



CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

Sede legale e recapito postale:

44121 Ferrara - Via Borgo dei Leoni, 28 - C.F. 93076450381

web: www.bonificaferrara.it - e-mail: info@bonificaferrara.it

pec: posta.certificata@pec.bonificaferrara.it

aderente all' 

Associazione Nazionale Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari

RIPRISTINO STRUTTURALE PONTE PRAFITTA

PROGETTO ESECUTIVO

Provincia di Ferrara
Comuni di Portomaggiore ed Argenta

Riparazione locale del ponte stradale di Via Prafitta Bertolina sullo Scolo Fossa di Portomaggiore, nel territorio della frazione di Quartiere in confine fra i Comuni di Portomaggiore ed Argenta (FE)

RELAZIONI, ELABORATI ESTIMATIVI, SCHEMA DI CONTRATTO, CAPITOLATO E SICUREZZA

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Data:

Elab.:

1.2

IL PROGETTISTA
(Dott. Ing. Marco Volpin)



IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE
(Dott. Ing. Elisa Maniezzo)



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
(Geom. Marco Ardizzoni)



1. INDICE

1.	INDICE	2
2.	PRINCIPALI FONTI BIBLIOGRAFICHE	3
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
4.	PREMESSA	5
5.	CONOSCENZA DELLO STATO DI FATTO	8
5.1	CONDIZIONI DEL PONTE	8
5.2	INDAGINI CONOSCITIVE SULLA STRUTTURA	16
5.2.1	<i>Rilievo geometrico con laser scanner</i>	16
5.2.2	<i>Indagini sui materiali</i>	17
5.3	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	18
5.4	DESCRIZIONE E CONSIDERAZIONI SULLO STATO DI FATTO DELLA STRUTTURA	18
5.5	PREESISTENTI CONDIZIONI DI SICUREZZA – AZIONI DI PROGETTO	19
6.	PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI RIPARAZIONE LOCALE.....	21
6.1	VINCOLI A CUI È SOTTOPOSTA L'OPERA	21
6.2	INTERVENTI DI RIPARAZIONE LOCALE	21
6.3	MATERIALI UTILIZZATI NEGLI INTERVENTI DI RIPARAZIONE LOCALE.....	23
7.	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEL PONTE	26
7.1	SCHEMA STATICO E DI CALCOLO	26
7.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA VOLTA IN MURATURA.....	28
7.3	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE PILE	32
7.4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE SPALLE	39
7.5	INTERVENTO IN FONDAZIONE E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	43
8.	VERIFICA DELL'OPERA CON I LIMITI DI UTILIZZO IMPOSTI DAL PROGETTO.....	46
8.1	SICUREZZA ATTESA E LIMITI DI UTILIZZO DELL'OPERA	46
8.2	VERIFICA DELL'ARCO.....	47
8.3	VERIFICA DELLA PILA	47
8.4	VERIFICA DELLA SPALLA	50
8.5	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	51
9.	CONCLUSIONI.....	52

ALLEGATI

ALLEGATO A: REPORT DI INDAGINE LABORATORIO LIFE DI FERRARA



2. PRINCIPALI FONTI BIBLIOGRAFICHE

- [1] Lancellotta R., “*Geotecnica*” – Ed. Zanichelli, Bologna (2000).
- [2] Bowles J., “*Foundation analysis and design*” – Ed. McGrawHill, London (1998).
- [3] Viggiani C., “*Fondazioni*” – Ed. Hevelius, Napoli (2000).
- [4] Atkinson J., “*Geotecnica*” – Ed. McGraw-Hill, Milano (1997).
- [5] Nova R., “*Fondamenti di meccanica delle terre*” - Ed. McGraw-Hill, Milano (1997).
- [6] Pozzati P., Ceccoli C.: “*Teoria e tecnica delle costruzioni*” – Ed. Utet, Torino (1997);
- [7] Camilla Torre “*Ponti in Muratura*” Dizionario Storico-Tecnologico – Alinea Editrice (2003)
- [8] Massimo Mariani “*Particolari Costruttivi Consolidamento e Restauro*” – DEI Tipografia Genio Civile (2016)
- [9] Massimo Mariani “*Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura*” – DEI Tipografia Genio Civile (2016)
- [10] Luciano Boscotrecase, Francesco Piccarreta “*Edifici in muratura in zona sismica - Nuove costruzioni, Consolidamento dell'esistente - La teoria e la tecnica*” – Dario Flaccovio Editore (2009)
- [11] P.E. Pinto, P. Franchin, A. Lupoi “*Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti*” – IUSS PRESS (2009)



3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le Normative di riferimento adottate sono le seguenti:

D.M. 20 febbraio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

4. PREMESSA

Il Ponte Stradale di Via Prafitta Bertolina, sullo Scolo Fossa di Portomaggiore, è posto sul confine fra i territori dei comuni di Portomaggiore ed Argenta in provincia di Ferrara.

Il Ponte collega la Via Prafitta Bertolina in Comune di Portomaggiore con la “Strada della Botte” in Comune di Argenta (frazione di S. Nicolò).



Figura 1: Ubicazione dell'Opera

Si tratta di un ponte in muratura a 3 arcate a tutto sesto di luce pari a 2.4m e freccia pari a 1.3m. Dalle analisi storiche compiute per il Comune di Portomaggiore dall'architetto Masperi, si presume che il manufatto attuale risalga ad un periodo compreso tra il 1814 ed il 1937.



Figura 2: Ponte Prafitta – Prospetto di monte



L'opera si trova in uno stato di forte degrado, con accentuati distacchi di elementi in laterizio in corrispondenza dei piedritti, con carenze nei giunti di malta in corrispondenza delle volte e delle spalle. Il ponte risulta chiuso al transito di tutti gli automezzi dal 15/12/2015 a seguito della Ordinanza n.85 del Comune di Portomaggiore.

Nel 2016 il ponte è stato oggetto di uno Studio di Fattibilità da Parte del Consorzio di Bonifica, al quale ha collaborato anche la sottoscritta, per definire le possibili modalità di intervento ed i relativi costi.

Lo Studio di Fattibilità ha messo in evidenza lo stato di degrado del ponte ed ha stabilito la necessità di intervenire per il ripristino della funzionalità del ponte stesso.

Poiché il ponte in oggetto risulta essere un'opera di interesse architettonico, non può essere demolito e ricostruito ma deve essere sottoposto ad interventi di recupero mirati a ripristinarne le preesistenti condizioni di sicurezza.

La Valutazione della Sicurezza della struttura esistente è stata condotta ai sensi del Cap. 8 delle NTC 2018. Lo stato di degrado del ponte comporta che l'uso della costruzione possa avvenire soltanto dopo aver condotto degli interventi che si classificano tra gli interventi di **riparazione locale** (§8.4.1 NTC2018) in quanto non modificano significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a:

- ripristinare le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza di parti di struttura;
- impedire meccanismi di collasso locale.

La sottoscritta ing. Elisa Maniezzo è stata incaricata dal Consorzio di Bonifica delle Pianura di Ferrara di redigere il Progetto Esecutivo degli interventi di Riparazione Locale per il ripristino delle preesistenti condizioni di sicurezza, per la sua riapertura al traffico.

La presente relazione documenterà le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti ed indicherà le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Classificazione ai sensi della L.R. 19/2008

Gli interventi in progetto si inseriscono tra quelli riportati nella D.G.R. 687/2011 "*Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici ...*".

Infatti gli interventi di riparazione locale sono riconducibili a:

- Cuci-scuci di porzioni di spalle e pile
- Ristilatura di giunti di malta su volte e spalle
- Iniezioni di malta su volte e spalle



Questi interventi rientrano chiaramente tra quelli indicati al **punto B.4.7** della sopra citata Delibera, pertanto non rilevanti dal punto di vista sismico e per i quali non è richiesta alcuna documentazione aggiuntiva rispetto a quella qui presentata.

L'intervento in fondazione, ricade al **punto B.4.8** della sopra citata Delibera "*Consolidamento delle fondazioni eseguito per parti limitate in ogni caso non superiori al 20% dello sviluppo totale dell'intero impianto di fondazione*" ed è pertanto non rilevante dal punto di vista sismico come esplicitato al capitolo 7.5.

5. CONOSCENZA DELLO STATO DI FATTO

5.1 Condizioni del ponte

Il ponte è stato oggetto di una serie di sopralluoghi condotti sia nel 2016 per lo Studio di Fattibilità che nel 2018 in occasione del presente Progetto Esecutivo. Nelle foto che seguono viene evidenziato lo stato di degrado del ponte.



Figura 3: Ponte Prafitta visto da monte da sponda SX



Figura 4: Ponte Prafitta visto da monte da sponda DX



Figura 5: Dettaglio Spalla SX vista da monte



Figura 6: Dettaglio Spalla SX e prima arcata vista da monte



Figura 7: Dettaglio seconda arcata vista da monte



Figura 8: Dettaglio paramento spalla SX vista da monte



Figura 9: Dettaglio spalla SX vista da monte



Figura 10: Dettaglio Pila 1 vista da monte



Figura 11: Dettaglio Pila 2 vista da monte



Figura 12: Dettaglio scarico archi su Pila 2



Figura 13: volta a botte prima arcata



Figura 14: Dettaglio Pila 2 zona bagnasciuga

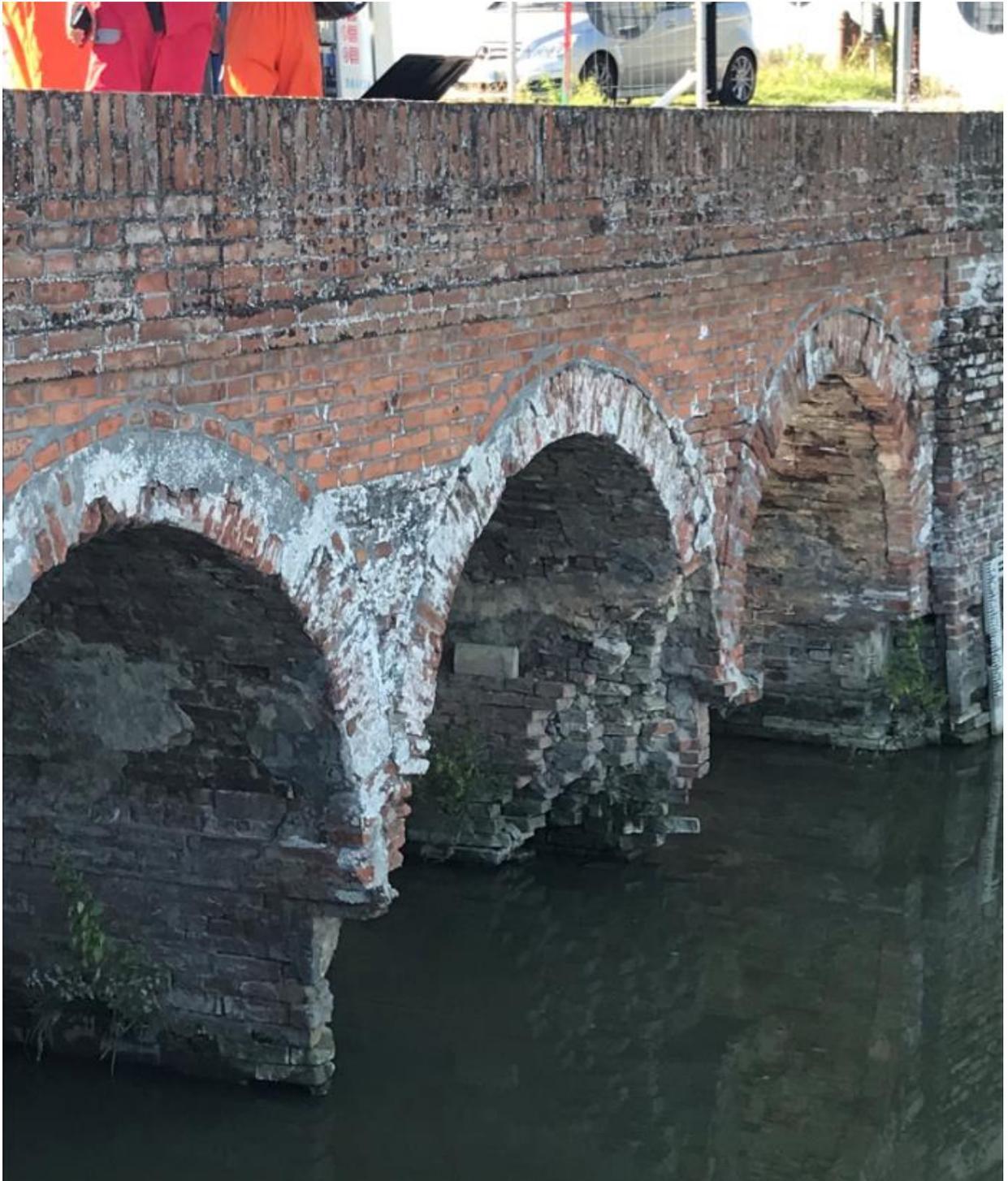


Figura 15: Prospetto visto da monte da sponda SX



Figura 16: Prospetto visto da valle sponda DX



Figura 17: Pila 1 vista da valle



5.2 Indagini conoscitive sulla struttura

La Progettazione Esecutiva ha reso necessario di ampliare l'indagine conoscitiva sulla struttura mediante indagini sui materiali e sulle geometrie del ponte.

5.2.1 Rilievo geometrico con laser scanner

I topografi del Consorzio di Bonifica hanno proceduto con un rilievo laser scanner dell'opera, consentendo di rilevare le caratteristiche geometriche degli archi, delle pile e delle spalle, oltre che a determinare gli ammanchi di materiale soprattutto a livello delle pile come si deduce dagli elaborati di Stato di Fatto e dallo stralcio planimetrico riportato nella figura che segue.

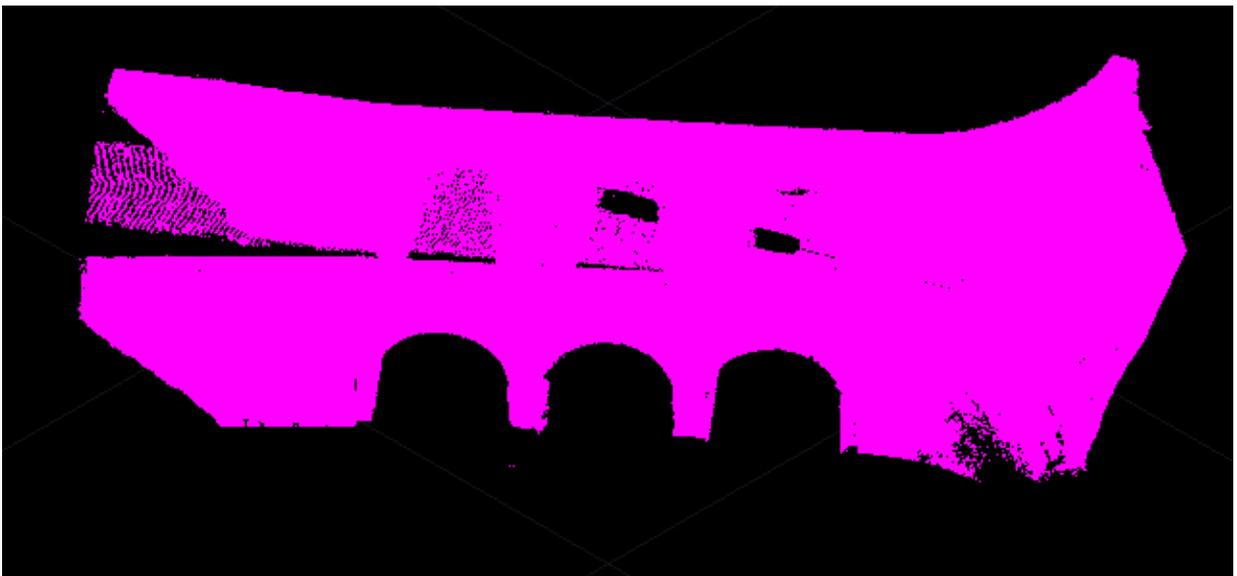


Figura 18: Scansione del ponte – vista di valle

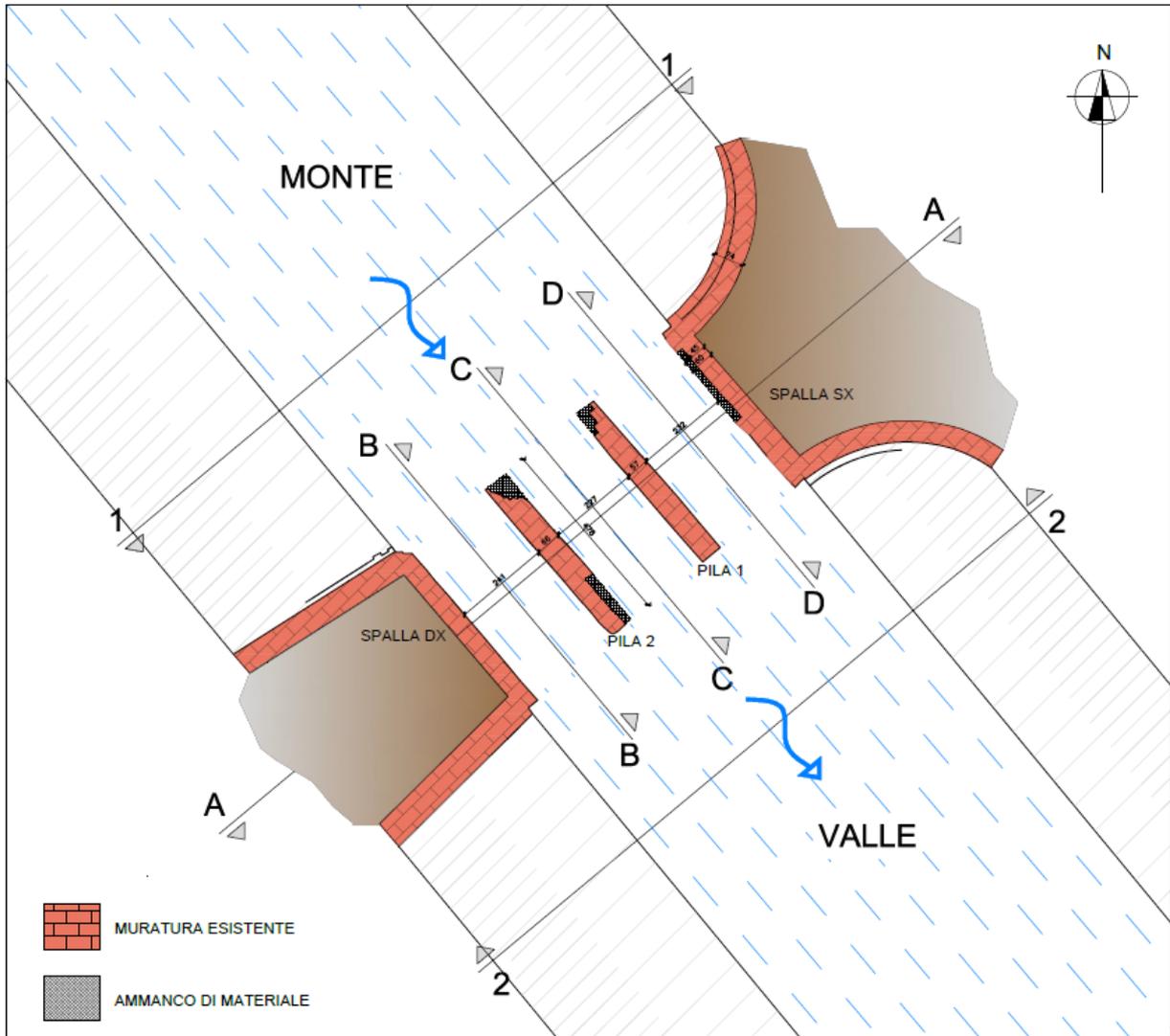


Figura 19: Estratto Planimetria SDF con individuazione degli ammanchi significativi

5.2.2 Indagini sui materiali

Oltre al rilievo Laser Scanner sono state condotte delle indagini dal laboratorio Life Lab di Ferrara. Nello specifico sono state condotte le seguenti indagini in sito e prove di laboratorio:

- Rilievo di dettagli costruttivi e dello stato di conservazione del manufatto;
- Num. 2 prelievi di campione di materiale (mattoni + malta);
- Num. 2 rilievi di stratigrafia mediante carotaggio continuo eseguiti dall'estradosso del manufatto;
- Num. 1 prova penetrometrica statica con piezocono sismico;
- Num. 2 prove di rottura per compressione su prismi ricavati da laterizio (serie 3 provini);



- Num. 2 prove di punzonamento su campione di malta (serie 10 provini).

Sulla base delle indagini condotte è stato possibile ricostruire lo stato di fatto del ponte, riprodotto nelle tavole di progetto di Stato di Fatto e caratterizzare i materiali di cui è costituito; le considerazioni sono contenute nel paragrafo che segue.

5.3 Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive, rilievi indagini in sito e sui materiali, riportati nei paragrafi precedenti, il livello di conoscenza è **LC3** ed il Fattore di Confidenza ad esso associato è

FC=1.35

5.4 Descrizione e considerazioni sullo Stato di Fatto della struttura

Dal punto di vista geometrico, il ponte si presenta costituito da 3 arcate a tutto sesto di diametro pari a 2.4 metri circa. Le spalle hanno uno spessore del paramento frontale pari a 45cm, che divengono 60 dalla quota del pelo libero alla fondazione ed i muri andatori presentano uno spessore pari a 80cm circa. Il ponte è realizzato in mattoni pieni.

Le volte in muratura hanno uno spessore pari a circa 30 cm (due teste) e hanno un ricoprimento in chiave di circa 56cm, di cui gli ultimi 3cm sono costituiti da conglomerato bituminoso e la rimanente parte da materiale lapideo eterogeneo.

Le pile hanno uno spessore di circa 62-65cm e poggiano su una soletta in laterizio di spessore pari a circa 30cm non è stato possibile indagare con maggiore dettaglio la disposizione dei mattoni e la consistenza, ma dalle indagini pare che si tratti di mattoni integri e non di materiale frammentato. Tale strato sembra essere presente anche in corrispondenza della chiave di volta e quindi si ipotizza che sia presente per tutta la lunghezza del ponte andando da una spalla all'altra. Per maggiori dettagli geometrici si vedano gli elaborati grafici SDF e l'Allegato A alla presente relazione.

Per quanto riguarda i materiali, si tratta di mattoni pieni aventi le seguenti caratteristiche:

Resistenza media a compressione mattone pieno	$f_{bk}=21.0\div 21.9$ MPa
Resistenza media della malta	$f_m=0.8\div 1.3$ MPa

Dai risultati ottenuti si può asserire che la malta non ha buone caratteristiche meccaniche, e non raggiunge i valori minimi previsti dalle NTC2018 per l'impiego in muratura portante.



Per quanto riguarda lo stato di degrado, come si evince dalla documentazione fotografica, dal rilievo laser scanner e dal report di Life, il ponte si trova in una condizione di forte ammaloramento.

La zona maggiormente interessata è quella del bagnasciuga dove si verificano significativi ammanchi di materiale, in particolare nella zona lato monte delle pile maggiormente esposte all'azione idraulica del canale, e dilavamento dei giunti di malta.

Le carenze nei giunti di malta si riscontrano anche a livello dei paramenti della spalla e nelle volte, per tutta la loro estensione. Le indagini hanno altresì registrato estese porzioni di muratura dove risulta distaccata la testa più esterna del paramento murario stesso, in particolare nelle spalle.

Per maggiori dettagli si veda la documentazione fotografica, il report di Life e gli elaborati grafici SDF che contengono l'elaborazione di tutte le indagini ed i sopralluoghi condotti.

5.5 Preesistenti condizioni di sicurezza – azioni di progetto

Le preesistenti condizioni di sicurezza del ponte non sono pienamente note, non è noto infatti il carico massimo di progetto del ponte e non sono mai stati condotti calcoli statici o prove di collaudo per accertarne la portata.

Gli Enti Gestori asseriscono che il ponte è sempre stato utilizzato come percorso di collegamento di via Prafitta Bertolina in Comune di Portomaggiore con la “Strada della Botte” in Comune di Argenta (frazione di S. Nicolò) sia dai normali autoveicoli che dai mezzi agricoli come trattori, rimorchi e macchinari agricoli anche pesanti.

D'accordo con il Comune di Portomaggiore si è stabilito di verificare che il ponte sia in grado di sopportare carichi compatibili con quello dei mezzi agricoli di maggiori dimensioni (ad es. mietitrebbia) e che quindi sia verificato almeno per una portata pari a **15 tonnellate**.

Per quanto sopra, si assume che **le preesistenti condizioni di sicurezza corrispondono ad una portata del ponte pari a 150 kN** di carico accidentale.

Dal punto di vista del calcolo si è condotta la Verifica Statica del ponte sottoposto ai carichi permanenti rilevati in sito ed ai carichi stradali previsti dalle attuali NTC2018 per lo Schema di Carico 1. Il calcolo è stato condotto considerando il ponte in **Configurazione Riparata**, e quindi i risultati valgono se e solo se verranno condotti tutti gli interventi di riparazione locale di cui al presente progetto, illustrati nel Capitolo 6 della presente relazione e negli elaborati grafici SDP.

La procedura di Valutazione della Sicurezza prevista al Capitolo 8 delle NTC2018 prevede che nel caso di intervento di riparazione locale che preveda il miglioramento delle caratteristiche meccaniche di elementi strutturali, quale quello in esame, si valuti l'incremento del livello di sicurezza locale.



Si precisa che le condizioni attuali del ponte, le scarse caratteristiche della malta o la sua totale assenza non consentono di fare una analisi numerica delle condizioni di sicurezza attuali e non consentono pertanto di stabilire l'incremento del livello di sicurezza. Si rammenta che attualmente il ponte è chiuso al traffico proprio per l'impossibilità di stabilirne le condizioni di sicurezza nella sua attuale condizione.

Il risultato del calcolo sarà pertanto riferito unicamente alla sicurezza dell'opera riparata, mentre quella preesistente viene ipotizzata come sopra descritto.



6. PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI RIPARAZIONE LOCALE

6.1 Vincoli a cui è sottoposta l'opera

Il ponte riveste importanza storica ed è un'opera vincolata dalla Soprintendenza ai Beni architettonici. Gli interventi di progetto sono stati scelti per rispettare le richieste della Soprintendenza.

6.2 Interventi di riparazione locale

Dalle indagini condotte si è rilevato che le principali criticità del ponte sono legate a:

- Ammanco di materiale (mattoni) nelle pile soprattutto nelle zone a diretto contatto con l'acqua e in alcune zone delle spalle
- Riduzione delle sezioni resistenti per la mancanza di mattoni o per il dilavamento dei giunti di malta
- Mattoni slegati per erosione o dilavamento dei giunti di malta
- Dislocazioni di elementi resistenti
- Scarse caratteristiche della malta

Gli interventi di **Riparazione Locale** previsti dal progetto sono tesi ad eliminare le criticità legate al forte ammaloramento delle pile rinforzandole con un guscio in calcestruzzo armato che assorba gli scarichi degli archi, oltre che a consolidare le spalle e le volte mediante iniezioni di malta. Nello specifico gli interventi di progetto, compresi quelli di accantieramento e pulizia, sono i seguenti:

- Realizzazione di argini in terra temporanei per l'interruzione del canale, svuotamento del canale e puntellamento delle volte secondo i criteri indicati negli elaborati grafici.
- Pulizia generalizzata dei paramenti murari mediante idrolavaggio a pressione con idropulitrice alla pressione di 4-6 atm, al fine di rimuovere stratificazioni di microrganismi, efflorescenze saline, parti incoerenti, friabili, polvere, ecc.
- Riparazione delle murature con la tecnica del scuci-cuci e ricostruzione delle parti rimosse o mancanti con mattoni pieni. I mattoni pieni dovranno essere della tipologia "fatti a mano e antichizzati" scelti con la colorazione e le caratteristiche geometriche più simile possibile a quelle esistenti.
- Rinforzo delle pile con gusci in calcestruzzo armato pigmentato con ossidi di ferro per ottenere una colorazione simile al laterizio esistente, fino alla quota di +10.70.
- Realizzazione cordoli in cemento armato di fondazione delle pile.



- Consolidamento delle murature mediante iniezioni di malta pozzolanica priva di cemento, tipo Albaria della BASF. preparazione del supporto mediante sigillatura e stuccatura delle fessure e lesioni e ristilatura dei giunti di malta in maniera da avere un apparecchio murario perfettamente chiuso, mediante l'impiego di malte per muratura pozzolaniche senza cemento, tipo MASTEREMACO S285TIX della BASF.
- Realizzazione intonaco di protezione delle spalle fino alla quota di +10.70, di spessore medio 20mm realizzato con malta pozzolanica priva di cemento, tipo MASTEREMACO n275TIX della BASF.
- Inserimento parapetto prefabbricato in acciaio corten da installare sul cordolo in muratura esistente.

SPECIFICHE SUL CONSOLIDAMENTO DI SPALLE e VOLTE:

Il paramento verticale delle spalle e le volte verranno consolidate mediante iniezioni di malta, si procederà come segue:

1. Preparazione del supporto, ovvero della faccia esterna della muratura per le spalle e di entrambe le facce per le volte (previo svuotamento), mediante stuccatura e/o sigillatura di tutte le fessure, sconnessioni, piccole fratture dei conci di laterizio e dei giunti di malta, così da avere un apparecchio murario "perfettamente chiuso", capace di ovviare l'eventuale fuoriuscita del materiale iniettato.
2. Esecuzione dei fori sul paramento, in presenza di cortine murarie in laterizio pieno, come nel caso di specie, sarà utile prevedere perforazioni inclinate di almeno 40-45° verso il basso fino a ottenere una profondità di 30-35 cm (in ogni caso stabilita in rapporto alla sezione del muro); tale operazione sarà conveniente al fine di ripartire meglio la boiaccia e per rendere partecipi i diversi strati di malta, l'interasse tra i fori dipende dalla tessitura e consistenza della massa muraria. Disposti i fori saranno inseriti i tubicini (con un diametro di circa 20 mm) verranno introdotti per almeno 10-12 cm ed, in seguito, sigillati con la stessa malta di iniezione a consistenza più densa (diminuendo cioè il quantitativo d'acqua nell'impasto). Durante questa operazione sarà necessario evitare che le eventuali sbavature e colli di malta investano le parti attorno a dove viene eseguita l'iniezione; nel caso di fuoriuscite tempestivamente pulite mediante spugnette assorbenti (tipo Blitz-fix) imbevute di acqua deionizzata. Al fine di garantire una corretta diffusione della miscela, sarà consigliabile praticare dei fori profondi almeno quanto la metà dello spessore dei muri. Precedentemente all'iniezione dovrà essere iniettata acqua nel circuito chiuso d'iniezione, al fine di saturare la massa muraria e di mantenere la densità della miscela. L'operazione di prelavaggio (eseguita con acqua pura, eventualmente deionizzata) sarà, inoltre, conveniente sia per confermare le porzioni delle zone oggetto d'intervento, (corrispondenti alle zone umide), sia per segnalare l'esistenza d'eventuali lesioni non visibili. Durante la suddetta fase di pulitura-lavaggio si dovranno effettuare, se necessarie, le eventuali operazioni supplementari di rinzafo, stilatura dei giunti e sigillatura delle lesioni.



3. Iniezione. L'iniezione delle miscele (che, di norma dovranno essere omogenee, ben amalgamate ed esenti da grumi ed impurità) all'interno dei fori dovrà essere eseguita, preferibilmente, a bassa pressione (indicativamente tra 0,5 e 1,5 atm in ogni caso non superiore alle 2 atm) così da evitare la formazione di pressioni all'interno della massa muraria con le conseguenti coazioni con le cortine esterne; inoltre andrà effettuata tramite idonea pompa a mano o automatica provvista di un manometro. Le iniezioni procederanno per file parallele, dal basso verso l'alto, dai lati esterni e, simmetricamente, verso il centro al fine di evitare squilibri di peso ed impreviste alterazioni nella statica della struttura. Il volume di miscela iniettata non dovrà superare i 100-120 l per metro cubo.
4. Previa verifica della consistenza materica della muratura oggetto di intervento, si inietterà la miscela all'interno degli ugelli e boccagli precedentemente posizionati, la pressione sarà mantenuta costante fino a quando la boiaccia non fuoriuscirà dai tubicini adiacenti, a questo punto si chiuderà il tubicino e si proseguirà con il foro limitrofo seguendo il piano di lavoro. L'iniezione ad un livello superiore sarà eseguita, se non diversamente specificato negli elaborati di progetto, solo quando tutti i tubi di iniezione, posti alla medesima quota, risulteranno intasati.
5. Ad indurimento della miscela (dopo circa 2-3 giorni), i boccagli potranno essere rimossi ed i fori sigillati con malta appropriata. Tali interventi sono necessari per ripristinare la continuità muraria del paramento.

SPECIFICHE SUL RINFORZO DELLE PILE:

Le pile si presentano molto ammalorate non solo nella zona del bagnasciuga, per i numerosi ammanchi e distacchi. Il consolidamento con iniezioni non risulta fattibile per la difficoltà di realizzare un apparecchio murario sufficientemente chiuso.

Si procederà pertanto ad una riparazione locale mediante la realizzazione di un guscio in cemento armato che avrà la funzione di assorbire gli scarichi degli archi e di confinare le pareti in muratura.

Lo schema è riportato nelle figura che segue.

6.3 Materiali utilizzati negli interventi di riparazione locale

I materiali che verranno utilizzati negli interventi di riparazione locale sono i seguenti:

Puntelli:

Puntelli ad alta portata capaci di sostenere carichi fino a 200kN

Calcestruzzo per magrone:

Classe di resistenza a compressione : C12/15

**Calcestruzzo per fondazioni:**

Classe C25/30

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

Rapporto A/C =0.5

Diam. Max inerti = 30mm

Calcestruzzo per elevazioni:

Calcestruzzo SCC autocompattante UNI EN 206-1 UNI EN 206-9 UNI 11040

Classe di resistenza: CLASSE C35/45

Classe di esposizione ambientale: XC2

Classe di spandimento: SF3

Rapporto A/C massimo: 0,60

Diametro massimo degli aggregati: 10 mm

Pigmenti per colorazione calcestruzzo:

Ossidi di ferro coloranti per calcestruzzo concentrazione 3-5%. Colore del pigmento e concentrazione da scegliere in maniera che risulti armonica con i colori esistenti.

Esempio delle colorazioni disponibili

MATTONE* 208

**Armatura:**

Acciaio del tipo B450C c.s. avente le seguenti caratteristiche:

- | | |
|---|--|
| - Tensione di snervamento caratteristica | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| - Tensione caratteristica a rottura | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza di calcolo | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma = 391,30 \text{ N/mm}^2$ |
| - Deformazione caratteristica al carico massimo | $\epsilon_{uk}=7.5\%$ |
| - Deformazione di progetto | $\epsilon_{ud}=6.75\%$ |

Malta per rinzaffi, ristilature, murature:

Malta per murature costituita da boiaccia di calce pozzolanica, priva di cemento con le seguenti caratteristiche

Resistenza a compressione UNI EN 1015/11

Classe M15

Modulo elastico statico UNI EN 13412

16000 MPa

**Malta per intonaco:**

Malta per intonaco pozzolanica, priva di cemento

Resistenza a compressione UNI EN 1015/11 2.2 MPa

Malta per iniezioni e per riempimento perforazioni barre armatura:

Malta per murature costituita da boiaccia di calce pozzolanica, priva di cemento.

Granulometria < 12µm.

Fluidità < 30 s al cono Marsh

Resistenza a compressione UNI EN 1015/11 Classe M10

Modulo elastico statico UNI EN 13412 6000±1000 MPa

Adesione al supporto per taglio UNI EN 998/2 > 0.15 MPa

Elementi per muratura in laterizio:

Mattoni pieni fatti a mano antichizzati conformi alla UNI EN 771, marcati CE secondo NTC 2018, di Cat.

II

Resistenza media alla compressione nella direzione dei carichi verticali fb min. 21 N/mm²

Acciaio corten:

S 275 JO W (CORTEN TIPO "A") UNI EN 10025-2

Bulloni Classe 10.9

Dadi Classe 10

ESEGUIRE SERRAGGIO IN ACCORDO ALLA NORMATIVA CNR-UNI10011/97

Prestazioni per parapetto prefabbricato:

Parapetto in acciaio corten dimensionato per azione orizz. di 1.5KN/ml applicata al corrimano (§5.1.3.10 ntc2018). Il parapetto andrà montato sull'attuale muretto in laterizio ed avrà altezza min.80cm tale da consentire il minimo di 110cm previsto dalle NTC2018.

7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEL PONTE

7.1 Schema statico e di calcolo

L'analisi del ponte in muratura viene condotta agli Stati Limite Ultimi eseguendo:

- Analisi elastica della volta in muratura
- Analisi di equilibrio limite della pila
- Verifica per carico verticale della pila
- Verifica della spalla

L'analisi del ponte viene condotta in **Configurazione Riparata** pertanto gli elementi strutturali resistenti ed i materiali di cui è costituito il ponte sono da considerarsi come da elaborati di SDP (Stato di Progetto).

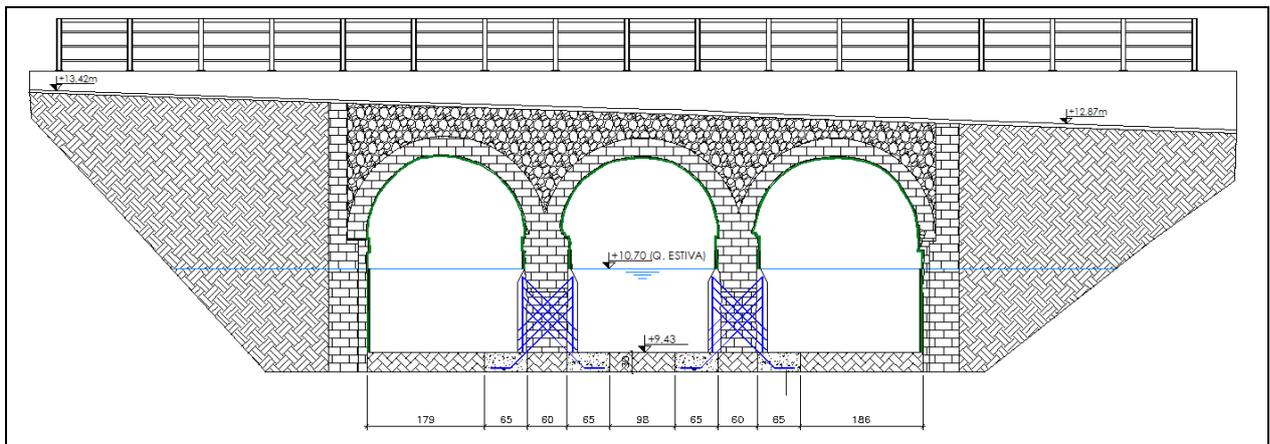


Figura 20: Sezione di Progetto

Caratteristiche dei Materiali:

Mattone pieno	$f_{bk}=20.0 \text{ MPa}$
Malta M10	$f_m=10 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a compressione della muratura (Tab. 11.10.VI NTC2018)	$f_k=8.0 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica al taglio in assenza di tensioni normali (Tab. 11.10.VIII NTC2018)	$f_{vk0}=0.3 \text{ MPa}$
Fattore di confidenza	$FC=1.35$
Muratura con elementi resistenti di cat. II, ogni tipo di malta, classe di esecuzione 2	$\gamma_M=3.0$
Resistenza di calcolo a compressione della muratura	$f_d=1.97 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo al taglio in assenza di tensioni normali (Tab. 11.10.VIII NTC2018)	$f_{vd0}=0.074 \text{ MPa}$

Analisi dei Carichi

Il calcolo viene condotto considerando il ponte sottoposto all'azione dei carichi mobili di progetto indicati al capitolo 5.1.3.3.5 delle NTC 2018 per ponti di I categoria.

Per quanto sopra sono lo schema di carico dell'arco risulta il seguente:

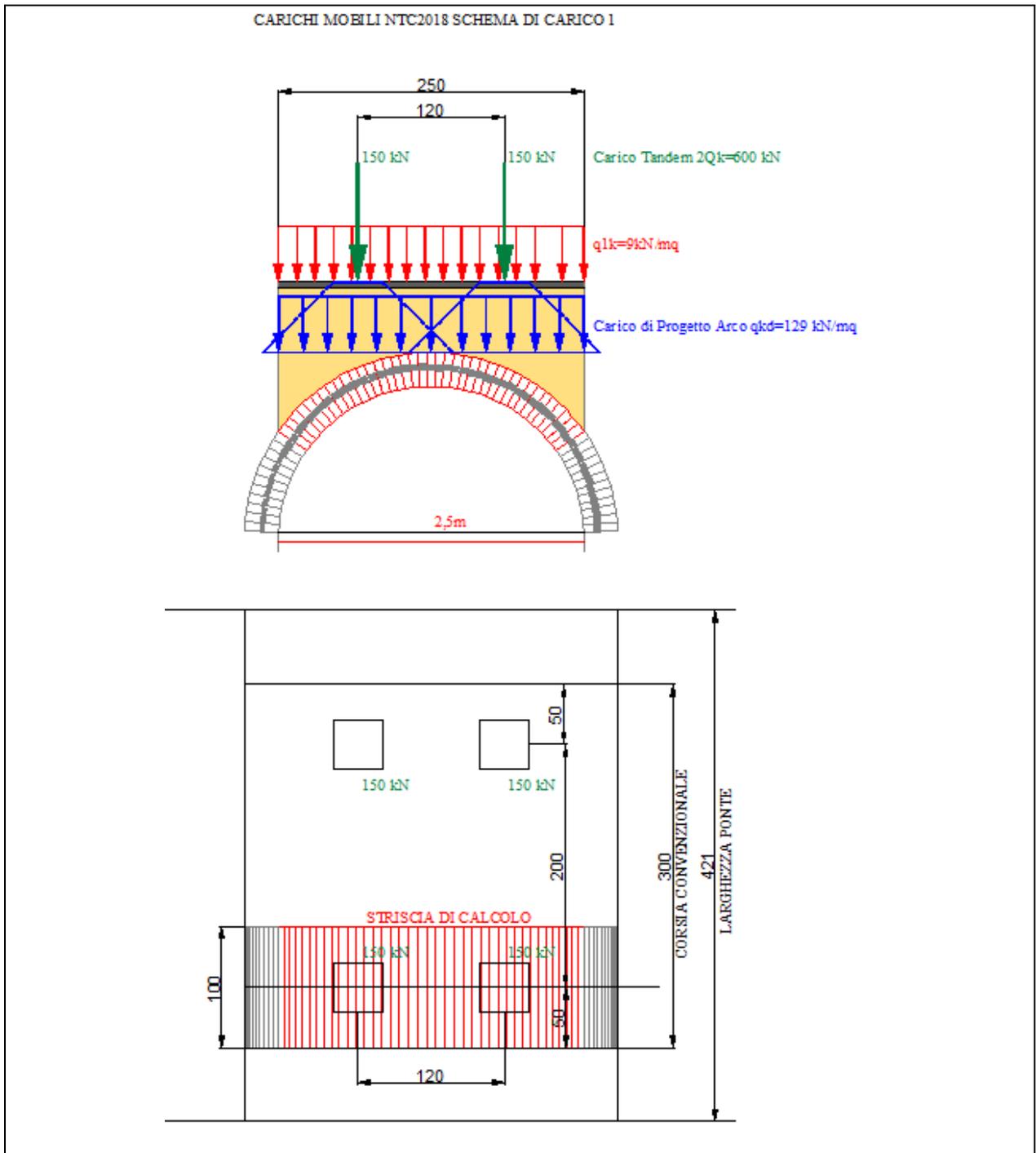


Figura 21: Valori caratteristici dei carichi mobili



7.2 Valutazione della Sicurezza della volta in muratura

La volta a botte viene discretizzata in archi paralleli per ricondurre il modello ad un problema piano. Sull'arco di progetto è stata condotta una analisi elastica una volta ipotizzato il carico derivante dal traffico veicolare.

L'analisi elastica dell'arco in muratura è stata condotta con il programma freeware "Arco" del prof. Piero Gelfi (http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html) che si basa sulla teoria di Méry (1840), applicabile al caso in esame in quanto soddisfa le ipotesi di base della suddetta teoria, ovvero:

- Arco a tutto sesto a spessore costante;
- Luce non superiore a 8m;
- Arco costruito in materiale omogeneo approssimabile con un corpo rigido (gli effetti deformativi non devono essere determinanti);
- Carichi agenti simmetrici rispetto all'asse di simmetria dell'arco;
- Riempimento incoerente.

Méry elaborò una soluzione grafica della verifica delle volte, secondo la quale la **linea delle pressioni** in condizioni di equilibrio deve essere sempre contenuta in una fascia mediana della volta compresa tra le due curve passanti per l'estremo superiore e quello inferiore del nocciolo centrale di inerzia di ogni sezione trasversale della volta. Tra le infinite curve di pressione compatibili con l'equilibrio, scelse di effettuare la verifica di stabilità assumendo la curva passante per l'estremo superiore del terzo medio in chiave e per l'estremo inferiore del terzo medio alle reni.

Il metodo consiste nel verificare la porzione di arco compresa tra i 30° ed i 90°, l'arco viene suddiviso in conci di ampiezza costante (cercando di approssimarlo alla realtà) e su ciascun concio viene proiettata la quota parte di carico agente su di esso, si determina il baricentro, si associa a ciascun baricentro la forza peso corrispondente (tenendo conto anche dei carichi portati) e si costruisce la curva o linea delle pressioni, che descrive a livello locale e globale l'equilibrio dell'arco.

Dalle indagini condotte si evince che l'arco ha spessore pari a 30cm (2 teste) e che il riempimento in materiale sciolto è pari a 53 cm in chiave sovrastato da uno spessore di asfalto di circa 3cm.

L'arco è stato suddiviso in 62 conci, come indicato nella figura che segue, per approssimarlo alla condizione reale

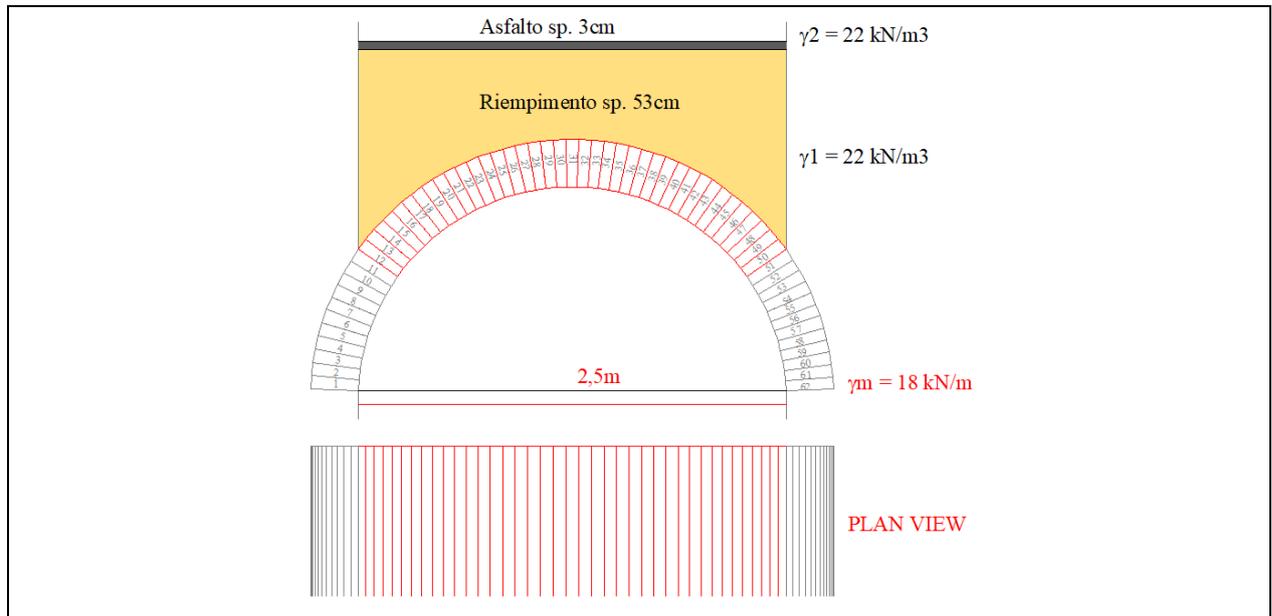


Figura 22: Schema di calcolo Arco

Nel calcolo si considera il contributo offerto dal riempimento in termini di spinta passiva, per il riempimento vengono assunti i seguenti parametri:

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 30^\circ$$

La tensione derivante dalla spinta passiva si calcola, concio per concio, come segue:

$$\sigma'_p = \sigma'_v \cdot k_p + 2c \cdot \sqrt{k_p}$$

Con

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 3$$

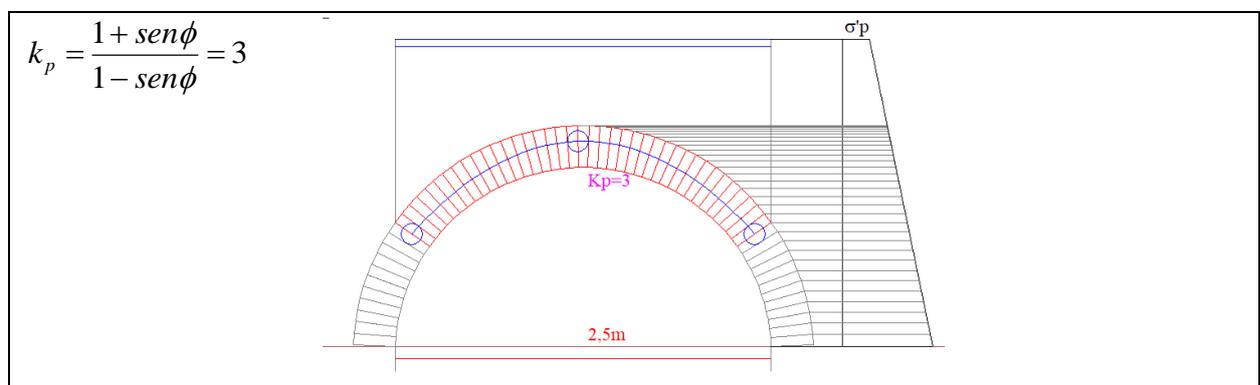


Figura 23: Contributo spinta passiva

I carichi applicati sono i seguenti:

- carico permanente dovuto al peso proprio dell'arco (G_1)
- carico permanente dovuto al riempimento (G_2)



- carico variabile dovuto al traffico veicolare (Q: valori caratteristici come da scenari *Figura 21*)

Verifiche: SLU STR Approccio 1 - Coefficienti Parziali:

Permanenti Strutturali	$\gamma_{G1}=1.35$
Permanenti non Strutturali	$\gamma_{G2}=1.50$
Azioni variabili da traffico	$\gamma_Q=1.35$

Combinazioni di carico:

I carichi vengono discretizzati ed applicati a ciascun concio come indicato nella figure che seguono, applicando la seguente combinazione di carico:

$$\text{Comb. 1 SLU} \quad \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q Q$$

I risultati ottenuti con il programma *Arco* sono rappresentati di seguito:

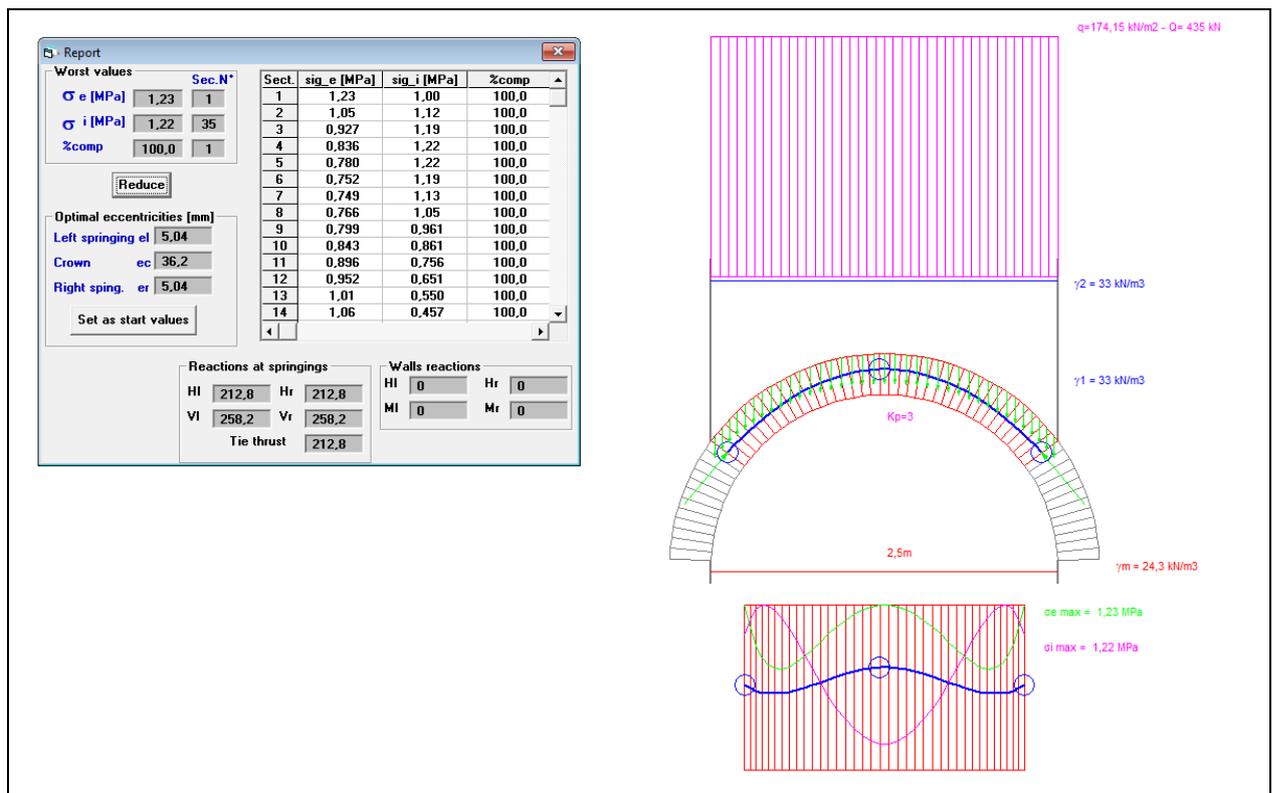


Figura 24: Risultati del calcolo

**Verifica a schiacciamento del singolo concio:**

$H=212.8$ kN	Risultante orizzontale alle imposte
$V=258.2$ kN	Risultante verticale alle imposte
$N_{Ed}=335.5$ kN	Sforzo normale di progetto (capacità)
$T_{Ed}=-26$ kN	Azione di taglio di progetto (capacità)

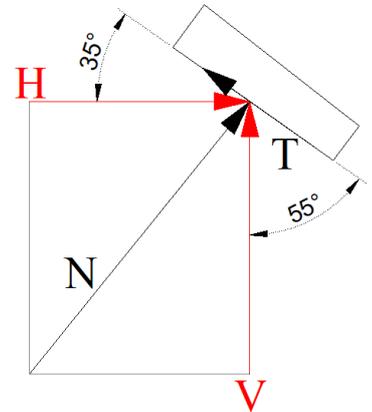
Caratteristiche sezione dell'arco:

Spessore arco	$s=30$ cm
Larghezza sezione	$b=100$ cm
Resistenze di progetto	$f_d=1.97$ N/mm ² $f_{vd} = 0.074$ N/mm ²
$N_{Rd}=591$ kN	Sforzo normale resistente
$V_{Rd}=\pm 22.2$ kN	Taglio Resistente

In tutti gli scenari analizzati

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$



Valutazione della sicurezza volta in muratura → **VS=100%**

7.3 Valutazione della Sicurezza delle pile

La verifica della pila viene condotta in SLU facendo riferimento a due combinazioni di carico, ovvero:

Comb. 1: l'arco di sx e l'arco di dx sono entrambi soggetti al traffico veicolare. Questa combinazione massimizza lo sforzo normale sulla pila.

Comb. 2: l'arco di dx è soggetto al traffico veicolare e l'arco sx è scarico. Questa combinazione massimizza le azione di taglio e momento flettente sulla pila.

Le sollecitazioni derivanti dal traffico veicolare sono riportate in figura *Figura 24* mentre quelle dovute ai soli carichi permanenti sono riportate nella figura che segue.

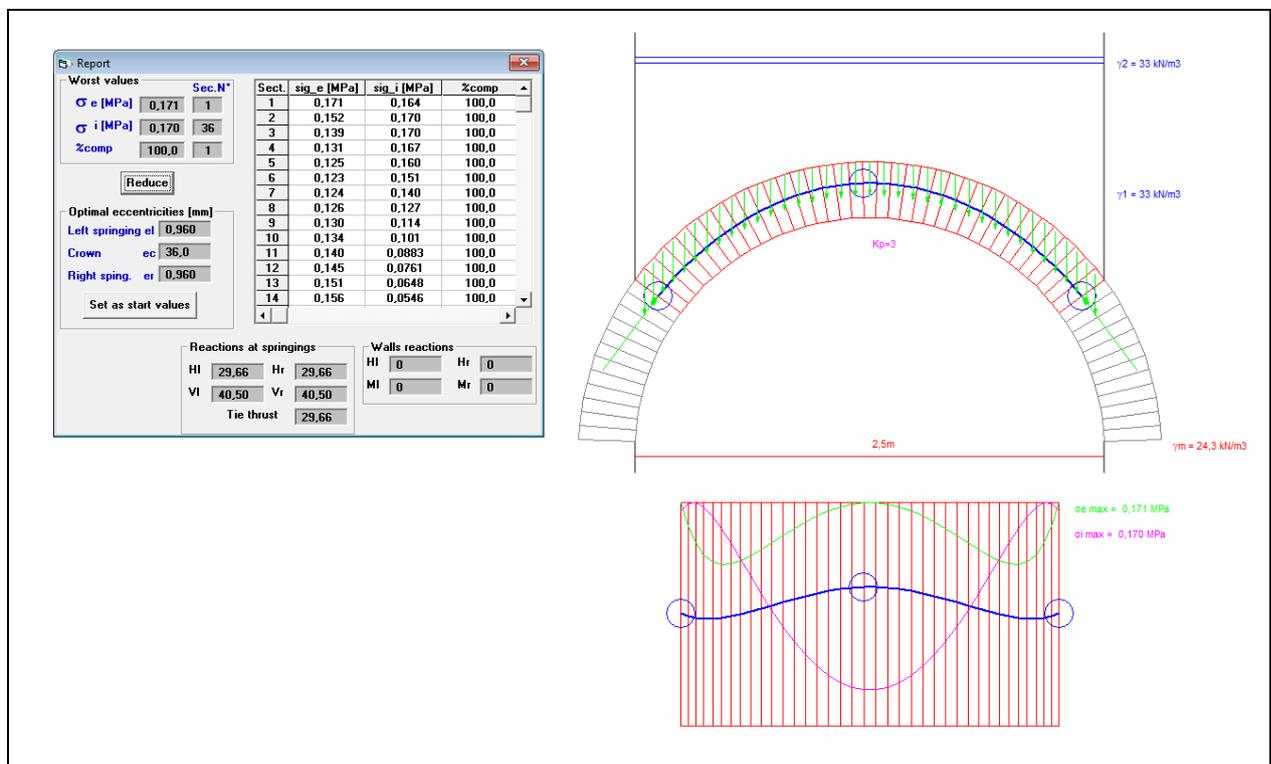


Figura 25: Risultati Arco per i soli carichi permanenti

Le sollecitazioni trasmesse alla testa della pila, intesa come la sezione dove inizia il rinforzo, e da qui alla base della pila sono rappresentate nella figura che segue.

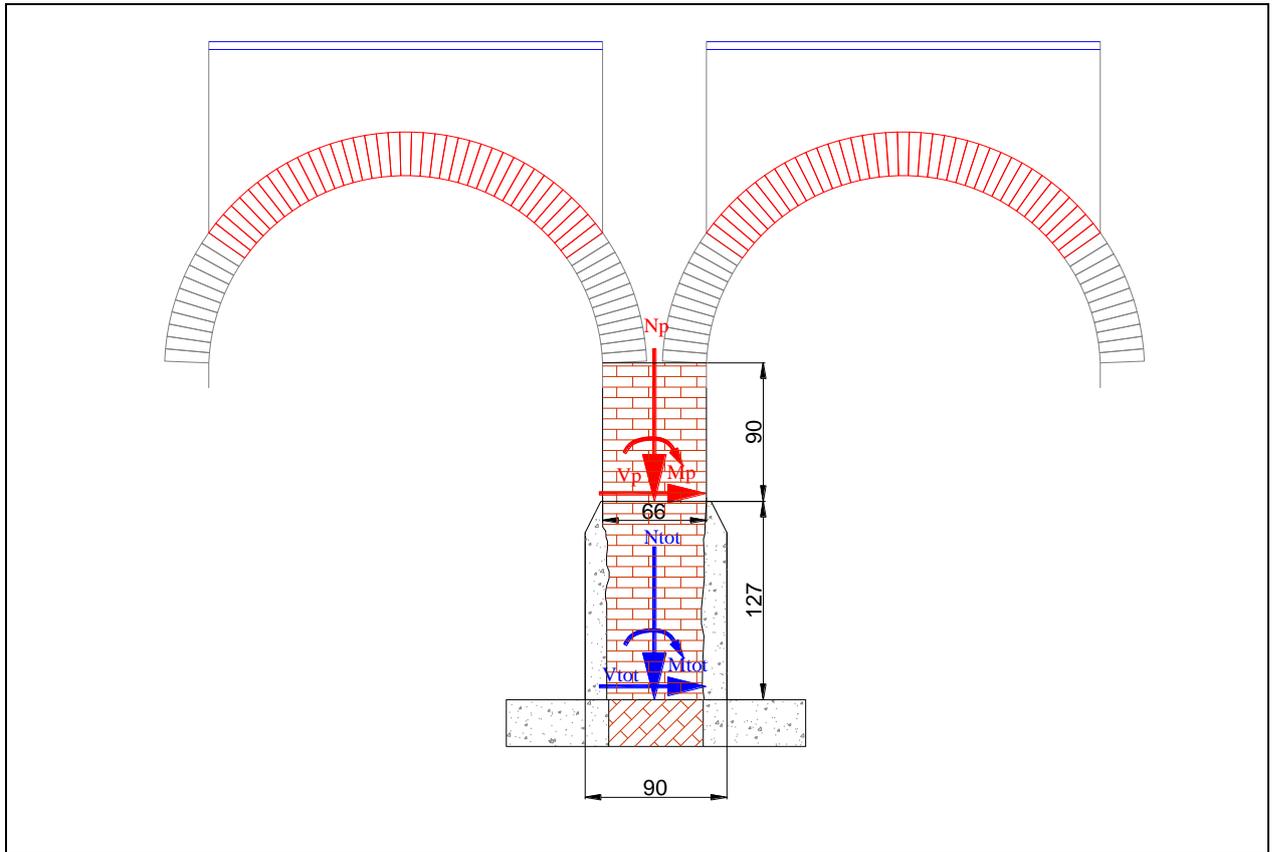


Figura 26: Schema di calcolo pila

Le sollecitazioni sulla testa della pila sono pari a:

Combinazione 1a

$$N_{p1} = (2 \cdot V + N_{\text{capitello}}) \cdot L_{\text{calc}} = 531 \text{ kN}$$

con

$$V = 258.2 \text{ kN/ml}$$

$$N_{\text{capitello}} = 1.35 \cdot (0.66 \cdot 0.9) \cdot 18 = 14.43 \text{ kN/ml}$$

$$L_{\text{pila}} = 5 \text{ m}$$

$$L_{\text{calc}} = 1 \text{ m}$$

Combinazione 2a

$$N_{p2} = (V_{dx} + V_{sx} + N_{\text{capitello}}) \cdot L_{\text{calc}} = 313.2 \text{ kN}$$

$$V_{p2} = 183.1 \text{ kN}$$

$$M_{p2} = 164.8 \text{ kNm}$$

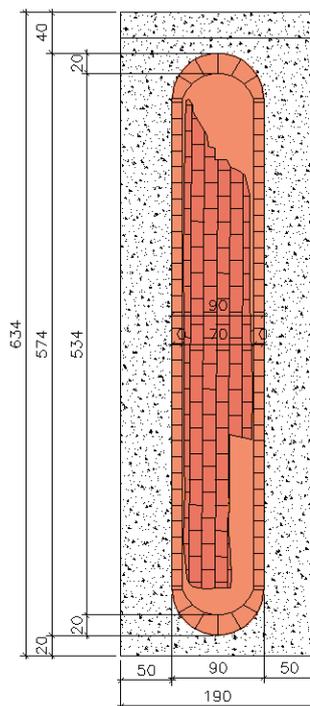
con

$$V_{dx} = 258.2 \text{ kN/ml}$$

$$V_{sx} = 40.5 \text{ kN/ml}$$

$$N_{\text{capitello}} = 1.35 \cdot (0.66 \cdot 0.9) \cdot 18 = 14.43 \text{ kN/ml}$$

$$L_{\text{pila}} = 5 \text{ m}$$





$$L_{calc}=1\text{m}$$

$$H_{sx}=212.8 \text{ kN/ml}$$

$$H_{sx}=-29.66 \text{ kN/ml}$$

Le sollecitazioni alla base della pila sono pari a

Combinazione 1b

$$N_{tot1}=(N_{p1} + N_{pila}) \cdot L_{calc} = \mathbf{561.65 \text{ kN}}$$

con

$$N_{pila}=1.35 \cdot (0.66 \cdot 1.27) \cdot 18 + 1.35 \cdot (0.24 \cdot 1.27) \cdot 25 = 30.65 \text{ kN/ml}$$

$$L_{calc}=1\text{m}$$

Combinazione 2b

$$N_{tot2}=(N_{p2} + N_{pila}) \cdot L_{calc} = \mathbf{343.85 \text{ kN}}$$

$$V_{tot2}=\mathbf{183.1 \text{ kN}}$$

$$M_{tot2}=\mathbf{397.33 \text{ kNm}}$$

La verifica viene condotta affidando tutte le sollecitazioni al rinforzo in c.a. che avvolge le pile in muratura, la sezione resistente per metro lineare è riportata nella figura che segue

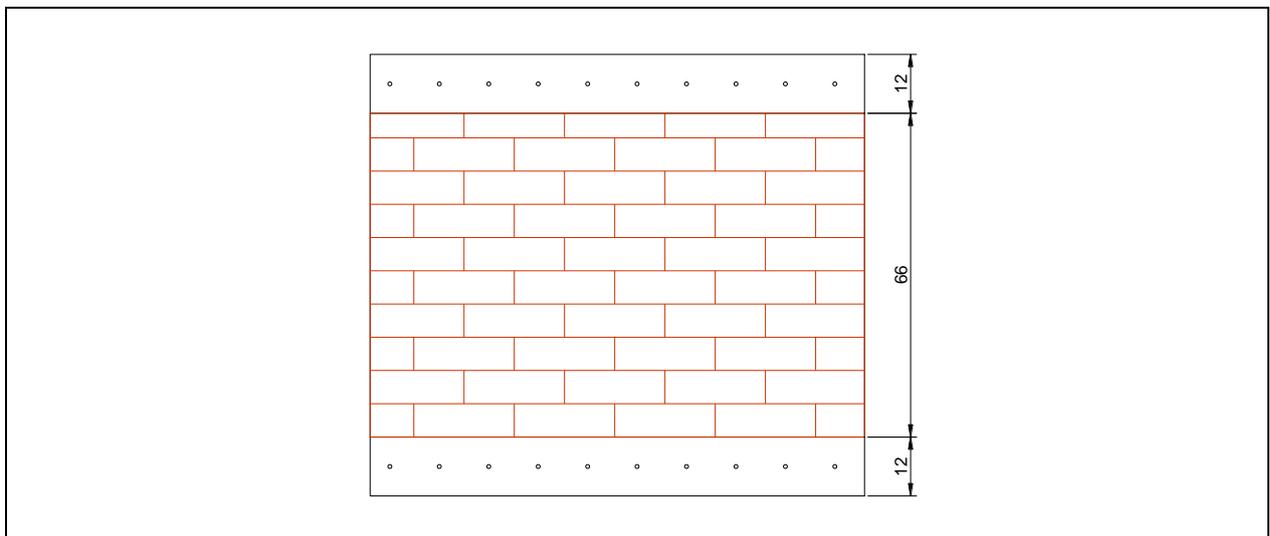


Figura 27: Sezione Resistente per metro lineare

**Caratteristiche del Calcestruzzo Rinforzo:**

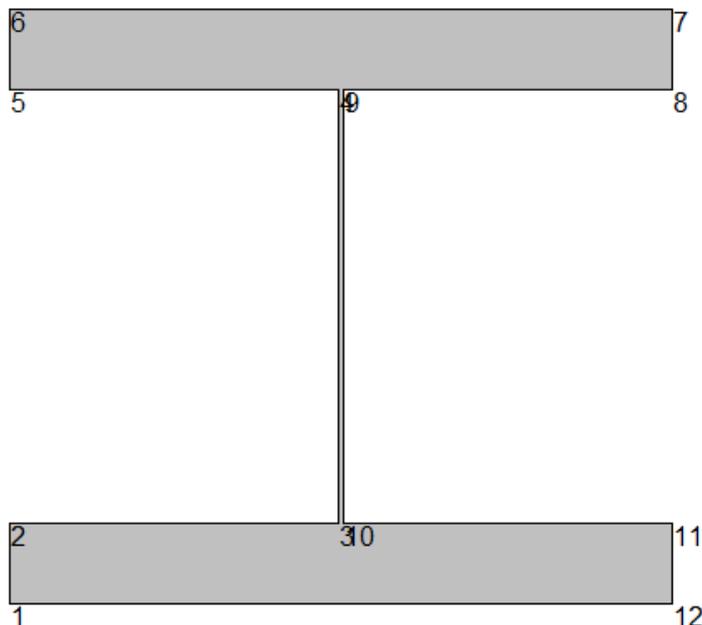
CALCESTRUZZO SCC AUTOCOMPATTANTE
UNI EN 206-1 UNI EN 206-9 UNI 11040
CLASSE DI RESISTENZA: CLASSE C35/45
CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE: XC2
CLASSE DI SPANDIMENTO: SF3
RAPPORTO A/C MASSIMO: 0,60
DIAMETRO MASSIMO DEGLI AGGREGATI: 10 MM

Armato con rete elettrosaldata $\phi 8/10 \times 10$.

Verifiche a pressoflessione:

Le verifiche sono state condotte mediante il programma ProVlim della 2si software e sono riportate di seguito.

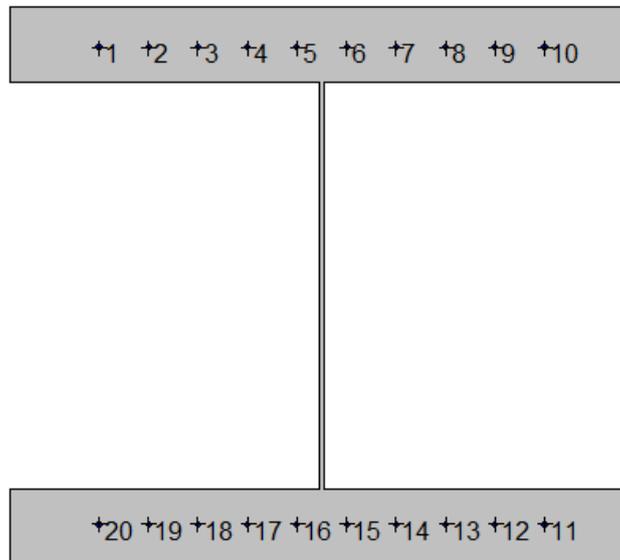
[2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni](#)

**Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	12,0
3	49,5	12,0
4	49,5	78,0
5	0,0	78,0
6	0,0	90,0
7	100,0	90,0
8	100,0	78,0
9	50,5	78,0
10	50,5	12,0



11	100,0	12,0
12	100,0	0,0

**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	14,3	83,6	0,5	no
2	22,3	83,6	0,5	no
3	30,2	83,6	0,5	no
4	38,1	83,6	0,5	no
5	46,0	83,6	0,5	no
6	54,0	83,6	0,5	no
7	61,9	83,6	0,5	no
8	69,8	83,6	0,5	no
9	77,7	83,6	0,5	no
10	85,7	83,6	0,5	no
11	85,7	6,4	0,5	no
12	77,7	6,4	0,5	no
13	69,8	6,4	0,5	no
14	61,9	6,4	0,5	no
15	54,0	6,4	0,5	no
16	46,0	6,4	0,5	no
17	38,1	6,4	0,5	no
18	30,2	6,4	0,5	no
19	22,3	6,4	0,5	no
20	14,3	6,4	0,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Materiali:**Calcestruzzo classe: C35/45**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 450 daN/cm²
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 373 daN/cm²
fctm (resistenza a trazione media) = 33 daN/cm²
G (modulo di elasticità tangenziale) = 154527 daN/cm²
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 346140 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

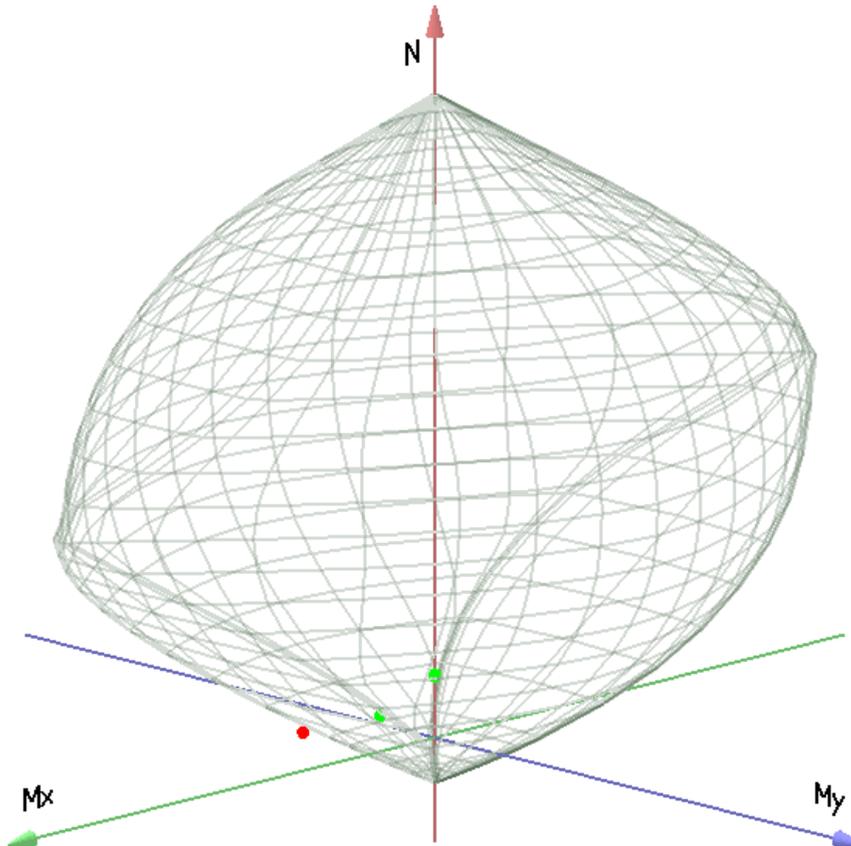
Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²



ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-393,4	0,0	0,0	Completamente tesa
5605,7	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	173,3	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-173,3	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	180,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-180,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	531,0	0,0	0,0	P	5605,7	0,0	0,0	0,090	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
2	313,2	164,8	0,0	P	1378,8	725,5	0,0	0,230	OK
				M	5186,9	164,4	0,0	0,060	
				N	313,2	305,8	0,0	0,540	



3	561,7	0,0	0,0	P	5605,7	0,0	0,0	0,100	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
4	343,9	397,3	0,0	P	237,2	274,1	0,0	1,450	N.V.
				M	541,2	397,4	0,0	0,630	
				N	343,9	318,1	0,0	1,250	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
4	343,9	397,3	0,0	P	237,2	274,1	0,0	1,450	N.V.
4	343,9	397,3	0,0	M	541,2	397,4	0,0	0,630	OK
4	343,9	397,3	0,0	N	343,9	318,1	0,0	1,250	N.V.

Valutazione della sicurezza pila in pressoflessione → VS=68%

Verifica a Taglio:

L'intervento in progetto non prevedere armatura a taglio

ELEMENTI CHE NON RICHIEDONO ARMATURA AL TAGLIO

b	1000 mm
h	240 mm
d	130 mm
Rck	45 MPa
k	2,000
ro1	0,003867
fck	37,35 MPa
gammac	1,5
sigmacp	0 MPa
bw	1000 mm
d	130 mm
n.ferri Long	10
φ long	8 mm
Asl	50,27 mm ²
vmin	0,6050
V_{Ed}	183,10 kN

VERIFICHE DI SICUREZZA			
	V _{Rd} (kN)	V _{min} (kN)	V _{Rd} (kN)
	75,979	78,65054	78,65054

V_{Ed}/V_{Rd}=2.33 Non Verificato

Valutazione della sicurezza pila a taglio → VS=47%

7.4 Valutazione della Sicurezza delle spalle

La spalla è costituita da elementi in muratura, che verranno consolidati mediante iniezioni di malta. Le caratteristiche del materiale riparato sono quelle riportate al paragrafo 7.1.

La verifica della spalla viene condotta in SLU facendo riferimento allo schema riportato di seguito e relativi casi di carico:

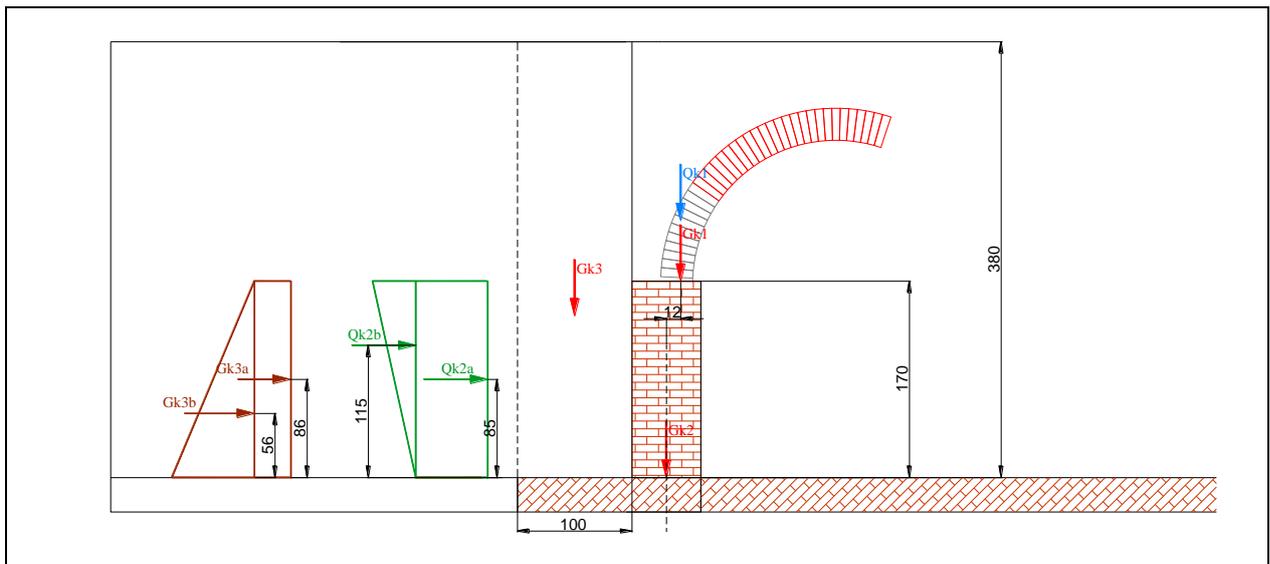


Figura 28: Schema verifica spalle

Carichi Permanenti (CDC1)

Scarico Arco	$G_{k1}=40.5 \text{ kN}$ (ved. Figura 25)
P.P. Spalla	$G_{k2}=0.60 \cdot 1.70 \cdot 18=18.4 \text{ kN}$
P.P. terreno imbarcato	$G_{k3}=1 \cdot 3.8 \cdot 20=76 \text{ kN}$

Spinta delle Terre (CDC2)

Per il reiterno si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito $\phi=30^\circ$;

da cui risulta un coefficiente di spinta a riposo λ_o come riportato di seguito

$$\lambda_o = 0.50$$

Le spinte delle terre, considerando la spalla una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § .7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, secondo la profondità e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

$$p_h = \lambda_o \gamma_t z$$

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici ovvero la testa del terrapieno ed il piano di posa della fondazione, risultano essere le seguenti:

Spinta a Riposo					
Pmin=	20 x	2,1 x	0,5 =		21 kPa
Pmax=	20 x	3,8 x	0,5 =		38 kPa

Risultante **$G_{k3a}=35.7$ kN**
 $G_{k3b}=14.45$ kN

Falda e Spinte idrauliche

La falda si ipotizza alla stessa quota del livello idrico del pertanto i due contributi si annullano.

Azioni dovute al traffico veicolare (CDC3)

Azioni dovute al traffico veicolare sul ponte con il carico di 9 kN/mq

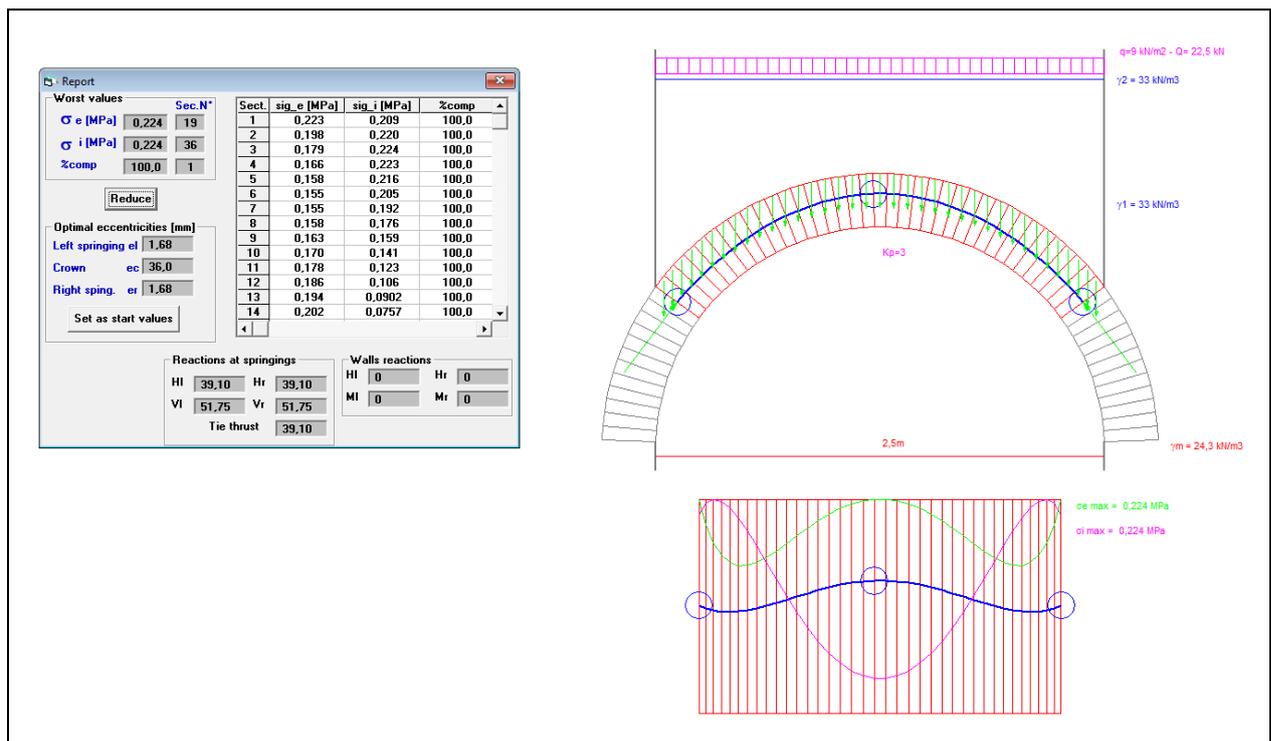


Figura 29: Risultati Arco per il carico veicolare di 9kPa

Da cui si ricava

$Q_{k1}=51.75$ kN

Sovraccarico sul terrapieno dovuto al traffico veicolare (CDC4)

Il sovraccarico da considerare sul terrapieno a tergo dell'opera è quello generato dallo schema di carico 1, dove il carico tandem è sostituito da un carico uniformemente distribuito.

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito è pari a $600/(3*2,2)=90,91$ kN/m².

Il carico uniformemente distribuito $q_{ik}=9$ kN/m² viene sommato al carico tandem distribuito.

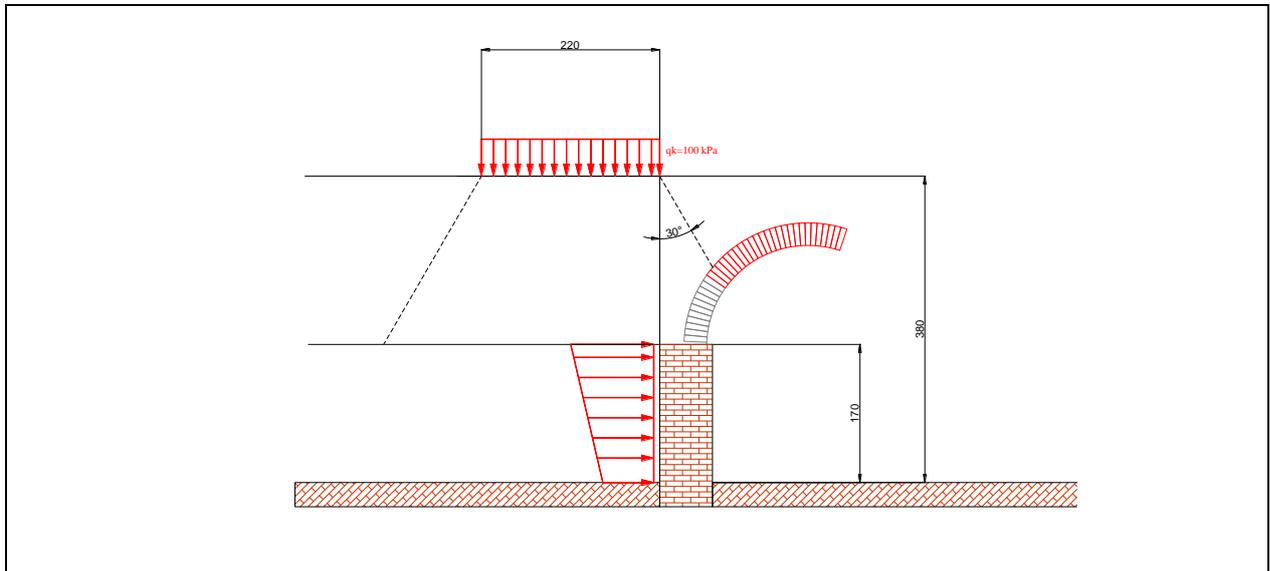


Figura 30: Spinta del sovraccarico sull'opera

Per il calcolo delle azioni agenti sulla spalla, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico.

Tale distribuzione di carico fornisce una spinta variabile lungo l'altezza, con intensità nei nodi superiore e inferiore pari a (ved. Figura 30):

Spinta carichi mobili					
Impronta area spinta trasv.	2,20 m				
Impronta area spinta long.	3 m				
Carico Tandem su impronta	90,909 kPa				
$\sigma_{1v, sup}$	41,74 kPa		Hdiff su	2,1 m	
$\sigma_{2v, sup}$	6,41 kPa				
$q'_{acc, sup}$	27,80 kPa				
$\sigma_{1v, inf}$	26,29 kPa		H diff in	3,8 m	
$\sigma_{2v, inf}$	5,20 kPa				
$q'_{acc, inf}$	18,18 kPa				

(*) il pedice 1 è relativo al contributo del Tandem ed il 2 a quello del carico areale.

Risultante $Q_{k2}=39$ kN

Verifiche: SLU STR Approccio 1 - Coefficienti Parziali:

Permanenti Strutturali	$\gamma_{G1}=1.35$
Permanenti non Strutturali	$\gamma_{G2}=1.50$
Azioni variabili da traffico	$\gamma_Q=1.35$

**Combinazioni di carico:**

I carichi vengono discretizzati ed applicati a ciascun concio come indicato nella figure che seguono, applicando la seguente combinazione di carico:

$$\text{Comb. 1 SLU} \quad \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q Q$$

Verifica sezione di spiccato spalla

$$N_{Ed} = 1.35 \cdot (G_{k1} + G_{k2} + G_{k3}) + 1.35 \cdot Q_{k1} = 252 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = [1.5 \cdot (G_{k3a} \cdot 0.86 + G_{k3b} \cdot 0.56) + 1.35 \cdot (Q_{k2a} \cdot 0.85 + Q_{k2b} \cdot 1.15)] + (1.35 \cdot (G_{k1} + G_{k2}) \cdot 0.12) - (1.35 \cdot G_{k3} \cdot 0.5) = 62 \text{ kNm}$$

$$e_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 0.24 \text{ m}$$

$$e_{Rd} = \frac{B}{6} = 0.10 \text{ m}$$

$$\frac{e_{Ed}}{e_{Rd}} = 2.4 \text{ Non verificato}$$

Valutazione della sicurezza Spalla → **VS=41%**

7.5 Intervento in fondazione e Valutazione della Sicurezza

L'intervento in fondazione prevede la sostituzione della attuale soletta in laterizio segnatamente alla zona di appoggio del guscio di rinforzo delle pile. Non viene cambiato l'assetto fondazionale che rimane di tipo diretto e non vengono aumentati significativamente i pesi scaricati in fondazione. L'intervento prevede la realizzazione di 4 cordoli di dimensione 0.65m su un totale di soletta di fondazione circa 18.3m. I cordoli avranno pari spessore rispetto all'attuale soletta. I cordoli hanno una incidenza pari a circa 15% dello sviluppo totale della fondazione.

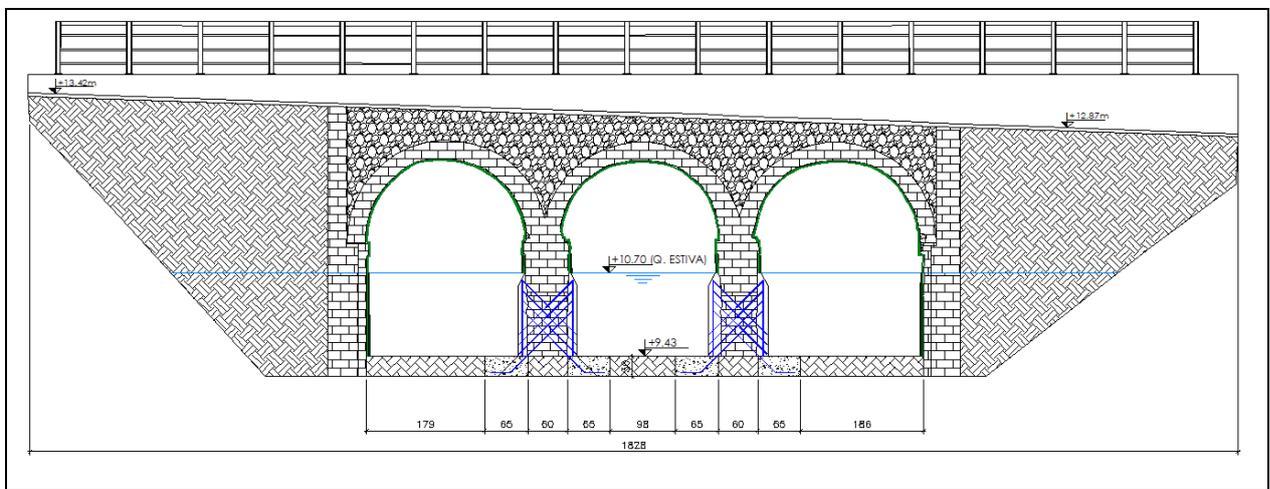


Figura 31: Sezione trasversale con geometria fondazione SDF e SDP

Per quanto sopra dimostrato l'intervento in fondazione ricade al **punto B.4.8** della sopra citata Delibera "Consolidamento delle fondazioni eseguito per parti limitate in ogni caso non superiori al 20% dello sviluppo totale dell'intero impianto di fondazione" ed è pertanto **non rilevante dal punto di vista sismico**.

Verifica pressioni di contatto in fondazione

Vengono messe a confronto le pressioni scaricate in configurazione Stato di Fatto (SDF) ed in configurazione Stato di Progetto (SDP) per dimostrare che l'intervento non comporta significative modifiche al sistema fondazionale ed ai meccanismi di trasferimento del carico.

La pressione limite sul terreno è stata calcolata ai sensi delle NTC2018 sulla base dei parametri ricavati dall'indagine in sito condotta ed allegata alla presente relazione. L'indagine è stata condotta da p.c. pertanto la litologia del terreno che si trova sotto la pila è da considerare sotto i 2.6m da p.c.. Dalla stratigrafia si vede che si trova uno strato di sabbie limose che corrisponde a quanto trovato con il carotaggio in asse con la pila. La portanza è stata calcolata riferendosi a tal e strato caratterizzato dai seguenti parametri



Dati terreno

Peso specifico del terreno	20	kN/m ³
Angolo di attrito	32	°
coesione efficace	5	kPa

Dati relativi al terreno		Fattori di capacità portante		Caratteristiche geometriche della fondazione e carichi		Fattori di forma				
$\gamma =$	20	kN/m ³	$N_{\gamma} =$	22,25	$B =$	1,9	m	$s_{\gamma} =$	4,358801	fattore di forma
$\gamma' =$	10	kN/m ³	$N_{\delta} =$	11,8	$D =$	0,3	m	$d_{\gamma} =$	1,063158	fattore di profondità
$c =$	4	kPa	$N_{\phi} =$	8,10	$L =$	6,3	m	$i_{\gamma} =$	1	fattore di inclinazione del carico
$\phi =$	26,56	°			$q =$	3	kN/m	$g_{\gamma} =$	1	fattore di inclinazione del terreno
$c_{\phi} =$	4	kPa			$H =$	0	kN	$b_{\gamma} =$	1	fattore di inclinazione del piano di fondazione
Falda=	0	m			$V =$	0	kN			
Cuneo di rottura=	1,536988595	m			$k =$	0,157894737		$s_{\phi} =$	1,150762	fattore di forma
$\gamma_{\phi} =$	5,715283352	kN/m ³			$\eta =$	0	°	$d_{\phi} =$	1,087276	fattore di profondità
					$\beta =$	0	°	$i_{\phi} =$	1	fattore di inclinazione del carico
								$g_{\phi} =$	1	fattore di inclinazione del terreno
								$b_{\phi} =$	1	fattore di inclinazione del piano di fondazione
								$s_{\beta} =$	0,879365	fattore di forma
								$d_{\beta} =$	1	fattore di profondità
								$i_{\beta} =$	1	fattore di inclinazione del carico
								$g_{\beta} =$	1	fattore di inclinazione del terreno
								$b_{\beta} =$	1	fattore di inclinazione del piano di fondazione
Capacità portante			Approccio		1	Comb.1				
$R =$	495	kPa								
$R_d =$	275	kPa								

Pressioni sul terreno in condizione SDF: si assume la combinazione SLU con i carichi permanenti dovuti alla sola pila in muratura, a cui si somma il peso proprio della fondazione in laterizio:

$$N_{1fond} = 1.35 \cdot (0.66 \cdot 2.16 \cdot 18) + 1.35 \cdot (0.3 \cdot 1.9 \cdot 18) = 48.5 \text{ kN}$$

B=1.6m ipotizzando la medesima ripartizione di SDP

$$\sigma_{t1} = 30.3 \text{ kPa}$$

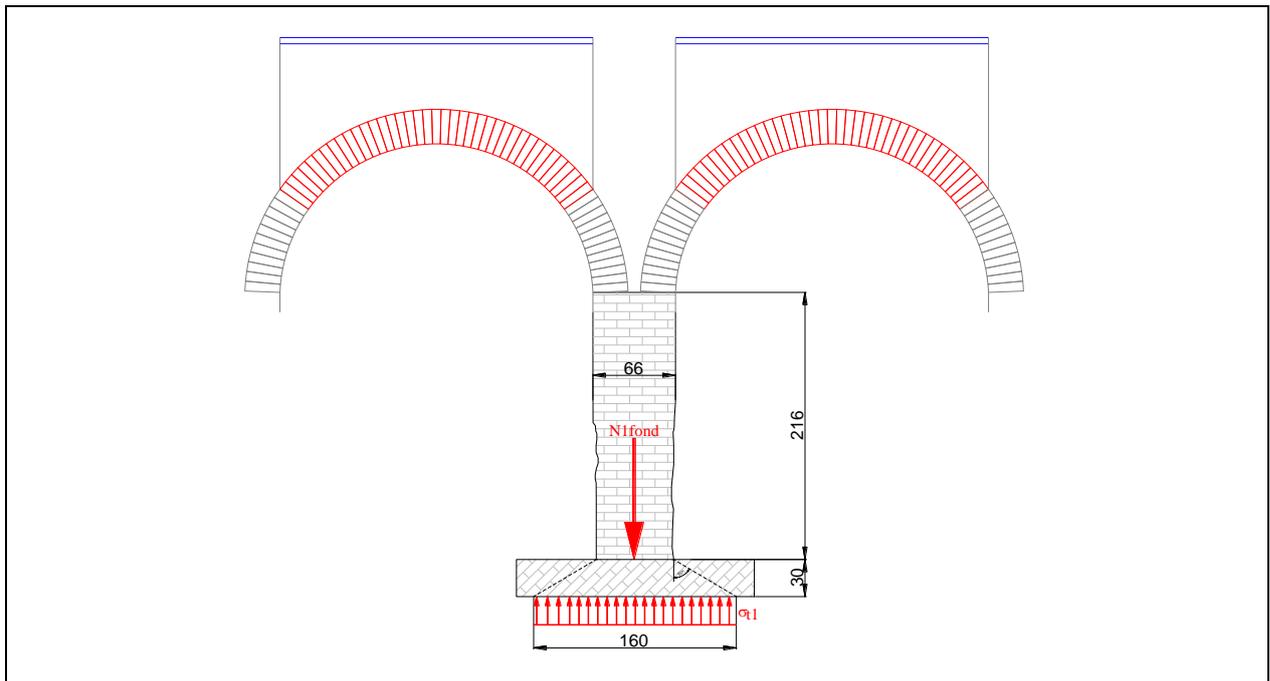


Figura 32: Pressioni sul terreno in SDF

Pressioni sul terreno in condizione SDP: si assume la combinazione SLU con i carichi permanenti dovuti alla pila in muratura e rinforzo in c.a. a cui si somma il peso proprio della fondazione in laterizio e del cordolo in c.a.:

$$N_{2fond} = 45 + 1.35 \cdot (0.3 \cdot 0.6 \cdot 18) + 1.35 \cdot (2 \cdot 0.3 \cdot 0.65 \cdot 25) = 62.5 \text{ kN}$$

B=1.90m

$$\sigma_{t2} = 32.9 \text{ kPa}$$

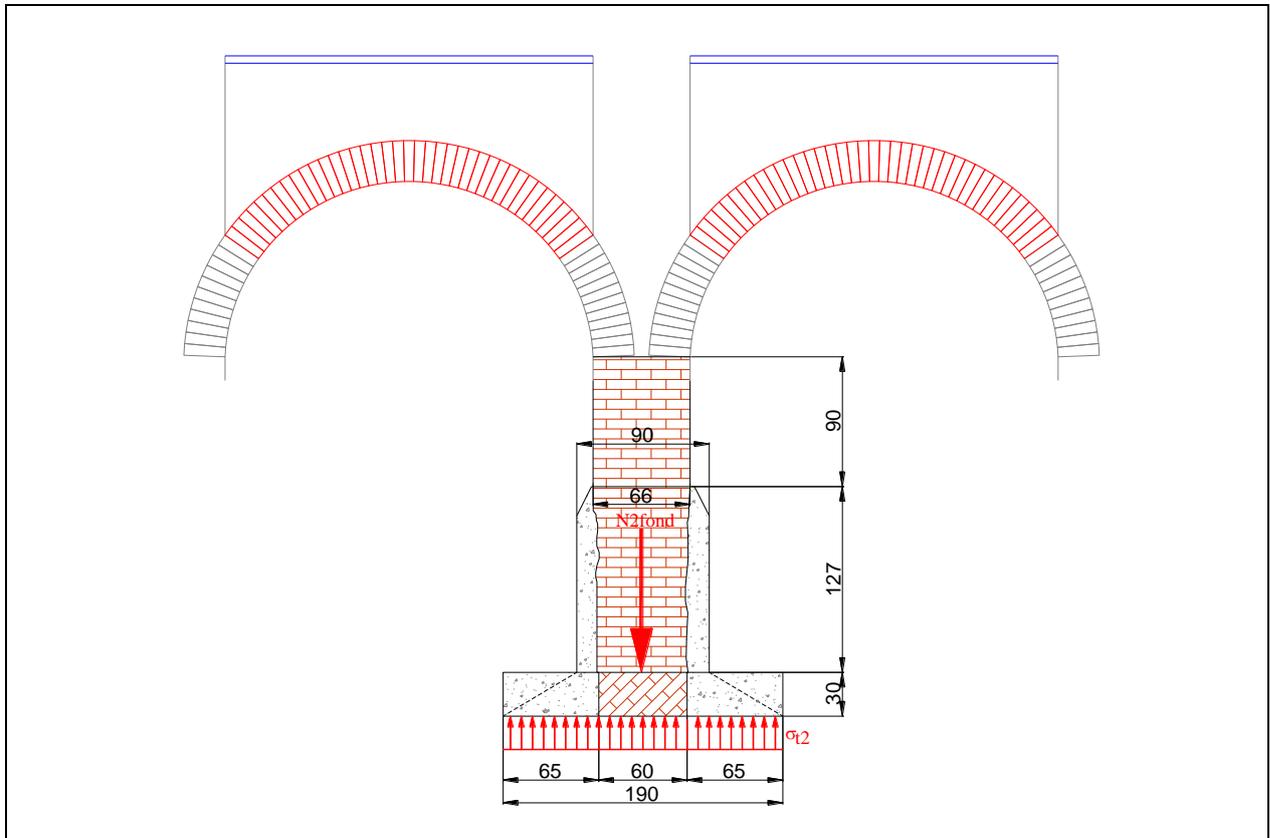


Figura 33: Pressioni sul terreno in SDP

L'aumento della pressione di contatto è di circa 8.5%.

Le pressioni di contatto derivanti dai carichi permanenti risultano inferiori al valore limite calcolato pari a **276 kPa**.

Le pressioni di contatto di progetto vengono calcolate sulla base del contributo dei carichi mobili di cui alla combinazione 2 del paragrafo 7.3.

$N_{tot2}=344$ kN

$M_{tot2}=397$ kNm

$A=1.9$ mq

$W=0.6$ mc

$\sigma_{totmax}=842.7$ kPa

$\sigma_{lim}=276$ kPa

$\sigma_{totmax} / \sigma_{lim} = 3.05$ **Non verificato**

Valutazione della sicurezza fondazione



VS=32%

8. VERIFICA DELL'OPERA CON I LIMITI DI UTILIZZO IMPOSTI DAL PROGETTO

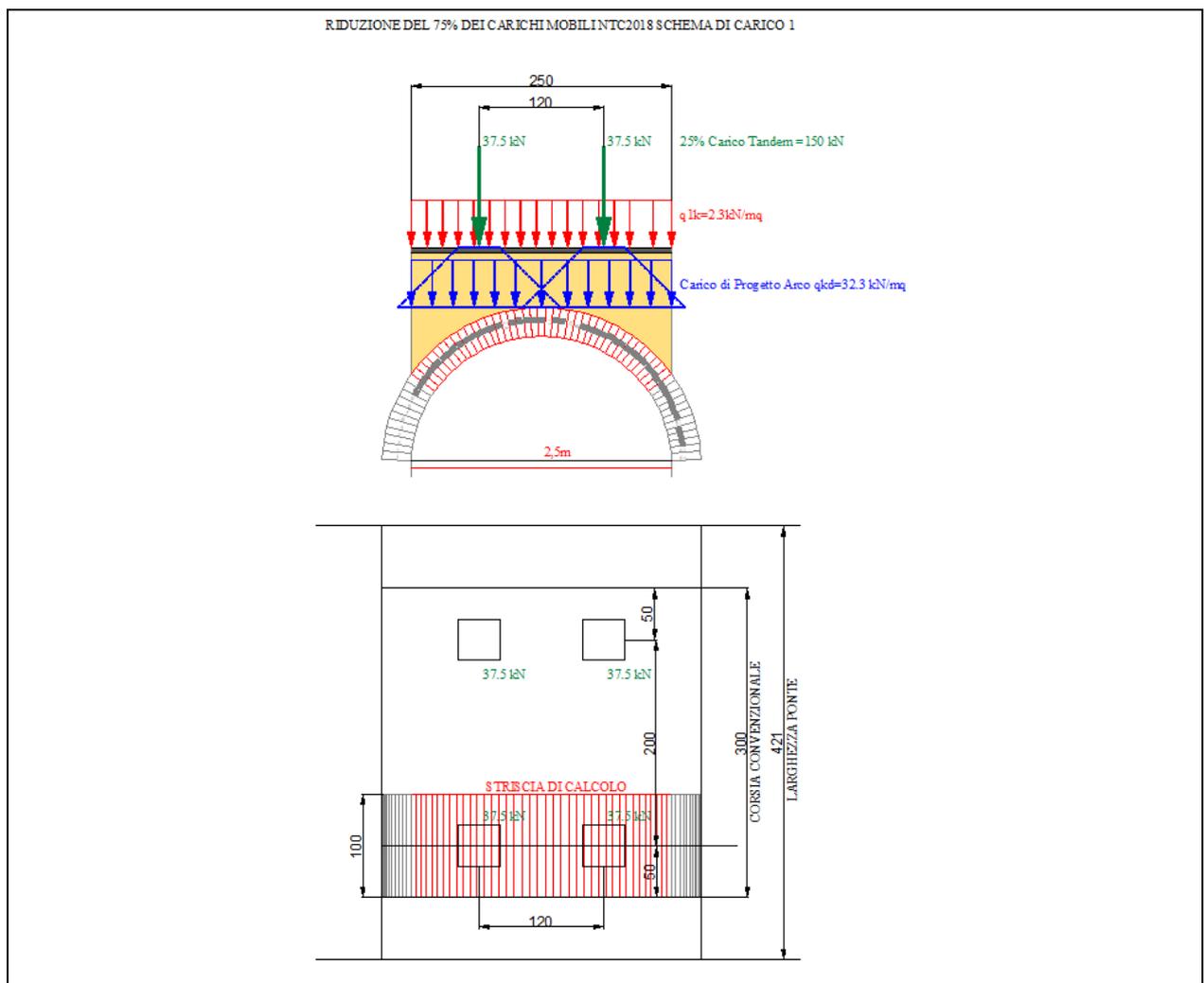
8.1 Sicurezza Attesa e Limiti di Utilizzo dell'Opera

La sicurezza attesa dell'opera in condizioni statiche è la minore tra tutte quelle analizzate nella presente relazione, ed è pertanto pari a:

VS= 32%

Questo comporta che l'opera non sia in grado di sostenere totalmente i carichi di progetto delle NTC2018 e pertanto si rendono necessarie delle limitazioni alle condizioni di utilizzo del ponte. Tali limitazioni riguarderanno i carichi derivanti dal traffico veicolare, che verranno ridotti del 75% rispetto a ai carichi mobili di progetto indicati al capitolo 5.1.3.3.5 delle NTC 2018 per ponti di I categoria.

Si assume un carico tandem pari a $= 150 \text{ kN}$ ed un carico distribuito pari a 2.3 kN/mq come riportato nello schema che segue.



Si dimostra che tutti gli elementi strutturali sono verificati con i limiti di utilizzo precedentemente descritti.

8.2 Verifica dell'Arco

L'Arco risultava già verificato con i carichi delle NTC2018. Di seguito si riportano le risultanti con la condizione di carico di *Figura 34*.

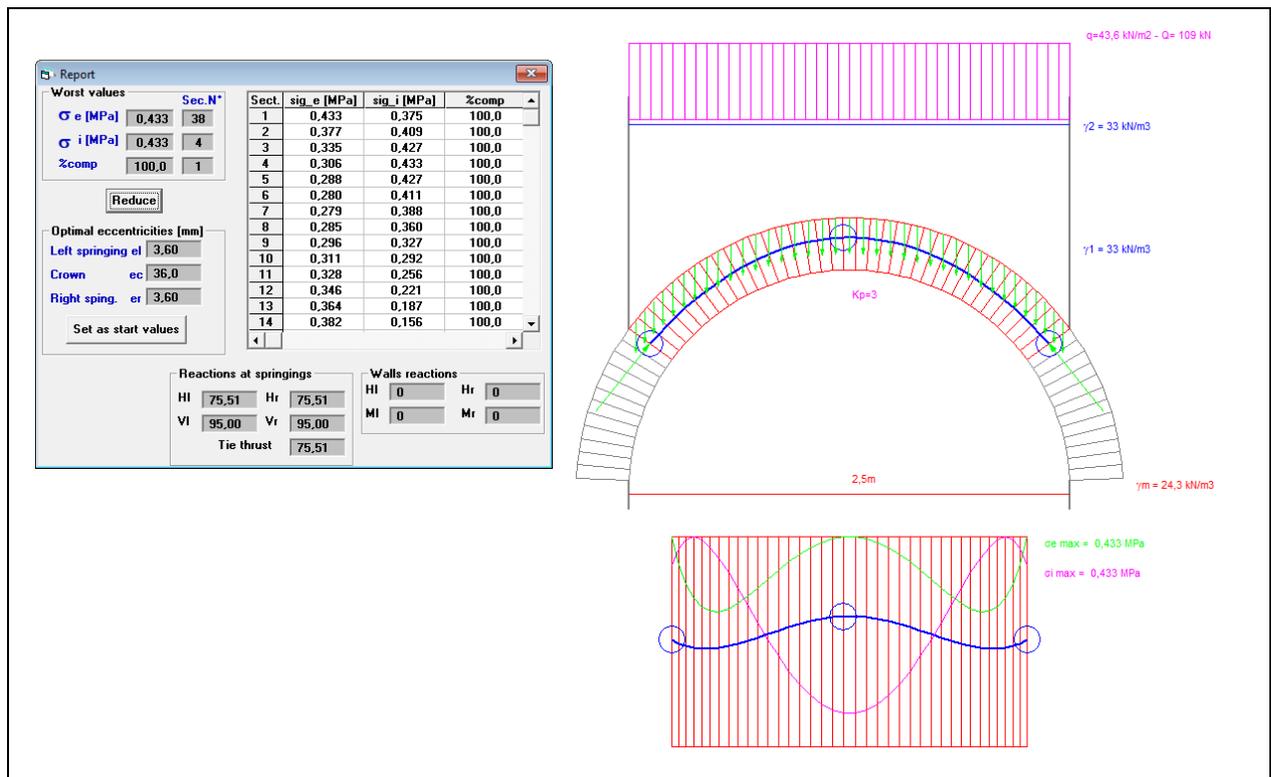


Figura 35: Risultati Arco con riduzione del 75% dei carichi mobili

8.3 Verifica della Pila

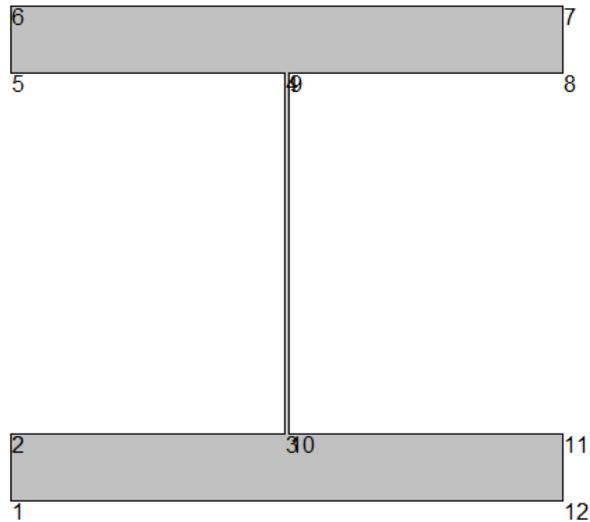
La pila risultava non verificata nella combinazione 2b. Si ripetono le verifiche carichi di progetto di *Figura 35*.

Combinazione 2b

$$N_{\text{tot}2} = 95 + 40,5 + 14,43 + 30,65 = 180,6 \text{ kN}$$

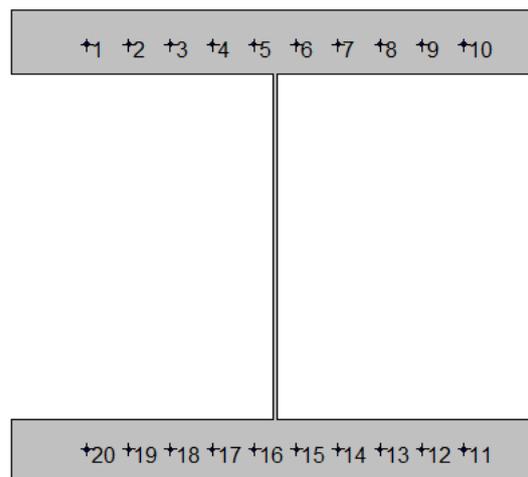
$$V_{\text{tot}2} = 75,51 - 29,66 = 45,85 \text{ kN}$$

$$M_{\text{tot}2} = 45,85 \cdot 2,17 = 99,5 \text{ kNm}$$



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	12,0
3	49,5	12,0
4	49,5	78,0
5	0,0	78,0
6	0,0	90,0
7	100,0	90,0
8	100,0	78,0
9	50,5	78,0
10	50,5	12,0
11	100,0	12,0
12	100,0	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	14,3	83,6	0,5	no
2	22,3	83,6	0,5	no
3	30,2	83,6	0,5	no
4	38,1	83,6	0,5	no



5	46,0	83,6	0,5	no
6	54,0	83,6	0,5	no
7	61,9	83,6	0,5	no
8	69,8	83,6	0,5	no
9	77,7	83,6	0,5	no
10	85,7	83,6	0,5	no
11	85,7	6,4	0,5	no
12	77,7	6,4	0,5	no
13	69,8	6,4	0,5	no
14	61,9	6,4	0,5	no
15	54,0	6,4	0,5	no
16	46,0	6,4	0,5	no
17	38,1	6,4	0,5	no
18	30,2	6,4	0,5	no
19	22,3	6,4	0,5	no
20	14,3	6,4	0,5	no

Normativa di riferimento:

NTC2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

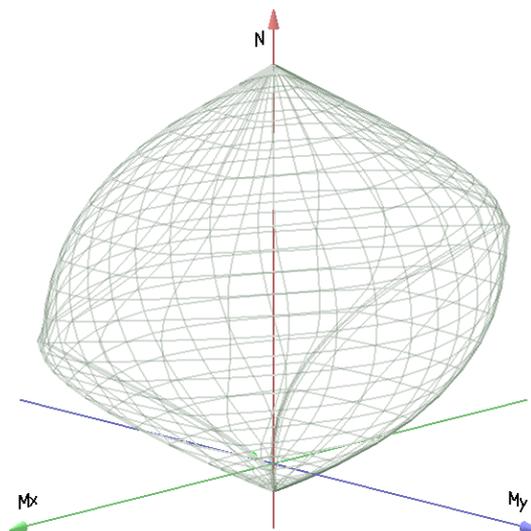
Materiali:**Calcestruzzo classe: C35/45**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 450 daN/cm²
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 373 daN/cm²
fctm (resistenza a trazione media) = 33 daN/cm²
G (modulo di elasticità tangenziale) = 154527 daN/cm²
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 346140 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-393,4	0,0	0,0	Completamente tesa
5605,7	0,0	0,0	Completamente compressa



0,0	173,3	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-173,3	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	180,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-180,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	180,6	99,5	0,0	P	1176,0	647,9	0,0	0,150	OK
				M	5352,7	99,3	0,0	0,030	
				N	180,6	250,3	0,0	0,400	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	180,6	99,5	0,0	P	1176,0	647,9	0,0	0,150	OK
1	180,6	99,5	0,0	M	5352,7	99,3	0,0	0,030	OK
1	180,6	99,5	0,0	N	180,6	250,3	0,0	0,400	OK

ELEMENTI CHE NON RICHIEDONO ARMATURA AL TAGLIO

b	1000 mm
h	240 mm
d	130 mm
Rck	45 MPa
k	2,000
ro1	0,003867
fck	37,35 MPa
gammac	1,5
sigmacp	0 MPa
bw	1000 mm
d	130 mm
n.ferri Long	10
φ long	8 mm
Asl	50,27 mm ²
vmin	0,6050
VEd	45,85 kN

VERIFICHE DI SICUREZZA			
	VRd (kN)	Vmin (kN)	VRd (kN)
	75,979	78,65054	78,65054
VERIFICA SODDISFATTA			

8.4 Verifica della Spalla

$$N_{Ed} = 1.35 \cdot (G_{k1} + G_{k2}) + 1.35 \cdot Q_{k1} = 149.4 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = |(1.5 \cdot G_{k3} \cdot 0.56) + (1.35 \cdot Q_{k2a} \cdot 0.85) + (1.35 \cdot Q_{k2b} \cdot 1.15)| - (1.35 \cdot (G_{k1} + G_{k2}) \cdot 0.12) = 16$$

kNm



Con tutti i carichi invariati tranne le spinte dovute ai carichi mobili

Spinta carichi mobili					
Impronta area spinta trasv.	2,20 m				
Impronta area spinta long.	3 m				
Carico Tandem su impronta	22,727 kPa				
$\sigma_{1v,sup}$	10,44 kPa		Hdiff su	2,1 m	
$\sigma_{2v,sup}$	1,60 kPa				
$q'_{acc,sup}$	6,95 kPa				
$\sigma_{1v,inf}$	6,57 kPa		H diff in	3,8 m	
$\sigma_{2v,inf}$	1,30 kPa				
$q'_{acc,inf}$	4,55 kPa				

$$G_{k1}=40.5 \text{ kN}$$

$$G_{k2}=18.4 \text{ kN}$$

$$G_{k3}=16.68 \text{ kN}$$

$$Q_{k1}=51.75 \text{ kN}$$

$$Q_{k2}=9.77 \text{ kN}$$

$$e_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 0.10 \text{ m}$$

$$e_{Rd} = \frac{B}{6} = 0.10 \text{ m}$$

$$\frac{e_{Ed}}{e_{Rd}} = 1.00 \text{ Verificato}$$

8.5 Verifica della Fondazione

$$N_{tot2}=180.6 \text{ kN}$$

$$M_{tot2}=99.5 \text{ kNm}$$

$$A=1.9 \text{ mq}$$

$$W=0.6 \text{ mc}$$

$$\sigma_{totmax}=260 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{lim}=276 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{totmax} / \sigma_{lim} = 0.94 \text{ Verifica soddisfatta}$$



9. CONCLUSIONI

Si può concludere che il Ponte in muratura denominato "Prافitta", una volta sottoposto agli interventi di Riparazione Locale di cui al presente progetto, può essere aperto al traffico con la limitazione sotto riportata

**TRANSITO CONSENTITO ai veicoli per trasporto di cose
con massa complessiva INFERIORE a 15t**

Tale valore risulta altresì compatibile con le condizioni preesistenti ipotizzate al paragrafo 5.5.