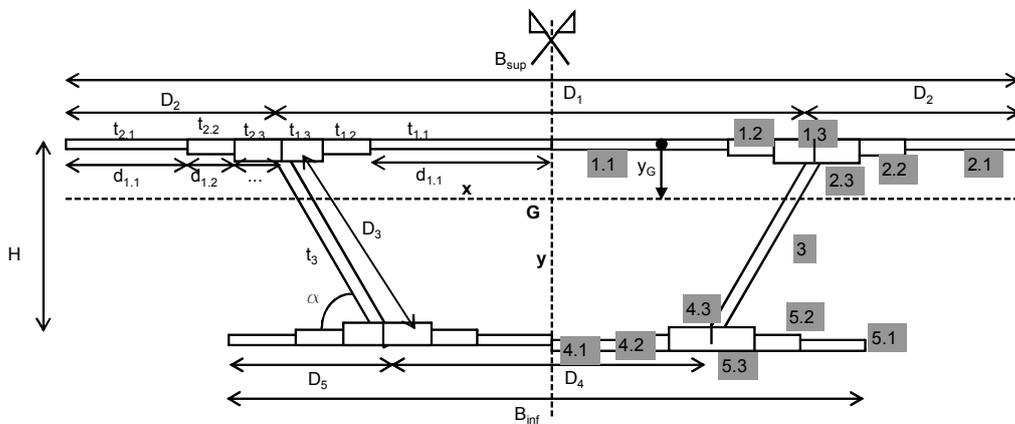
La geometria "non-Bernoulliana", la curvatura planimetrica, le particolari condizioni di carico e più in generale lo schema tipologico complesso adottato, hanno necessariamente richiesto il ricorso ad una modellazione tridimensionale già in fase di calcoli preliminari. In particolare è stato definito un modello EF ibrido, costituito dagli elementi monodimensionali tipo "beam", che caratterizzano archi, cordoli laterali, pendini e dagli elementi tipo "plate" che modellano traversi, anime e lastra ortotropa. Ovviamente, particolare cura è stata posta nel garantire la corretta continuità cinematica all'interfaccia tra elementi 1D e 2D (mediante uso di collegamenti a cinematica di trasferimento).

Come evidenziato dagli elaborati grafici, la sezione corrente della struttura è di tipo a cassone chiuso con soletta superiore realizzata a lastra ortotropa. I traversi, presenti ogni quattro metri, fungono da elementi di apprensione del cassone agli archi attraverso i cordoli laterali a cui sono a loro volta ancorate le funi di sospensione.

A livello di predimensionamento la sezione corrente del cassone nel tratto ad arco è stata realizzata adottando piatti di spessore 16mm per la lastra superiore e per le anime, e da 20mm per la piattabanda inferiore. A favore di sicurezza gli elementi di irrigidimento longitudinale (copponi chiusi) per le lamiere sono stati trascurati nella redazione del modello EF.

Gli archi e i cordoli laterali presentano sezione scatolare chiusa costituita nella parte filante da piatti di spessore 30mm, che con l'avvicinarsi alla zona d'imposta aumentano di spessore. Si rimanda alla successiva fase progettuale una ottimizzazione degli spessori dei piatti degli elementi, con eventuali assottigliamenti ottenibili grazie all'introduzione di opportuni irrigidimenti longitudinali.

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche inerziali della sola sezione corrente a cassone, ovvero valutate trascurando i cordoli laterali:



Geometria piatti

| Piatto | d_i [mm] | $t_{i,net}$ [mm] |
|--------|------------|------------------|
| 1.1 | 5350 | 16 |
| 1.2 | 0 | 16 |
| 1.3 | 0 | 16 |
| 2.1 | 9150 | 16 |
| 2.2 | 0 | 16 |
| 2.3 | 0 | 16 |
| 3 | 3517 | 16 |
| 4.1 | 5000 | 20 |
| 4.2 | 0 | 20 |
| 4.3 | 0 | 20 |
| 5.1 | 0 | 20 |
| 5.2 | 0 | 20 |
| 5.3 | 0 | 20 |

Proprietà nominali

| | |
|----------|--------------------------|
| A | 776558,6 mm ² |
| y_G | 1157,3 mm |
| I_x | 1,86E+12 mm ⁴ |
| I_y | 3,43E+13 mm ⁴ |
| Ω | 36225000 mm ² |
| J | 5,59E+12 mm ⁴ |

e quelle della sezione corrente degli archi:

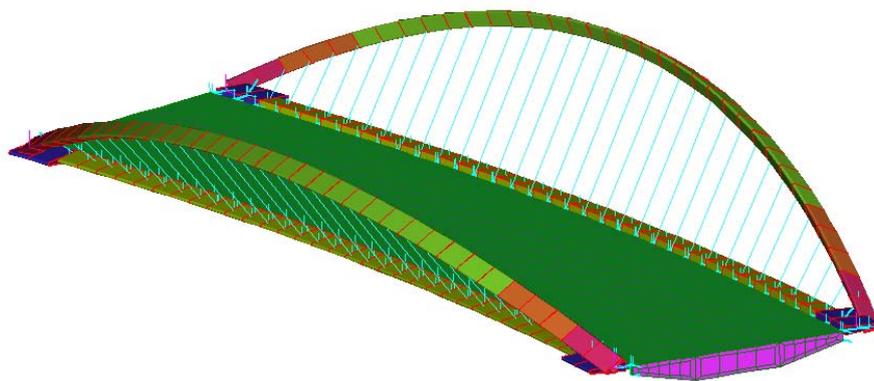
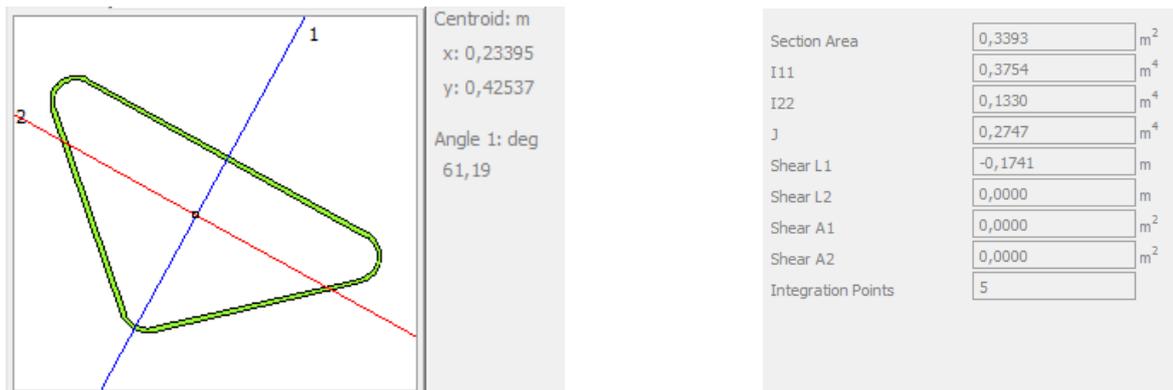


Figura 7.1 – Modello di calcolo con elementi “beam” e “plate”

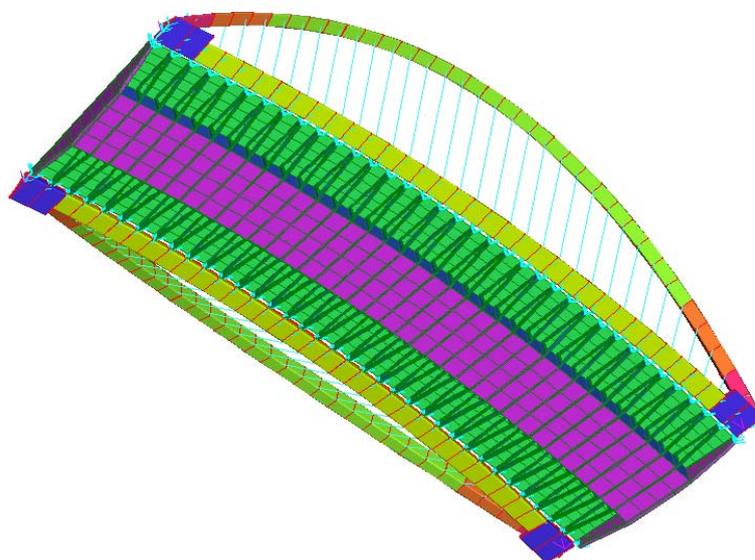


Figura 7.2 – Modello di calcolo con elementi “beam” e “plate”(vista da sotto)

Sulla base di tale modello sono state quindi eseguite le necessarie analisi statiche (combinando i carichi sopra esposti assumendo di volta in volta come carico prevalente l'azione da traffico veicolare, l'azione di frenamento, e l'azione del vento) e sismiche (per le direzioni longitudinale e trasversale).

I carichi accidentali sono considerati in accordo con quanto previsto al paragrafo 6.2.1 con riferimento alla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Ai fini delle valutazioni statiche

preliminari oggetto della presente relazione longitudinalmente si sono considerate le distribuzioni di carico ritenuta massimizzante ipotizzando uno schema in semplice appoggio.

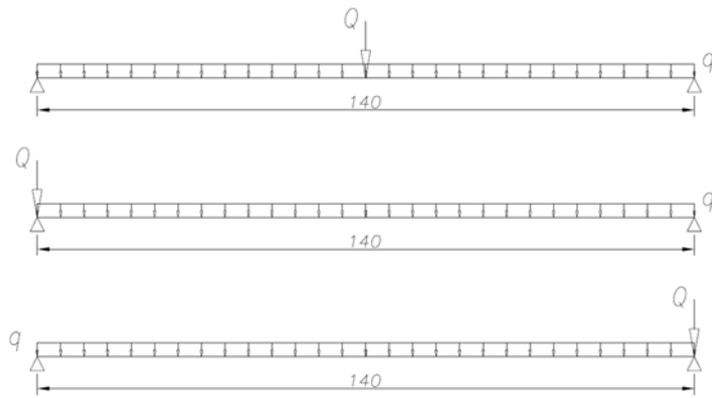


Figura 7.3 – Distribuzione longitudinale carichi accidentali

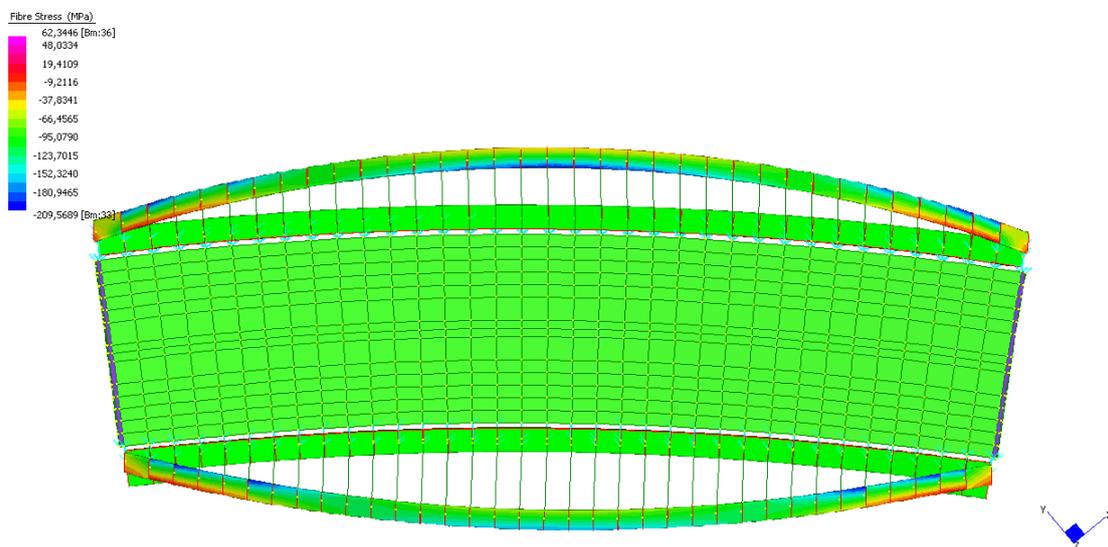


Figura 7.4 – Stress totali SLU (envelope max V1)

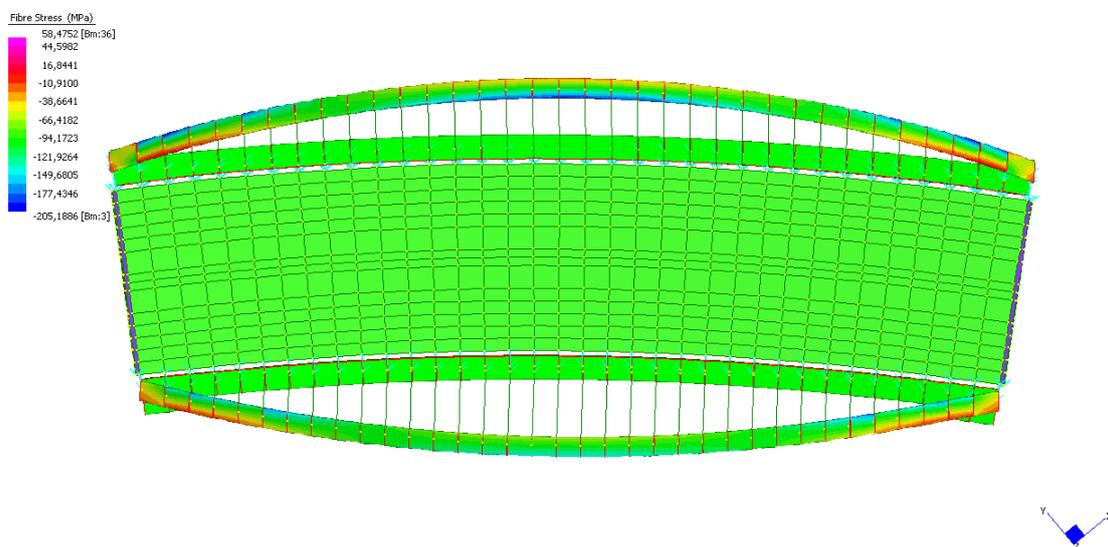


Figura 7.5 – Stress totali SLU (envelope max T)

A livello di quadri tensionali si rileva che nelle parti filanti degli archi non si superano i 200MPa in condizioni SLU, benché vi siano alcuni picchi di sforzo collocati nelle zone di imposta e causati dalla meccanica del nodo e dalla tipologia di modellazione adottata. In tali zone verranno previsti idonei rinforzi locali, commisurati alle necessità statico-cinematiche dei nodi. Lo sforzo massimo di trazione risulta viceversa limitato a 80 MPa e sempre relativo ai nodi d'imposta.

Gli sforzi di Mises nella lastra ortotropa, (ottenuti trascurando gli irrigidimenti longitudinali) non superano i 215MPa mentre nei piatti che costituiscono i traversi si raggiungono i 245MPa (< 323MPa).

Nel complesso, fatta eccezione per le verifiche di stabilità che verranno illustrate successivamente, il quadro tensionale risulta ovunque conforme con i requisiti normativi per i materiali adottati.

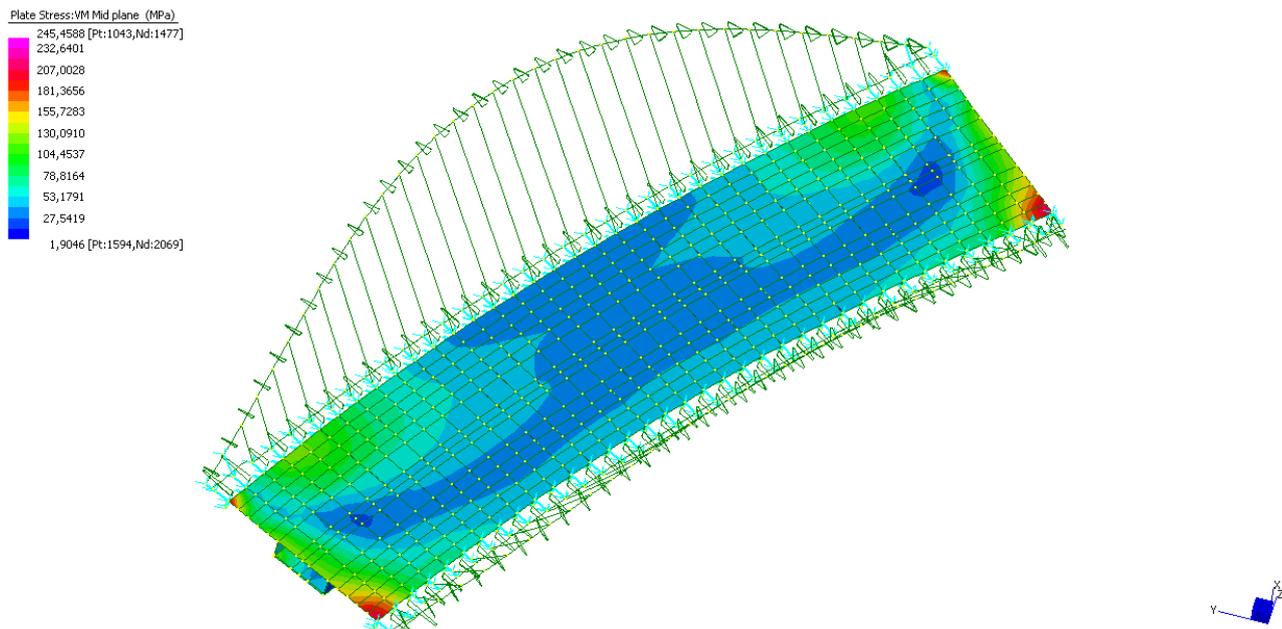


Figura 7.6 – Stress Von Mises SLU (envelope max T)

Per lo stato limite SLE raro, il modello numerico evidenzia uno spostamento verticale totale massimo in mezzeria alla campata pari a 24,6cm e 15,4cm rispettivamente in corrispondenza del cordolo interno ed esterno, ovvero l'abbassamento per la sola quota parte di carichi variabili risulta pari a circa 9,7cm 5,6cm. Quest'ultimi dati sono decisamente inferiori al valore di riferimento $L/700=20\text{cm}$ (ove $L = 140\text{m}$).

Per quanto concerne la rotazione trasversale in mezzeria il valore massimo ottenuto risulta pari a 0,0014rad, dato certamente compatibile con la funzionalità dell'opera. Il corrispondente spostamento verticale relativo tra asse ponte e limite esterno marciapiede per questa condizione estrema di carico risulta infatti minore di 26 mm.

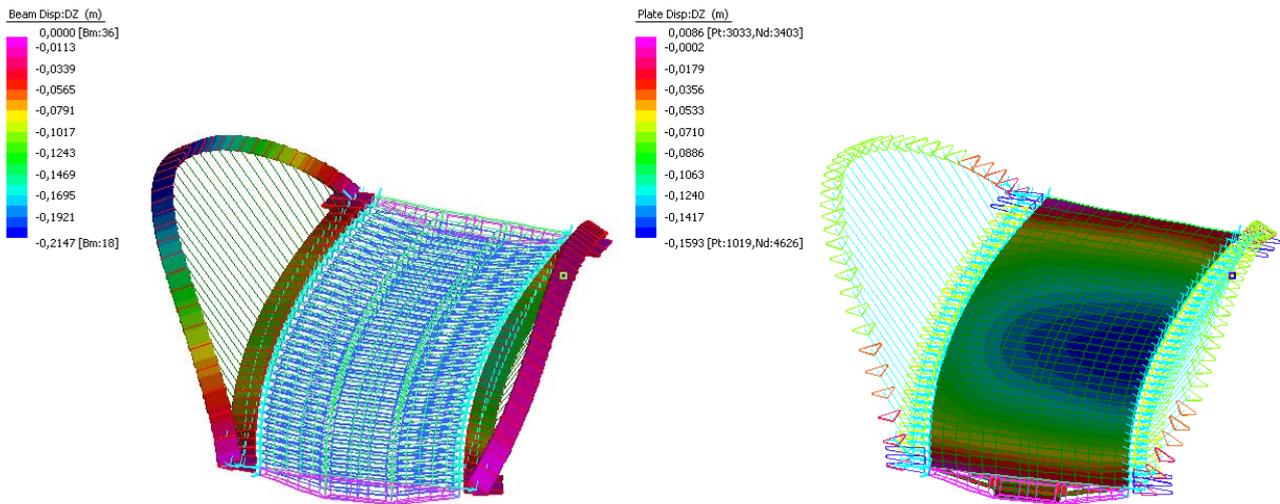


Figura 7.7 – Spostamenti verticali totali condizione SLE rara (envelope max T)

Lo spostamento laterale degli archi, vista la loro configurazione inclinata, è per la gran parte dovuto all'effetto del loro stesso peso. Scontando questo valore mediante l'introduzione di opportune contromonte di costruzione, gli spostamenti laterali e verticali differenziali indotti dai sovraccarichi si rivelano decisamente contenuti ed accettabili. Nella tabella sottostante si riassumono i valori risultanti dalle analisi

| | | PP arco | Envelope SLE | Azioni variabili |
|--------------|----|----------|--------------|------------------|
| Arco esterno | dr | 27,0 cm | 34,8 cm | 7,8 cm |
| | dz | 15,4 cm | 28,8 cm | 13,4 cm |
| Arco interno | dr | -13,2 cm | 25,0 cm | 11,8 cm |
| | dz | 9,1 cm | 15,3 cm | 6,2 cm |

Tabella 7.1 – Spostamenti archi in direzione radiale e tangenziale rispetto l'asse impalcato

Lo spostamento laterale massimo è dell'ordine di $L/1800$ mentre quello verticale $L/1050$.

Entrambi gli archi sono caratterizzati dalla presenza di pendini non appartenenti al loro piano di giacitura inclinato di circa 30° sulla verticale. In particolare, per l'arco esterno si è riusciti ad ottimizzare la geometria della pendinatura, introducendo una "complanarità in media" attraverso una variabilità in trasversale della posizione del loro ancoraggio inferiore lungo l'asse (vedi elaborati). Analoga ottimizzazione geometrica non è viceversa stata possibile per l'arco interno a causa di vincoli geometrici imposti dall'impalcato. In questo caso tuttavia il peso proprio dell'arco e l'effetto di eccentricità dei pendini tendono a controbilanciarsi vicendevolmente.

Ipotizzando di vincolare in direzione longitudinale la struttura in corrispondenza della pila P1, di minore altezza, lo spostamento massimo longitudinale causato dalla spinta degli archi, per effetto delle azioni sia variabili che permanenti, risulta pari a 38mm; tale valore va combinato con l'effetto termico che produce un'espansione pari a 87mm ed un ritiro di 71mm. La combinazione SLE rara configura un'apertura del giunto pari a 125mm, valore che, come si vedrà nel seguito, risulta superiore a quello che si ottiene per effetto delle sollecitazioni sismiche.

7.1.2. Sismica

Per le analisi di frequenza il modello di calcolo è stato realizzato assumendo a favore di sicurezza vincoli fissi a terra.

| MODE PARTICIPATION EXCITATION | | | | |
|-------------------------------|-------------------|-------------|-------------|-------------|
| Mode | Frequency (Hz) | PF-X (%) | PF-Y (%) | PF-Z (%) |
| 1 | 0,724 | 6,128 | 0,003 | 2,515 |
| 2 | 0,970 | 3,880 | 0,001 | 3,580 |
| 3 | 1,137 | 0,006 | 1,054 | 0,035 |
| 4 | 1,578 | 3,856 | 1,831 | 53,619 |
| 5 | 1,724 | 0,001 | 0,006 | 0,007 |
| 6 | 1,969 | 0,069 | 0,068 | 0,000 |
| 7 | 2,039 | 5,848 | 0,389 | 1,648 |
| 8 | 2,416 | 0,240 | 0,615 | 21,870 |
| 9 | 2,527 | 0,012 | 0,016 | 0,592 |
| 10 | 2,897 | 4,456 | 0,174 | 0,277 |
| 11 | 3,401 | 0,017 | 2,320 | 0,058 |
| 12 | 3,563 | 0,703 | 0,344 | 0,036 |
| 13 | 4,109 | 4,371 | 0,670 | 0,033 |
| 14 | 4,188 | 42,068 | 4,151 | 0,191 |
| 15 | 4,484 | 2,414 | 0,032 | 0,254 |
| 16 | 4,851 | 1,786 | 3,393 | 3,084 |
| 17 | 5,128 | 0,965 | 15,399 | 0,497 |
| 18 | 5,429 | 2,129 | 41,027 | 0,710 |
| 19 | 5,580 | 0,368 | 0,975 | 0,430 |
| 20 | 6,195 | 0,070 | 1,138 | 0,002 |
| 21 | 6,720 | 0,030 | 0,449 | 0,023 |
| 22 | 6,921 | 0,264 | 0,109 | 0,001 |
| 23 | 7,074 | 0,248 | 1,536 | 0,797 |
| 24 | 7,117 | 0,161 | 0,103 | 0,012 |
| 25 | 7,352 | 0,468 | 0,135 | 0,153 |
| 26 | 7,540 | 0,093 | 2,393 | 0,018 |
| 27 | 8,167 | 0,072 | 0,362 | 0,468 |
| 28 | 8,932 | 0,341 | 0,343 | 1,283 |
| 29 | 9,050 | 0,357 | 0,417 | 1,484 |
| 30 | 9,103 | 0,027 | 0,004 | 0,029 |
| TOTAL MASS | | | | |
| PARTICIPATION FACTORS | | 81,448 | 79,458 | 93,703 |

Tabella 7.2 – Frequenze proprie e fattori di partecipazione modale

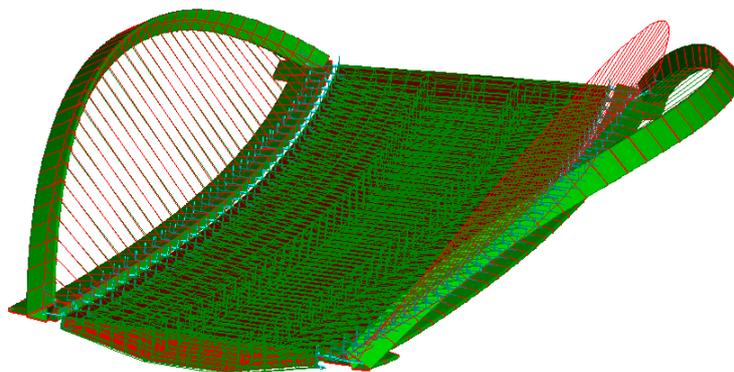


Figura 7.8 – 1° Modo (0,724Hz - 1,38sec)

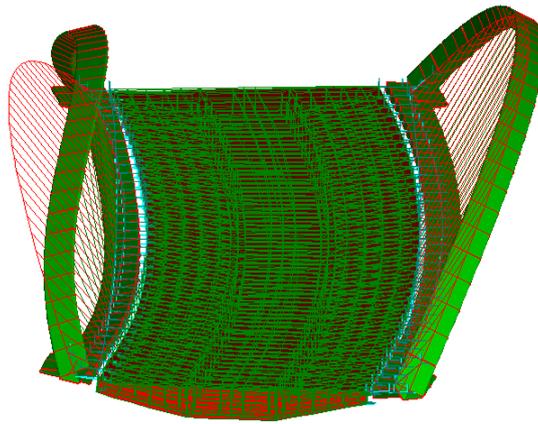


Figura 7.9 – 2° Modo (0,970Hz - 1,02sec)

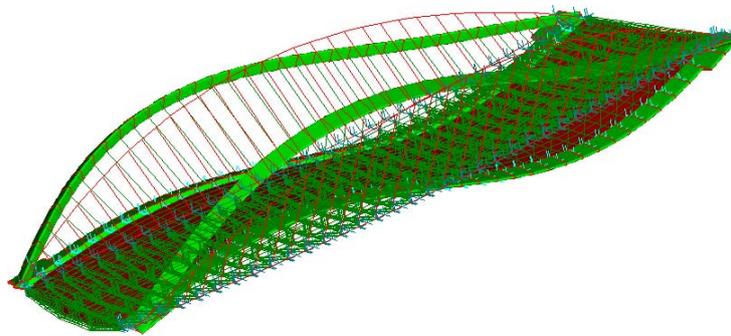


Figura 7.10 – 3° Modo (1,137Hz - 0,88sec)

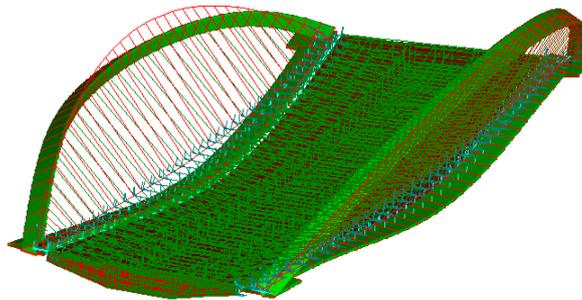


Figura 7.11 – 4° Modo (1,578Hz - 0,63sec)

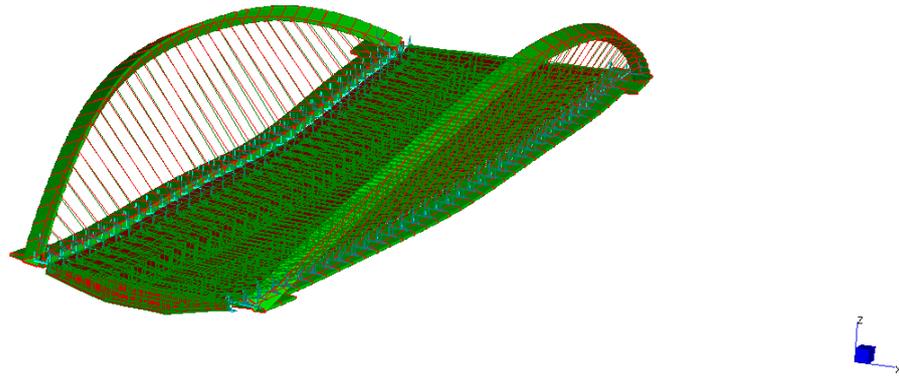


Figura 7.12 – 14° Modo (4,188Hz - 0,24sec)

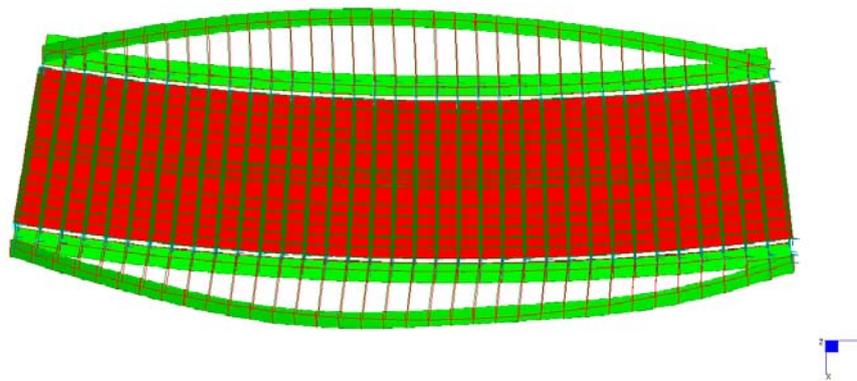


Figura 7.13 – 18° Modo (5,429Hz - 0,18sec)

I primi due modi di vibrare della struttura sono associati ad una cinematica traslatoria laterale degli archi, con periodo di poco inferiore ad 1,4 secondi. Il primo modo che interessa l'impalcato risulta invece associato ad un periodo inferiore al secondo.

Dalle analisi con spettro di risposta effettuate sul modello FEM, nel quale sono state considerate anche masse non strutturali pari al 20% del carico distribuito da traffico, si verifica che le sollecitazioni nella struttura non sono tali, anche combinate con la configurazione statica di riferimento per la combinazione di carico sismica, di generare nella struttura azioni interne più gravose di quelle valutate nelle configurazioni SLU statiche.

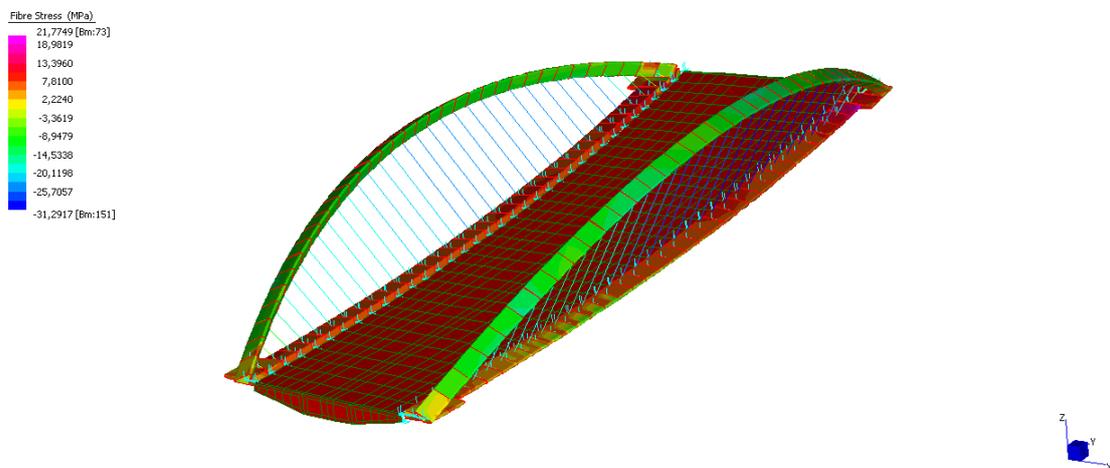


Figura 7.14 - Sforzi totali per sisma longitudinale (risposta spettrale $q=1$)

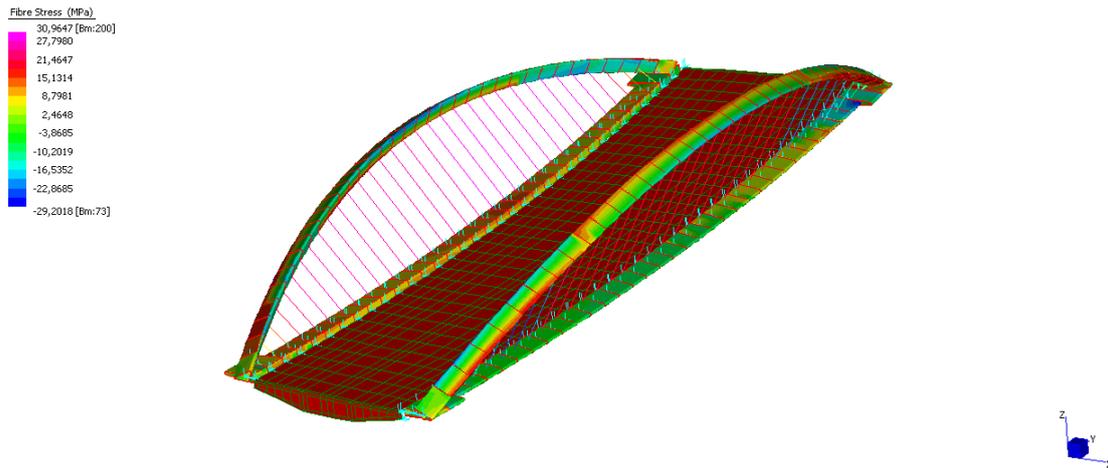


Figura 7.15 - Sforzi totali per sisma trasversale (risposta spettrale $q=1$)

Gli spostamenti laterali dell'arco per effetti sismici sono in linea con i valori degli spostamenti che si ottengono per effetto dei soli carichi variabili riportati nella Tabella 7.1.

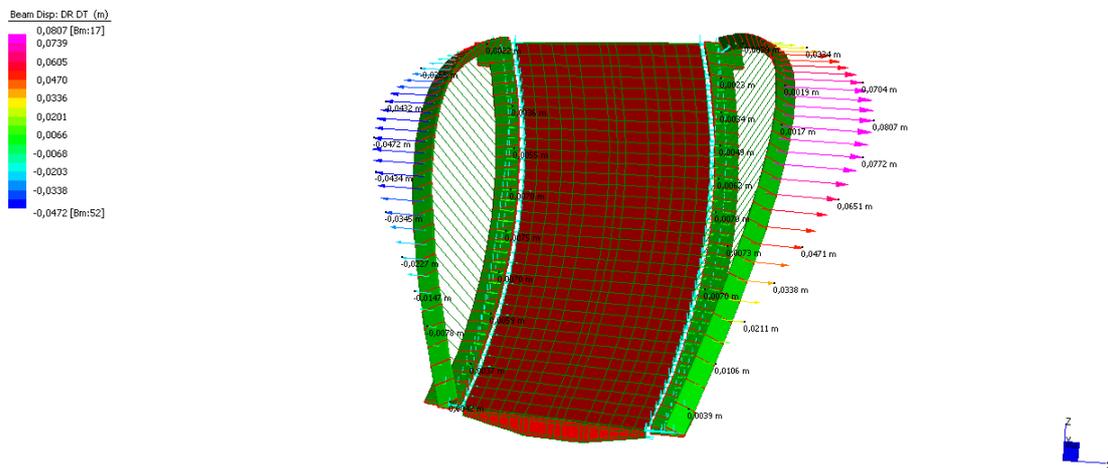


Figura 7.16 - Spostamenti laterali per sisma trasversale (risposta spettrale SLV $q=1$)

Gli spostamenti sismici sono stati valutati considerando il sisma allo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Come previsto nel paragrafo 7.3.3.3 gli spostamenti sismici si ottengono moltiplicando il valore ottenuto dalle analisi per il fattore μ_d che a favore di sicurezza si assume pari a $q=1,5$.

Gli spostamenti sismici in corrispondenza della pila svincolata in direzione longitudinale, risultano di piccola entità, in particolare inferiori a quelli causati da dalle condizioni statiche.

7.1.3. Verifica globale di stabilità degli archi

Considerando l'arco a sezione costante, pari a quella di chiave, il carico critico per instabilità nel piano può essere espresso dalla seguente formula (EN 1993-1-1 – Parte 2 - Annesso D.3):

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s} \right)^2 EI_x$$

con s = semi-lunghezza dell'arco = 70,0 m circa; EI_x = rigidezza flessionale nel piano; β = coefficiente di libera inflessione (da EC3 tableD.4).

| | f | f/L | β | I_i | N_{cr} |
|--------------|--------|-------|---------|------------------------|--------------|
| arco interno | 17,10m | 0,122 | 0,67 | 0,133013m ⁴ | 125MN |
| arco esterno | 25,10m | 0,179 | 0,63 | 0,133013m ⁴ | 141MN |

Tabella 7.3 – Carico critico per instabilità nel piano

Il valore è talmente elevato da escludere che il modo di instabilità di riferimento possa corrispondere ad un comportamento nel piano. Infatti dalle analisi mediante modello FEM si ottiene un'azione in entrambi gli archi inferiore ai 34MN SLU.

L'assenza di instabilità a scatto ("snap through") nell'arco è inoltre garantita dal soddisfacimento della relazione:

$$L \sqrt{\frac{EA}{12EI_x}} > K$$

| | f | f/L | K | A | I_i | |
|--------------|--------|-------|-----|--------------------|------------------------|--------------|
| arco interno | 17,10m | 0,122 | 29 | 0,34m ² | 0,133013m ⁴ | 64(*) |
| arco esterno | 25,10m | 0,179 | 8,9 | 0,34m ² | 0,133013m ⁴ | 64(*) |

Tabella 7.4 – Verifica "snap through"

(*) Il valore di K è stato dedotto dalla tabella D.5 dell'EC3, interpolando sui valori ivi riportati per f/L e considerando la situazione di vincolo più gravosa.

Carico critico per instabilità fuori dal piano è viceversa dato dalla relazione

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta L} \right)^2 EI_z$$

dove:

L = lunghezza in proiezione dell'arco

EI_z = rigidezza flessionale fuori dal piano (n=15)

$\beta = \beta_1 \beta_2$ coefficiente di libera inflessione (da EC3 tabelle D.6 e D.7).

| | f | f/L | β_1 | β_2 | β | I_i | N_{cr} |
|--------------|--------|-------|-----------|-----------|---------|-----------------------|--------------|
| arco interno | 17,10m | 0,122 | 0,564 | 0,9 | 0,504 | 0,37541m ⁴ | 156MN |
| arco esterno | 25,10m | 0,179 | 0,630 | 0,9 | 0,564 | 0,37541m ⁴ | 124MN |

Tabella 7.5 – Carico critico per instabilità fuori piano

Poiché risulta

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Sd}} < 10$$

gli effetti di non-linearità geometrica non possono essere trascurati (par. 5.2.1 dell'EN 1993-1-1) e in generale si deve eseguire un'analisi, almeno del secondo ordine, considerando anche le imperfezioni del modello, la cui forma può essere derivata dal modo critico elastico della struttura

nel piano di instabilità considerato (tali approfondimenti si rimandano alle fasi successive di progetto).

A livello di calcoli preliminari ci si limita tuttavia ad operare una verifica svolta secondo la formula 6.61 dell' EN 1993-1-1 che considera le imperfezioni geometriche integralmente a livello di coefficienti di stabilità tabellari relazionati alla snellezza della membratura. In particolare la formula di verifica si esprime come

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{in} \cdot M_{in,Sd}}{W_{el,in} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{out} \cdot M_{out,Sd}}{W_{el,out} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

dove :

$$\chi_{min} = \chi_{out}$$

$$k_{in} = 1 - \frac{\mu_{in} \cdot N_{Sd}}{\chi_{in} \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_{out} = 1 - \frac{\mu_{out} \cdot N_{Sd}}{\chi_{out} \cdot A \cdot f_y}$$

Per la determinazione dei coefficienti di instabilità si adottano le seguenti formule da percorrere a ritroso:

$$\mu_{in} = \bar{\lambda}_{in} (2\beta_{M,in} - 4)$$

$$\mu_{out} = \bar{\lambda}_{out} (2\beta_{M,out} - 4)$$

$$\bar{\lambda}_{in} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd(\gamma=1)}}{N_{cr,in}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,in}}} \Rightarrow \chi_{in}$$

$$\bar{\lambda}_{out} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd(\gamma=1)}}{N_{cr,out}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,out}}} \Rightarrow \chi_{out}$$

dove:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

| | | N | M _{out} | M _{in} | |
|---------------------|--------------|-----------|------------------|-----------------|-------------|
| Sezione in chiave | arco interno | 33.650 kN | 12.300 kNm | 3.000 kNm | 0,91 |
| | arco esterno | 31.900 kN | 18.500 kNm | 1.900 kNm | 0,97 |
| Sezione all'imposta | arco interno | 36.800 kN | 40.000 kNm | 1.100 kNm | 0,94 |
| | arco esterno | 32.900 kN | 33.750 kNm | 7.500 kNm | 0,99 |

Tabella 7.6 – Azioni SLU e verifica ad instabilità archi

La sezione all'imposta presenta spessore maggiorato, ma geometria analoga alla sezione in chiave. All'incirca per i primi 8 metri degli archi in prossimità della sezione di imposta, occorrerà predisporre opportuni irrigidimenti per garantire un adeguato incastro in tale sezione.

Nel seguito sono riportati i fogli di calcolo utilizzati per le verifiche in oggetto.

| | | | | | | | |
|---------------|-------------------------|-------------|-----------|---------------|-------------------------|-------------|-----------|
| N | 33615 KN | curva | b | N | 31860 KN | curva | b |
| Mout | 12285 KNm | α | 0,34 | Mout | 18495 KNm | α | 0,34 |
| Min | 2970 KNm | $\gamma M1$ | 1,1 | Min | 1890 KNm | $\gamma M1$ | 1,1 |
| A | 0,34 m ² | | | A | 0,34 m ² | | |
| Iout | 0,3754 m ⁴ | | | Iout | 0,3754 m ⁴ | | |
| Iin | 0,133013 m ⁴ | | | Iin | 0,133013 m ⁴ | | |
| Wout,min | 0,215129 m ³ | x,max | 1,745 m | Wout,min | 0,215129 m ³ | x,max | 1,745 m |
| Win,min | 0,108423 m ³ | y,max | 1,2268 m | Win,min | 0,108423 m ³ | y,max | 1,2268 m |
| λ out | | Ncr,out | 156000 KN | λ out | | Ncr,out | 141000 KN |
| λ in | | Ncr,in | 125000 KN | λ in | | Ncr,in | 124000 KN |
| fy | 355 MPa | | | fy | 355 MPa | | |
| λ out | 0,880 | | | λ out | 0,925 | | |
| λ in | 0,983 | | | λ in | 0,987 | | |
| Φ out | 1,002 | | | Φ out | 1,051 | | |
| Φ in | 1,116 | | | Φ in | 1,120 | | |
| χ out | 0,674 | | | χ out | 0,645 | | |
| χ in | 0,608 | Nrk | 120700 KN | χ in | 0,606 | Nrk | 120700 KN |
| βM | 1,3 | Mrk,out | 76371 KNm | βM | 1,3 | Mrk,out | 76371 KNm |
| μ in | -1,376 | Mrk,in | 38490 KNm | μ in | -1,381 | Mrk,in | 38490 KNm |
| kin | 1,63 | | | kin | 1,60 | | |
| μ out | -1,231 | a | b | μ out | -1,295 | a | b |
| kout | 1,51 | 0,5038 | 0,1384 | kout | 1,53 | 0,4795 | 0,0865 |
| | | 0,2669 < 1 | | | | 0,4076 < 1 | |
| | | 0,909 < 1 | | | | 0,974 < 1 | |
| | | OK | | | | OK | |

Tabella 7.7 – Foglio di verifica ad instabilità arco interno ed esterni (sezione in chiave)

| | | | | | | | |
|---------------|-------------------------|-------------|------------|---------------|-------------------------|-------------|------------|
| N | 36720 KN | curva | b | N | 32940 KN | curva | b |
| Mout | 39960 KNm | α | 0,34 | Mout | 33750 KNm | α | 0,34 |
| Min | 1080 KNm | $\gamma M1$ | 1,1 | Min | 7425 KNm | $\gamma M1$ | 1,1 |
| A | 0,6685 m ² | | | A | 0,6685 m ² | | |
| Iout | 0,718162 m ⁴ | | | Iout | 0,718162 m ⁴ | | |
| Iin | 0,249599 m ⁴ | | | Iin | 0,249599 m ⁴ | | |
| Wout,min | 0,410402 m ³ | x,max | 1,749899 m | Wout,min | 0,410402 m ³ | x,max | 1,745 m |
| Win,min | 0,203601 m ³ | y,max | 1,225922 m | Win,min | 0,203601 m ³ | y,max | 1,2268 m |
| λ out | | Ncr,out | 156000 KN | λ out | | Ncr,out | 141000 KN |
| λ in | | Ncr,in | 125000 KN | λ in | | Ncr,in | 124000 KN |
| fy | 355 MPa | | | fy | 355 MPa | | |
| λ out | 1,233 | | | λ out | 1,297 | | |
| λ in | 1,378 | | | λ in | 1,383 | | |
| Φ out | 1,436 | | | Φ out | 1,528 | | |
| Φ in | 1,650 | | | Φ in | 1,658 | | |
| χ out | 0,460 | | | χ out | 0,428 | | |
| χ in | 0,391 | Nrk | 237318 KN | χ in | 0,389 | Nrk | 237318 KN |
| βM | 1,3 | Mrk,out | 145693 KNm | βM | 1,3 | Mrk,out | 145693 KNm |
| μ in | -1,929 | Mrk,in | 72278 KNm | μ in | -1,937 | Mrk,in | 72278 KNm |
| kin | 1,76 | | | kin | 1,69 | | |
| μ out | -1,727 | a | b | μ out | -1,816 | a | b |
| kout | 1,58 | 0,4351 | 0,0290 | kout | 1,59 | 0,3927 | 0,1911 |
| | | 0,4768 < 1 | | | | 0,4049 < 1 | |
| | | 0,941 < 1 | | | | 0,989 < 1 | |
| | | OK | | | | OK | |

Tabella 7.8 – Foglio di verifica ad instabilità arco interno ed esterni (sezione all'imposta)

Poiché nella situazione di progetto gli effetti di non-linearità geometrica non possono essere trascurati (par. 5.2.1 dell'EN 1993-1-1, per completezza si riportano i risultati di un'analisi al secondo ordine effettuata considerando anche le imperfezioni del modello e la relativa verifica eseguita per la sezione in chiave dell'arco esterno.

Il modello EF utilizzato per le analisi in oggetto, è stato ottenuto "semplificando" il modello già adottato in precedenza per le analisi globali. In particolare si è provveduto ad eliminare gli elementi "plate" discretizzando la struttura mediante elementi monodimensionali "beam", in modo tale da agevolare le analisi focalizzando l'attenzione sull'elemento ad arco e ridurre le problematiche di tipo numerico che insorgerebbero nelle analisi.

La condizione di carico (SLU) dimensionante, prevede l'adozione dello schema trasversale "maxV" con il posizionamento del carico tandem in mezzeria della campata, combinato con l'effetto del vento trasversale. I carichi portati dall'impalcato, vengono applicati ai traversi in modo automatico dal programma di calcolo in funzione della superficie di competenza di ciascuno.

Per validare il modello adottato, si è verificato in particolare che gli spostamenti degli archi e dell'impalcato, le azioni statiche negli elementi dell'arco e soprattutto le frequenze proprie della struttura fossero ben correlate.

Nella tabella seguente viene riportato il raffronto dei valori sopra descritti per i due modelli considerati.

| | | Modello "sorgente" "plate"+"beam" | Modello "semplificato" "beam" |
|--------------|------------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| | 1° modo | 0,725 Hz | 0,756 Hz |
| | 2° modo | 0,969 Hz | 0,969 Hz |
| | 3° modo | 1,137 Hz | 1,150 Hz |
| Arco esterno | dz | 28,4 cm | 26,4 cm |
| | dr | 34,6 cm | 30,1 cm |
| Arco esterno | N | 32.690 kN | 33.534 kN |
| | M _{out} | 18.415 kN | 18.664 kN |
| | M _{in} | 1.656 kN | 1.760 kN |

Tabella 7.9 – Raffronto modelli di calcolo (frequenze proprie, spostamenti, Azioni SLU arco)

Il modello "semplificato" si configura leggermente più rigido del modello sorgente, restituendo quindi sollecitazioni negli elementi di poco superiori.

Mediante analisi di buckling, dal modello ad elementi finiti si determina un valore del moltiplicatore dei carichi per l'instabilità fuori del piano (Figura 7.8) pari a $\alpha_{cr,out} = 7,13$ circa il doppio di quanto ricavato analiticamente (questo grazie anche all'effetto ricentrante dei cavi), e un valore del moltiplicatore dei carichi per l'instabilità nel piano (Figura 7.9) pari a $\alpha_{cr,in} = 17,0$.

Entrambi i valori sono associati ai modi critici relativi l'arco esterno.

Nel seguito si sono considerati le seguenti analisi condotte su modelli differenziati, ed in particolare:

- Analisi statica lineare sul modello in configurazione di base;
- Analisi statica non-lineare di tipo geometrico sul modello in configurazione di base;
- Analisi statica lineare sul modello con imperfezione geometrica;
- Analisi statica non-lineare di tipo geometrico sul modello con imperfezione geometrica.

L'imperfezione geometrica, per l'instabilità fuori piano, da affidare all'arco esterno, è stata determinata in accordo a quanto previsto in EN 1993-1-1 – Parte 2 - Annesso D.3, dove nella table D.9 si prevede l'adozione di una forma di imperfezione sinusoidale con ampiezza massima

pari ad $e_0 = \frac{L_1}{250}$ (curva *b* di instabilità);

dove $L_1 = \sqrt{20 \cdot L}$ per $L > 20m$ (L = proiezione della lunghezza dell'arco).

In particolare, in luogo del valore di e_0 ricavato dalle relazioni precedenti pari a 21cm, a favore di sicurezza si è assegnato il valore di $e_0 = 28cm$.

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati delle analisi condotte.

| | | Modello "sorgente" <i>plate + beam</i> | Modello "semplificato" <i>beam</i> | | | |
|------------------|-------------------|--|---------------------------------------|------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Geometria: | | | indeformata | indeformata | imperfezione fuori piano arco | imperfezione fuori piano arco |
| Tipo di analisi: | | | Lineare | Non lineare geometrica | Lineare | Non lineare geometrica |
| | 1° modo | 0,725 Hz | 0,756 Hz | | | |
| | 2° modo | 0,969 Hz | 0,969 Hz | | | |
| | 3° modo | 1,137 Hz | 1,150 Hz | | | |
| | $\alpha_{cr,out}$ | 3,8(*) | 7,17 | - | 7,13 | - |
| | $\alpha_{cr,in}$ | 4,3(*) | 17,1 | - | 17,0 | - |
| Arco esterno | dz | 28,4 cm | 26,4 cm | 32,1 cm | 27,0 cm | 33,3 cm |
| | dr | 34,6 cm | 30,1 cm | 39,0 cm | 30,7 cm | 39,6 cm |
| Arco interno | dz | 0,4 cm | 0,6 cm | 0,4 cm | 0,6 cm | 0,4 cm |
| | dr | 21,8 cm | 21,9 cm | 24,1 cm | 21,9 cm | 24,1 cm |
| Arco esterno | N | 32.690 kN | 33.534 kN | 33.566 kN | 33.702 kN | 33.743 kN |
| | M _{out} | 18.415 kN | 18.664 kN | 24.040 kN | 19.127 kN | 24.655 kN |
| | M _{in} | 1.656 kN | 1.760 kN | 1.761 kN | 1.818 kN | 1.843 kN |

Tabella 7.10 – Raffronto modelli di calcolo

(*) valori ottenuti i mediante relazioni analitiche.

La verifica ad instabilità viene eseguita nuovamente per la sezione in chiave all'arco considerando le sollecitazioni ricavate mediante analisi non-lineare condotta sul modello con imperfezione geometrica fuori piano per l'arco esterno di verso concorde con la deformata causata dal peso proprio dell'arco stesso, dai carichi di competenza dell'impalcato (peso proprio, permanenti e accidentali) e dal vento trasversale.

In tal caso la formula di verifica diventa di tipo ibrido. Infatti in essa non viene considerata l'amplificazione del momento elastico col fattore k_{out} ma viene utilizzato direttamente il momento derivante da analisi al secondo ordine.

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{in} \cdot M_{in,Sd}}{W_{el,in} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M''_{out,Sd}}{W_{el,out} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

risulta:

$$0,395 + 0,063 + 0,355 = 0,813 \leq 1$$

La verifica è soddisfatta.

| | | | | |
|-----------------|-------------|-----------------|-----------|--------|
| N | 33743 KN | curva | b | |
| Mout II ord | 24655 KNm | α | 0,34 | |
| Min | 1843 KNm | γ_{M1} | 1,1 | |
| A | 0,34 m2 | x,max | 1,745 m | |
| Iout | 0,3754 m4 | y,max | 1,2268 m | |
| Iin | 0,133013 m4 | λ_{out} | 7,13 | |
| Wout,min | 0,215129 m3 | λ_{in} | 17 | |
| Win,min | 0,108423 m3 | Ncr,out | 240588 KN | 124000 |
| | | Ncr,in | 573631 KN | 141000 |
| f_y | 355 MPa | | | |
| λ_{out} | 0,708 | | | |
| λ_{in} | 0,459 | | | |
| Φ_{out} | 0,837 | | | |
| Φ_{in} | 0,649 | | | |
| χ_{out} | 0,779 | | | |
| χ_{in} | 0,902 | Nrk | 120700 KN | |
| β_M | 1,3 | Mrk,out | 76371 KNm | |
| μ_{in} | -0,642 | Mrk,in | 38490 KNm | |
| kin | 1,20 | | | |
| μ_{out} | -0,992 | a | 0,3948 | |
| kout | 1,36 | b | 0,0632 | |
| | | c | 0,3551 | < 1 |
| | | | 0,813 < 1 | |

OK

Tabella 7.11 – Foglio di verifica ad instabilità "ibrida" per l'arco esterno (sezione in chiave)

7.2. Viadotto

Il tratto in viadotto compreso tra le pile P2 e SP2 è caratterizzato da campate di luci 68+40+68+68+56m con l'interposizione di un giunto a sella nella prima campata a circa 16m dalla pila P2.

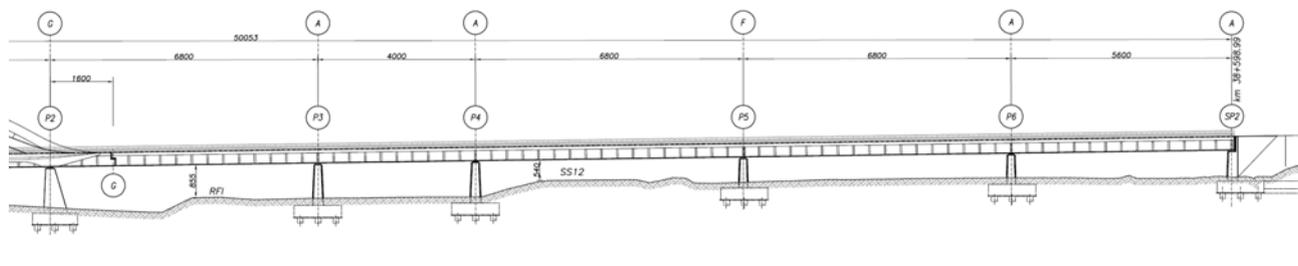


Figura 7.17 -Prospetto laterale viadotto

Ai fini di tale relazione, le valutazioni di predimensionamento sono state condotte su un modello ad elementi finiti costituito da tre campate di luci 56+68+56m. Il modello, visto il modesto raggio di curvatura planimetrico dell'opera, è stato considerato rettilineo, e permette di cogliere i dimensionamenti sia sulla campata di riva P6-SP2, sia per la sezione in corrispondenza della pila P6.

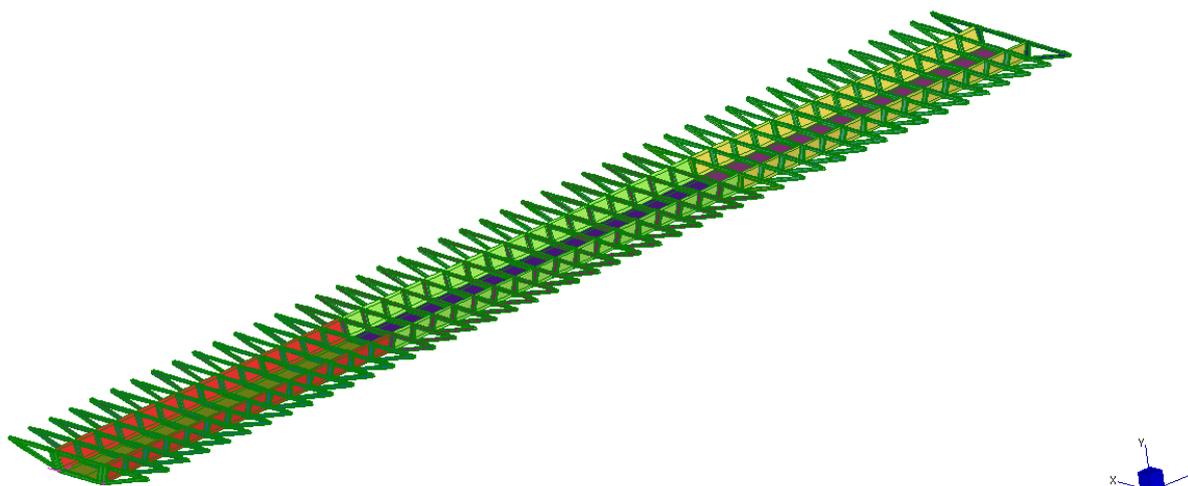


Figura 7.18 – Modello di calcolo con elementi "plate" (vista a travi scoperte)

Per le analisi si è adottato un modello tridimensionale realizzato con elementi "plate" considerando il corretto posizionamento della soletta di calcestruzzo rispetto ai traversi.

Come evidenziato dagli elaborati grafici, la sezione corrente della struttura è di tipo a cassone aperto completata con soletta superiore realizzata in calcestruzzo armato gettato in opera. I traversi, presenti ogni quattro metri, fungono da elementi di sostegno per gli elementi prefabbricati di calcestruzzo aventi funzione di cassero per agevolare la realizzazione in quota.

A livello di predimensionamento la sezione corrente del cassone è stata realizzata adottando piatti di spessore 16mm per la piattabanda inferiore, con inspessimento a 30mm in prossimità delle anime, 20mm per le anime, 30mm per le piattabande superiori.

Per il modello ad elementi finiti, poiché considerato in un'unica fase, si è adottato un modulo elastico del calcestruzzo pari a $E_c/2$ in modo tale da tenere in conto gli effetti a lungo termine.

Per quanto invece riguarda il calcolo delle tensioni che tenga conto delle fasi costruttive eseguito nel seguito, si sono adottati i seguenti coefficienti di omogeneizzazione, in funzione della tipologia del carico:

Coeff. di omogeneizzazione

| | | |
|------------|------|---|
| n_{acc} | 6,2 | E_s/E_c |
| n_{perm} | 20,0 | $E_s/E_c(1+\phi^\infty)$ |
| n_{rit} | 13,8 | $E_s/E_c(1+0,55\phi^\infty)$ (0,55 da EC4 o p.209 Matildi Mele) |

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche inerziali della sola sezione corrente a cassone:

Geom. sezione in acciaio

| | | |
|----------------|---------|------|
| spess. anima | 40 | [mm] |
| spess. ala inf | 16 | [mm] |
| spess. ala sup | 30 | [mm] |
| largh. ala inf | 8000 | [mm] |
| largh. ala sup | 1600 | [mm] |
| altezza | 3500,00 | [mm] |

considerando un larghezza collaborante della soletta superiore pari a 20m con spessore 25cm, si ottengono le seguenti proprietà geometrico-inerziali:

Dati geometrici sezione omogeneizzata ad acciaio

| coeff. n | ∞ | 6,2 | 20,0 | 13,8 | |
|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------------|
| A | 314160 | 1276778 | 753613 | 860140 | [mm ²] |
| yg | 1302 | 3053 | 2657 | 2777 | [mm] |
| I | 5,792E+11 | 1,861E+12 | 1,569E+12 | 1,657E+12 | [mm ⁴] |
| Wa,i | 4,448E+08 | 6,095E+08 | 5,905E+08 | 5,967E+08 | [mm ³] |
| Wa,s | 2,635E+08 | 4,168E+09 | 1,860E+09 | 2,291E+09 | [mm ³] |
| Wa,arm | - | 3,256E+09 | 1,620E+09 | 1,953E+09 | [mm ³] |
| Wc,i | - | 2,602E+10 | 3,716E+10 | 3,160E+10 | [mm ³] |
| Wc,s | - | 1,668E+10 | 2,866E+10 | 2,348E+10 | [mm ³] |

Ai fini delle valutazioni statiche preliminari oggetto della presente relazione i carichi accidentali sono considerati in accordo con quanto previsto al paragrafo 6.2.1 con riferimento alla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Longitudinalmente si è considerata la distribuzione di carico ritenuta massimizzante sia per la campata di riva sia per l'appoggio intermedio, posizionando il carico tandem in campata di riva a circa 32 metri dalla pila intermedia e carico distribuito solo sulla campata caricata e quella adiacente. Ulteriore distribuzione per massimizzare l'azione trasmessa alle sottostrutture vede il carico tandem in corrispondenza della pila stessa.

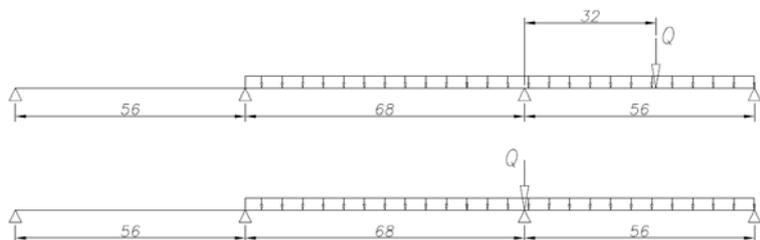


Figura 7.19 – Distribuzione longitudinale carichi accidentali

Gli sforzi combinati secondo il criterio di Mises nella controsoletta, non superano i 260MPa mentre nei piatti che costituiscono i traversi 245MPa (< 323MPa).

Nella controsoletta gli sforzi in direzione longitudinale non superano il valore di 205MPa dove lo spessore dei piatti previsto è di 20mm e 260MPa in corrispondenza dell'appoggio intermedio dove lo spessore dei piatti viene portato a 30mm.

Tali valori, come previsto, risultano ovunque inferiori alle stime effettuate su un modello monodimensionale di pari luci e medesima condizione di carico, che ha prodotto un momento SLU in campata di riva pari a 142MNm e sull'appoggio di continuità pari a 239MNm. Infatti, considerando l'altezza della sezione, la dimensione dei piatti della controsoletta e ipotizzando una percentuale indicativa di larghezza collaborante per fenomeni di "shear lag" e imbozzamento delle lamiere intorno all'80% si ottengono rispettivamente le tensioni 250MPa e 280MPa.

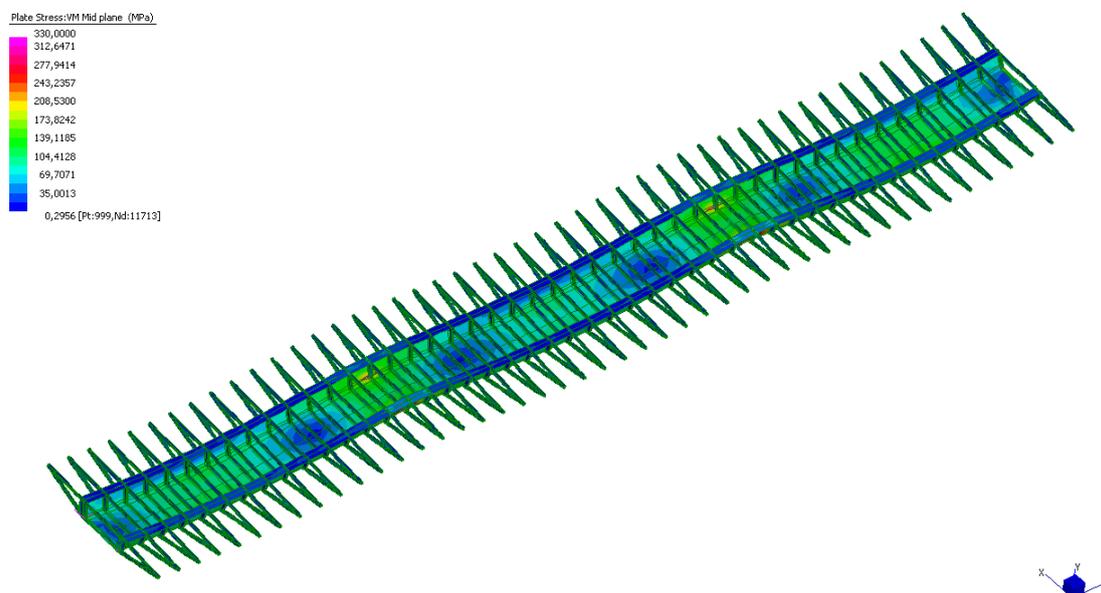


Figura 7.20 – Stress Von Mises SLU (max T)

Analogamente si stima una compressione media nella soletta della campata di riva pari a 6MPa, mentre i valori di picco causati dalle eccentricità dei carichi evidenziati dal modello FEM raggiungono i 7,7MPa.

I valori delle sollecitazioni a taglio stimati affidando la resistenza solo alle anime in acciaio risultano compatibili con la resistenza del materiale ed uno sfruttamento intorno al 75%.

Per la sezione in mezzeria della campata di riva, potendo considerare la soletta in calcestruzzo completamente collaborante, ed effettuando una analisi elastica (necessaria ipotizzando i profili del cassone metallico in classe 3) si verifica che le sollecitazioni non superano i limiti dei materiali, inoltre le ridotte tensioni di compressione che si verificano nel calcestruzzo dovrebbero garantire la permanenza in campo elastico del materiale.

| Sforzi σ | Totali [MPa] | | | | | |
|-----------------|------------------|----------------|------------------|------------------|------------------|----------------|
| | $\sigma_{c,sup}$ | σ_{arm} | $\sigma_{c,inf}$ | $\sigma_{a,sup}$ | $\sigma_{a,inf}$ | |
| Fase 1 | | | | -60,42 | 40,50 | Acciaio |
| Fase 1 | | | | -232,37 | 155,76 | Getto soletta |
| Fase 2 | -0,98 | -17,33 | -0,75 | -247,42 | 204,43 | Permanenti |
| Fase 3 | -3,22 | -47,08 | -2,82 | -275,99 | 209,16 | Ritiro |
| Fase 4 | -2,22 | -58,90 | -4,30 | -285,20 | 272,93 | Carichi mobili |

Tabella 7.12 – Verifica elastica (SLU) sezione in campata di riva

Il calcolo rigoroso delle tensioni, che considera i corretti coefficienti di omogeneizzazione e le differenti sezioni resistenti nelle diverse fasi di carico della struttura, evidenzia una sottostima delle tensioni nella controsoletta ottenute tramite modello FEM (analizzato come unica fase).

Per lo stato limite SLE raro, il modello numerico evidenzia uno spostamento verticale totale massimo in mezzeria alla campata di riva pari a 10,1cm in corrispondenza del cordolo laterale, ovvero l'abbassamento per la sola quota parte di carichi variabili risulta pari a circa 4,2cm. Quest'ultimo dato è inferiore al valore di riferimento $L/700=8\text{cm}$.

Poiché per tali luci di travi il grado di connessione offerto dal sistema di connessione deve essere completo, in prima analisi è possibile trascurare incrementi di deformabilità causati da interazione non completa causata da scorrimenti e distacchi.

Per la valutazione della freccia della struttura occorrerebbe integrare il diagramma momento curvatura per avere una previsione maggiormente realistica, in particolare calcolando le curvature indotte dai momenti reali per carichi di breve o lunga durata considerando uno specifico modulo elastico del materiale. In prima istanza, anche considerando un modulo elastico dimezzato che tenga in conto degli effetti a lungo termine per la soletta, si ottiene un modesto incremento delle deformazioni, in particolari intorno al 3%.

Per quanto concerne la rotazione trasversale in mezzeria il valore massimo ottenuto risulta pari a 0,00308rad, valore certamente compatibile con la funzionalità dell'opera. Il corrispondente spostamento verticale relativo tra asse ponte e limite esterno marciapiede per questa condizione estrema di carico risulta infatti minore di 45 mm.

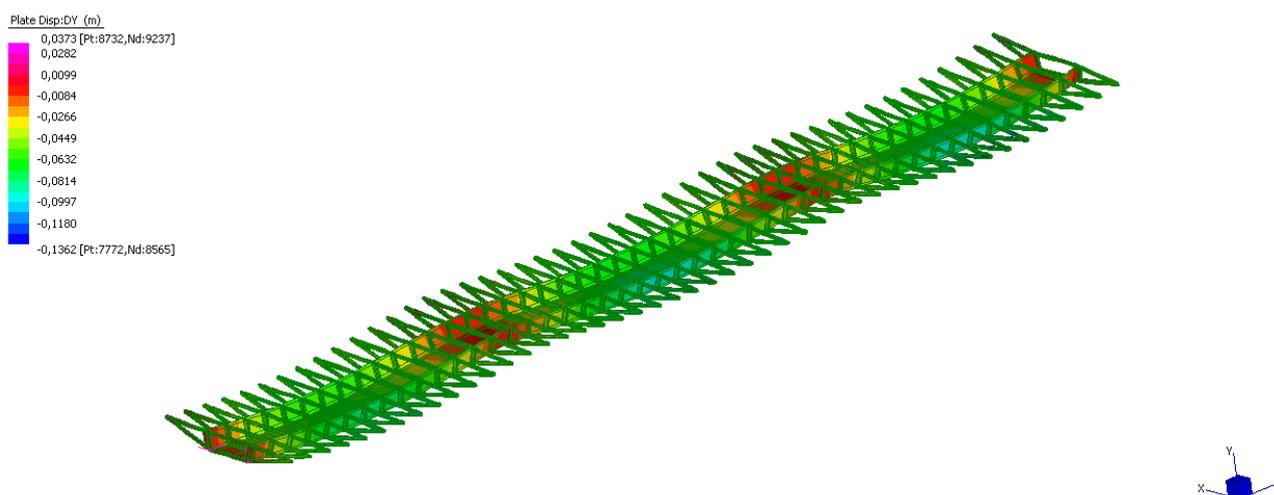


Figura 7.21 – Spostamenti verticali totali condizione SLE rara (max T)

7.3. Appoggi

Per l'opera in oggetto, come già accennato, vengono previste due selle gerber in prossimità delle pile P1 e P2 per disaccoppiare sismicamente la campata ad arco. Gli appoggi previsti in corrispondenza delle selle saranno di tipo multi direzionale, pertanto atti a trasferire solamente carichi verticali. La campata ad arco risulta vincolata longitudinalmente alla sola pila P1 che presenta altezza del fusto minore.

La campata SP1-P1 (sella gerber) risulterà vincolata per gli spostamenti longitudinali e trasversali alla spalla.

Per il tratto di viadotto P2(sella gerber)-SP2 viene predisposto un appoggio fisso in corrispondenza della pila P5, la quale si trova in posizione pseudo centrale rispetto alla tratta considerata e di

altezza minore rispetto alle altre pile. Invece su tutte le pile del viadotto P3/P4/P5/P6 vengono predisposti appoggi monodirezionali atti a contrastare i cinematici in direzione trasversale.

La tipologia di appoggi ipotizzata è quella a disco elastomerico confinato resi scorrevoli mediante accoppiamento acciaio-teflon.

Per le pile P3-P4/P5-P6 del tratto in viadotto e la spalla SP2 si considera l'utilizzo di apparecchi d'appoggio combinati con dispositivi di vincolo dinamico.



Figura 7.22 – Schema planimetrico appoggi

Nello schema rappresentato in figura si indica:

F = allineamento con appoggio fisso longitudinale e trasversale (F2+U2);

A = allineamento con appoggio fisso trasversale e con “shock-transmitters” longitudinale (U1+M1);

G = allineamento con appoggio fisso trasversale(U2+M2).

Tramite combinazione dei valori ottenuti dal modello ad elementi finiti utilizzato per la campata ad arco, si ottengono i seguenti valori delle reazioni sui singoli apparecchi d'appoggio per le pile P1/P2:

| | Appoggio interno | | | Appoggio esterno | | | |
|----------------|------------------|---------|----------|------------------|---------|----------|----|
| | V | H long. | H trasv. | V | H long. | H trasv. | |
| Pila P1 | | | | | | | |
| Sisma | 10.100 | 7.100 | 6.100 | 13.900 | 7.400 | - | kN |
| SLU | 16.000 | 10.000 | 4.700 | 23.600 | 10.000 | - | kN |
| Pila P2 | | | | | | | |
| Sisma | 9.800 | - | 5.100 | 14.200 | - | - | kN |
| SLU | 16.100 | - | 3.600 | 23.600 | - | - | kN |

Tabella 7.13 – Azioni (SLU) appoggi Pile P1 e P2

Per la protezione sismica del viadotto si prevede l'adozione di apparecchi d'appoggio acciaio-teflon combinati con dispositivi di vincoli dinamici.

Con tale soluzione, la struttura rimane vincolata come punto fisso alla pila P5 per le deformazioni lente, mentre, in caso di evento sismico, grazie ai dispositivi d'accoppiamento è possibile distribuire le forze orizzontali generate sulle 4 pile e la spalla SP2.

Poiché le pile e la spalla hanno altezze differenti, si stima una loro risposta all'azione sismica inversamente proporzionale alla rigidezza flessionale che offrono nel piano di minor inerzia.

In particolare la spalla SP2, e le pile P5 e P6 hanno un'altezza dei fusti pari a 7,50m, mentre le pile P3-P4 pari a 10,50m. Il rapporto fra le rigidezze delle pile è proporzionale al cubo del rapporto delle altezze, pertanto si stima che le pile di minore altezza incassino una quota parte dell'azione totale pari a circa il 27% (ovvero $1/(0,36 + 0,36 + 1 + 1 + 1) = 1/3,73$), mentre le pile di maggior altezza incasseranno circa il 10% dell'azione totale.

Adottando in prima approssimazione una massa sismica pari a 35t/m considerata su uno sviluppo di 284m di viadotto, e il valore spettrale di accelerazione massimo associato allo spettro di risposta di progetto (SLV - $q=1,5$ $S=0,32g$) si stima la massima azione longitudinale allo quota di testa pila.

$$F_s = 350kN/m \cdot 284m \cdot 0,32 = 31810kN$$

Ovvero le azioni dimensionanti per gli "shock-transmitters" risultano per le pile più "corte" $F_s = 31810kN \cdot 0,27 \approx 8600kN$ e per le pile più "alte" $F_s = 3200kN$.

Associata a tale azione risulta una componente verticale globale pari a circa 24.000kN. Tali quantità vengono incassate da una coppia di apparecchi.

Nella tabella seguente vengono riportati i carichi agenti nelle diverse combinazioni di carico per gli appoggi del viadotto.

AZIONI APPOGGI

carico prevalente:

| | Traffico | | Vento | | Frenamento | | SISMA | |
|---------|----------|-----------|--------|-----------|------------|-----------|-----------|-----------|
| | Max V | | Max V | | Max V | | Max V | |
| | SLE | SLU | SLE | SLU | SLE | SLU | SLV trasv | SLV long |
| N max | 16.597 | 22.855 kN | 13.847 | 19.144 kN | 13.246 | 18.332 kN | 12.276 | 12.111 kN |
| N min | 13.471 | 18.636 kN | 12.330 | 17.095 kN | 12.108 | 16.795 kN | 11.804 | 11.969 kN |
| V trasv | 737 | 1.105 kN | 1.228 | 1.842 kN | 737 | 1.105 kN | 6.998 | 2.099 kN |
| V long | 0 | 0 kN | 0 | 0 kN | 450 | 608 kN | 1.288 | 4.294 kN |
| | Max T | | Max T | | Max T | | Max T | |
| | SLE | SLU | SLE | SLU | SLE | SLU | SLV trasv | SLV long |
| N max | 16.743 | 23.053 kN | 13.906 | 19.223 kN | 13.290 | 18.391 kN | 12.305 | 11.960 kN |
| N min | 11.049 | 15.365 kN | 11.361 | 15.786 kN | 11.381 | 15.814 kN | 11.319 | 11.664 kN |
| V trasv | 737 | 1.105 kN | 1.228 | 1.842 kN | 737 | 1.105 kN | 6.998 | 2.099 kN |
| V long | 0 | 0 kN | 0 | 0 kN | 450 | 608 kN | 1.288 | 4.294 kN |

Tabella 7.14 – Azioni (SLU) appoggi Pila P5

In particolare, per lo schema statico previsto, Le azioni con carico da traffico prevalente, sono da riferirsi solamente per la pila P5 alla quale sono affidati gli apparecchi d'appoggio con vincolo statico fisso longitudinale.

7.4. Pile

7.4.1. Campata ad arco

Le pile, di altezza 8,00m e 11,50m, sono costituite da fusti allargati fino alla larghezza dell'impalcato, tali da poter accogliere gli apparecchi d'appoggio situati all'imposta degli archi, in corrispondenza del traverso scatolare d'estremità della campata da 140m.

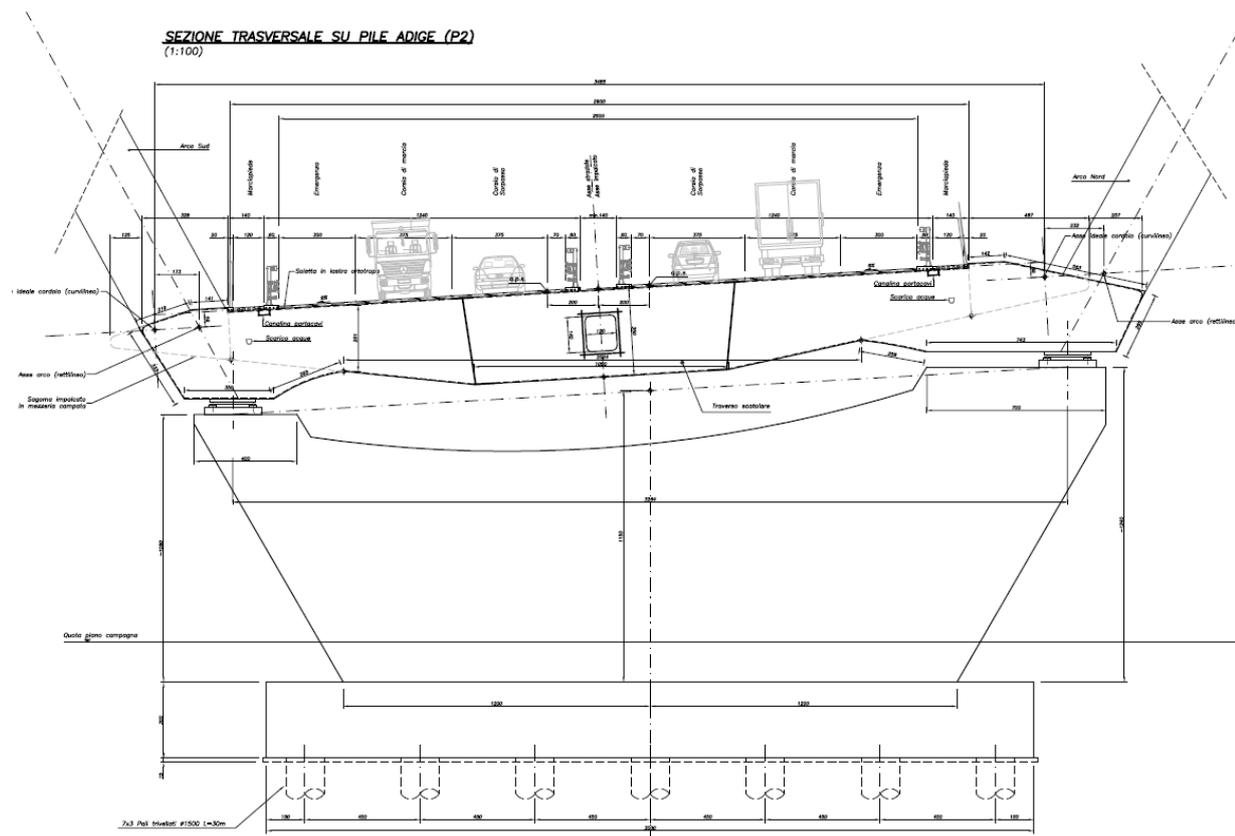


Figura 7.23 – Vista frontale pile P1/P2

Considerando una diffusione all'interno del fusto della pila a 45° il carico gravante sul singolo appoggio, in corrispondenza della sezione di base del fusto, si diffonde su una larghezza di circa 7,50m e 9,30m rispettivamente per la pila P1 e P2.

Nella seguente tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni alla base dei fusti relativamente alla parte interessata dalla diffusione del carico, per le condizioni dimensionanti, ottenuti partendo dalle sollecitazioni trasmesse dal singolo appoggio alle sottostrutture per i diversi stati limite ultimi considerati.

AZIONI SEZIONE BASE PILA

| | Pila P1 | | |
|-------------|---------|--------------------------|-----|
| | SLU-STR | Sisma SLV ($q=1,5$) | |
| N | 32.470 | 20.270 | kN |
| Vx (long.) | 10.000 | 6.000 | kN |
| Mz | 80.000 | 48.000 | kNm |
| Vz (trasv.) | 4.700 | 4.400 | kN |
| Mx | 37.600 | 35.200 | kNm |

Tabella 7.15 – Azioni alla base dei fusti delle pile

La condizione di massima flessione per i fusti delle pile, associato ad un carico verticale ridotto, si ha per la condizione sismica SLV.

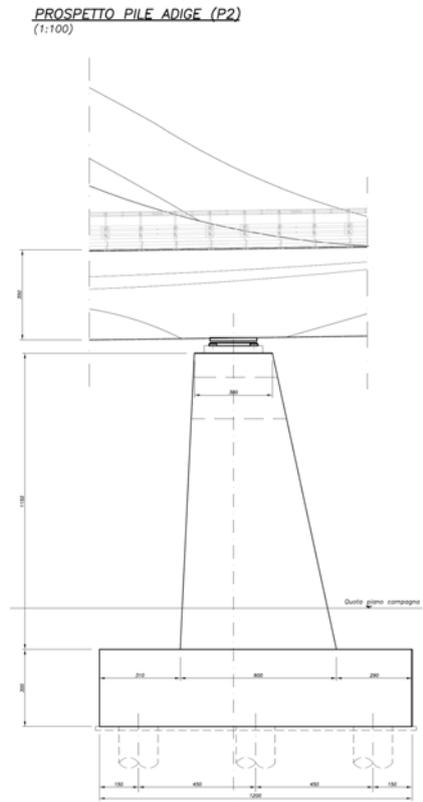


Figura 7.24 – Vista laterale pile P1/P2

Considerando le sezioni resistenti che si evincono dalla Figura 7.23 e Figura 7.24 ed ipotizzando una percentuale di armatura dell'ordine del 0,2% per la sezione di base interessata dalla diffusione del carico (7,50x6,00) si ottiene il seguente dominio di resistenza M_z .

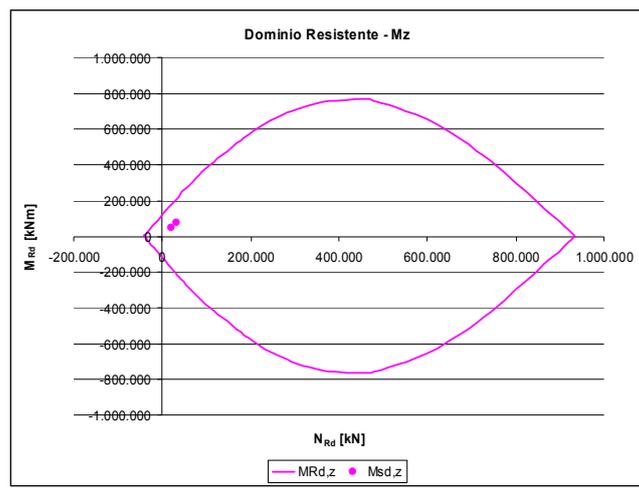


Figura 7.25 – Dominio resistente fusto pile

7.4.2. Viadotto

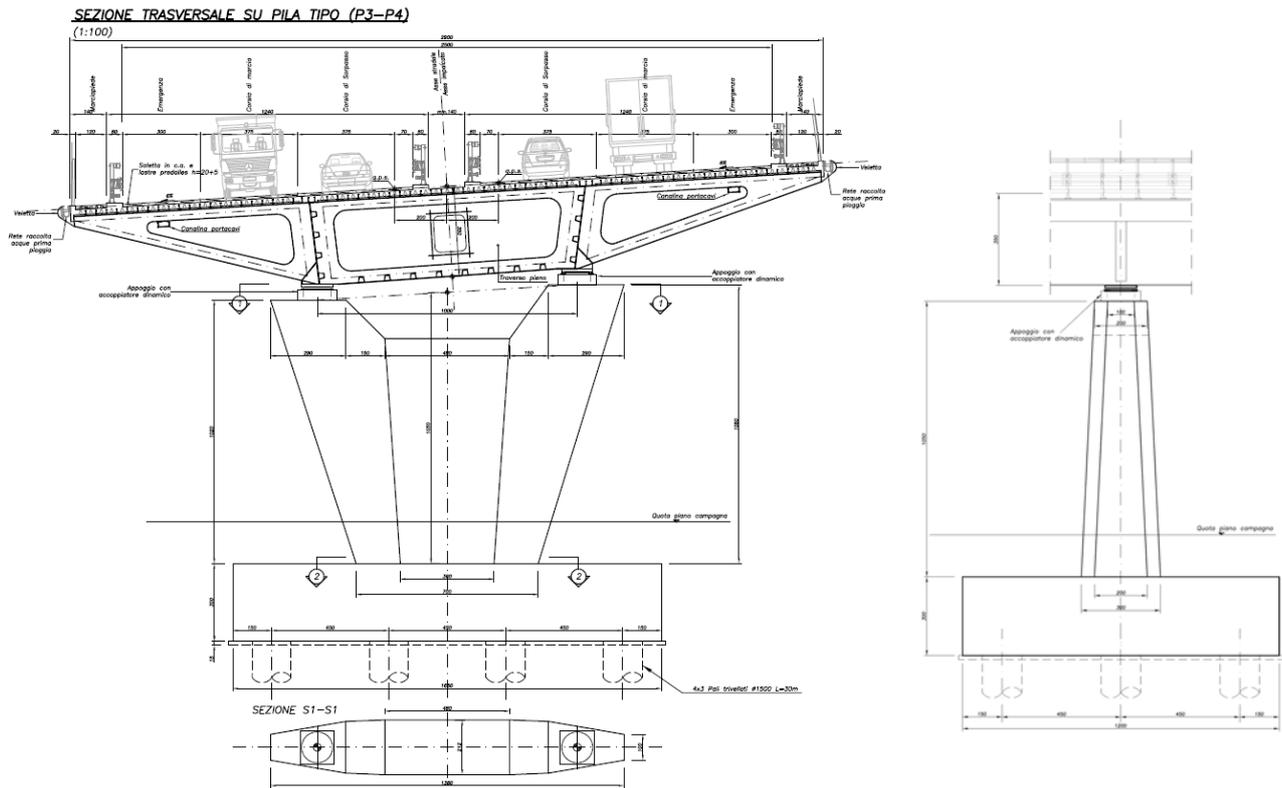


Figura 7.26 – Vista frontale, laterale pile viadotto

Nella seguente tabella sono riportati i valori delle sollecitazioni alla base dei fusti per le condizioni dimensionanti, ottenuti partendo dalle sollecitazioni trasmesse dagli appoggi alle sottostrutture per i diversi stati limite ultimi considerati.

AZIONI SEZIONE BASE PILA

| | Traffico | | Vento | | Frenamento | | SISMA | |
|---------|----------|------------|--------|------------|------------|------------|-----------|------------|
| | Max V | | Max V | | Max V | | Max V | |
| | SLE | SLU | SLE | SLU | SLE | SLU | SLV trasv | SLV long |
| N max | 31.568 | 43.516 kN | 27.677 | 38.263 kN | 26.854 | 37.152 kN | 25.580 | 25.580 kN |
| Torx | 21.154 | 29.387 kNm | 16.799 | 24.060 kNm | 11.218 | 15.973 kNm | 54.844 | 16.453 kNm |
| M long | 0 | 0 kNm | 0 | 0 kNm | 6.750 | 9.113 kNm | 19.323 | 64.411 kNm |
| V trasv | 737 | 1.105 kN | 1.228 | 1.842 kN | 737 | 1.105 kN | 6.998 | 2.099 kN |
| V long | 0 | 0 kN | 0 | 0 kN | 900 | 1.215 kN | 2.576 | 8.588 kN |
| | Max T | | Max T | | Max T | | Max T | |
| | SLE | SLU | SLE | SLU | SLE | SLU | SLV trasv | SLV long |
| N max | 29.292 | 40.444 kN | 26.767 | 37.034 kN | 26.171 | 36.230 kN | 25.125 | 25.125 kN |
| Torx | 34.000 | 46.729 kNm | 21.938 | 30.997 kNm | 15.072 | 21.176 kNm | 57.413 | 17.224 kNm |
| M long | 0 | 0 kNm | 0 | 0 kNm | 6.750 | 9.113 kNm | 19.323 | 64.411 kNm |
| V trasv | 737 | 1.105 kN | 1.228 | 1.842 kN | 737 | 1.105 kN | 6.998 | 2.099 kN |
| V long | 0 | 0 kN | 0 | 0 kN | 900 | 1.215 kN | 2.576 | 8.588 kN |

Tabella 7.16 – Azioni alla base dei fusti della pila P5

AZIONI SEZIONE BASE PILA

| | Traffico | | Vento | | SISMA | |
|---------|----------|------------|--------|------------|-----------|------------|
| | Max V | | Max V | | Max V | |
| | SLE | SLU | SLE | SLU | SLV trasv | SLV long |
| N max | 31.568 | 43.516 kN | 27.677 | 38.263 kN | 25.580 | 25.580 kN |
| Torx | 23.364 | 32.702 kNm | 20.483 | 29.586 kNm | 75.837 | 22.751 kNm |
| M long | 0 | 0 kNm | 0 | 0 kNm | 10.020 | 33.398 kNm |
| V trasv | 737 | 1.105 kN | 1.228 | 1.842 kN | 6.998 | 2.099 kN |
| V long | 0 | 0 kN | 0 | 0 kN | 954 | 3.181 kN |

| | Max T | | Max T | | Max T | |
|---------|--------|------------|--------|------------|-----------|------------|
| | SLE | SLU | SLE | SLU | SLV trasv | SLV long |
| N max | 29.292 | 40.444 kN | 26.767 | 37.034 kN | 25.125 | 25.125 kN |
| Torx | 36.210 | 50.045 kNm | 25.622 | 36.523 kNm | 78.407 | 23.522 kNm |
| M long | 0 | 0 kNm | 0 | 0 kNm | 10.020 | 33.398 kNm |
| V trasv | 737 | 1.105 kN | 1.228 | 1.842 kN | 6.998 | 2.099 kN |
| V long | 0 | 0 kN | 0 | 0 kN | 954 | 3.181 kN |

Tabella 7.17 – Azioni alla base dei fusti della pila P4

Considerando le sezioni resistenti che si evincono dalla Figura 7.26 ed ipotizzando una percentuale di armatura dell'ordine del 0,2% si ottengono i seguenti domini di resistenza.

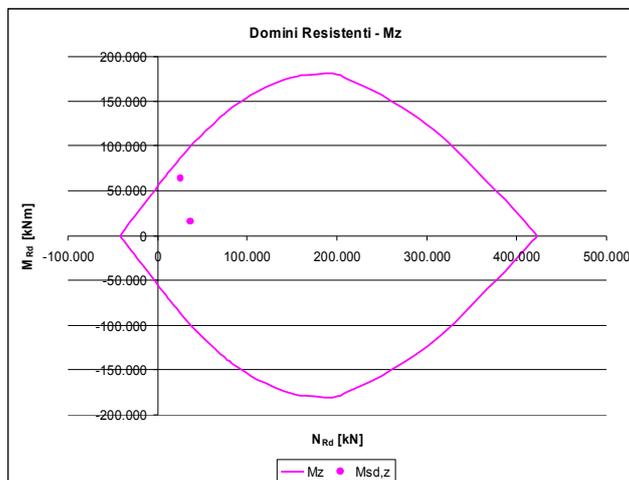


Figura 7.27 – Dominio resistente fusti pile

7.5. Spalle

A livello geometrico, le spalle del viadotto sono caratterizzate da un fusto assimilabile a un prisma di sezione pressoché rettangolare sul basamento inferiore di spessore 3,00m, mentre superiormente si aggiungono il paraghiaia, le orecchie di contenimento laterali. Con riferimento al piano di posa delle fondazioni l'altezza massima non supera i 15,60m.

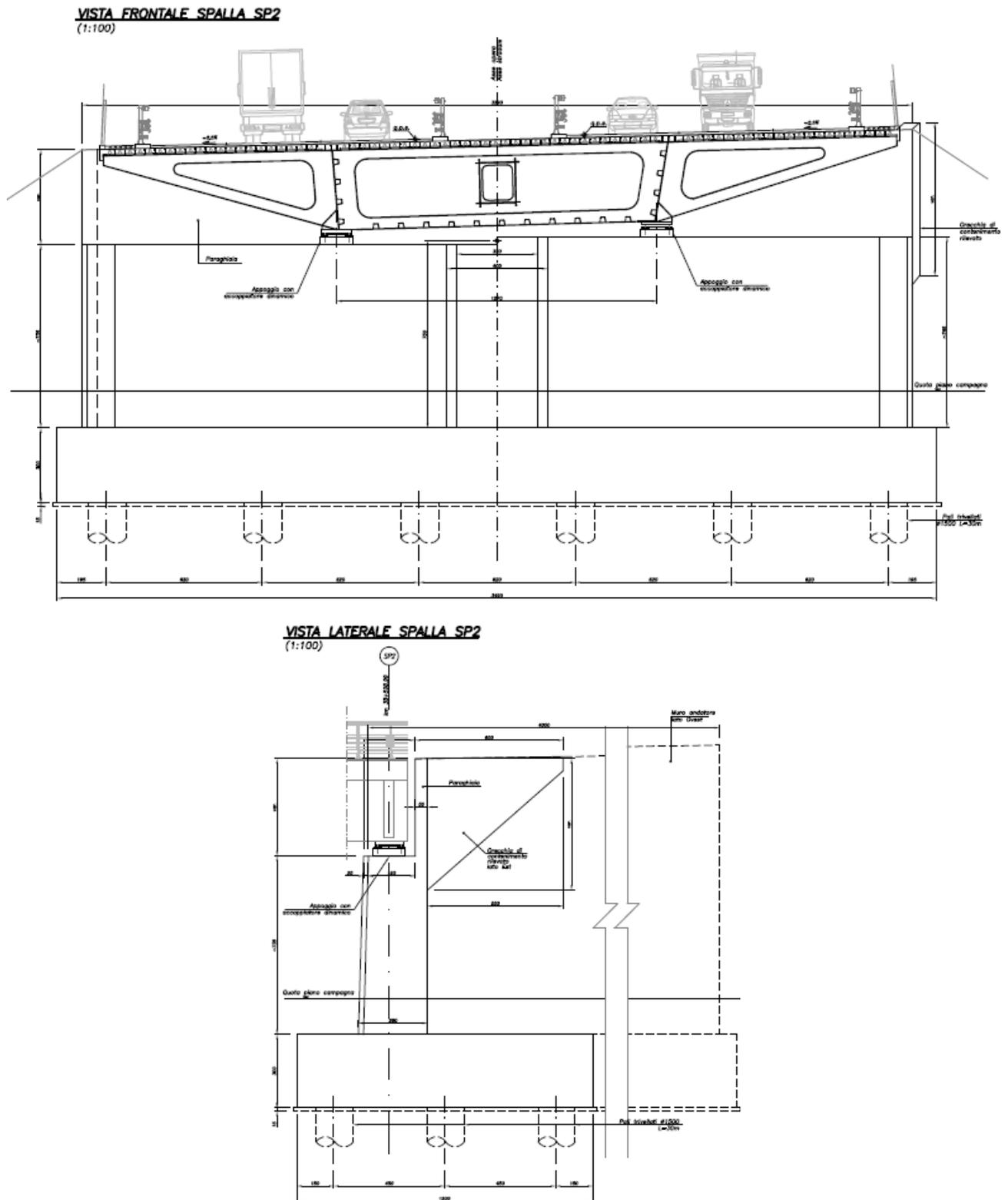


Figura 7.28 – Vista frontale e laterale spalla SP2

Le fondazioni poggiano su pali trivellati $\Phi 1500$ lunghi 30m che garantiscono resistenza al ribaltamento e allo scorrimento. Per cui le spalle sono state predimensionate attraverso delle verifiche di resistenza del fusto nella sezione maggiormente sollecitata (S1-S1). Con riferimento alla spalla SP2 si ricavano le seguenti forze agenti (nella condizione sismica i carichi variabili sono moltiplicati per un coefficiente ψ pari a 0,2):

| | Statica | Sismica SLV ($q=1$) |
|--|---------|-----------------------|
| Peso proprio spalla G [KN] | 22960 | 22960 |
| Azione verticale appoggi N [KN] | 9590 | 7910 |
| Azione orizzontale appoggi H [KN] | 290 | 8600 |
| Spinta terreno St [KN] | 17340 | 17340 |
| Incremento sismico spinta terreno ΔSt [KN] | 0 | 4340 |
| Spinta dovuta ai carichi sul rilevato Sp [KN] | 1270 | 620 |
| Forza sismica orizzontale inerzia spalla Hi [KN] | 0 | 4090 |
| Forza sismica verticale inerzia spalla Gi [KN] | 0 | 2050 |

Tabella 7.18 – Azioni agenti sulla spalla SP2

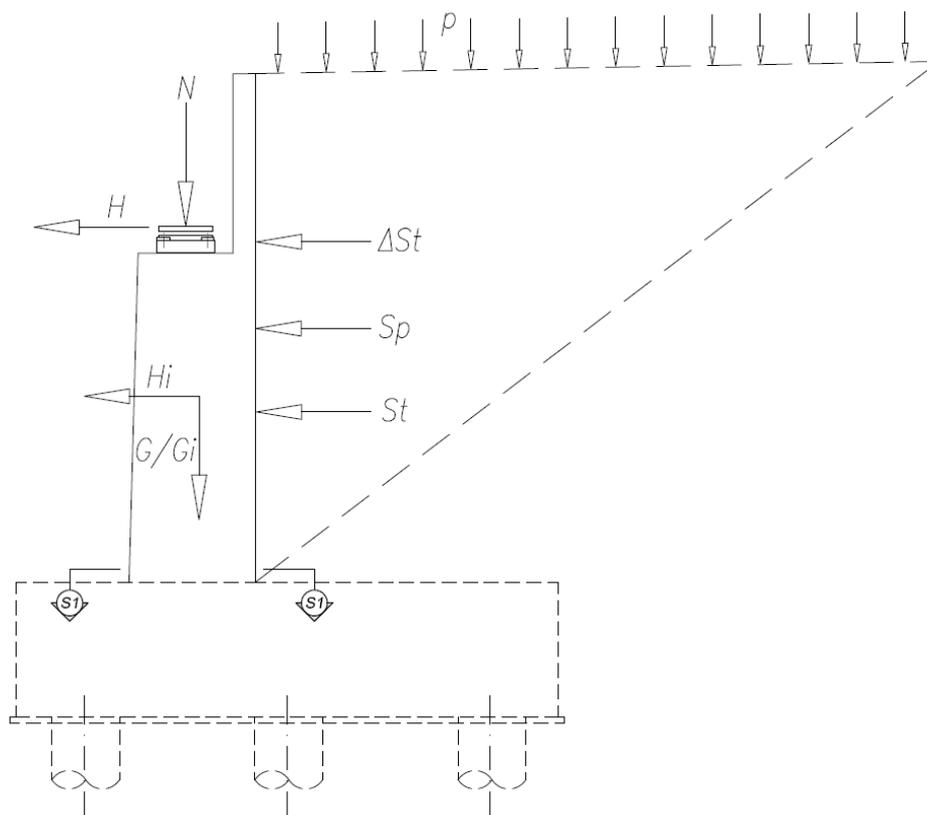


Figura 7.29 – Schema carichi per verifica sezione S1-S1

Considerando la sezione resistente S1-S1 (vedi Figura 7.29) di larghezza unitaria ed ipotizzando una percentuale minima di armatura pari allo 0,3% della sezione in oggetto si ottengono i seguenti coefficienti di sicurezza a valle di una verifica a presso-flessione:

combinazione statica: $\gamma = \frac{M_{res}}{M_{soll}} = \frac{4880 \text{ KNm} / m}{3470 \text{ KNm} / m} = 1,41$

combinazione sismica: $\gamma = \frac{M_{res}}{M_{soll}} = \frac{4780 \text{ KNm} / m}{3910 \text{ KNm} / m} = 1,22$

Il predimensionamento a taglio della sezione S1-S1 non comporta particolari problemi in quanto la resistenza del solo elemento in calcestruzzo risulta di poco inferiore (70% circa) della sollecitazione in condizione sismica.

7.6. Fondazioni

Le fondazioni sono costituite da plinti a ciabatta in c.a., impostati su pali trivellati di grande diametro.

Nel seguito si riportano le azioni totali alla quota di intradosso delle fondazioni. Per i singoli stati limite, sono già state messe in evidenza le condizioni di carico massimizzanti rispettivamente per il carico assiale, momento longitudinale, momento trasversale, ecc...

Poiché le due carreggiate autostradali sono portate da un unico impalcato, anche per le pile si considera un'unica numerazione delle corsie, così da avere solo una corsia numero 1.

Per massimizzare le azioni in fondazione, si sono considerate le condizioni di carico previste in precedenza che massimizzano sia il carico verticale, sia le azioni torcenti.

Per le pile P1/P2 di sostegno del tratto ad arco si adotta la seguente geometria:

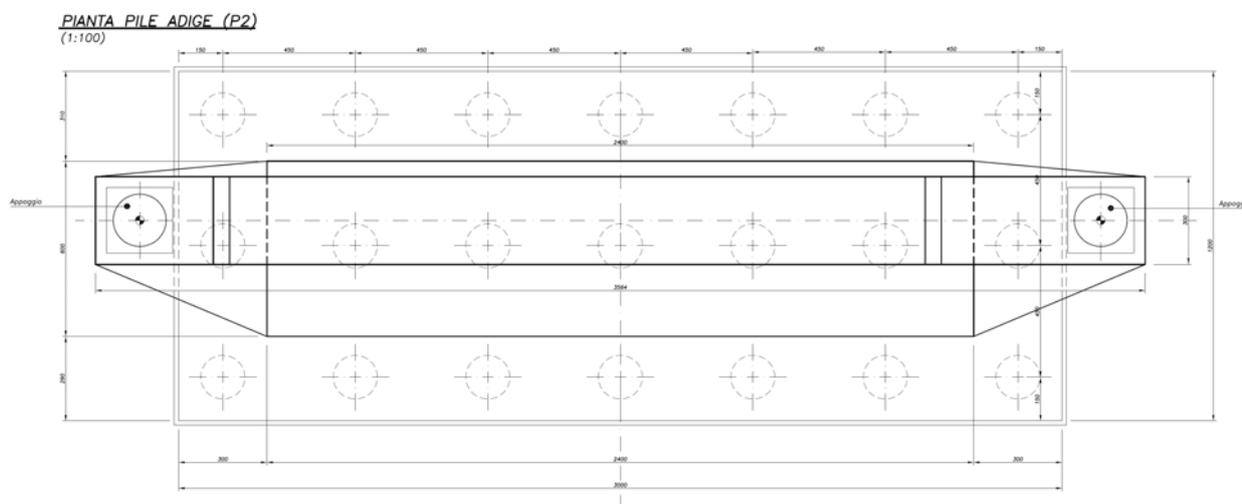


Figura 7.30 – Pianta pile ponte ad arco

Nella valutazione delle azioni sismiche trasmesse in fondazione, come previsto da normativa al §7.2.5 occorrerebbe considerare l'azione verticale indotta dalla condizione sismica associata ai valori resistenti di momento e taglio della sezione dell'elemento strutturale soprastante. In particolare, tali valori devono risultare al massimo pari quelli derivanti da una analisi elastica eseguita con fattore di struttura $q=1$. Per effettuare il predimensionamento in tale fase di progettazione preliminare vengono adottati pertanto quest'ultimi valori (per le analisi della struttura in elevazione si è adottato $q=1,5$).

AZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE

| | Pila P1 | | | | | | |
|-------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|--------------------|--------------------|-----|
| | SLU-STR (*) | SLU-STR (**) | SLU-GEO (*) | SLU-GEO (**) | Sisma SLV (q=1) | Sisma SLV (q=1) | |
| N | 102.700 | 97.000 | 89.400 | 84.400 | 70.100 | 70.700 | kN |
| Vx (long.) | 0 | 1.112 | 0 | 1.000 | 14.400 | 12.700 | kN |
| Mz | 0 | 12.236 | 0 | 10.700 | 158.400 | 139.700 | kNm |
| Vz (trasv.) | 4.700 | 3.600 | 4.100 | 3.200 | 2.900 | 5.100 | kN |
| Mx | 51.700 | 39.600 | 45.000 | 34.500 | 101.788 | 117.124 | kNm |

(*) Combinazione di carico caratterizzata dal gruppo di azioni che massimizza il carico da traffico in direzione verticale;

(**) Combinazione di carico caratterizzata dal gruppo di azioni che massimizza il carico da traffico in direzione longitudinale (frenamento).

Considerando la geometria delle fondazioni, le massime e le minime azioni sul singolo palo risultano:

AZIONI SINGOLO PALO

| | Pila P1 | | | | | | kN |
|-------|-------------|--------------|-------------|--------------|-----------------------|------------------------|----|
| | SLU-STR (*) | SLU-STR (**) | SLU-GEO (*) | SLU-GEO (**) | Sisma long. SLV (q=1) | Sisma trasv. SLV (q=1) | |
| N max | 2.900 | 2.900 | 2.500 | 2.500 | 5.000 | 4.900 | kN |
| N min | 2.100 | 1.900 | 1.800 | 1.600 | -1.700 | -1.500 | kN |

La geometria adottata per le pile di sostegno del tratto in viadotto viene riportata nel seguito:

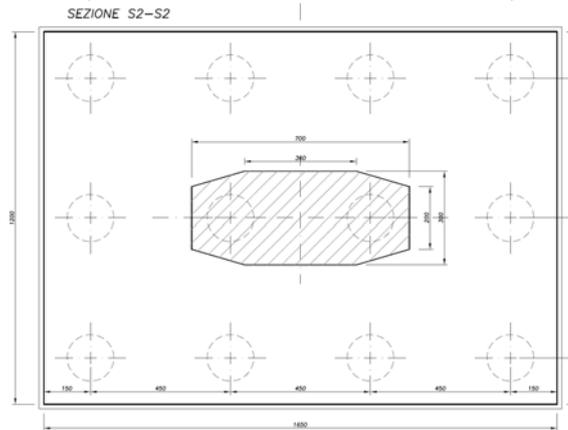


Figura 7.31 – Pianta pile viadotto

AZIONI INTRADOSSO FONDAZIONI

| | Traffico | | | Vento | | | Frenamento | | | SISMA (q=1) | |
|---------|----------|---------|------------|--------|---------|------------|------------|---------|------------|-------------|-------------|
| | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLV trasv | SLV long |
| N max | 46.418 | 49.295 | 63.564 kN | 42.527 | 44.820 | 58.311 kN | 41.704 | 43.873 | 57.199 kN | 40.430 | 40.430 kN |
| Torx | 23.364 | 28.030 | 32.702 kNm | 20.483 | 25.490 | 29.586 kNm | 13.428 | 16.603 | 19.289 kNm | 112.576 | 33.773 kNm |
| M long | 0 | 0 | 0 kNm | 0 | 0 | 0 kNm | 9.450 | 10.868 | 12.758 kNm | 40.579 | 135.264 kNm |
| V trasv | 737 | 958 | 1.105 kN | 1.228 | 1.596 | 1.842 kN | 737 | 958 | 1.105 kN | 10.497 | 3.149 kN |
| V long | 0 | 0 | 0 kN | 0 | 0 | 0 kN | 900 | 1.035 | 1.215 kN | 3.865 | 12.882 kN |

Tabella 7.19 – Azioni intradossso fondazioni viadotto pila P5

AZIONI INTRADOSSO FONDAZIONI

| | Traffico | | | Vento | | | SISMA (q=1) | |
|---------|----------|---------|------------|--------|---------|------------|-------------|------------|
| | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLV trasv | SLV long |
| N max | 46.418 | 49.295 | 63.564 kN | 42.527 | 44.820 | 58.311 kN | 40.430 | 40.430 kN |
| Torx | 25.575 | 30.903 | 36.018 kNm | 24.167 | 30.279 | 35.112 kNm | 96.831 | 29.049 kNm |
| M long | 0 | 0 | 0 kNm | 0 | 0 | 0 kNm | 12.882 | 42.941 kNm |
| V trasv | 737 | 958 | 1.105 kN | 1.228 | 1.596 | 1.842 kN | 6.998 | 2.099 kN |
| V long | 0 | 0 | 0 kN | 0 | 0 | 0 kN | 954 | 3.181 kN |

Tabella 7.20 – Azioni intradossso fondazioni viadotto pila P4

Considerando la geometria delle fondazioni, le massime e le minime azioni sul singolo palo risultano:

AZIONI SINGOLO PALO

| | Traffico | | | Vento | | | Frenamento | | | SISMA (q=1) | |
|-------|----------|---------|----------|-------|---------|----------|------------|---------|----------|-------------|-----------|
| | Max V | | | Max V | | | Max V | | | Max V | |
| | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLV trasv | SLV long |
| N max | 4.387 | 4.731 | 6.024 kN | 3.999 | 4.301 | 5.517 kN | 4.036 | 4.327 | 5.550 kN | 6.998 | 7.877 kN |
| N min | 3.349 | 3.485 | 4.570 kN | 3.089 | 3.169 | 4.202 kN | 2.914 | 2.985 | 3.984 kN | -260 | -1.139 kN |
| | Max T | | | Max T | | | Max T | | | Max T | |
| | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLV trasv | SLV long |
| N max | 4.483 | 4.841 | 6.153 kN | 4.037 | 4.346 | 5.568 kN | 4.065 | 4.360 | 5.588 kN | 7.017 | 7.856 kN |
| N min | 2.874 | 2.939 | 3.929 kN | 2.899 | 2.950 | 3.945 kN | 2.772 | 2.821 | 3.791 kN | -355 | -1.194 kN |

Tabella 7.21 – Sollecitazioni massime e minime agenti sui pali pila P5 [kN]

AZIONI SINGOLO PALO

| | Traffico | | | Vento | | | SISMA (q=1) | |
|-------|----------|---------|----------|-------|---------|----------|-------------|----------|
| | Max V | | | Max V | | | Max V | |
| | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLV trasv | SLV long |
| N max | 4.436 | 4.795 | 6.097 kN | 4.081 | 4.408 | 5.640 kN | 5.879 | 5.208 kN |
| N min | 3.300 | 3.421 | 4.497 kN | 3.007 | 3.062 | 4.079 kN | 860 | 1.531 kN |
| | Max V | | | Max V | | | Max V | |
| | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLE | SLU-GEO | SLU-STR | SLV trasv | SLV long |
| N max | 4.532 | 4.905 | 6.227 kN | 4.119 | 4.452 | 5.691 kN | 5.898 | 5.187 kN |
| N min | 2.825 | 2.875 | 3.855 kN | 2.817 | 2.844 | 3.822 kN | 765 | 1.476 kN |

Tabella 7.22 – Sollecitazioni massime e minime agenti sui pali pila P4 [kN]

Si verifica che anche in condizione sismica i pali delle pile del viadotto non vadano mai in trazione.

Le azioni massime sul singolo palo si verificano in condizione sismica e portano ad un valore di compressione per il singolo palo di circa 7900kN.

Nel seguito si riporta il foglio di calcolo per la stima della portata in condizioni SLU-GEO, con approccio 1 combinazione 2 (A2+M1+R2) che fornisce un limite di circa 12MN.

In condizione sismiche il valore di carico limite massimo risulta leggermente superiore (14,5MN) in virtù dell'adozione dei coefficienti parziali di sicurezza R3 anziché R2.

PORTATA VERTICALE PALI TRIVELLATI IN TERRENO GRANULARE

D=1500/L=30m

(NTC 2008 - Approccio 1 Combinazione 2 - dimensioni in m,KN; in grassetto i valori calcolati)

DATI

| | | |
|---|--------------|---|
| Carico di esercizio: P_{Sk} | 4500 | |
| Carico SLU-GEO: P_{Sd} | 4900 | |
| angolo attrito terr. di base (f) | 38 | $\tan(\phi^*) = \frac{\tan(\phi)}{\gamma_M}$ |
| N_{SPT} terreno di base | 40 | |
| coeff. γ_M | 1,00 | |
| angolo attrito ridotto (ϕ^*) | 35 | |
| angolo attrito laterale* | 35 | (*Valore medio su L_{eff}) |
| coeff. rid. attrito palo/terr. | 0,9 | (jet=1,0; trivellati = 0,9) |
| angolo attrito palo/terr. (ϕ') | 31,50 | |
| modulo elastico base (MPa) | 50 | |
| modulo elastico laterale* (MPa) | 50 | |
| coefficiente di Poisson | 0,35 | |
| peso specifico terr. asc. (γ) | 19 | |
| peso specifico terr. imm. (γ') | 9 | |
| lunghezza palo (L) | 30 | |
| lunghezza efficace ($L_{eff}=L'$) | 30 | |
| quota base palo (p) | 32 | |
| diametro ($D < L$) | 1,5 | |
| quota falda ($w <= p$) | 2 | |
| ricarico per att.neg. (s) | 2 | |
| Coef. efficienza gruppi di Pali | 1,00 | |
| $Nq(\phi^*)$ - Beretzantviev (1961) | 69,2 | |
| $N^*q(\phi)$ - Beretzantviev (1968) | 23,7 | |
| pressione litostatica base (KPa) | 308 | |
| pressione di base (MPa) | 21,3 | ($Nq(F^*)$ - Beretzantviev 1961) |
| pressione limite di base/laterale (MPa) | 16 | (0,4NSPT - Meyerhof 1976) |
| profondità critica desunta (m) | 23,5 | (per le sabbie da confrontare con la tabella accanto) |

CAPACITA' PORTANTE SLU-GEO

(NTC2008 - per confronto con P_{Sd})

| | |
|------------------------|--------------|
| $P_B [Nq(\phi^*)]$ | 28274 |
| coeff. Sicurezza g_B | 1,60 |
| P_L | 4585 |
| coeff. Sicurezza g_L | 1,45 |

ξ 1,70

P_{Rd} **12255** ($F_s = 2,5$)

CALCOLO DIRETTO CEDIMENTI

| | | |
|--------------------------------|-------------|--|
| Cedimento ammissibile [mm] = | 25,0 | (e.g. $D/40 \div 50$) |
| Accorciamento palo [mm] = | - | |
| Cedimento elastico [mm] = | 4,70 | ($P' < P^* = s L/k$) (Vedi Lancellotta&Calavera) |
| Cedimento limite laterale [mm] | 5,25 | |
| Cedimento totale [mm] = | 4,70 | ($P' > P^* = s L/k$) |

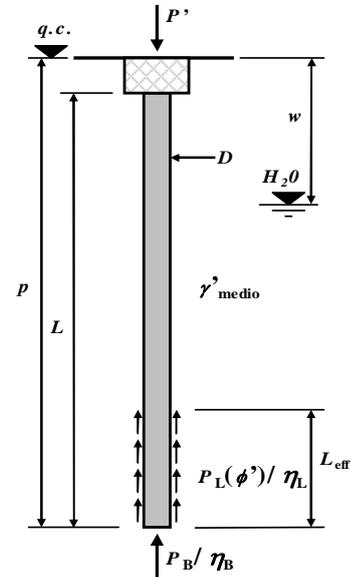


Tabella 17.7 - Profondità critica, Z_c , in funzione dello stato di addensamento della sabbia

| Stato di addensamento | Z_c / D |
|-----------------------|-----------|
| Sabbia molto sciolta | 7 |
| Sabbia sciolta | 10 |
| Sabbia media | 14 |
| Sabbia densa | 16 |
| Sabbia molto densa | 20 |

CARICO CON LIMITAZIONE CEDIMENTI

(AGI 1984 - per confronto con P_{Sk})

| | |
|------------------------|--------------|
| $P_B [Nq^*(\phi)]$ | 12912 |
| coeff. Sicurezza h_B | 1,75 |
| P_L | 4585 |
| coeff. Sicurezza h_L | 1,75 |

P_{Rk} **9998** ($F_s = 2,22$)

Tabella 7.23 – Foglio di calcolo carico limite pali trivellati