



Provincia di Prato

Area Tecnica

SERVIZIO ASSETTO E GESTIONE DEL TERRITORIO

Via Ricasoli n.25 - Prato

OGGETTO: Intervento di consolidamento strutturale del
ponte lungo la SR325 al KM 65+900 nel
Comune di Vaiano (PO)
- *PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO* -
CODICE CUP: I97H20002390002

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Elisa Gorgai (Provincia di Prato)

IL PROGETTISTA

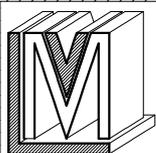
Ing. Luca Mario Vannucchi

Elaborato

STR - 04

FASCICOLO DEI CALCOLI

data: Dicembre 2021



Luca Mario Vannucchi
Ingegnere

Via G. Catani n.35 - 59100 PRATO (PO)
Tel./Fax: 0574/603061 - cell.: 338/5414085
mail: lucavannucchi@hotmail.com

Indice

□	Illustrazione programma di calcolo utilizzato	2
□	Stato di fatto con carichi del ponte dell'epoca di costruzione.....	22
□	Stato di fatto - azioni variabili da traffico (NTC2018).....	36
□	Stato rinforzato - azioni variabili da traffico (NTC2018)	72

□ Illustrazione programma di calcolo utilizzato

Programma di calcolo utilizzato:

Aedes.SAV 2021

STABILITA' DI ARCHI E VOLTE IN MURATURA

LICENZA: 13080

Analisi strutturale di archi e volte in muratura secondo la Normativa Tecnica vigente

Ultima revisione di questo documento: 24.05.2021

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può

essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile.

© 1997-2021 AEDES Software per Ingegneria Civile

Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)

Tel.: +39 0571 401073

E-mail: info@aedes.it - Internet: www.aedes.it

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17.1.2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018

Circolare 21.1.2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali:** "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"

Ponti in muratura: CNR-DT 213/2015: "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura"

Normativa RFI, Rete Ferroviaria Italiana:

RFI DTC INC PO SP IFS 001A. Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori ferroviarie sotto binario

RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie

RFI DIN ICI LG IFS 001 A, Linea Guida per la verifica strutturale dei ponti ad arco in muratura

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

TEORIA GENERALE

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: **Sul calcolo degli archi in muratura**, Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze: <http://www.cias-italia.it/PDF/129.pdf>

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: **Analisi statica e cinematica ed equilibrio limite di strutture ad arco a vincoli unilateri**, Atti del IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata (AIMETA)

M. Paradiso, G. Tempesta, S. Galassi, F. Pugi: **Sistemi Voltati in Muratura**, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007

ANALISI SISMICA

F. Pugi, S. Galassi: **Seismic analysis of masonry voussoir arches according to the Italian building code**, Int. J. Earthquake Eng. 2013;30(3):33-55

CEDIMENTI

S. Galassi, G. Misseri, L. Rovero, G. Tempesta: **Failure modes prediction of masonry voussoir arches in moving supports**, Engineering Structures 173 (2018), 706-717

SPINTE PASSIVE DAL RIEMPIMENTO

P. Gelfi: **Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults**, Restoration of Buildings and Monuments 8 (2002): 573 - 590: <http://gelfi.unibs.it/pdfPubblicazioni/14-Role of horizontal backfill.pdf>

PONTI ESISTENTI IN MURATURA

M. Mazzoleni, L. Jurina: **Ponti in muratura: difetti e patologie**, Convegno CIAS: Ponti e viadotti: ispezioni visive e tecniche di risanamento, Bolzano, 18-19 ottobre 2006: <http://www.cias-italia.it/PDF/93.pdf>

F. da Porto: **Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari in muratura**, Convegno CIFI, RFI - Università degli Studi di Padova, 2013:
http://www.cifi.it/UplDocumenti/padova/05_Vulnerabilita_sismica_dei_ponti_ferroviani_da_Porto.pdf

M. Corradi: **Empirical methods for the construction of masonry arch bridges in the 19th century. Arch Bridges: history, analysis, assessment, maintenance and repair**. Proceedings of the second international arch bridge conference, Edr A. Sinopoli, Venice 6–9 October 1998, Balkema Rotterdam, pp 25–36

D. Proske, Pieter van Gelder: **Safety of Historical Stone Arch Bridges**, Springer, 2009

Dati: PROGETTO, STRUTTURA, CARICHI (CCE e CCC) - AZIONI CONSIDERATE IN ANALISI SISMICA

Dati PROGETTO

I dati del Progetto consentono l'impostazione della tipologia della struttura voltata. In particolare:

Tipologia = qualifica la struttura come Volta cilindrica (a botte), suddivisa idealmente in più archi (detti: Archi Ideali), o come Singolo Arco.

Geometria della curva: arco = identifica la curva descrittiva dell'arco (sezione trasversale della Volta).

Dati STRUTTURA

I dati della struttura voltata sono organizzati in **9 gruppi (Volta, Arco, Piedritti/Pile/Spalle, Contorno, Muratura (1), Muratura (2), Rinforzi, Cedimenti, Timpano)**.

Volta

Tipologia strutturale = la volta è qualificata come generica, ad es. le strutture voltate degli edifici, oppure come struttura portante di un ponte, stradale o ferroviario.

N° di Condizioni di Carico Elementari (CCE), N° di Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari (CCC) = i carichi vengono descritti nel seguito, nel paragrafo: 'Dati Carichi';

Profondità: Ly = indica la profondità della Volta (dimensione in pianta in direzione Y). La somma delle profondità Ly dei singoli Archi Ideali costituenti la Volta coincide necessariamente con la profondità della Volta. Nel caso di Arco Singolo, ovviamente, la profondità della Volta coincide con la profondità del Singolo Arco, tranne il caso di archi definiti per punti o policentrici, dove le profondità possono essere variate per ogni singolo concio (arco per punti) o per ogni singolo arco di circonferenza componente (policentrico);

Numero di Archi Ideali di calcolo = indica il numero di archi in cui viene suddivisa la struttura voltata. Tale numero è pari a 1 nel caso di Singolo Arco.

Dati Archi Ideali:

Ly = profondità del singolo Arco Ideale;

Catena = se attivata, indica il contributo statico di una catena (tirante metallico);

d, Z, fy = dati della catena: diametro, quota assoluta (rispetto allo zero del riferimento XZ) e tensione di snervamento.

Nel caso di catene non aventi sezione circolare (ad es. quadrelli) occorre specificare un diametro 'equivalente' in modo che la sezione metallica resistente sia identica.

Il procedimento numerico scarterà i casi di catene compresse (ritenute in sbandamento per carico di punta, e quindi inefficaci) ed eseguirà la verifica a trazione confrontando l'eventuale tensione di trazione (=sforzo normale diviso l'area del tendino) con la resistenza allo snervamento specificata in input.

Arco

Contiene i parametri che, in base alla tipologia, descrivono la configurazione geometrica dell'arco.

Di seguito riportiamo, per ogni tipologia, l'**elenco dei parametri in input** (cioè dei parametri modificabili dall'Utente; altri parametri, per ogni tipologia di arco, vengono derivati dai dati in input, ad esempio: gli angoli di imposta per l'arco circolare a sesto ribassato).

- Arco Circolare a tutto sesto (spessore costante o variabile)

Freccia (coincide con il raggio di intradosso); spessore all'imposta; spessore in chiave. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro della circonferenza di intradosso. Se l'arco ha spessore variabile (spessore d'imposta maggiore dello spessore in chiave), il centro della circonferenza d'estradosso ha Z negativa (sull'asse Z, è localizzato in un punto sottostante l'origine). Se l'arco ha spessore costante, il centro della circonferenza d'estradosso coincide con l'origine, cioè con il centro della circonferenza d'intradosso.

- Arco Circolare a sesto ribassato (spessore costante o variabile)

Freccia; corda; spessore all'imposta; spessore in chiave. Lo spessore all'imposta è la lunghezza del giunto (interfaccia del concio) all'imposta, misurata sul raggio della circonferenza di intradosso. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro della circonferenza di intradosso.

- Arco Circolare zoppo (spessore costante)

Freccia; corda (la corda si riferisce alla proiezione orizzontale dell'intradosso compresa fra il punto d'imposta di intradosso a quota inferiore e la chiave dell'arco); altezza di imposta sinistra; altezza di imposta destra; spessore. L'altezza d'imposta rappresenta la distanza verticale fra i vertici estremi d'intradosso. Solo una delle due altezze d'imposta (la sinistra o la destra) può essere diversa da zero. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro comune delle circonferenze di intradosso e di estradosso.

- Arco Circolare a sesto acuto (spessore costante)

Freccia; corda (la corda si riferisce sempre alla distanza fra i vertici estremi di intradosso. Qualora gli angoli alle imposte non siano 180° per la sinistra e 0° per la destra, si dovrà fare riferimento all'estensione degli archi di circonferenza d'intradosso fino all'orizzontale passante per i centri delle due circonferenze corrispondenti ai semiarchi di destra e di sinistra); angolo d'imposta sinistro; angolo d'imposta destro (per archi a sesto acuto simmetrici a sviluppo completo, si avrà: angolo d'imposta sinistro pari a 180° e destro pari a 0°); spessore. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nell'intersezione della retta orizzontale congiungente i centri dei due semiarchi con l'asse verticale dell'arco determinato dall'interfaccia in chiave (asse di simmetria nel caso di semiarchi uguali). Qualunque sia il criterio di suddivisione dell'arco in conci, viene sempre predisposta un'interfaccia lungo l'asse verticale Z.

- Arco Circolare a sesto acuto (spessore variabile)

Parametri analoghi al caso dell'arco a sesto acuto a spessore costante, con i seguenti significati per gli spessori: lo 'spessore in chiave s,c' è la lunghezza di interfaccia in chiave (misurato in direzione verticale, lungo l'asse Z); lo 'spessore s' coincide con lo spessore all'imposta orizzontale. Se dunque, con riferimento all'imposta sinistra, l'angolo di imposta non è pari a 180°, si deve idealmente proseguire la circonferenza di intradosso fino all'asse X, e lo spessore rappresenterà la distanza dell'estradosso in direzione orizzontale.

- Arco Policentrico

Angolo di imposta sinistro; numero di Archi Elementari (=archi di circonferenza componenti la policentrica); Raggi, Angoli, Spessori e Profondità degli Archi Elementari. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice di intradosso iniziale del primo Arco Elementare (il n°1, arco iniziale più a sinistra).

- Arco Ellittico (spessore costante o variabile)

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Freccia; corda (la corda si riferisce sempre alla distanza fra i vertici estremi di intradosso, cioè all'asse orizzontale dell'ellisse di intradosso); angolo d'imposta sinistro (gli angoli di imposta si riferiscono all'ellisse media, cioè all'asse dell'arco); angolo d'imposta destro; spessore all'imposta (è lo spessore all'imposta orizzontale. Se dunque, con riferimento all'imposta sinistra, l'angolo di imposta non è pari a 180°, si deve idealmente proseguire l'arco d'ellisse di intradosso fino all'asse orizzontale dell'ellisse (asse X), e lo spessore rappresenterà la distanza dell'estradosso in direzione orizzontale); spessore in chiave. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro dell'ellisse.

- Arco Per Punti

Angolo di imposta sinistro; angolo di imposta destro; profilo di estradosso continuo (in caso affermativo, la curva di estradosso collega con continuità i conci senza scalini dovuti alle variazioni di spessore); numero di Punti; Coordinate Intradosso, Spessori e Profondità in corrispondenza dei Punti. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è automaticamente posta nel vertice di intradosso iniziale.

- Piattabanda

Luce inferiore; luce superiore; spessore all'imposta; spessore in chiave. Gli spessori sono misurati in direzione verticale; quello all'imposta, a partire dall'origine degli assi (cioè dal vertice d'intradosso iniziale), e quello in chiave lungo l'asse di simmetria (asse verticale di mezzzeria). L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice iniziale (sinistro) d'intradosso. In questo gruppo di dati vengono inoltre specificati eventuali **conci da non sottoporre a verifica**: n-m (conci compresi fra n e m inclusi, con n<=m). Ad es.: "1-3 28-29" significa: conci 1,2,3 e 28,29. Nel caso di un solo concio: n=m, e quindi ad es. per il concio n° 1 si specifica 1-1. L'utilizzo di conci esclusi dalle verifiche consente di rilevare comunque le azioni prodotte dall'arco nei conci non sottoposti a verifica, azioni che possono essere utilizzate per verifiche a parte, considerando l'interazione con altre strutture che insistono localmente garantendo l'equilibrio. E' possibile **limitare l'esclusione dalle verifiche al solo attrito** (ad es. nel caso di rinforzi in intradosso che si oppongono allo slittamento dei conci), ma eseguire la verifica di stabilità e, se richiesta, la verifica di compressione.

Per i ponti: Fattore di difformità γ_C per l'arcata = esprime la verifica di conformità alla regola d'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015). Grazie alle formule di riferimento e alla procedura indicata nelle linee guida CNR-DT 213, viene calcolato questo fattore attribuito, in forma moltiplicativa, al fattore di confidenza F_C per ottenerne il valore di progetto, secondo quanto specificato in §8.1.2 delle CNR-DT 213.

Piedritti, Pile, Spalle

Contiene i parametri che descrivono le strutture d'imposta della Volta. Per la volta generica, i piedritti sono costituiti da muri, nel caso di struttura voltata estesa, o da colonne (ad es. il caso del Singolo Arco); per i ponti, i piedritti sono spalle, nel caso delle campate iniziale e finale o del ponte monocampata, oppure pile, nel caso di campate intermedie di ponti multicampata.

Nel caso dei **ponti**, il **tipo di piedritto** viene specificato in input. La **spalla** può essere **tozza o alta**: a seconda della qualifica, nella verifica sismica viene adottato un idoneo schema di azione sismica proveniente dal terreno a tergo della spalla.

Separatamente per piedritto sinistro e per piedritto destro, vengono specificati i seguenti parametri.

- Altezza;

- **Tipologia della sezione** (Rettangolare, Circolare, Ottagonale). Per la sezione Rettangolare: dimensione lungo l'asse X (L_x) superiore (sommità) e inferiore (base), e dimensione lungo l'asse Y (L_y). Per la sezione Rettangolare è quindi possibile specificare piedritti a sezione variabile linearmente in altezza; è inoltre possibile specificare se la superficie d'intradosso (interna alla Volta) è verticale: questo parametro ha influenza ovviamente solo nel caso di sezione variabile in altezza. Per la sezione Rettangolare è inoltre possibile specificare se il piedritto è unico oppure viene suddiviso in porzioni corrispondenti agli Archi Ideali che vi si impostano. Se il piedritto è unico (non diviso), tutte le azioni di imposta provenienti dai vari Archi Ideali vengono composte sulla sezione di sommità del piedritto stesso. Per la sezione Circolare, viene richiesto il diametro; per la sezione Ottagonale, il lato. Nel caso di Volta composta da più Archi Ideali, la sezione dei piedritti è obbligatoriamente rettangolare;

- **Distanza dX** fra superficie interna del piedritto e punto di intradosso dell'imposta dell'arco;

- **Dimensioni della fondazione:** altezza e dimensioni lungo X e lungo Y.

Per i ponti: Fattore di difformità γ_C per i piedritti = esprime la verifica di conformità alla regola d'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015). Grazie alle formule di riferimento e alla procedura indicata nelle linee guida CNR-DT 213, viene calcolato questo fattore attribuito, in forma moltiplicativa, al fattore di confidenza F_C per ottenerne il valore di progetto, secondo quanto specificato in §8.1.2 delle CNR-DT 213. La distinzione fra piedritto sinistro e destro permette di definire l'appropriato valore di γ_C , e quindi di F_C , per ognuno dei due piedritti.

Contorno

Questo gruppo di dati contiene i parametri che descrivono le strutture di contorno: **Rinfianchi, Sottofondo, Pavimentazione**.

I rinfianchi (o riempimento) sono definiti dal volume sovrastante l'arco fino al massimo alla quota di estradosso in chiave (o fino ad una quota inferiore rispetto alla linea orizzontale di chiave, quota definita dalla distanza dalla linea di chiave stessa).

Si parla, più propriamente, di 'rinfianchi' quando la struttura di contorno assume valenza strutturale, mentre il 'riempimento' corrisponde a materiale avente semplicemente la funzione di peso sull'arco. E' noto che il peso del rinfianco o riempimento svolge un ruolo generalmente benefico sulla statica dell'arco, stabilizzandone la curva delle pressioni (anche se una massa eccessiva potrebbe non essere favorevole per il comportamento sismico della struttura). Le strutture sovrastanti (sottofondo, pavimentazione) si impostano immediatamente sopra la linea di chiave dell'arco.

In SAV, rinfianchi, sottofondo e pavimentazione svolgono un ruolo di puro carico nei confronti dell'unico elemento strutturale analizzato, cioè l'arco.

Nella realtà, tali sovrastrutture esercitano anche un ruolo di vincolo e, in certi casi, di struttura resistente. Per esempio, la verifica sismica condotta sul solo arco in presenza di una solidarizzazione alla muratura di contorno (è il caso di un arco inserito come apertura nella facciata di un edificio) è sicuramente a vantaggio di sicurezza, in quanto nella realtà la funzione strutturale dell'arco verrà 'integrata' dalla collaborazione col resto della struttura. L'utilizzo di spinte passive dovute al riempimento sovrastante l'arco, come azioni in input, può rappresentare la capacità dei rinfianchi di opporsi alla formazione del cinematismo di collasso e quindi contribuire alla stabilità dell'arco. Nell'ambito di questo gruppo vi è in input il **coefficiente k_p per spinta**

passiva dal riempimento dell'arco.

Lo spessore di sottofondo e/o pavimentazione può contribuire alla diffusione dei carichi applicati, pensati agenti sulla superficie superiore della struttura (quindi, p.es. sopra la pavimentazione). Un carico generico (di superficie, lineare o concentrato) verrà infatti diffuso a 45° entro tale spessore, qualora la corrispondente opzione sia attivata nella definizione del carico stesso (nell'ambito di definizione delle CCE).

Per i ponti: terreno a tergo della spalla.

I parametri che descrivono il terreno a tergo della spalla sono finalizzati alla definizione delle spinte del terreno che insistono sulle spalle del ponte. Le spinte sono statiche e sismiche, e si distinguono in spinta attiva o a riposo, e spinta passiva.

Nel comportamento statico, la spalla del ponte viene normalmente deformata verso il terreno dall'azione spingente dell'arco: questo determina l'interpretazione del terreno nei confronti del ponte come vincolo che ostacola la rotazione del piedritto verso l'esterno (con formazione di cerniera alla base del piedritto, identificata dalla curva delle pressioni tangente al bordo del piedritto dalla parte del terreno, cioè dalla parte esterna del sistema arco+piedritti). La funzione di vincolamento corrisponde agli effetti di una spinta passiva, che per sua stessa natura è una reazione assimilabile a vincoli diffusi lungo l'altezza.

Nei calcoli di verifica di opere geotecniche o comunque di strutture interagenti con il terreno adiacente, la spinta passiva viene considerata, a favore di

sicurezza, solo in percentuale non superiore al 50% (§6.5.3.1.1. NTC18), frequentemente assunta $\leq 30\%$. Di fatto, la percentuale di spinta passiva che può essere considerata ai fini della verifica di sicurezza corrisponde alla reazione del terreno effettivamente mobilitata per assicurare l'equilibrio della struttura: pertanto, nel campo delle soluzioni equilibrate del sistema arco+piedritti sarà sufficiente, ove possibile, individuare la percentuale di spinta passiva che genera un effetto stabilizzante sulla curva delle pressioni nel piedritto, impedendo la formazione della cerniera alla base del piedritto.

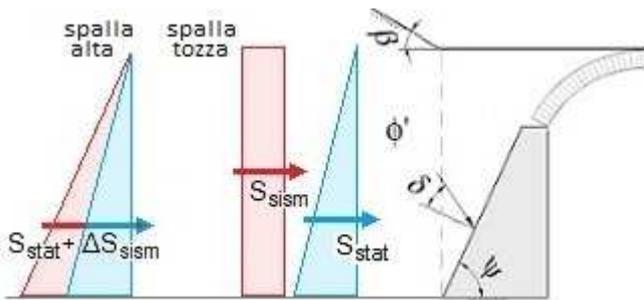
Nel software SAV la percentuale di spinta passiva viene specificata in input: per l'analisi statica, in corrispondenza dei dati di ogni singola CCC (ogni CCC può infatti mobilitare una diversa percentuale di spinta passiva, in relazione all'equilibrio sotto l'azione dei carichi della CCC stessa), e per l'analisi sismica (svolta secondo le combinazioni univoche $+X$ e $-X$ definite dalla [2.5.7] in §2.5.3 di NTC18) nei dati in input del terreno.

Per consentire diverse ipotesi progettuali, in analisi statica SAV permette comunque la modellazione della spinta del terreno come spinta attiva o a riposo, in alternativa alla passiva. In particolare, la spinta a riposo può essere significativa per spalle massicce, che potrebbero essere considerate praticamente indeformabili, ossia rigide.

Si osservi che la spinta passiva considerata in percentuale non dovrebbe scendere sotto il valore della spinta a riposo: il terreno infatti eserciterà comunque un'azione sul piedritto, sia che si tratti di un'azione vera e propria (spinta attiva o a riposo) o sia che si tratti invece di una reazione (spinta passiva): gli effetti del terreno sono in ogni caso stabilizzanti nei confronti dei meccanismi prodotti dalla struttura voltata, e questo ben si comprende osservando il meccanismo che si instaura in un arco su piedritti non confinato, con rotazione dei piedritti verso l'esterno a causa delle spinte alle imposte dell'arco, in confronto con lo stesso sistema confinato però dal terreno adiacente ai piedritti (tipico dei ponti).

Nel comportamento sismico, la spinta passiva viene automaticamente considerata solo a valle (quindi: nel piedritto sottovento, ossia: a destra per sisma $+X$, a sinistra per sisma $-X$): essa riguarda quindi il terreno verso cui l'azione sismica spinge; a monte, SAV considera invece la spinta attiva, in quanto gli effetti sismici dinamici mobilitano lo spostamento della struttura nel suo insieme verso valle e quindi attivano l'azione spingente del terreno verso la spalla sopravvento, mentre la spalla sottovento riceve il vincolo dal terreno a valle e quindi la reazione della spinta passiva.

Nel caso di spalla alta, la spinta sismica viene calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe, definendo un coefficiente di spinta attiva, attraverso un'estensione al caso sismico della teoria statica di Coulomb: tale spinta è rappresentata da un andamento triangolare con risultante posta a $1/3$ dell'altezza rispetto alla fondazione; nel caso di spalla tozza, la spinta sismica viene rappresentata con la teoria di Wood e corrisponde ad un andamento costante (diagramma rettangolare), con risultante posta a metà altezza, che si somma alla spinta triangolare statica; lo schema seguente riassume le due ipotesi.



I dati del ponte sono i seguenti:

Angolo di attrito interno Φ'

Coefficiente parziale $\gamma_{\Phi'}$ = normalmente assunto pari a 1.25; viene applicato alla tangente di Φ' , come indicato in EC7 UNI EN 1997-1:2005 Appendice A, §A.2. Lo **stato limite di equilibrio (EQU)** è il riferimento per l'analisi limite del sistema voltato del ponte, in accordo con CNR-DT 213, §3.5.1 (vd. nel seguito nella descrizione delle CCC).

Il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del terreno risulta pertanto pari all'angolo: $\Phi'_d = \arctg(\tg\Phi' / \gamma_{\Phi'})$.

Angolo d'attrito terra-paramento δ = normalmente assunto pari a $(2/3)\Phi'_d$

Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale β

L'angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte ψ è determinato dalle dimensioni della spalla in sommità e alla base definite in input

Peso specifico del terreno

Spinta statica: a riposo = se questo parametro è selezionato, la scelta della spinta attiva nelle CCC corrisponde alla spinta a riposo. Il coefficiente di spinta a riposo K_0 , evidenziato da SAV, costituisce un riferimento sotto al quale l'azione del terreno nei confronti del piedritto non dovrebbe scendere (anche qualora si consideri come ipotesi progettuale una percentuale di spinta passiva). In analisi sismica non viene mai considerata la spinta a riposo, ma a monte del verso dell'azione ($+X$ o $-X$) la spinta è sempre attiva e calcolata secondo la teoria sismica competente (Mononobe-Okabe o Wood)

Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica (in analisi statica tale percentuale viene definita in ogni singola CCC)

Inizio spinta dal sottofondo = come ipotesi progettuali alternative, è possibile considerare la spinta del terreno a partire dalla quota della superficie orizzontale di estradosso del sottofondo sopra il riempimento (vd. strutture di contorno dell'arco). Se questo parametro non viene selezionato, la spinta inizia a partire dalla superficie orizzontale di estradosso del riempimento.

In SAV non viene in alcun caso considerato, ai fini della quota di sommità di inizio spinta, lo spessore della pavimentazione.

Muratura (1), (2)

I gruppi di dati Muratura contengono i parametri che descrivono il materiale murario: (1) della Volta; (2) dei Piedritti.

- Resistenza media a compressione f_m = può essere nota da prove sperimentali, oppure ricavata da formulazioni proposte in Normativa. La Normativa Italiana ha aggiornato i dati riguardanti la muratura esistente nella tabella C8.5.I della Circ.7 del 21.1.2019; tuttavia si deve tener presente che tali parametri fanno riferimento a "pareti murarie portanti" e quindi per le murature degli archi la situazione può essere anche molto diversa. Si pensi ad esempio agli archi con giunti a secco, dove la resistenza a compressione diventa quella tipica della pietra, con valori certamente più elevati rispetto a quelli proposti dalla Norma citata.

Una metodologia idonea per il calcolo delle proprietà meccaniche delle murature è fornita dall'Indice di Qualità Muraria: il riferimento normativo agli indicatori di qualità muraria è fornito dalla Circ. 2019 in §C8.5.3.1.

Per ottenere la resistenza a compressione di progetto $f_{m,d}$ si divide f_m per γ_M (definito nei Parametri di Calcolo e distinto fra Analisi Statica e Analisi Sismica) e per F_C , oltre a γ_D (**coefficiente di degrado**) nel caso dei ponti (si osservi che il coefficiente di degrado dei ponti può essere assunto come utile riferimento anche per stati di degrado di volte generiche). Il coefficiente di degrado assume secondo le CNR-DT 213 valori compresi fra 1.00 e 1.20

ed è definito in §6.5.4. Se il ponte è in buone condizioni d'uso non si considerano azioni di degrado (§3.6.4 delle CNR-DT 213) e quindi si può porre $\gamma_D=1.00$.

- **Fattore di Confidenza F_C** . Se si adotta l'ipotesi di Resistenza a Compressione infinita, ossia: non si esegue la Verifica a Compressione (scelta effettuata nei Parametri di Calcolo) il valore di F_C deve essere quello corrispondente a LC1: 1.35 [§C8.7.1.2.1.3]. Se invece si esegue la verifica a compressione, il che equivale a considerare una resistenza a compressione finita, si potrà utilizzare il valore di F_C corrispondente all'effettivo livello di conoscenza con cui si è valutata la resistenza a compressione. Oltre che sulle resistenze di progetto, il valore di F_C influisce in analisi sismica sulla cinematica del meccanismo di collasso: a valori di F_C minori corrispondono accelerazioni spettrali di attivazione del meccanismo di collasso più elevate. Per i ponti, il fattore di confidenza viene inoltre influenzato dal coefficiente di difformità γ_C .

- **Peso Specifico**

- **Coefficiente d'attrito a livello dei giunti: f** = il coefficiente d'attrito f è definito come la tangente dell'angolo d'attrito interno ϕ fra due blocchi (conci) consecutivi, ed è utilizzato per le verifiche a scorrimento. Nel caso di presenza di malta, il valore di progetto normalmente utilizzato è 0.40; nel caso di muratura a secco occorre inserire l'angolo d'attrito fra blocchi di pietra. Per ottenere il valore di progetto f_d del coefficiente d'attrito è possibile, a seconda della scelta effettuata nei Parametri di Calcolo (scheda Verifiche), applicare o meno il coefficiente di sicurezza γ ottenuto moltiplicando γ_M (definito nei Parametri di Calcolo e differenziato fra Analisi Statica e Analisi Sismica) per F_C .

La riduzione dovuta al coefficiente di sicurezza può essere evitata qualora il valore in input del coefficiente d'attrito sia già il valore di progetto ($f_d=f$): in tal caso, il valore di progetto del coefficiente d'attrito f_d è identico in analisi statica e in analisi sismica. Per i ponti, un valore di riferimento per il coefficiente d'attrito in assenza di sperimentazione specifica è fornito nella CNR-DT 213 in §8.3.2 al punto b)ii) e in §8.6.2, ed è pari a 0.50.

Rinforzi

Il gruppo di dati Rinforzi consente la descrizione delle eventuali strutture di rinforzo previste per l'arco consolidato.

I rinforzi sono distinti in due gruppi:

- rinforzi di superficie, che interessano la superficie di intradosso o di estradosso dell'arco;
- rinforzi puntuali, caratterizzati da catene o rinforzi localizzati.

Per ogni Arco Ideale costituente la Volta, è possibile definire una catena nel gruppo dati 'Volta'. Le catene negli archi possono essere inserite contemporaneamente agli altri rinforzi di superficie o localizzati.

Nella scheda Rinforzi è possibile specificare alternativamente tre tipologie:

- **cappa in calcestruzzo**, in estradosso o intradosso, avente un certo spessore; se la corrispondente opzione è selezionata, la cappa è armata con la rete elettrosaldata specificata (considerata per default in acciaio B450C);
- **nastri in composito fibrorinforzato** a matrice polimerica (FRP) o inorganica - cementizia (FRCM), posti in estradosso oppure in intradosso;
- **rinforzi a trazione localizzati** su una o più interfacce tra i conci, in estradosso o in intradosso.

Dal punto di vista dell'analisi strutturale, nel procedimento di calcolo sarà possibile accettare trazioni nel lato rinforzato, fermo restando il vincolo di garantire che la muratura sia sempre compressa (cioè che vi siano solo sforzi di compressione nel lato sola muratura). Le trazioni, laddove insorgano sul lato rinforzato, saranno utilizzate per la verifica della struttura di rinforzo, e più precisamente per la verifica: della rete e.s. nel caso della cappa, dei nastri tesi nel caso dei compositi fibrorinforzati, degli sforzi di trazione in confronto con le corrispondenti resistenze nel caso dei rinforzi localizzati. Per la rete e.s. il confronto dello sforzo di trazione sarà svolto con la capacità di resistenza della rete, con riferimento al numero di tondini incontrati lungo la profondità dell'arco e alla tensione di snervamento dell'acciaio B450C (391 N/mm²; infatti: $f_{yk}=450$ N/mm² (§11.3.2.1 D.M.17.1.2018),

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_S=450/1.15=391$ N/mm²; §3.2.7 EC2 e §2.4.2.2(1) EC2 per γ_S ; §4.1.2.1.1.3 D.M.17.1.2018).

La **cappa** può non essere armata (assenza di rete): in tal caso, l'incremento di sicurezza della struttura è legato all'aumento del carico, i cui effetti possono essere favorevoli staticamente ma di dubbia efficacia se non sfavorevoli dal punto di vista sismico (aumento della massa). Le verifiche competenti al rinforzo riguardano solo la tensione di compressione nel calcestruzzo.

Le tensioni di compressione competenti ad uno sforzo normale di compressione agente nella biella posta nella superficie consolidata (estradosso o intradosso) vengono calcolate ipotizzando una distribuzione uniforme nella cappa di calcestruzzo e confrontate, per la verifica di sicurezza, con f_{cd} ,

resistenza di progetto del calcestruzzo, il cui valore è calcolato secondo §4.1.2.1.1: $f_{cd} = \eta * \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$

con: $\alpha_{cc} = 0.85$, $\gamma_C = 1.5$; il coefficiente η vale 0.80 nel caso di soletta con spessore inferiore a 50 mm., 1.00 altrimenti.

Per **FRP / FRCM**, lo sforzo sarà confrontato con la resistenza a trazione di progetto, distinta nei casi di estradosso ed intradosso e nei valori competenti al tipo di Analisi, Statica o Sismica (questo perché la resistenza di trazione per delaminazione è influenzata dalla resistenza di progetto della muratura e quindi dal coefficiente parziale di sicurezza γ_M che può assumere valori diversi tra Statica e Sismica).

L'elaborazione di calcolo prevede in tal caso la possibilità di definire le superfici di rinforzo ottimali, necessarie a garantire la verifica di resistenza a trazione. Tali superfici costituiscono il riferimento per l'intervento strettamente necessario: tuttavia i nastri in FRP vengono tuttavia frequentemente estesi lungo l'arco e il rinforzo con FRCM interessa in generale l'intera superficie voltata. Per i rinforzi con FRP / FRCM i dati richiesti sono i seguenti:

- **Spessore** = nel caso di più strati sovrapposti, occorre specificare lo spessore complessivo;
- **Resistenza a trazione di progetto in estradosso, in intradosso** (distinta per Analisi Statica e Sismica) = è la resistenza di progetto, calcolata preventivamente e inserita in input, riferita al rinforzo in estradosso o in intradosso. Si possono specificare entrambe, anche se nel calcolo verrà ovviamente utilizzata solo quella che si riferisce alla posizione del rinforzo.

La resistenza in intradosso è generalmente inferiore a quella in estradosso, a causa della curvatura dell'arco; un utile riferimento per la resistenza in caso di superfici curve e rinforzi in intradosso con FRCM è dato dalle CNR-DT 215/2018 (§13).

Cedimenti

Il gruppo di dati Cedimenti consente la definizione di cedimenti alle imposte e in alternativa di eventuali sconnessioni applicate all'arco come dati in input.

I cedimenti possono essere di tipo traslazionale, orizzontali e/o verticali, e/o di tipo rotazionale, in entrambi i versi.

Il valore positivo indica un cedimento verso l'esterno per la componente orizzontale e per quella rotazionale, verso il basso per la verticale. E' possibile applicare cedimenti soltanto nel caso di volta costituita da un singolo arco, dove non sia specificata una catena attiva, non siano previsti interventi di rinforzo e sia stata definita una sola combinazione di condizioni carico statica.

L'analisi dei cedimenti, preventiva all'elaborazione di calcolo della struttura e condotta per la combinazione di carico statica, esamina la formazione delle tre cerniere che, a seguito del cedimento in input, rendono isostatico l'arco.

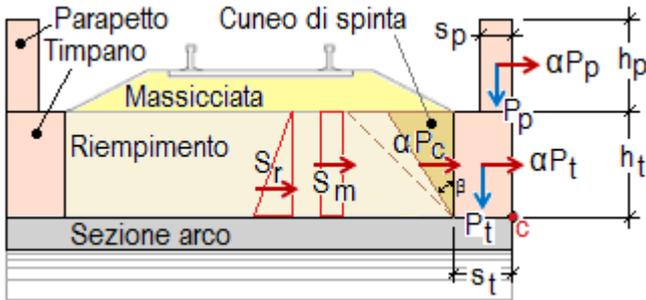
Sulla configurazione isostatica dell'arco viene poi eseguita l'elaborazione di calcolo statica e sismica, condotta sull'assetto geometrico originario; questa impostazione richiede che i cedimenti in input siano di entità contenuta rispetto alle dimensioni geometriche. Per cedimenti statici di dimensioni maggiori la corretta analisi dell'arco richiede che lo stato di equilibrio sia studiato nella configurazione deformata: sono disponibili i risultati statici in termini di curva delle pressioni e spinte sulle imposte; è inoltre possibile eseguire l'analisi del cedimento limite, assegnando un moltiplicatore a uno o più cedimenti: tale analisi consiste nell'incremento progressivo del moltiplicatore fino a determinare una configurazione non più equilibrata dovuta alla

fuoriuscita della curva delle pressioni in un'ulteriore interfaccia, oltre le tre caratterizzate dalle cerniere che si sono generate all'inizio del processo deformativo.

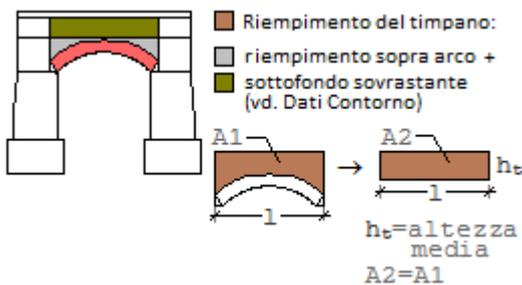
Oltre all'analisi dei cedimenti, SAV consente in input la definizione della perdita di una o più iperstaticità nell'arco assegnando da 1 a 3 cerniere in altrettante interfacce, ognuna indipendentemente in estradosso o in intradosso; su tale configurazione vengono eseguite le analisi statica e sismica.

Timpano

Il gruppo di dati Timpano si riferisce ai ponti in muratura e consente la definizione dei dati in input riguardanti questo componente della struttura del ponte (indicato nell'immagine seguente), particolarmente significativo per le analisi di vulnerabilità e per il comportamento sismico del ponte in direzione trasversale.



Seguendo le indicazioni reperibili nelle Norme RFI, il timpano viene trasformato in un paramento murario equivalente (fig. seg.) calcolandone l'altezza media come rapporto fra l'area di timpano coinvolta dal meccanismo di collasso e la luce totale dell'arco.



I parametri in input sono i seguenti:

- geometria: spessore e altezza del timpano; spessore della massiciata gravante sul cuneo di spinta; spessore e altezza dell'eventuale parapetto murario sovrastante il timpano;
- materiali: pesi specifici della muratura, del riempimento e della massiciata (ballast, nel caso dei ponti ferroviari);
- altri parametri: angolo d'attrito interno con corrispondente coefficiente parziale; fattore di comportamento q; fattore di confidenza F_C .

Il fattore di comportamento q può essere assunto pari a 1.0 se si considera il timpano come elemento murario a mensola, oppure 2.0 se gli si attribuisce la qualità di paramento murario esterno (riferimento normativo: tab. C7.2.1 in §C7.2.3 della Circ.2019); in alternativa si può scegliere un valore intermedio, ad es. pari a 1.5: la scelta del fattore q determina la capacità sismica, definita in termini di accelerazione dalla relazione: $\alpha_0 \cdot q / F_C$, dove α_0 è il moltiplicatore di collasso ottenuto dall'analisi cinematica del timpano.

Il fattore di confidenza può assumere valore distinto per il timpano rispetto alle altre strutture del ponte, a seconda ovviamente del livello di conoscenza di questo specifico componente strutturale.

Dati CARICHI

I dati sui Carichi vengono suddivisi in: Condizioni di Carico Elementari (CCE), e Combinazioni di Condizioni di Carico elementari (CCC). Nelle CCE vengono definiti i vari carichi in input.

CCE (Condizioni di Carico Elementari)

I carichi agenti sulla struttura voltata sono articolati in: **carichi di superficie** (verticali), **lineari** (verticali e orizzontali) e **concentrati** (verticali e orizzontali). I carichi verticali insistono sull'estradosso della struttura voltata, e più esattamente alla quota Z dell'estradosso della pavimentazione, eccetto i carichi concentrati verticali assegnati direttamente a conci: questi carichi vengono applicati nel baricentro dei conci stessi. Per ognuno dei carichi verticali è possibile specificare se eseguire la diffusione a 45° nello spessore sovrastante la linea di chiave (spessore determinato da sottofondo e/o pavimentazione). In tal caso, se tale spessore è >0, il carico da diffondere, di qualunque tipo sia, genera un'area di carico (diventando di fatto un carico di superficie), poiché la diffusione a 45° opera in tutte le direzioni.

Per ognuno dei carichi è possibile inoltre specificare se è affetto da moltiplicatore verticale e le analisi nelle quali deve essere considerato (statica, sismica +X, sismica -X).

Carichi di superficie: DimX, DimY, X, Y, q,Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X

DimX, DimY = dimensioni dell'area rettangolare di carico;

X,Y = coordinate in pianta del vertice inferiore sinistro dell'area di carico (t.c. il baricentro di carico è posto a: $(X+DimX/2), (Y+DimY/2)$);

q.Z (kN/m²) = carico verticale di superficie;

Diff. a 45° = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

Molt. vert. = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, il carico è considerato corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

Carichi lineari: Lungo X, Dim, X, Y, q.X, q.Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X, Pied.Sx, Pied.Dx

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Lungo X = orientamento del carico, secondo X se affermativo, secondo Y altrimenti;

Dim = lunghezza della linea di carico;

X,Y = coordinate in pianta del vertice sinistro del carico (t.c. il baricentro è posto a: $(X+Dim/2), Y$ per carichi secondo X; $X,(Y+Dim/2)$ per carichi secondo Y);

q.X, q.Z (kN/m) = componenti orizzontale e verticale del carico lineare uniformemente distribuito. La componente orizzontale q.X è positiva verso destra; la componente verticale q.Z è positiva verso il basso;

Diff. a 45° = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

Molt. vert. = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale;

Pied.Sx,Pied.Dx = per i ponti, indica se il carico lineare viene esteso anche alla massa sovrastante i piedritti sinistro e destro. Questi parametri consentono l'estensione del carico stradale o ferroviario sulla zona a monte o a valle dell'arco.

Carichi concentrati: X, Y, P.X, P.Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X

X,Y = coordinate in pianta del punto di applicazione del carico;

P.X, P.Z (kN) = componenti orizzontale e verticale del carico concentrato. La componente orizzontale P.X è positiva verso destra; la componente verticale P.Z è positiva verso il basso;

Diff. a 45° = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

Molt. vert. = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

Carichi aggiuntivi sui piedritti: azioni concentrate (verticali e/o orizzontali) derivanti ad esempio da strutture sovrastanti o da spinte di strutture a volta adiacenti a quella esaminata; il punto di applicazione è posto ad una quota misurata rispetto alla sommità del piedritto e positiva verso il basso (quindi Quota=0 per le azioni sulla sezione di sommità), ossia controversa all'asse di riferimento globale Z

Pied.sx, Fx, Fz, Ex, Ey, Quota, Stat., Sism.+X, Sism.-X

Pied.sx = sinistro se affermativo, destro altrimenti;

Fx, Fz (kN) sono le due componenti (+/-) del carico aggiuntivo sul piedritto:

Fx = componente orizzontale (secondo X), nel piano della struttura voltata, positiva se agente verso l'interno della struttura voltata;

Fz = componente verticale (secondo Z), positiva se agente verso il basso;

Ex, Ey = eccentricità (+/-) del punto di applicazione del carico aggiuntivo. Ex è la distanza dall'intradosso dell'arco, positiva verso l'interno della struttura voltata; Ey è la distanza dall'asse X (in pianta, l'asse X è posto nel piano d'imposta del fronte anteriore della struttura voltata, ossia, in altri termini, in basso, nella pianta, all'inizio della struttura);

Quota = quota (+/-) del punto di applicazione del carico rispetto alla sommità del piedritto, positiva verso il basso (controversa all'asse Z);

Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. Questo carico viene direttamente applicato in analisi sismica, senza moltiplicatori orizzontali.

La **tabella delle CCE** è così composta:

N°, Commento, Psi,2 (quasi perm.), P.p. volta, P.p. rinf.sx, P.p. rinf.dx, P.p. sottof., P.p. pavim., Carichi di superficie, Carichi lineari, Carichi concentrati, Car.aggiuntivi sui piedritti

dove:

Psi,2 (S.L.U.) = con riferimento alla Normativa (§2.5.2, §2.5.3) è un coefficiente che tiene conto della probabilità di presenza del carico in fase sismica. Verrà posto pari a 0 per le CCE che non si vuole influiscano sull'analisi sismica; altrimenti, assumerà i valori Psi,2 = 1, per carichi permanenti, e Psi,2 < 1 per carichi variabili. Per condurre una corretta analisi sismica, le CCE dovranno quindi essere suddivise almeno in tante condizioni di carico quanti sono i gruppi di carico corrispondenti a valori di Psi,2 distinti (in genere: una CCE per i carichi permanenti, una per ogni tipo di carico variabile indipendente);

P.p. volta, P.p. rinf.sx, P.p. rinf.dx, P.p. sottof., P.p. pav. = opzioni che definiscono l'influenza dei pesi propri nella CCE. Ai pesi propri non viene mai associato il moltiplicatore dei carichi verticali (che per suo stesso significato fisico sarà applicato a carichi di natura variabile, non a permanenti), ma viene invece sempre associato il moltiplicatore dei carichi orizzontali (trattandosi di masse permanenti);

Carichi di superficie, Carichi lineari, Carichi concentrati, Car.aggiuntivi sui piedritti = carichi specificati in input in dettaglio, secondo le indicazioni di cui sopra.

CCC (Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari)

L'**Analisi Statica** viene eseguita per tutte le CCC (Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari) specificate. E' possibile studiare anche più tipi di combinazioni (p.es. con mezzi rinfianchi, o con alcuni carichi piuttosto che altri).

Per ogni CCC si può calcolare, se richiesto nei Parametri di Calcolo, il moltiplicatore di carico verticale facendo crescere tutti i carichi affetti da Molt. vert. contenuti nelle CCE che costituiscono la CCC.

In accordo con la Normativa vigente (§2.5.3), i coefficienti di combinazione delle CCC possono coincidere con i **coefficienti parziali per le azioni γ_G e γ_Q** .

Ciò presuppone che le CCE siano state distinte per i diversi contributi di carico: permanenti e variabili. Normalmente i permanenti vengono

conglobati in un'unica CCE, la n°1, che contiene quindi pesi propri e carichi permanenti non strutturali.

Con riferimento agli stati limite ultimi di tipo STR, possono essere utilizzati i seguenti coefficienti:

- per i carichi permanenti (tutti): $\gamma_G=1.0$ se favorevoli, $\gamma_G=1.3$ se sfavorevoli; in generale, nei confronti delle strutture voltate i carichi permanenti, normalmente distribuiti su tutta la luce, svolgono ruolo favorevole, e quindi si adotta direttamente il valore 1.0;

- per i carichi variabili: $\gamma_Q=0.0$ se favorevoli (come avviene in genere nel caso di carichi distribuiti sull'intera luce dell'arco); $\gamma_Q=1.5$ se sfavorevoli (ad esempio nel caso di distribuzioni uniformi parzialmente agenti sulla luce dell'arco oppure nel caso di carichi concentrati). Una possibile scelta riguarda la definizione di due CCC distinte, una con $\gamma_Q=0.0$ e l'altra con $\gamma_Q=1.5$.

Nel caso dei ponti esistenti in muratura si fa riferimento ai seguenti contenuti normativi:

- NTC18: §5, Circ. 2019: §C5.

Si rileva in particolare:

- i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU γ_G e γ_Q per i ponti stradali (Tab. 5.1.V) e per i ponti ferroviari (Tab. 5.2.V). Con riferimento allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), nel quale viene inquadrata l'analisi limite condotta da SAV, valori significativi dei coefficienti sono i seguenti: per i carichi permanenti: 0.9 se favorevoli (ad es. pesi propri, che sono distribuiti su tutto l'arco e tendono a stabilizzarlo) e 1.1 se sfavorevoli (ai fini della verifica di resistenza, un maggior carico verticale può impegnare maggiormente la resistenza della sezione trasversale);

per le azioni variabili da traffico stradale: 1.35 se sfavorevoli (ad es.: carichi concentrati eccentrici, o carichi distribuiti nel caso di verifiche di resistenza) e 0.00 se favorevoli (ad es.: carichi distribuiti ai fini delle verifiche di stabilità); per le azioni variabili nei ponti ferroviari: 1.45 se sfavorevoli e 0.00 se favorevoli. Per i ponti, si osservi che in §3.9.2 della CNR-DT 213 si evidenzia che per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come sistema articolato (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle tab. citate 5.1.V (ponti stradali) e 5.2.V (ponti ferroviari);

- per le azioni sismiche dei ponti stradali (§5.1.3.12): normalmente si assume $\psi_2=0$, eccetto il caso delle zone urbane di intenso traffico per le quali $\psi_2=0.2$. Per il carico variabile dei ponti ferroviari si assume $\psi_2=0.2$ (§5.2.2.8);

- per gli stati limite ultimi nei ponti, le linee guida CNR-DT 213/2015 in §3.5.1 indicano gli stati limite che devono essere considerati sono i seguenti (si riporta un estratto):

"(...) A) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte; B) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti o dell'insieme della struttura; C) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni.

Per i ponti murari esistenti si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi: (Rif.: par. 2.6.1. NTC2008):

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO.

Lo stato limite EQU include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato. Nel caso dei ponti in muratura deve essere verificato attraverso l'equivalente Teorema Statico del Calcolo a Rottura, verificando la esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario. In questo senso la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR.(...)"

Pertanto, per i coefficienti parziali γ_G e γ_Q è possibile fare riferimento al solo EQU sia per le verifiche di stabilità sia per le verifiche di resistenza (compressione e attrito).

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione relativi alla spinta statica del terreno, si considera che la spinta attiva o a riposo, o la spinta passiva, esercitano un'azione che ai fini del comportamento del sistema arco+piedritti può essere considerata favorevole nei confronti della stabilità. Tuttavia, la spinta passiva viene già applicata solo in parte (percentuale inferiore al 50% e normalmente posta $\leq 30\%$), ed il coefficiente parziale 0.9 che secondo lo schema EQU corrisponde ai carichi permanenti (cui la spinta del terreno può essere assimilata) favorevoli, viene applicato automaticamente da SAV alla sola spinta attiva o a riposo.

AZIONI CONSIDERATE IN ANALISI SISMICA

L'Analisi Sismica viene eseguita per 1 sola combinazione, considerando agenti:

- a) i carichi verticali corrispondenti a tutte le CCE affetti dai valori ψ_2 corrispondenti, e che siano stati definiti attivi in analisi sismica (+X e/o -X);
- b) i carichi orizzontali attivi in analisi sismica, che restano invariati nel corso dell'analisi (cioè indipendenti dal moltiplicatore orizzontale). In pratica, con i carichi di cui al punto a) si calcolano tutte le azioni verticali nei concii; ognuna di queste azioni viene poi moltiplicata per il moltiplicatore orizzontale in input, per ottenere la corrispondente azione sismica (agente in direzione orizzontale X). Alle forze orizzontali di origine inerziale si sommano i contributi delle forze b).

L'analisi sismica consiste nella determinazione del moltiplicatore di collasso: il moltiplicatore viene fatto crescere progressivamente sino a raggiungere la configurazione di collasso.

Il moltiplicatore di collasso della struttura voltata, sia per carichi verticali, sia per carichi orizzontali, viene sempre determinato con riferimento alla Volta, come minimo valore fra tutti i moltiplicatori determinati per gli archi ideali costituenti la Volta, distintamente fra le tre analisi possibili (Statica, Sismica +X, Sismica -X).

E' inoltre possibile eseguire un'analisi con sole forze orizzontali corrispondenti ad un valore prefissato del moltiplicatore orizzontale, se la corrispondente opzione è stata selezionata nei Parametri di Calcolo.

Oltre alla componente sismica orizzontale, SAV consente **l'analisi sismica considerando anche la componente verticale**, i cui effetti possono essere considerati pari al 100% oppure al 30%. Considerando che la Normativa vigente assegna un valore identico alle accelerazioni al suolo orizzontale e verticale (D.M. 17.1.2018, §3.2.3.2.2), l'algoritmo di calcolo implementato in SAV si basa sul fatto che il moltiplicatore verticale delle masse inerziali è legato al moltiplicatore orizzontale secondo lo stesso rapporto che lega tra loro accelerazione strutturale verticale e accelerazione strutturale orizzontale. Più in dettaglio, il procedimento di calcolo è il seguente.

Si faccia riferimento ad un concio di un arco (fig. 1) sottoposto ad un carico P agente nel suo baricentro. Considerando carichi statici e azioni sismiche orizzontali e verticali, le forze agenti durante un passo incrementale di analisi sismica caratterizzato dal moltiplicatore α in direzione orizzontale sono le seguenti: forza peso P, forza inerziale orizzontale αP (in fig.: direzione e verso: +X) e forza inerziale verticale $\alpha_V P$.

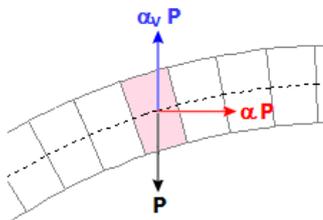


Fig.1

α_V è legato ad α : infatti il rapporto tra le forze inerziali verticale e orizzontale, entrambe corrispondenti al peso P, è pari al rapporto fra le accelerazioni spettrali S_{eZ} e S_{eX} .

Nel caso di un arco posto con vincolo alle imposte posto a quota $Z=0$, lo spettro elastico viene calcolato per il periodo $T=0$, e quindi si ha:

$$(1) \quad \alpha_V / \alpha = [\kappa \times S_{eZ}(0)] / S_{eX}(0)$$

dove κ è il fattore di combinazione del sisma verticale Z con il sisma orizzontale X, che, secondo quanto osservato in precedenza, può essere assunto pari a 0.30 oppure 00 qualora si ritenga opportuno considerare effetti sismici verticali presenti in modo completo e simultaneo con gli orizzontali.

Dalle formulazioni normative degli spettri di risposta, si ricava:

$$(2) \quad \alpha_V / \alpha = (\kappa \times a_g \times S_V) / (a_g \times S)$$

dove: S_V ed S sono i fattori di suolo che tengono conto della categoria di sottosuolo (S_G) e delle condizioni topografiche (S_T) rispettivamente per lo spettro verticale e per lo spettro orizzontale. Si osservi che per il verticale, diversamente dall'orizzontale, si assume sempre un coefficiente di sottosuolo

unitario. La (2) si semplifica quindi in:

$$(3) \quad \alpha_V / \alpha = \kappa / S_G$$

Se invece l'arco murario ha imposte vincolate alla quota Z e la costruzione intera cui l'arco appartiene è caratterizzata dal periodo fondamentale in direzione orizzontale T_{1X} , ipotizzando per la costruzione stessa un periodo proprio verticale basso (i modi verticali presentano sempre alte frequenze) tale da poter considerare un comportamento rigido in direzione Z, il rapporto fra le accelerazioni spettrali diviene:

$$(4) \quad \alpha_V / \alpha = (\kappa \times a_g \times S_V) / [S_{ex}(T_{1X}) \times \psi(Z) \times \gamma]$$

dove $\psi(Z)$ è il corrispondente modo di vibrazione secondo X normalizzato ad uno in sommità della costruzione ($\psi(Z)=Z/H$, con H altezza della costruzione stessa) e γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale.

All'inizio del processo incrementale di SAV, per un dato moltiplicatore α , α_V deriva dalla (3) o dalla (4), a seconda della posizione in quota dell'arco.

(i) Nel caso della (3) il rapporto tra i due moltiplicatori è costante qualunque sia il valore di α : pertanto, nel corso del processo incrementale, variando α - e quindi le forze inerziali orizzontali - si può corrispondentemente calcolare α_V per determinare le forze inerziali verticali; al termine del processo incrementale si ottiene il valore di collasso di α , da cui si ricava infine la capacità in termini di PGA ($a_g \cdot S$).

(ii) Nel caso della (4) si segue inizialmente la stessa procedura illustrata al punto precedente (i).

In questo caso, però, alla capacità ottenuta $a_g \cdot S$ può corrispondere un diverso valore del rapporto α_V / α , che - secondo la (4) - dipende dal valore di a_g .

In pratica, quindi, è avvenuto che nel corso del calcolo della capacità (la procedura incrementale) si è utilizzato un rapporto costante tra moltiplicatore verticale e orizzontale dipendente dalla domanda, nota però solo al termine della procedura.

E' quindi necessario ripetere l'analisi incrementale, correggendo il rapporto tra moltiplicatori in base al valore della capacità appena calcolato al termine della prima procedura.

Si giunge così ad un nuovo valore di $a_g \cdot S$ e quindi del rapporto α_V / α , e così via: la riesecuzione delle procedure incrementali termina quando il rapporto α_V / α si è stabilizzato e a questo punto è stata determinata la soluzione corretta.

Mentre l'analisi incrementale viene considerata secondo un verso prefissato, +X o -X, le contemporanee forze verticali potranno avere nei diversi conci verso generico: verso l'alto (alleggerimento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso il basso) oppure verso il basso (aggravamento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso l'alto). In linea di principio non ha giustificazione fisica ritenere che tutto il campo di forze verticali sia equiverso. L'incertezza sull'orientamento delle forze verticali rende necessario adottare diverse ipotesi di lavoro alla ricerca della situazione più sfavorevole. Le opzioni disponibili nei Parametri di Calcolo di SAV sono le seguenti: campo di forze equiverse verso l'alto, oppure equiverse verso il basso o dipendenti dal cinematismo.

L'ipotesi di verso delle forze verticali legato al cinematismo appare particolarmente significativa.

Infatti, il meccanismo attivato dal moltiplicatore di collasso mostrerà un preciso campo di spostamento dei conci, con rotazioni cinematiche intorno alle cerniere formatesi nel corso dei degni progressivi.

Alcuni gruppi di conci tenderanno a muoversi verso il basso, altri verso l'alto. Il campo di forze d'inerzia verticali a favore di sicurezza seguirà tale spostamento: gli effetti della componente sismica verticale saranno infatti massimi quando le corrispondenti forze tenderanno ad abbassare ancora più i conci che si abbassano (forze di aggravamento, verso il basso) e ad innalzare ancor più quelli che si innalzano (forze di alleggerimento, verso l'alto). La forma esatta del meccanismo di collasso (cinematismo) è nota tuttavia solo ad analisi avvenuta, ma trattandosi di una struttura ad arco, con comportamento qualitativamente definibile a priori, è possibile evitare processi iterativi innescati sulla forma del cinematismo ipotizzando specifiche modalità secondo cui il cinematismo si manifesta nel verso di applicazione delle forze orizzontali.

Come risulta dall'immagine seguente, nel caso di sisma nel verso +X, ottenuto applicando solo azioni inerziali orizzontali, il meccanismo di collasso presenta un abbassamento nella parte sinistra e un innalzamento nella parte destra; nel caso -X avviene il viceversa.

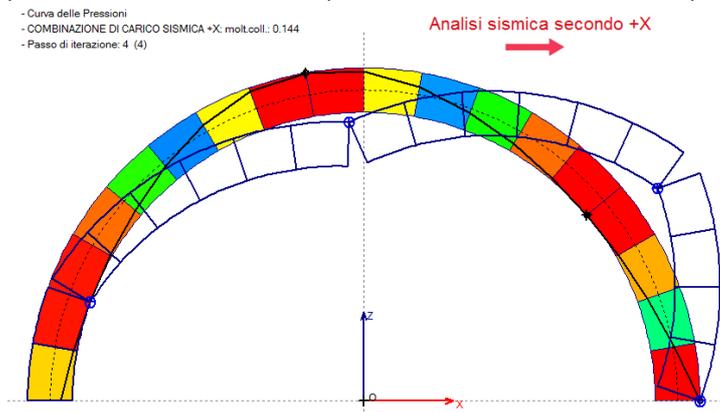


Fig. 2

Tracciando quindi nella mezzeria della luce l'asse verticale dell'arco, si possono distinguere il gruppo di conci in abbassamento ulteriore sotto forze verticali verso il basso dall'altro gruppo con comportamento opposto. Questa modalità di applicazione delle forze sismiche verticali garantisce risultati a favore di sicurezza. Il campo di forze inerziali verticali che a favore di sicurezza può essere applicato sull'arco al fine di eseguire un'analisi sismica che tenga conto di entrambe le componenti orizzontale e verticale è rappresentato in figura seguente, ed è identificabile nelle ipotesi di SAV come campo di forze verticali dipendenti dal cinematismo.

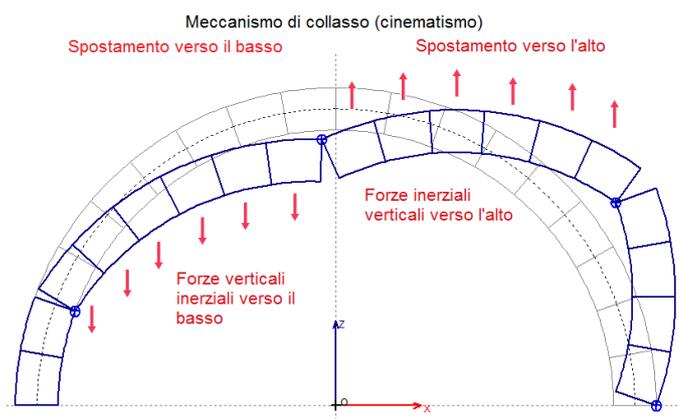


Fig. 3

Per quanto riguarda i **ponti**, l'azione sismica verticale, se considerata, viene applicata, a favore di sicurezza, in modo tale da alleggerire il piedritto a monte e aggravare il piedritto a valle. Per entrambe le componenti, orizzontale e verticale, SAV calcola automaticamente le forze sismiche delle masse che insistono sulle spalle.

GENERALI

> Schematizzazione geometrica

Generazione conci (-1=conci di uguale lunghezza, 0=numero di conci specificato)

Per conci di uguale lunghezza: - lunghezza conci (cm)

Controllo di conci tutti uguali

Per numero di conci specificato: - numero di conci

L'opzione 'numero di conci specificato' è consigliabile in particolare per le configurazioni simmetriche, in modo che la suddivisione dei conci in chiave rispetti l'asse di simmetria.

Piedritti: conci ideali di uguale lunghezza, pari a:

Lunghezza conci piedritto sx (cm), Lunghezza conci piedritto dx (cm)

> Tipo di Analisi

L'**Analisi Statica** viene sempre eseguita. **Moltiplicatore di collasso in direzione verticale** = indica se è richiesta l'elaborazione del moltiplicatore di collasso in direzione verticale

Analisi Sismica. Fasi di esecuzione dell'analisi sismica:

(1) determinazione del moltiplicatore di collasso nella direzione orizzontale X (XZ=piano dell'arco), nei due versi +X e -X, per ognuno dei seguenti comportamenti:

- per l'arco: stabilità (sempre valutata), attrito, compressione e trazione nei rinforzi (se richiesti);
- per i piedritti, sinistro e destro separatamente (se l'analisi e verifica dei piedritti è stata richiesta): stabilità (sempre valutata), attrito, compressione e trazione nei rinforzi (se richiesti);
- per il timpano (nel caso dei ponti): stabilità (meccanismo di collasso: ribaltamento fuori piano).

Distintamente per i diversi elementi: arco, piedritti e timpano, a partire dal moltiplicatore di collasso (pari al minimo fra i vari comportamenti a stabilità, compressione, attrito esaminati per un dato elemento) viene elaborato il confronto fra capacità e domanda che conduce alla definizione dell'indicatore di rischio sismico ζ_E , confrontato con il valore target specificato in input;

(2) analisi del sistema voltato (arco + piedritti se considerati nelle verifiche) sia sotto il moltiplicatore di collasso dell'arco, sia sotto forze orizzontali corrispondenti ad un moltiplicatore prefissato dei carichi verticali (**Moltiplicatore orizzontale dei carichi**). Nel caso in cui venga eseguita anche l'analisi e la verifica dei piedritti, è possibile impostare tale **moltiplicatore prefissato pari al moltiplicatore di collasso** del sistema arco+piedritti. In tal modo SAV propone in dettaglio i risultati relativi sia al moltiplicatore di collasso dell'arco, sia del sistema complessivo arco+piedritti.

E' possibile considerare la **Componente sismica verticale**, con effetti al 100% o al 30%, con forze sismiche verticali verso l'alto, oppure verso il basso o dipendenti dal cinematico.

> Dati Edificio

Numero piani dell'edificio. Per il coefficiente di partecipazione modale 'gamma' [§C7.2.10] può essere adottato il valore semplificato in base al numero di piani N (cfr. scheda Verifiche): $\gamma = 3N/(2N+1)$.

Altezza complessiva della struttura rispetto alla fondazione [§C7.3.3.2] H (m):

H viene utilizzata per il calcolo della funzione $\psi(Z)=(Z/H)$ che descrive in modo approssimato il primo modo di vibrazione.

Per il periodo proprio T_1 dell'intera struttura può essere adottato il valore semplificato secondo §C7.3.3.2 (cfr. scheda Verifiche).

Imposta Sinistra della struttura voltata: Quota da fondazioni (m)

In analisi sismica al collasso, l'altezza di imposta viene utilizzata per la determinazione dell'altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal cinematico ed il resto della struttura.

> Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento [§2.4]

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Vita Nominale V,N (anni)

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV), da cui segue il Coefficiente d'uso C_U e il periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U$

SISMICA

> **Impostazione dello Spettro di Risposta elastico** (componente orizzontale) (F_O, S, T_B, T_C, T_D : 1=dependenti da a_g , 2=indipendenti da a_g)

1 = questa opzione caratterizza l'applicazione della **Normativa Tecnica Italiana** (D.M. 17.1.2018, con riferimento al reticolo sismico pubblicato nel testo del D.M. 14.1.2008): F_O, S, T_B, T_C, T_D dipendenti da a_g [§3.2.3.2.1] => $S_e(T)$ non lineare con a_g .

Se F_O, S, T_B, T_C, T_D per i vari T_R coincidono con i valori definiti automaticamente dai criteri della Normativa, si può valutare una capacità in termini di P_{GA} e di T_R strettamente conforme alla Normativa stessa

2 = questa opzione può essere utilizzata per applicare l'**EuroCodice 8**, dove il legame fra a_g , T_R e i parametri di spettro non è espresso in modo continuo su un reticolo sismico: F_O, S, T_B, T_C, T_D indipendenti da a_g (definiti in corrispondenza di SLV) => $S_e(T)$ lineare con a_g . E' possibile valutare la capacità in termini di P_{GA} . Questa opzione si applica automaticamente, assumendo - per F_O, S, T_B, T_C, T_D - i valori definiti in corrispondenza di SLV, anche qualora non tutti tali parametri per i vari T_R coincidano con i valori definiti automaticamente dai criteri della Normativa.

> Determinazione dell'Azione Sismica

Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50 (gradi sessadecimali)

Tipo di interpolazione

1 = media ponderata §All.A.[3]

2 = superficie rigata §CA

Tab.2, All.B

0 = località non in Tab.2,All.B

1-20 = isola (località posta in Tab.2,All.B), con la seguente convenzione:

1=Arcipelago Toscano, 2=Isole Egadi, 3=Pantelleria, 4=Sardegna, 5=Lampedusa, 6=Linosa, 7=Ponza, 8=Palmarola, 9=Zannone, 10=Ventotene, 11=Santo Stefano, 12=Ustica, 13=Tremiti, 14=Alicudi, 15=Filicudi, 16=Panarea, 17=Stromboli, 18=Lipari, 19=Vulcano, 20=Salina

Valori dei parametri a_g (*g), F_o , T_C (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:

NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di a_g , F_O , T_C^* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR §3.2.1

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento V_R .

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C * e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite §3.2

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti T_R (anni), a_g (*g), F_O , T_C^* e S, T_B , T_C , T_D (periodi in sec.)

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) §3.2.2

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) §3.2.2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2

Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1

Microzonazione sismica

Definizione di PGA: la P_{GA} (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:

1 = acc. su roccia (come a_g)

2 = $a_g * S$ ($S = S_S * S_T$)

VERIFICHE

> Verifiche di Sicurezza

Oltre alla Verifica di Stabilità, sempre eseguita, possono essere condotte anche le verifiche ad Attrito (Taglio nei giunti) e a Compressione della muratura.

Verifica ad Attrito: utilizzando i valori dei tagli e degli sforzi normali competenti alla configurazione stabile dell'arco, è possibile eseguire la verifica per scorrimento (o verifica ad attrito) dei giunti.

Affinché tale tipo di verifica sia soddisfatto, occorre che il taglio T sia inferiore alla forza di attrito ($f \cdot N_C$), dove per f si assume il coefficiente di attrito della malta interposta fra i mattoni o i conci di pietra, o del concio sul concio nel caso di assenza di interposizione di malta (conci in mutuo contrasto tra loro). Il valore di f è in input nei Dati Struttura. Si ha: $f = \tan \varphi$, dove φ è l'angolo di attrito interno; per le malte si assume in genere: $\varphi = 35^\circ$, da cui: $f = 0.7$. In altri termini, i lati del poligono funicolare dovranno formare un angolo minore di 35° con le normali alle sezioni dell'arco (cioè alle interfacce) se non si vuole avere uno scorrimento fra i conci.

N_C è lo sforzo normale di compressione: se la sezione è interamente compressa, N_C è dato dalla somma degli sforzi nelle due bielle ortogonali d'interfaccia, altrimenti N_C è fornito dalla sola biella compressa. A resistere al taglio non è infatti l'azione interna sforzo normale N, ma la risultante delle compressioni.

Con un'apposita opzione (**Applicare γ_M e F_C per il calcolo del coefficiente d'attrito di progetto**) è possibile scegliere un coefficiente di sicurezza γ (e la verifica diviene: $T \leq f \cdot N / \gamma$), composto da due contributi ($\gamma = \gamma_M * F_C$): il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M (differenziato fra Analisi Statica e Analisi Sismica; uguale per volta e piedritti) e il fattore di confidenza F_C (differenziato tra volta e piedritti: per i due sistemi può essere diverso, infatti, il livello di conoscenza conseguito).

E' possibile ignorare tale coefficiente di sicurezza qualora il valore in input del coefficiente d'attrito sia già riferito ad un valore di progetto, direttamente utilizzabile in sede di verifica.

Verifica a Compressione: se eseguita viene considerata una resistenza a compressione finita della muratura.

In una data configurazione di equilibrio stabile, per ogni sezione dell'arco è noto lo sforzo normale, composto - secondo la modellazione adottata in SAV - dai due contributi della biella di estradosso e di quella di intradosso.

Lo sforzo normale può essere utilizzato per la stima della tensione di compressione della muratura, da confrontarsi con la resistenza di progetto $f_{m,d}$.

La reale distribuzione tensionale nella muratura è incognita, tuttavia è possibile utilizzare lo stato di sollecitazione ricavato dall'analisi per elaborare un diagramma tensionale coerente al comportamento elastoplastico del materiale murario non reagente a trazione, secondo lo schema rappresentato in figura seguente (f_m indica la resistenza).

Il comportamento elastico lineare-plastico (triangolo-rettangolo) è governato dalle seguenti equazioni che forniscono il momento resistente in funzione dello sforzo normale lungo le curve delle frontiere (fig. seg.):

definendo lo sforzo di compressione massimo: $N_U = f_m \cdot L \cdot t$

(s=spessore della sezione nel piano di flessione, t = spessore in profondità), si ha:

> Stato limite elastico (SLE) a sezione interamente reagente:

per $N \leq (N_U/2)$: $M = N \cdot s/6$, per $N \geq (N_U/2)$: $M = s/6 \cdot (N_U - N)$. Momento massimo: $M = N_U \cdot s/12$ per $N = N_U/2$

> Stato limite elastico (SLE) a sezione parzialmente reagente:

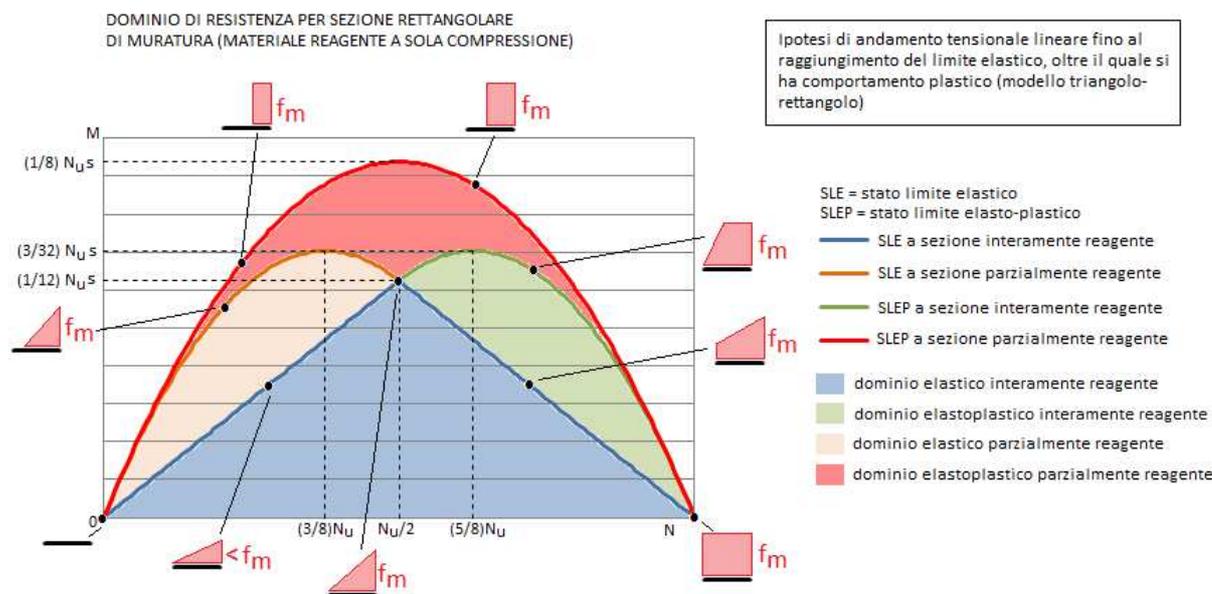
$M = N \cdot s/2 \cdot [1 - 4 \cdot N / (3 \cdot N_U)]$. Momento massimo: $M = 3/32 \cdot N_U \cdot s$ per $N = 3/8 \cdot N_U$

> Stato limite elastoplastico (SLEP) a sezione interamente reagente:

$M = s/2 \cdot (N_U - N) \cdot [1 - 4/3 \cdot (N_U - N) / N_U]$. Momento massimo: $M = 3/32 \cdot N_U \cdot s$ per $N = 5/8 \cdot N_U$

> Stato limite elastoplastico (SLEP) a sezione parzialmente reagente:

$M = N \cdot s/2 \cdot (1 - N/N_U)$. Momento massimo: $M = N_U \cdot s/8$ per $N = N_U/2$.



La sezione è parzializzata quando l'eccentricità di N è maggiore di $s/6$, s=spessore nella sezione di calcolo (per l'arco o per il piedritto: rappresenta lo spessore nel piano di flessione).

Lo studio della stabilità dell'equilibrio dell'arco non rinforzato può prevedere la formazione di cerniere: in corrispondenza di tali sezioni, la curva delle pressioni è tangente alla superficie dell'arco (esterna o interna) e la tensione di compressione nell'interfaccia tende teoricamente ad infinito. Non vi sarebbe quindi alcuna possibilità di soddisfare la verifica a compressione.

In realtà, è possibile precisare il percorso di verifica con le seguenti considerazioni.

Sperimentalmente, si è visto che in una sezione fessurata - sia essa rinforzata e quindi con apertura contrastata, o non-rinforzata e quindi con apertura libera (cerniera) - le tensioni si spalmano su una quota-parte dello spessore s pari a s/3 (laddove una cerniera ideale prevederebbe tensioni infinite, concentrate in una linea) (riferimento bibliografico: P.Faccio, P.Foraboschi: "Volte a botte ed archi. Analisi agli stati limite ultimi di volte in muratura con rinforzi in FRP", Riv. L'Edilizia, De Lettera Editore, maggio / giugno 2000; N° 5/6; anno XIV; pp. 48-56).

In SAV, in corrispondenza delle sezioni dove è presente trazione, sia nel caso di rinforzo che non, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, supposto appunto pari a $s/3$.

Per le interfacce limitrofe, dove la curva delle pressioni, pur allontanandosi dal bordo, resta ad esso molto vicina con tensioni di calcolo assai elevate, è possibile adottare lo stesso schema di schiacciamento. In SAV, una apposita opzione di calcolo:

Nei conci totalmente compressi, la tensione di compressione limite viene calcolata con diagramma rettangolare su 1/3 dello spessore. Questa distribuzione di tensioni è sempre ipotizzata nelle interfacce con sforzo di trazione, con cerniera (per archi non rinforzati) o in presenza di rinforzi consente il controllo che la tensione non superi il valore limite ottenuto ripartendola in un diagramma rettangolare di ampiezza $s/3$; tale controllo viene convenzionalmente svolto quando la sezione si parzializza (centro di pressione esterno al nocciolo d'inerzia). In tal caso, per coerenza, nelle sezioni interessate SAV ridefinisce il momento ultimo considerando la posizione della risultante delle tensioni di compressione, pari ad $s/6$ dal bordo e quindi a $(s/2-s/6)=s/3$ dall'asse: il momento ultimo risulta quindi pari a $(f_m \cdot s/3 \cdot t) \cdot s/3$, essendo t lo spessore dell'arco in profondità.

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

L'esecuzione della verifica a compressione rende lecita l'adozione di un fattore di confidenza F_C competente all'effettivo livello di conoscenza conseguito (come da Normativa vigente: cfr. §C8.7.1.2.1.3).

Non eseguire la verifica a compressione equivale ad assumere per l'arco una resistenza a compressione infinita e conseguentemente diviene obbligatoria, secondo le Norme citate, l'applicazione del fattore di confidenza più sfavorevole (competente a LC1: 1.35) indipendentemente dal reale livello di conoscenza.

Tale F_C entrerà in gioco nella valutazione della capacità sismica della struttura, secondo le formulazioni dell'analisi cinematica.

Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza della muratura γ_M

γ_M e F_C vengono applicati per il calcolo dei valori di progetto della resistenza a compressione, e (se richiesto) del coefficiente d'attrito. Conformemente alla Normativa vigente, il valore di γ_M viene distinto fra Analisi Statica (§4.5.6.1) e Analisi Sismica (§C8.7.1), ma è unico per tutta la struttura esaminata (Volta ed eventuali Piedritti).

I valori consueti sono 2.00 per l'Analisi Sismica, e un valore compreso fra 2.00 e 3.00 per l'Analisi Statica: il valore 3.00 pone la verifica a favore di sicurezza; per i ponti esistenti in muratura il riferimento al valore 3.00 è presente nella CNR-DT 213 in §8.6.1 dove γ_M è posto pari a $3 \cdot \gamma_D$ essendo γ_D il coefficiente di degrado introdotto per la riduzione di resistenza in caso di degrado.

Il valore di γ_M non è distinto tra volta e piedritti.

Si osservi che l'analisi limite, applicata in SAV, è un'analisi non lineare finalizzata alla ricerca di una curva delle pressioni compatibile con i carichi e con la geometria della struttura, consentendo un numero massimo di punti tangenti all'estradosso o all'intradosso (dove si formano cerniere). Dal punto di vista sismico, la ricerca della configurazione di collasso, condotta attraverso un'analisi incrementale con formazione di cerniere, è analoga ad un'analisi pushover. La Normativa vigente, in §C8.7.1.3.1.1 afferma che nel caso di analisi sismica non lineare i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi (di riferimento) per i rispettivi fattori di confidenza ma non per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M , il che significa assumere $\gamma_M=1.00$ in analisi sismica.

Per quanto riguarda l'analisi statica, non vi sono indicazioni specifiche in tal senso. Si può osservare che in analisi statica le sollecitazioni vengono ottenute amplificando le azioni attraverso i coefficienti di combinazione (che definiscono le singole Combinazioni di Condizioni di Carico statiche, aventi tipologia di Combinazioni fondamentali come definite in NTC18 in §2.5.3 [2.5.1]), mentre per le resistenze sono previsti tre fattori di riduzione: γ_M , F_C e γ_D . In base a quanto sopra osservato per la trascurabilità di γ_M in analisi sismica, l'analisi statica può rivelarsi eccessivamente cautelativa nei confronti della sismica. Potrebbe quindi essere plausibile la scelta di $\gamma_M=1.00$ anche per l'analisi limite (di natura non lineare) in campo statico.

In alternativa, dato che l'analisi limite appartiene al campo delle analisi per cinematici, la verifica a compressione può essere trascurata seguendo le indicazioni della Normativa per le analisi secondo meccanismi di collasso in §C8.7.1.2.1.3, purché il fattore di confidenza corrisponda al livello di conoscenza LC1: $F_C=1.35$ (comunque affetto, nel caso dei ponti, dal fattore di difformità γ_C). Seguendo questo percorso, F_C non condiziona la verifica di resistenza a compressione, che non viene eseguita, ma permane la sua influenza sulla capacità sismica in termini di PGA, in quanto F_C è presente nella formulazione dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (F_C influisce anche sul risultato della verifica ad attrito, se eseguita).

> Piedritti

Non eseguire l'analisi dei piedritti. Selezionando questa opzione, l'elaborazione di calcolo si limiterà alla sola struttura voltata. Se i piedritti sono soggetti a verifica, essi sono considerati sottoposti a carico sia in sommità per le azioni di imposta provenienti dagli archi, sia per forze aggiuntive, specificabili nelle CCE; le forze aggiuntive potrebbero per esempio provenire da archi di campate adiacenti.

Per i ponti in muratura, oltre ad eventuali forze aggiuntive, SAV applica le spinte del terreno, definite dai dati in input.

La volta può essere divisa in più archi ideali, mentre i piedritti sono sempre singoli, uno a sinistra e l'altro a destra.

L'analisi dei piedritti non viene eseguita contemporaneamente alla volta su di essi impostata, ma dopo la risoluzione della volta stessa. **La verifica dei piedritti non è eseguita se la volta non è stabile**, in quanto non esiste un campo di azioni ammissibili provenienti dalla volta.

Per i piedritti (elementi strutturali verticali suddivisi in conci) vengono calcolati sforzo normale, taglio e momento direttamente a partire dalle azioni applicate dalla volta, dai pesi propri e dai carichi aggiuntivi sui piedritti stessi.

Le verifiche di stabilità (curva delle pressioni interna alla geometria), ad attrito (taglio inferiore al limite di scorrimento) e a compressione vengono svolte in modalità del tutto analoghe alle corrispondenti verifiche sulla volta.

Verifiche in fondazione: le azioni giungono anche in fondazione, per determinare se la fondazione è: interamente compressa, parzialmente compressa o ribaltata. Nei risultati, viene fornita una tensione massima sul terreno che può essere confrontata con la capacità portante (tale confronto non è automaticamente disponibile in SAV).

> Per Analisi Sismica

Ipotesi di calcolo per la capacità in termini di PGA: è possibile scegliere fra due opzioni:

- l'arco si imposta su di una struttura rigida: la domanda in termini di accelerazione spettrale è data da $a_0^* = a_g \cdot S/q$

- si considera la deformabilità della struttura a cui l'arco appartiene, attraverso: $S_e(T_1)$, $\psi(Z) = Z/H$ e il coefficiente di partecipazione modale

Indicatore di rischio sismico zeta, ζ_E (§8.4): valore obiettivo (target) di ζ_E , ossia valore da raggiungere ai fini della sicurezza, dipendente dal tipo di valutazione o di intervento. L'indicatore di rischio sismico è espresso in termini di accelerazione al suolo, ed è dato dal rapporto fra capacità e domanda. Per i **ponti esistenti in muratura**: $\zeta_E = 0.800$ [§C8.8.7] indica l'adeguamento sismico dell'infrastruttura.

Coeff. part. modale Gamma, Primo periodo di vibrazione T_1 (sec)

> Per Rinforzi in FRP

Per i Rinforzi in FRP, la larghezza dei nastri può essere ottimizzata, progettandola in base agli sforzi di trazione risultanti dal calcolo, e alle caratteristiche del rinforzo stesso (spessore, resistenza a trazione di progetto). E' inoltre possibile specificare una larghezza minima del nastro. Nel caso che l'ottimizzazione della larghezza del nastro non sia selezionata, la larghezza verrà posta automaticamente pari alla profondità dell'Arco Ideale.

Ottimizzare larghezza dei nastri, **Larghezza minima** dei nastri (cm).

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Progettare la disposizione dei nastri imponendo al moltiplicatore di collasso (corrispondente alla resistenza a trazione dei rinforzi) le seguenti condizioni:

- per le combinazioni di carico verticali (Analisi Statica): progettazione per i carichi in input (moltiplicatore di collasso in direzione verticale ≤ 1.000);
- per le combinazioni sismiche (Analisi Sismica): progettazione per il moltiplicatore orizzontale specificato in input:
per comprendere il significato di questa opzione, si consideri che per i rinforzi in FRP SAV esegue un calcolo di progetto. Ciò significa che in base ai dati della struttura voltata e delle fibre di rinforzo, il moltiplicatore di collasso a trazione (sia in direzione verticale che orizzontale) viene calcolato disponendo i nastri in modo da ottenere la massima resistenza possibile. Ciò implica che in almeno un concio il nastro occupi tutta la profondità: oltre tale misura non è infatti possibile estenderlo, e quindi un ulteriore incremento di moltiplicatore non potrebbe essere sostenuto.
Se il moltiplicatore di collasso orizzontale complessivo coincide con quello determinato dalla resistenza a trazione, la conseguente verifica sismica cinematica, con calcolo della capacità in termini di P_{GA} e di T_R , viene svolta ipotizzando il posizionamento migliore possibile dei nastri, compatibilmente con i dati geometrici e sulle fibre.

Può darsi che tale intervento innalzi l'Indicatore di Rischio Sismico ζ_E oltre il valore obiettivo (target) strettamente richiesto.

Al fine di contenere l'aumento dell'Indicatore, o - in altre parole - per dimensionare un progetto di rinforzo meno oneroso è possibile utilizzare l'opzione che collega il moltiplicatore a collasso a trazione al moltiplicatore orizzontale in input: se tale opzione è attiva, il moltiplicatore di collasso a trazione non supererà il moltiplicatore orizzontale in input e la conseguente verifica in Analisi Sismica Cinematica condurrà a miglioramenti più contenuti.

Contemporaneamente, nei confronti dei carichi verticali il progetto del rinforzo in FRP verrà eseguito limitando l'utilizzo delle fibre al carico verticale in input (ciò equivale ad un moltiplicatore di collasso 1.000 in direzione verticale).

IMPOSTAZIONI

> Discretizzazione curve

Passo angolare di poligonalizzazione (gradi sessagesimali) ($^{\circ}$) per: Archi di Cerchio, Archi di Ellisse

> Tolleranze numeriche

Tolleranza per operazioni su matrici

Tolleranza $\|RNE\| / \|F\|$: R.N.E. = vettore dei residui non equilibrati, per il singolo passo del procedimento iterativo; F = vettore dei termini noti, o: forze applicate. In condizioni di equilibrio: $\|R.N.E.\| / \|F\| \leq$ Tolleranza

> Precisione Forze

Valori minimi da considerare per la definizione dei carichi nei conci:

Minima forza da considerare (kN), Minimo momento da considerare (kN m).

Valore di trazione accettabile per muratura non consolidata (kN): incrementando tale valore, viene ritardata la formazione delle cerniere dovute alla fuoriuscita della curva delle pressioni dalla sagoma dell'arco.

Risultati ANALISI STATICA e Procedure di calcolo

MODELLO DI CALCOLO

La metodologia di calcolo è stata sviluppata dal Dipartimento di Costruzioni dell'Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Architettura, autori: Prof. Arch. Michele Paradiso e Prof. Arch. Giacomo Tempesta, e si fonda sugli studi di Heyman, in accordo con i più avanzati studi del settore e supportata da indagini sperimentali condotte in ambito universitario. Una descrizione dettagliata è riportata nella documentazione associata al software SAV e nel volume 'Sistemi Voltati in Muratura' (DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007); qui di seguito enunciamo i concetti fondamentali, riferiti all'arco in sola muratura (non rinforzato).

Si considera un arco incastrato, costituito da 'n' conci e da 'm' = 'n+1' interfacce, su ciascuna delle quali agiscono le azioni interne N (sforzo normale), M (momento flettente) e T (taglio), per effetto del sistema di carichi applicati (peso proprio, altre azioni esterne). L'arco viene discretizzato, numerando i conci e le interfacce progressivamente da sinistra a destra.

I conci costituiscono gli 'elementi finiti' del modello; l'interfaccia consente la trasmissione degli sforzi da un concio a quello adiacente. Si può fare riferimento ai conci reali, separati da interfacce costituite dai giunti di malta; ma più in generale facciamo riferimento ad una suddivisione matematica dell'arco non necessariamente coincidente con i conci reali (i metodi numerici garantiranno comunque la validità del calcolo): questo permette di usare un numero di elementi finiti non eccessivo anche per archi di grandi dimensioni.

Il problema statico è retto dalla seguente formulazione:

$$(1) \quad AN + BM + CT = F$$

(dove A, B, C sono le matrici di configurazione geometrica relative rispettivamente ai vettori incogniti N, M e T, e F è il vettore dei carichi assegnati) sotto le condizioni:

$$(2) \quad N_i \leq 0$$

e

$$(3) \quad N_i h_i - M_i \geq 0$$

$$N_i h_i + M_i \geq 0$$

dove $2h_i$ è l'altezza del concio i-esimo.

Le incognite sono le $3m = 3(n+1) = 3n+3$ caratteristiche di sollecitazione agenti nelle interfacce, mentre le equazioni (1) sono pari al numero dei conci: $3n$.

Il sistema lineare (1) presenta quindi un numero di equazioni insufficienti: ciò è ovvio, dato il grado di indeterminazione del problema, pari a 3 incognite iperstatiche.

Le disequazioni (2) traducono la circostanza che l'interfaccia può trasmettere solo forza normale di compressione, mentre le (3) traducono il fatto che il poligono funicolare deve essere contenuto entro la sagoma dell'arco.

Le infinite soluzioni del sistema (1) possono quindi essere ridotte dalle condizioni (2) e (3).

Può anche accadere che non esista una soluzione che soddisfa contemporaneamente le equazioni e le disequazioni: in tal caso, la struttura non può essere in equilibrio sotto l'assegnata condizione di carico, ossia non esiste un poligono funicolare interno alla sagoma dell'arco in equilibrio con i carichi esterni: l'arco è instabile.

Per la soluzione del problema, viene utilizzata la tecnica della 'matrice inversa generalizzata'.

Prima di illustrare il procedimento numerico, si reimposta il problema in maniera più vantaggiosa, ridefinendo il vincolo di connessione fra le facce di due conci generici attraverso tre bielle delle quali una tangente e le altre due con direzione ortogonale all'interfaccia rispettivamente nei punti di intradosso e di estradosso.

In tal modo, l'arco risulta costituito da blocchi rigidi connessi da tre bielle ideali unilateri, cioè in grado di trasmettere solo sforzi di compressione, a comportamento rigido-fessurante.

Indicando con:

X_{1i} = sforzo nell'interfaccia 'i' nella biella di estradosso;

X_{2i} = sforzo nella biella di intradosso;

X_{3i} = sforzo nella biella tangente,

ed isolando il concio i-esimo, le tre equazioni di equilibrio del concio i-esimo (interessato dalle interfacce i e i+1) divengono (cfr. figura seguente):

$$(4) \quad \begin{aligned} X_{1,i} \cos\alpha + X_{2,i} \cos\alpha + X_{3,i} \sin\alpha - X_{1,i+1} \cos\beta - X_{2,i+1} \cos\beta - X_{3,i+1} \sin\beta + F_{1,i} &= 0 \\ X_{1,i} \sin\alpha + X_{2,i} \sin\alpha - X_{3,i} \cos\alpha - X_{1,i+1} \sin\beta - X_{2,i+1} \sin\beta + X_{3,i+1} \cos\beta + F_{2,i} &= 0 \\ -X_{1,i} d_{1,i} + X_{2,i} d_{2,i} + X_{3,i} d_{3,i} + X_{1,i+1} d_{1,i+1} - X_{2,i+1} d_{2,i+1} + X_{3,i+1} d_{3,i+1} + F_{3,i} &= 0 \end{aligned}$$

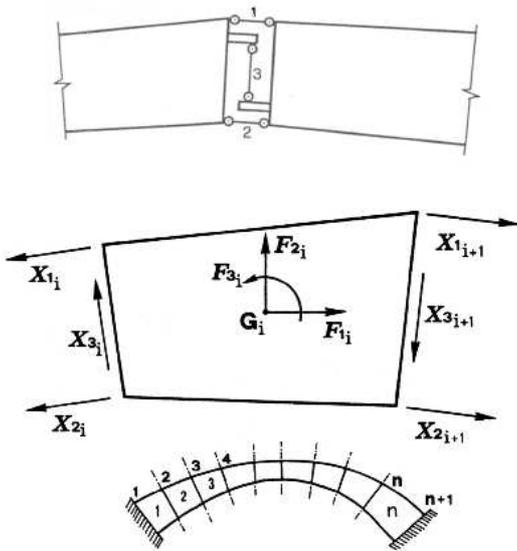
dove:

X_i = azioni interne incognite (sforzi nelle bielle), pari a $3m$ (3 bielle per ognuna delle 'm' interfacce);

per quanto riguarda la convenzione sui segni: per le bielle normali $X > 0$ se di compressione; per la biella tangente $X > 0$ se corrisponde ad un abbassamento del semiarco di sinistra rispetto a quello di destra (convenzione opposta a quanto usualmente adottato per lo sforzo di taglio);

F_{1i}, F_{2i}, F_{3i} = carichi esterni agenti sul concio (termini noti);

$d_{j,i}$ = distanza della direzione j (asse della biella) dal baricentro G_i del concio.



Il sistema lineare (4) può essere riscritto nella forma:

$$(5) \quad A X + F = 0$$

dove:

$$(6) \quad A = \begin{vmatrix} \cos\alpha & \cos\alpha & \sin\alpha & -\cos\beta & -\cos\beta & -\sin\beta \\ \sin\alpha & \sin\alpha & -\cos\alpha & -\sin\beta & -\sin\beta & \cos\beta \\ -d_{1,i} & d_{2,i} & d_{3,i} & d_{1,i+1} & -d_{2,i+1} & d_{3,i+1} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{3 \times 6}$$

$$X = \begin{vmatrix} X_{1,i} \\ X_{2,i} \\ X_{3,i} \\ X_{1,i+1} \\ X_{2,i+1} \\ X_{3,i+1} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{6 \times 1} \quad (\mathbb{R}^6)$$

$$F = \begin{vmatrix} F_{1,i} \\ F_{2,i} \\ F_{3,i} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{3 \times 1} \quad (\mathbb{R}^3)$$

essendo:

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

A = matrice di assetto (o di configurazione geometrica, detta anche: matrice di equilibrio);

X = vettore incognito degli sforzi nelle bielle;

F = vettore dei termini noti (carichi assegnati);

$R^{n \times m}$ è l'insieme delle matrici reali aventi n righe e m colonne.

Le espressioni matriciali (6) si riferiscono al concio i -esimo. Il sistema completo della struttura globale (l'arco costituito da tutti i conci) viene costruito per assemblaggio dei singoli conci, cioè dei gruppi di 3 equazioni.

Eseguito l'assemblaggio, risulta: $A \in R^{3n \times 3m}$, $X \in R^{3m \times 1}$ (R^{3m}), $F \in R^{3n \times 1}$ (R^{3n}).

La (5) può anche essere scritta nella forma:

$$(7) \quad AX = F$$

adottando per i termini noti la convenzione sui segni opposta (in modo, dunque, che il carico verticale $F_{2,i}$ sia positivo se rivolto verso il basso, come ad esempio il peso proprio).

Poniamo, per semplicità:

$$3n \rightarrow n$$

$$3m \rightarrow m$$

e quindi:

$$A \in R^{n \times m}, X \in R^m, F \in R^n.$$

Il sistema lineare è perciò 'rettangolare', cioè costituito da ' n ' equazioni in ' m ' incognite con $n \neq m$, e più precisamente: $n < m$ (per l'esattezza: $n = m - 3$).

Il rango di A vale ' n ', cioè le righe del sistema sono linearmente indipendenti tra loro ($\det A \neq 0$).

Se i vincoli fossero tutti bilateri, cioè le bielle 1 e 2 (fig. 16) fossero in grado di trasmettere sforzi di trazione e di compressione, il sistema presenterebbe ∞^{m-n} ($= \infty^3$) soluzioni tutte equilibrate (azioni interne in equilibrio con i carichi esterni).

Ma l'unilateralità dei vincoli (le bielle 1 e 2 possono reagire solo a compressione) impone la ricerca dell'insieme di soluzioni che soddisfano le equazioni di equilibrio (7) nel rispetto delle condizioni di segno:

$$(8) \quad X_{1,j} \geq 0, X_{2,j} \geq 0$$

Nel procedimento numerico, si ricerca anzitutto (utilizzando il metodo dell'inversa generalizzata) l'espressione generale delle ∞^{m-n} soluzioni del sistema rettangolare avente un numero di equazioni inferiore al numero delle incognite; in seguito, vengono introdotte le condizioni di segno per identificare le soluzioni realmente accettabili (cioè aventi significato fisico) per il problema in esame.

L'espressione generale detta ha la forma:

$$(9) \quad X = X_0 + C M, \quad M \in R^m$$

dove la matrice C è definita da:

$$(10) \quad C = I - A^T (A A^T)^{-1} A, \quad C \in R^{m \times m}$$

essendo I la matrice identità di ordine m

Nella (9) è presente l'arbitrarietà del vettore M . Dato che il sistema rettangolare (7) corrispondente al problema fisico esaminato presenta condizioni di segno, l'arbitrarietà di M può essere utilizzata per soddisfare le disequazioni (8). Il vettore M viene definito attraverso un procedimento iterativo, il cui scopo, ad ogni passo, è quello di annullare una componente di trazione, inaccettabile nella muratura.

L'annullamento dello sforzo in una biella corrisponde alla formazione di una cerniera, all'intradosso o all'estradosso (a seconda, rispettivamente, che si tratti di $X_{2,j}$ o $X_{1,j}$). E' consentito un numero di passi avente un limite superiore costituito dalla formazione del meccanismo di collasso, che si attiva quando il sistema presenta 4 cerniere alterne rispetto alle posizioni di estradosso e intradosso.

Generalizzando il metodo alla soluzione di strutture generiche a vincoli unilaterali, ciò significa che il numero delle iterazioni non può superare il grado di iperstaticità della struttura.

Se il procedimento è convergente, ossia ha termine all'iterazione k , la curva delle pressioni (ottenuta attraverso il vettore soluzione degli sforzi nelle bielle) sarà tangente, in k interfacce, all'intradosso o all'estradosso, denunciando la formazione di k cerniere e le componenti X_1 e X_2 del vettore soluzione X saranno tutte ≥ 0 .

Se invece il procedimento non converge, ossia, eseguita l'ultima iterazione, continua a manifestarsi almeno un valore negativo tra gli sforzi nelle bielle, l'arco è instabile: non esiste quindi alcun poligono funicolare compatibile con i carichi applicati e con la sagoma dell'arco. In particolari configurazioni (ad esempio, in archi sottoposti a forze orizzontali crescenti) l'instabilità può essere raggiunta non solo con formazione del cinematismo, ma anche per sforzo normale complessivo (dato dal valore in intradosso più quello di estradosso) di trazione su una o più interfacce.

Per quanto riguarda l'arco rinforzato, occorre distinguere i casi di rinforzi di superficie (cappa in cls armato o nastri in FRP) da quelli di rinforzi localizzati (catene, o rinforzi a trazione in specifiche interfacce).

Nel caso di catene, la metodologia illustrata è invariata: oltre alle bielle che schematizzano le interfacce dei conci, vengono considerate tante bielle aggiuntive quante sono le catene, ognuna delle quali è unilatera a trazione, cioè non reagisce a compressione.

Nel caso dei rinforzi di superficie, SAV introduce una variante nella metodologia illustrata, consistente nella bilateralità della biella posta dalla parte del rinforzo (intradosso o estradosso), per la quale quindi diviene accettabile lo sforzo di trazione; il procedimento numerico può in tal caso eseguire tanti passi quanti sono necessari per assicurare la compressione nella muratura, dal momento che l'esistenza del rinforzo a trazione impedisce teoricamente la formazione delle cerniere di apertura.

In ogni caso, l'applicazione della metodologia di calcolo illustrata fornisce sia una risposta immediata sulla stabilità dell'arco, evidenziandone la posizione della curva delle pressioni, sia il campo di azioni interne: esse possono essere utilizzate per ulteriori verifiche strutturali.

VERIFICHE ESEGUITE

SAV consente l'analisi di quattro verifiche fondamentali:

- 1) Equilibrio della struttura (Verifica di Stabilità);
- 2) Verifica ad attrito (Taglio nei giunti);
- 3) Verifica a Compressione della muratura;
- 4) Verifica a Trazione dei rinforzi.

La verifica 1) (Stabilità) è direttamente eseguita applicando la metodologia di calcolo illustrata al paragrafo precedente.

La 2) (Attrito) viene eseguita utilizzando le azioni interne derivanti da tale analisi, corrispondenti cioè alla curva delle pressioni determinata.

Per la verifica 3) (Compressione) la tensione viene calcolata sviluppando il dominio di resistenza N-M con ipotesi di comportamento elastico lineare-perfettamente plastico del materiale murario non reagente a trazione. In corrispondenza delle sezioni dove è presente trazione, sia nel caso di rinforzo che non, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, supposto pari a $s/3$, secondo indicazioni provenienti dalla Ricerca sperimentale.

La verifica 4) (Trazione dei rinforzi) viene eseguita solo in caso di presenza di rinforzi, dove esiste una struttura associata alla muratura in grado di reagire a trazione, sia essa una catena piuttosto che una cappa in calcestruzzo armato o nastri in composito fibrorinforzato o rinforzi a trazione localizzati.

Per quanto riguarda i piedritti, lo studio del comportamento è possibile solo quando esiste una soluzione ammissibile per l'arco: in tal caso, le sollecitazioni vengono calcolate sotto l'azione delle forze trasmesse dall'arco alle imposte, delle eventuali forze aggiuntive e, nel caso dei ponti, delle spinte del terreno.

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO in direzione verticale

Il moltiplicatore di collasso in direzione verticale, calcolato o meno a seconda dell'attivazione della corrispondente opzione nei 'Parametri di Calcolo', viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ogni Combinazione delle Condizioni di Carico elementari e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce, per una data Combinazione delle Condizioni di Carico, il moltiplicatore di collasso della Volta.

ANALISI CON CEDIMENTI ALLE IMPOSTE

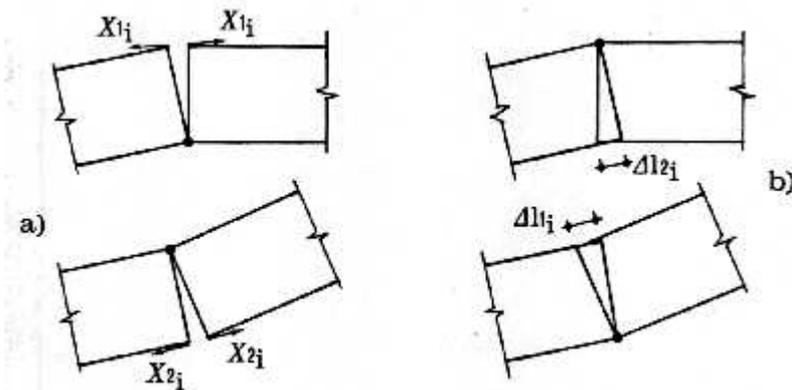
Quando oltre al campo di carichi esterni agenti sull'arco vengono anche applicati cedimenti alle imposte, la procedura richiede alcune specifiche integrazioni.

Come è stato illustrato, per soli carichi esterni le incognite cinematiche, in condizioni di equilibrio, risultano ovunque nulle e quindi l'analisi della stabilità si limita al controllo della compatibilità tra la sagoma iniziale dell'arco e la curva delle pressioni. Nel caso di compresenza di cedimenti vincolari, tale controllo di compatibilità deve essere effettuato tra la curva delle pressioni e la configurazione variata dell'arco, funzione di incognite cinematiche (le rotazioni nelle cerniere) che dipendono sia dai cedimenti stessi sia dai carichi applicati.

Si consideri dunque un arco sottoposto ad una condizione di carico verticale, per la quale la struttura risulti "stabile", e ad una configurazione di cedimenti anelastici dei vincoli, che per semplicità si possono pensare concentrati nelle imposte.

Per effetto del cedimento (consistente in uno o più movimenti fra traslazione orizzontale, traslazione verticale e rotazione, ad una o ad entrambe le imposte) la struttura si trasforma da una configurazione tre volte iperstatica ad una isostatica: di conseguenza la curva delle pressioni diventa tangente in tre punti alla sagoma dell'arco. Si formano 3 cerniere delle quali si deve individuare la posizione.

La figura seguente illustra le condizioni statiche e cinematiche che vengono controllate per la soluzione strutturale dell'arco: la configurazione che rispetta l'equilibrio deve assicurare sia l'assenza di trazioni con annullamento delle forze nelle bielle ortogonali all'interfaccia che risultano tese (fig. a; le forze X_{1i} e X_{2i} si riferiscono alle bielle d'interfaccia), sia l'assenza di ogni compenetrazione di materiale nella direzione delle bielle ortogonali all'interfaccia interessate dalla forza di compressione (fig. b) [1][2].



L'algoritmo risolutivo diviene il seguente:

Fase 1. Dati in input: arco, carichi statici esterni, cedimenti alle imposte.

Fase 2. Si individuano tutte le triplette di cerniere in grado di rispettare le condizioni richieste dal punto di vista cinematico (assenza di compenetrazione di materiale murario in corrispondenza delle bielle compresse). Se non esiste alcuna tripletta che rispetta la condizione cinematica, i cedimenti definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.

Fase 3. Fra tutte le triplette di cerniere individuate nella fase 2 si ricerca la tripletta in grado di soddisfare l'equilibrio con curva delle pressioni interna alla sagoma (e passante per le cerniere determinate dai cedimenti), facendo riferimento all'arco deformato. Se non esiste alcuna tripletta con tale proprietà, i carichi definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.

Se invece la tripletta che soddisfa le condizioni cinematiche e statiche viene individuata, si assegnano all'arco le 3 cerniere che lo degradano da iperstatico a isostatico.

Fase 4. Sulla configurazione originaria dell'arco, modificata dall'inserimento delle 3 cerniere, è possibile condurre una normale analisi per il calcolo di un moltiplicatore statico (relativo a carichi verticali variabili) o sismico (relativo all'intensità delle forze sismiche); tale procedura è da considerarsi significativa nel caso di cedimenti di piccola entità rispetto alle dimensioni geometriche dell'arco. Come per ogni altra analisi condotta con l'algoritmo implementato in SAV, il moltiplicatore viene fissato dalla formazione della quarta cerniera oppure da una condizione non ammissibile (ad esempio, sforzo normale risultante di trazione in una interfaccia non soggetta a rinforzo); ad ogni passo dell'analisi viene in ogni caso effettuata una verifica sul residuo non equilibrato: quando questo risulta non nullo, l'equilibrio non è più assicurato.

Analisi del cedimento limite. Nel caso che il cedimento applicato non sia di piccola entità, è necessario esaminare l'equilibrio dell'arco nella

configurazione geometrica variata. Questa procedura viene seguita nel corso dell'analisi del cedimento limite, quando, sottoponendo il cedimento ad un moltiplicatore crescente, viene ricercato il valore massimo del moltiplicatore (moltiplicatore di collasso) per il quale l'arco deformato non è più in equilibrio rispettando la curva delle pressioni interna alla geometria deformata dell'arco stesso.

L'analisi del cedimento limite è di fatto indipendente da successive analisi sismiche con moltiplicatore orizzontale delle forze gravitazionali: l'analisi sismica in SAV viene infatti condotta non nella configurazione deformata dell'arco, ma in quella originaria. Si tenga presente che l'analisi sismica può comunque essere condotta sull'arco affetto da una o più cerniere predefinite (in caso di 3 cerniere, queste potrebbero essere del tutto equivalenti alle cerniere prodotte da cedimenti delle imposte); in ogni caso, le forze orizzontali sismiche incrementali agiscono su conci posti nella configurazione geometrica originaria.

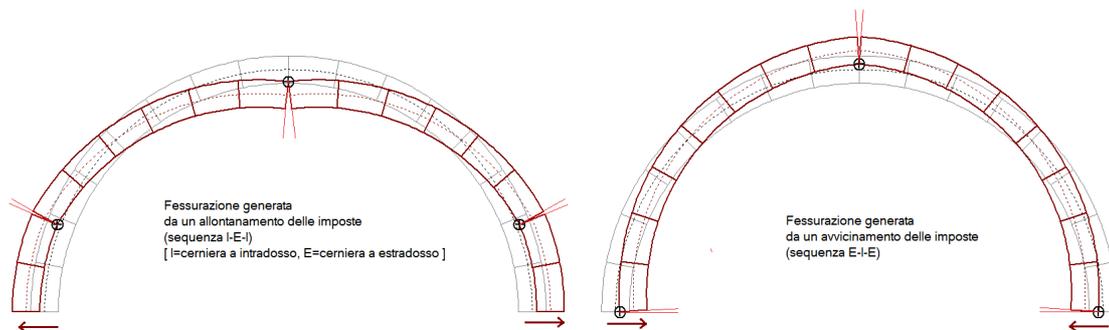
Si osservi peraltro che in caso di cedimenti di entità rilevante (dell'ordine della decina di cm.), le analisi statica e sismica condotte sulla geometria originaria affetta dalle 3 cerniere dovute ai cedimenti acquistano un certo grado di convenzionalità. In casi di questo tipo gli effetti sismici sull'arco dovrebbero essere correlati non tanto all'effetto inerziale rappresentato da forze orizzontali agenti sull'arco stesso, ma alle sollecitazioni e deformazioni sismiche delle strutture su cui l'arco si imposta. Ad esempio, cedimenti che rappresentano una **traslazione orizzontale delle imposte asincrona** (allontanamento o avvicinamento reciproco contemporaneo) possono essere considerati **rappresentativi di effetti sismici** trasmessi all'arco dalle deformazioni delle strutture sulle quali l'arco si imposta.

Infatti, le pareti murarie dell'organismo edilizio da cui l'arco spicca possono vibrare in modo asincrono: si pensi ad esempio ad un arco impostato da una parte su una parete perimetrale e dall'altra su una parete interna. Le pareti interne sono maggiormente connesse all'organismo murario dell'edificio, e la vibrazione delle imposte dell'arco può avvenire in modo asincrono. L'allontanamento reciproco delle imposte può determinare una deformazione della volta tale da provocarne il crollo, specialmente in caso di volte sottili (meccanismi riscontrati ad esempio nei recenti eventi sismici dell'Italia Centrale). In tali casi l'analisi sismica dell'arco può svolgersi analizzando gli effetti inerziali non tanto sulle masse dell'arco stesso (studio dell'arco indeformato sottoposto a forze orizzontali crescenti), ma piuttosto sulle strutture che lo sostengono con conseguenti possibili movimenti asincroni delle imposte, valutandone le conseguenze sulla stabilità dell'arco.

Peraltro, si deve osservare che la relazione fra il valore limite di spostamento delle imposte e l'accelerazione sismica in input, aspetto da considerare per poter attribuire all'arco un indicatore di rischio sismico, è di difficile valutazione. L'arco e le pareti murarie su cui esso si imposta sono nella realtà un organismo unitario; disaccoppiando il comportamento, occorrerà una comparazione fra spostamenti e sollecitazioni delle due strutture per accertare che la capacità calcolata studiando la struttura muraria dell'edificio sia compatibile con la capacità dell'arco.

Ad esempio, condotta un'analisi pushover si possono estrarre informazioni sullo stato di deformazione e di sollecitazione delle pareti su cui l'arco si imposta in corrispondenza del punto di funzionamento per SLV: la deformazione dovrà essere compatibile con il cedimento che l'arco può sostenere, mentre la sollecitazione (es. momento fuori piano) dovrà mostrare un margine di sicurezza tale da sostenere gli effetti ribaltanti prodotti dalla spinta dell'arco nella configurazione deformata.

E' ragionevole attendersi che i cedimenti sismici dovuti al comportamento elastoplastico dell'organismo murario, intesi come spostamenti delle imposte generati dal moto delle pareti su cui l'arco è costruito, siano di dimensioni contenute e quindi generalmente lontani dai valori limite, di ordine di grandezza inferiore rispetto a spostamenti di dimensioni più importanti che possono avere cause di altra natura (quali i cedimenti del terreno). Evidentemente, ogni caso deve essere analizzato in modo specifico.



La bibliografia di riferimento sui cedimenti negli archi costituiti da corpi rigidi è la seguente:

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Sul calcolo degli archi in muratura", Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze (<http://www.cias-italia.it/PDF/129.pdf>)

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Analisi statica e cinematica ed equilibrio limite di strutture ad arco a vincoli unilateri", Atti del IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata (AIMETA)

S. Galassi, G. Misseri, L. Rovero, G. Tempesta: "Failure modes prediction of masonry voussoir arches in moving supports", Engineering Structures 173 (2018), 706-717.

ANALISI CON CERNIERE IN INPUT

In SAV è possibile definire sconnessioni in una, due o tre interfacce, in intradosso o estradosso, che qualificano l'assetto iniziale dell'arco. Attraverso le cerniere in input è quindi possibile interpretare stati di lesione, riducendo le iperstaticità della struttura. Le analisi statica e sismica seguono normalmente le procedure descritte in precedenza, ipotizzando fin dall'inizio dell'elaborazione che le belle poste dal lato opposto rispetto alla cerniera introdotta siano disattivate. Inserendo 3 cerniere alterne l'arco viene ricondotto ad una configurazione isostatica. Cerniere che si formano nell'arco per effetto dell'equilibrio statico devono normalmente essere considerate anche ai fini dell'analisi per cedimenti, e in tal senso possono essere definite, in un apposito modello, come cerniere in input.

Risultati ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda la descrizione del modello di calcolo e delle verifiche eseguite, si rimanda a: 'Risultati dell'Analisi Statica e Procedure di calcolo'. Per le azioni considerate in analisi sismica (componente sismica orizzontale ed eventuale componente sismica verticale), si rimanda a: 'Dati Progetto, Strutture, Carichi (CCE e CCC) - Azioni considerate in Analisi Sismica'.

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO in direzione orizzontale

Il moltiplicatore di collasso in direzione orizzontale X viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ognuno dei due versi di riferimento (+X e -X) e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce il moltiplicatore di collasso della Volta.

Qualora nelle analisi e nelle verifiche vengano considerati anche i piedritti, il moltiplicatore di collasso generale si riferisce al sistema arco+piedritti (+timpano, nel caso dei ponti).

Coefficienti di sicurezza: INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

L'Indicatore di Rischio Sismico ζ_E , consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica della struttura. Per lo stato limite di riferimento (stato limite ultimo SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita), esso viene espresso in termini di P_{GA} al suolo, e, poiché l'analisi è stata condotta secondo la Normativa Italiana vigente ed in conformità al reticolo sismico di tale Normativa, l'indicatore viene espresso anche in termini di periodo di ritorno T_R .

La capacità della struttura in termini di P_{GA} ($P_{GA,CLV}$) o di T_R ($T_{R,CLV}$) indica l'accelerazione (o il corrispondente periodo di ritorno) sostenibili allo stato limite ultimo; la domanda in termini di P_{GA} ($P_{GA,DLV}$) o di T_R ($T_{R,DLV}$) è l'input sismico.

ζ_E può essere definito pari al rapporto ($P_{GA,CLV}/P_{GA,DLV}$) o ($T_{R,CLV}/T_{R,DLV}$): i valori di ζ_E in termini di P_{GA} e di T_R non sono uguali data la non linearità del legame fra P_{GA} e T_R , ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

Ai fini del confronto con il valore obiettivo (target) previsto dal D.M. 17.1.2018 in relazione al tipo di intervento (§8.4), la Circ. 7 specifica in §8.3 che il parametro di confronto per la definizione di ζ_E è a_g^*S , ossia P_{GA} al suolo (SAV conduce la verifica di sicurezza effettuando tale confronto in termini di P_{GA}). Per il valore di P_{GA} in input, l'inclusione dell'effetto di suolo (fattore S) è la preimpostazione presentata da SAV all'atto di generazione di un nuovo modello.

Per un Edificio Esistente sottoposto ad Adeguamento, ζ_E deve essere non inferiore a 0.80 o 1.00, secondo le caratteristiche dell'edificio e del tipo di intervento (D.M. 17.1.2018, §8.4.3); nel caso di miglioramento, il valore target di ζ_E si ottiene seguendo le indicazioni normative riportate in §8.4.2 e può identificarsi nel valore di 0.6 oppure in un aumento di 0.1 rispetto allo Stato precedente l'intervento.

In ogni caso, ζ_E caratterizza la capacità antisismica dell'edificio, e per uno Stato di Progetto a partire dallo Stato Attuale è possibile studiare interventi idonei per l'incremento di ζ_E .

Per i ponti esistenti in muratura, si considera che l'adeguamento sia soddisfatto per un valore target di ζ_E pari a 0.8 (§8.8.7).

Il calcolo della capacità della struttura (in termini di P_{GA} ed eventualmente di T_R) allo Stato Limite Ultimo (Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV) viene condotto con riferimento all'Analisi Cinematica, o Analisi per Meccanismi di Collasso, secondo quanto riportato nella Normativa Italiana vigente, con contenuti illustrati in §8.7.1.2.1. Calcolato il moltiplicatore di collasso α_0 attraverso l'elaborazione adottata dal software SAV, viene determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$a_0^* = \alpha_0 g / (e^*F_C)$$

da confrontarsi con l'accelerazione al suolo:

$$a_1^* = a_g S / q$$

e, in aggiunta, in caso di struttura posta ad una certa quota per la quale si è scelta l'ipotesi di struttura sottostante non rigida, con l'accelerazione assoluta alla quota di ubicazione della struttura esaminata (amplificata rispetto all'accelerazione al suolo):

$$a_2^* = S_e(T_1) * \psi(Z) * \gamma / q$$

In altri termini, a_1^* è la domanda in termini di accelerazione spettrale per una costruzione rigida o per una struttura voltata appoggiata a terra, mentre

a_2^* è l'analoga per una costruzione deformabile dove la struttura voltata è posta ad una certa quota (nel caso di a_2^* si deve considerare

un'accelerazione spettrale corrispondente all'amplificazione dell'accelerazione al suolo).

Il significato dei parametri utilizzati nelle formule indicate è il seguente:

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito dalla Norma di riferimento, in funzione del primo periodo T_1 di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, con Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;

γ è il coefficiente di partecipazione modale;

q è il fattore di struttura, che viene assunto pari a 2.0 per l'arco e per i piedritti; il valore di q è invece in input per il timpano (presente nel caso di un ponte).

Deve aversi:

$$a_0^* \geq a^*, \text{ con: } a^* = \max(a_1^*; a_2^*)$$

Il rapporto fra a_0^* e a^* costituisce già un coefficiente di sicurezza; per determinare tuttavia la sicurezza in termini di ζ_E viene utilizzato un procedimento iterativo volto a definire il livello di input sismico in corrispondenza del quale vale l'uguaglianza $a_0^* = a^*$: si individua così $P_{GA,CLV}$ e conseguentemente ζ_E .

Il procedimento di calcolo viene ripetuto per ogni arco costituente la Volta e per ognuna delle due Combinazioni di Carico Sismiche (+X e -X); nel caso di Volta composta da più archi, il minimo indicatore di rischio fra tutti gli archi ideali determina il risultato finale.

Viene infine definita la capacità della struttura in termini di Vita Nominale (V_{NC}), identificata con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile $T_{R,CLV}$, mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento $V_{RC} (=V_{NC} * C_U)$ la

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

probabilità di superamento PV_R definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV. Per una valutazione del valore ottenuto per V_{NC} relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011, attuativa della Circ.26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali). Se risulta: $T_{R,CLV} \geq 2475$ anni, si potrà considerare un valore della vita nominale \geq del limite V_{NC} riportato nei risultati (corrispondente a $T_R=2475$ anni: $V_{NC} \geq 2475 * -\ln(1-PV_R) / C_U$).

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso α_0

Peso sismico totale $P_{tot} = g * \text{Massa totale} = \Sigma P_i$ (kN)

Massa sismica totale = $\Sigma P_i / g$ (kgm)

$g * \text{Massa partecipante} = gM^* = g * (\Sigma(P_i * \delta_i))^2 / \Sigma(P_i * \delta_i^2)$ (kN)

Massa partecipante $M^* = (\Sigma(P_i * \delta_i))^2 / (g * \Sigma(P_i * \delta_i^2))$ (kgm)

Frazione di massa partecipante $e^* = gM^* / P_{tot}$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo $a_0^* (*g) = \alpha_0 g / (e^* F_C)$

$P_{GA,DLV}$: Domanda in termini di PGA per SLV (*g) = $f(T_R)$ secondo dati su Pericolosità Sismica

Accelerazione spettrale richiesta:

- per costruzione rigida o struttura voltata appoggiata a terra: $a_1^* = a_g S / q$

- per costruzione deformabile con struttura voltata posta a quota Z: $a_2^* = S_\theta(T_1) \psi(Z) \gamma / q$

- massima accelerazione spettrale richiesta a^* (max fra a_1^* e a_2^*)

$P_{GA,CLV}$: Capacità in termini di P_{GA} per SLV (P_{GA} t.c. $a_0^*=a^*$) (*g)

$T_{R,CLV}$: Capacità in termini di T_R per SLV (*g)

Indicatori di Rischio Sismico ζ_E :

- in termini di PGA: ($P_{GA,CLV} / P_{GA,DLV}$): verifica soddisfatta se ζ_E non risulta inferiore al valore target;

- in termini di T_R : ($T_{R,CLV} / T_{R,DLV}$).

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale:

Coefficiente d'uso della costruzione C_U

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N , Vita di Riferimento $V_R = V_N * C_U$

PV_R per SLV (definita in input)

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno $T_{R,CLV}$

Dalla relazione: $T_R = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $T_R = T_{R,CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}).

□ **Stato di fatto con carichi del ponte dell'epoca di costruzione**

DATI PROGETTO

Tipologia: Volta cilindrica (a botte)
 Geometria della curva: arco Circolare a sesto ribassato (s=var.)

Ponte ad arco in muratura posto sulla SR 325 KM65+900
 [Nome del file (archivio del software SAV): STATO_COSTRUZIONE_-_PONTE_VAIANO]

DATI STRUTTURA

- VOLTA

Tipologia strutturale: Ponte stradale
 Profondità (cm) = 600
 N° Archi Ideali di calcolo = 1

- DATI ARCHI IDEALI

N.	Ly (cm)	Catena	d (mm)	Z (cm)	f,yd (N/mm ²)
1	600				

- ARCO

> Dati in input:
 Freccia (cm) = 85
 Corda (cm) = 370
 Spessore all'imposta (cm) = 35
 Spessore in chiave (cm) = 30
 >>> Altri parametri:
 Angolo imposta a°,sx (°) = 139.4
 a°,dx (°) = 40.6
 Raggio Intradosso R,i (cm) = 244
 Raggio Estradosso R,e (cm) = 289
 Angolo di apertura phi (°) = 98.7
 Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:
 fattore di difformità γ_C = 0.855

- PIEDRITTI

> Piedritto Sinistro:
 Altezza (cm) = 380
 Sezione: Rettangolare
 Piedritto in asse = no
 Lx Sup (sommità) (cm) = 140
 Lx Inf (base) (cm) = 140
 Ly (cm) = 600
 Dist. int./intrad. dX (cm) = 0
 Altezza fondazione (cm) = 50
 Lx fondazione (cm) = 150
 Ly fondazione (cm) = 600
 Tipo di piedritto del ponte, a sinistra: spalla alta
 Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:
 fattore di difformità γ_C = 0.945

> Piedritto Destro:
 Altezza (cm) = 380
 Sezione: Rettangolare
 Piedritto in asse = no
 Lx Sup (sommità) (cm) = 140
 Lx Inf (base) (cm) = 140
 Ly (cm) = 600
 Dist. int./intrad. dX (cm) = 0
 Altezza fondazione (cm) = 50
 Lx fondazione (cm) = 150
 Ly fondazione (cm) = 600
 Tipo di piedritto del ponte, a destra: spalla alta
 Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:
 fattore di difformità γ_C = 0.945

- CONTORNO

> Rinfianchi (o Riempimento):

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Dist.da linea di chiave(cm) = 0
Peso specifico (kN/m³) = 18.00
Coefficiente kp per spinta passiva dal riempimento dell'arco = 1.000
(Le eventuali azioni da spinta passiva sono definite nelle Condizioni di Carico)
> Sottofondo:
Spessore (cm) = 100
Peso specifico (kN/m³) = 18.00
> Pavimentazione:
Spessore (cm) = 20
Peso specifico (kN/m³) = 20.00

PONTE: terreno a tergo della spalla
Angolo di attrito interno $\Phi' = 98.71^\circ$
coefficiente parziale $\gamma\Phi' = 1.25$
- valore di progetto $\Phi'd = 30.17^\circ$
Angolo di attrito terra-paramento $\delta = 25.33^\circ$
- valore di progetto $\delta d = 20.74^\circ$
Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale $\beta = 0.00$
Angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte ψ : a sx = 90.00° , a dx = 90.00°
Coefficienti di spinta:
- Spinta statica:
a riposo: Ko = 0.497
attiva (sx): Ka = 0.295
passiva (sx): Kp = 6.370
attiva (dx): Ka = 0.295
passiva (dx): Kp = 6.370
- Spinta sismica per PGA,DLV (Mononobe-Okabe, per spalla alta):
attiva (dx): Ka = 0.388
passiva (dx): Kp = 2.784
attiva (dx): Ka = 0.388
passiva (dx): Kp = 2.784
Peso specifico del terreno (kN/m³) = 18.00
Spinta statica: a riposo (Ko)
Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica = 15%
Quota superiore di inizio della spinta del terreno: dalla superficie di estradosso del sottofondo

- MURATURA VOLTA

Tipologia: MURATURA IN MATTONI PIENI E RICORSI DI MALTA (ARCO)
Resistenza media a Compressione f_m (N/mm²) = 4.760
Fattore di Confidenza FC = 1.200
Ponte: fattore di difformità γ_C : arcata: 0.855
da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.026$
Peso Specifico (kN/m³) = 18.00
Giunti: coefficiente d'attrito $f = 0.50$
Coefficiente parziale di sicurezza γ_M : in Analisi Statica =3
in Analisi Sismica =1
Coefficiente di degrado $\gamma_D = 1.00$
Resistenze di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_D / \gamma_M / FC'$; f_d :
Statica ($\gamma_M = 3.00$) : $f_{md} = 1.546$; $f_d = 0.50$ (26.6°)
Sismica ($\gamma_M = 1.00$) : $f_{md} = 4.639$; $f_d = 0.50$ (26.6°)

- MURATURA PIEDRITTI

Tipologia: MURATURA A BLOCCHI LAPIDEI SQUADRATI (SPALLE)
Resistenza media a Compressione f_m (N/mm²) = 10.100
Fattore di Confidenza FC = 1.200
Ponte: fattore di difformità γ_C : piedritto sx: 0.945
da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.134$
fattore di difformità γ_C : piedritto dx: 0.945
da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.134$
Peso Specifico (kN/m³) = 18.00
Giunti: coefficiente d'attrito $f = 0.50$
Coefficiente parziale di sicurezza γ_M : in Analisi Statica =3
in Analisi Sismica =1
Coefficiente di degrado $\gamma_D = 1.00$
Resistenze di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_D / \gamma_M / FC'$; f_d :
Statica ($\gamma_M = 3.00$) : Sx: $f_{md} = 2.969$; $f_d = 0.50$ (26.6°); Dx: $f_{md} = 2.969$; $f_d = 0.50$ (0.0°)
Sismica ($\gamma_M = 1.00$) : Sx: $f_{md} = 8.907$; $f_d = 0.50$ (26.6°); Dx: $f_{md} = 8.907$; $f_d = 0.50$ (26.6°)

- TIMPANO

Dimensioni (cm):
spessore timpano $s_t = 60$
altezza timpano $h_t = 127$
spessore massicciata gravante sul cuneo di spinta $h_m = 0$
spessore parapetto $s_p = 60$
altezza parapetto $h_p = 60$
Pesi specifici (kN/m³):
muratura (timpano, parapetto) = 22
riempimento = 20
massicciata = 18

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Angolo di attrito interno $\Phi' = 36.00^\circ$

coefficiente parziale $\gamma_{\Phi'} = 1.25$

- valore di progetto $\Phi'd = 30.17^\circ$

Angolo β dalla verticale alla superficie del cuneo di spinta: $\beta = 45^\circ - \Phi/2 = 29.92^\circ$

Fattore di comportamento $q = 2$

Fattore di confidenza $FC = 1$

- RINFORZI

Nessun rinforzo di superficie (estrad. ed intrad.: sola muratura)

CARICHI: Condizioni di Carico Elementari CCE

CCE n °1

Permanenti strutturali e non strutturali

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
1.00	x	x	x	x	x

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
1		0	0	0	0.00	0.00			x		

CCE n °2

Azioni variabili da traffico stradale: SCHEMA 2 - traino con veicoli del peso massimo di 40 tonnellate (schema eccentrico)

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
0.00					

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
2		1	-159	150	0.00	100.00	x	x	x		
2		1	-39	150	0.00	100.00	x	x	x		
2		1	-159	450	0.00	100.00	x	x	x		
2		1	-39	450	0.00	100.00	x	x	x		

CCE n °3

Folla compatta (400 kg/mq) su tutta la larghezza del ponte

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
0.00					

Carichi di superficie

N.	Dim.X (cm)	Dim.Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	q.Z (kN/m²)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
3	423	600	-212	0	4.00	x				

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
3		0	0	0	0.00	0.00					

CARICHI: Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari

CCC n °1

Solo permanenti in assenza di traffico: stabilità

1.00 * CCE n.1 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.5%)

CCC n °2

Permanenti + carico concentrato

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

1.00 * CCE n.1 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.5%)
1.00 * CCE n.2 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.5%)

CCC n °3

Permanenti + carico distribuito

1.00 * CCE n.1 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.5%)
1.00 * CCE n.3 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.5%)

Dati: Carichi nei Conci (CCE)

Per ogni Arco Ideale, i dati sui Carichi nei Conci si riferiscono alle forze generate dalle varie CCE nei conci.

Queste forze vengono tra loro combinate secondo i coefficienti delle Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari, al fine di determinare le azioni di calcolo dei conci, utilizzate direttamente nel procedimento risolutivo dell'analisi strutturale. I carichi nei conci non sono dati in input diretto, ma derivano dai dati sulla struttura voltata e sulle CCE. Insieme ai carichi, vengono anche riportate le coordinate del baricentro dei conci nel sistema di riferimento assoluto XZ.

Per ogni carico, il parametro Dx indica l'eccentricità della retta d'azione verticale del carico rispetto al baricentro del concio. Dx è positiva se la retta d'azione del carico si trova a destra rispetto al baricentro (ossia è definita da un'ascissa positiva). Nel caso di P.p., peso proprio della Volta, il carico, per sua stessa natura, è applicato nel baricentro del concio e quindi ha eccentricità nulla.

In dettaglio, i carichi sono i seguenti:

Carichi Permanenti: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione:

- **P.p.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio dell'arco (ossia del concio stesso). Per sua stessa natura, questo carico ha eccentricità nulla in quanto il peso proprio è applicato nel baricentro;

- **P.p. rinf.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del rinfianco (o riempimento);

- **P.p. sottof.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;

- **P.p. pavim.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;

Carichi di Superficie:

- **Q sup.** = Carico sul concio verticale determinato dai Carichi di Superficie, distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx;

Carichi Lineari:

- **Q lin.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Lineari verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

Carichi concentrati:

- **P conc.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Concentrati verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

DATI CONCI - Carichi in kN, Lunghezze in cm

Baricentri (cm)

N.	Xg	Zg	ang.(°)
1	-197.4	172.4	47.64
2	-192.2	177.3	46.14
3	-185.1	184.4	43.99
4	-177.8	191.2	41.84
5	-170.2	197.7	39.70
6	-162.4	203.9	37.55
7	-154.4	209.8	35.41
8	-146.1	215.5	33.26
9	-137.7	220.8	31.11
10	-129.1	225.8	28.97
11	-120.2	230.4	26.82
12	-111.2	234.8	24.68
13	-102.1	238.8	22.53
14	-92.8	242.4	20.39
15	-83.4	245.7	18.24
16	-73.9	248.6	16.09
17	-64.2	251.2	13.95
18	-54.5	253.5	11.80
19	-44.7	255.3	9.66
20	-34.8	256.8	7.51
21	-24.9	257.9	5.37
22	-15.0	258.7	3.22
23	-5.0	259.0	1.07
24	5.0	259.0	-1.07
25	15.0	258.7	-3.22
26	24.9	257.9	-5.37
27	34.8	256.8	-7.51
28	44.7	255.3	-9.66
29	54.5	253.5	-11.80
30	64.2	251.2	-13.95

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

31	73.9	248.6	-16.09
32	83.4	245.7	-18.24
33	92.8	242.4	-20.39
34	102.1	238.8	-22.53
35	111.2	234.8	-24.68
36	120.2	230.4	-26.82
37	129.1	225.8	-28.97
38	137.7	220.8	-31.11
39	146.1	215.5	-33.26
40	154.4	209.8	-35.41
41	162.4	203.9	-37.55
42	170.2	197.7	-39.70
43	177.8	191.2	-41.84
44	185.1	184.4	-43.99
45	192.2	177.3	-46.14
46	197.4	172.4	-47.64

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 1

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp rinf	Dx Pp	Pp sottof	Dx Pp sottof	Pp pavim	Dx Pp pavim
1	1.66	3.39	-12.4	3.75	-12.4	0.83	-12.4
2	3.73	6.87	-12.2	8.10	-12.2	1.80	-12.2
3	3.68	6.49	-11.7	8.39	-11.6	1.86	-11.6
4	3.64	6.09	-11.1	8.66	-11.0	1.93	-11.0
5	3.60	5.67	-10.5	8.93	-10.4	1.98	-10.4
6	3.56	5.23	-9.9	9.18	-9.9	2.04	-9.9
7	3.53	4.79	-9.4	9.42	-9.3	2.09	-9.3
8	3.49	4.34	-8.8	9.64	-8.7	2.14	-8.7
9	3.46	3.90	-8.2	9.85	-8.1	2.19	-8.1
10	3.43	3.46	-7.7	10.05	-7.5	2.23	-7.5
11	3.40	3.03	-7.1	10.24	-7.0	2.28	-7.0
12	3.38	2.61	-6.5	10.41	-6.4	2.31	-6.4
13	3.35	2.21	-6.0	10.57	-5.8	2.35	-5.8
14	3.33	1.84	-5.4	10.71	-5.3	2.38	-5.3
15	3.31	1.50	-4.9	10.84	-4.7	2.41	-4.7
16	3.29	1.18	-4.4	10.96	-4.1	2.44	-4.1
17	3.28	0.90	-3.9	11.06	-3.6	2.46	-3.6
18	3.26	0.65	-3.3	11.15	-3.0	2.48	-3.0
19	3.25	0.44	-2.9	11.22	-2.5	2.49	-2.5
20	3.24	0.27	-2.4	11.28	-1.9	2.51	-1.9
21	3.24	0.14	-2.1	11.33	-1.4	2.52	-1.4
22	3.23	0.05	-1.9	11.36	-0.8	2.52	-0.8
23	3.23	0.01	-2.6	11.37	-0.3	2.53	-0.3
24	3.23	0.01	2.7	11.37	0.3	2.53	0.3
25	3.23	0.05	1.9	11.36	0.8	2.52	0.8
26	3.24	0.14	2.1	11.33	1.4	2.52	1.4
27	3.24	0.27	2.4	11.28	1.9	2.51	1.9
28	3.25	0.44	2.9	11.22	2.5	2.49	2.5
29	3.26	0.65	3.3	11.15	3.0	2.48	3.0
30	3.28	0.90	3.9	11.06	3.6	2.46	3.6
31	3.29	1.18	4.4	10.96	4.1	2.44	4.1
32	3.31	1.50	4.9	10.84	4.7	2.41	4.7
33	3.33	1.84	5.4	10.71	5.3	2.38	5.3
34	3.35	2.21	6.0	10.57	5.8	2.35	5.8
35	3.38	2.61	6.5	10.41	6.4	2.31	6.4
36	3.40	3.03	7.1	10.24	7.0	2.28	7.0
37	3.43	3.46	7.7	10.05	7.5	2.23	7.5
38	3.46	3.90	8.2	9.85	8.1	2.19	8.1
39	3.49	4.34	8.8	9.64	8.7	2.14	8.7
40	3.53	4.79	9.4	9.42	9.3	2.09	9.3
41	3.56	5.23	9.9	9.18	9.9	2.04	9.9
42	3.60	5.67	10.5	8.93	10.4	1.98	10.4
43	3.64	6.09	11.1	8.66	11.0	1.93	11.0
44	3.68	6.49	11.7	8.39	11.6	1.86	11.6
45	3.73	6.87	12.2	8.10	12.2	1.80	12.2
46	1.66	3.39	12.4	3.75	12.4	0.83	12.4

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

PARAMETRI DI CALCOLO

> Schematizzazione geometrica
Generazione conci: conci di uguale lunghezza
Per conci di uguale lunghezza: - lunghezza conci (cm) : 10
Controllo di conci tutti uguali : Sì
Per numero di conci specificato: - numero di conci : 40
Lunghezza conci piedritto sx (cm) : 20
Lunghezza conci piedritto dx (cm) : 20
> Tipo di Analisi (statica = sempre eseguita)
Moltiplicatore di collasso in direzione verticale : Sì
Analisi Sismica : Sì
- considerare la componente sismica verticale : No
- per sisma verticale: considerare sempre il 100% degli effetti : No
- con forze sismiche verticali: 1=verso l'alto, 2=verso il basso, 3=dipendenti dal cinematismo : 3
- valore del moltiplicatore orizzontale prefissato : .165
- con analisi dei piedritti: molt.prefissato = molt. di collasso del sistema : Sì
> Dati Edificio
Numero piani dell'edificio : 1
Altezza complessiva struttura rispetto alla fondazione (m) : 4.85
Imposta Sinistra della struttura voltata: Quota da fondazioni (m) : 3.8
Vita Nominale (anni) : 50
Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) : 2
> Impostazione dello Spettro di Risposta elastico (componente orizzontale)
(Fo,S,TB,TC,TD: 1=dipendenti da ag, 2=indipendenti da ag : 1
> Determinazione dell'Azione Sismica
Individuazione del sito: Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 11.125556
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 43.971111
Tipo di interpolazione: 1=media ponderata, 2=superficie rigata : 2
Tab.2,All.B: 0=località non in Tab.2, i(1-20)=isola : 0
ag(g),Fo,Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento
30,.057,2.486,.252
50,.072,2.462,.268
72,.085,2.425,.27
101,.099,2.43,.27
140,.113,2.42,.278
201,.131,2.394,.28
475,.179,2.396,.288
975,.229,2.4,.288
2475,.306,2.404,.309
1.14440470649121E-02,.469689894187199
Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:
ag(TR) = k * TR^α, dove:
k = 0.011444047, α = 0.469689894

Stati Limite:
PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
SLE: SLO : 81
SLE: SLD : 63
SLU: SLV : 10
SLU: SLC : 5
ag(g),Fo,Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite
SLO: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 30,.057,2.486,.252
SLD: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 50,.072,2.462,.268
SLV: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 475,.179,2.396,.288
SLC: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 975,.229,2.4,.288
SLO: S,TB,TC,TD : 1.2,.122,.365,1.828
SLD: S,TB,TC,TD : 1.2,.128,.384,1.888
SLV: S,TB,TC,TD : 1.2,.135,.406,2.316
SLC: S,TB,TC,TD : 1.18,.135,.406,2.516
Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) : 1
Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) : 2
Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico : 0
Coefficiente di amplificazione topografica ST : 1
Microzonazione sismica : No
Definizione di PGA: 1=acc. su roccia (come a,g), 2=a,g*S (S=S,S*S,T) : 2
> Verifiche di Sicurezza
Verifica ad Attrito : Sì
- applicare GammaM e FC per il coefficiente d'attrito di progetto : No
Verifica a Compressione : Sì
- tensione limite sempre da diagramma di compressione su s/3 : Sì
GammaM in Analisi Statica : 3
GammaM in Analisi Sismica : 1
> Per Analisi Sismica
Capacità in termini di PGA calcolata con struttura rigida : Sì
Indicatore di rischio zeta,E target : .8
Coeff. part. modale : 1.2
Primo periodo (sec) : .114
> Parametri Vari
Non eseguire l'analisi dei piedritti : No
> Per Rinforzi in FRP
Ottimizzare larghezza dei nastri : Sì

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Larghezza minima dei nastri (cm) : 5
 Collasso a trazione per moltiplicatore orizzontale in input : No
 > Discretizzazione curve
 Archi di Cerchio (°) : 1
 Archi di Ellisse (°) : .1
 > Precisioni e tolleranze numeriche
 Tolleranza per operazioni su matrici (std: 10^-8) : .00000001
 Tolleranza ||RNE|| / ||F|| (std: 0.00001) : .00001
 Minima forza da considerare (kN) : .01
 Minimo momento da considerare (kN m) : .01
 Trazione massima consentita nella muratura non consolidata (kN) : .01
 Cinematismo potenziale nel caso di collasso per superamento tolleranze : Si
 > Per Analisi del Cedimento limite
 Consentire la variazione delle cerniere nel corso dell'analisi incrementale : Si

RISULTATI ANALISI

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (3)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N$, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \tan \varphi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.546 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.760 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.026$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.855$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
1	126.99	393.68	-39.65	522.18	-46.67	-76.51	8.5	-9.0	4.4
2	125.42	386.33	-52.58	514.44	-45.41	-74.96	8.5	-8.9	5.9
3	125.29	369.62	-57.23	498.21	-42.03	-71.94	8.7	-8.5	6.6
4	127.13	351.38	-60.76	482.36	-38.14	-69.04	9.0	-8.0	7.2
5	130.72	331.92	-63.24	466.94	-33.84	-66.28	9.5	-7.3	7.8
6	135.83	311.51	-64.75	452.01	-29.23	-63.66	10.1	-6.5	8.2
7	142.24	290.46	-65.36	437.62	-24.41	-61.18	10.8	-5.6	8.6
8	149.73	269.04	-65.15	423.81	-19.46	-58.84	11.7	-4.6	8.8
9	158.07	247.52	-64.18	410.64	-14.45	-56.65	12.6	-3.6	9.0
10	167.05	226.14	-62.52	398.13	-9.46	-54.61	13.6	-2.4	9.0
11	176.44	205.16	-60.26	386.33	-4.56	-52.72	14.7	-1.2	9.0
12	186.05	184.80	-57.44	375.27	0.20	50.98	15.8	0.1	8.8
13	195.67	165.28	-54.14	364.98	4.75	49.39	16.9	1.3	8.5
14	205.12	146.78	-50.41	355.50	9.05	47.94	18.1	2.6	8.2
15	214.23	129.50	-46.31	346.83	13.07	46.64	19.2	3.8	7.7
16	222.83	113.59	-41.90	339.02	16.75	45.49	20.3	5.0	7.1
17	230.78	99.20	-37.21	332.08	20.07	44.48	21.3	6.1	6.4
18	237.95	86.47	-32.29	326.02	23.01	43.60	22.3	7.1	5.7
19	244.21	75.51	-27.18	320.87	25.53	42.87	23.1	8.0	4.9
20	249.47	66.41	-21.92	316.64	27.61	43.33	23.8	8.7	4.0
21	253.64	59.25	-16.54	313.33	29.25	43.37	24.4	9.3	3.0
22	256.68	54.10	-11.07	310.97	30.43	43.05	24.8	9.8	2.0
23	258.51	50.98	-5.55	309.54	31.14	42.85	25.1	10.1	1.0
24	259.13	49.94	0.00	309.07	31.38	42.79	25.2	10.2	0.0
25	258.51	50.98	5.55	309.54	31.14	42.85	25.1	10.1	1.0
26	256.68	54.09	11.07	310.97	30.43	43.05	24.8	9.8	2.0
27	253.65	59.25	16.54	313.33	29.25	43.37	24.4	9.3	3.0
28	249.47	66.41	21.92	316.64	27.61	43.33	23.8	8.7	4.0
29	244.21	75.51	27.18	320.87	25.53	42.87	23.1	8.0	4.9
30	237.95	86.47	32.29	326.02	23.01	43.60	22.3	7.1	5.7
31	230.78	99.20	37.21	332.08	20.07	44.48	21.3	6.1	6.4
32	222.84	113.59	41.90	339.02	16.75	45.49	20.3	5.0	7.1
33	214.23	129.50	46.31	346.83	13.07	46.64	19.2	3.8	7.7
34	205.12	146.78	50.41	355.50	9.05	47.94	18.1	2.6	8.2
35	195.67	165.28	54.14	364.98	4.75	49.39	16.9	1.3	8.5

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

36	186.05	184.80	57.44	375.27	0.20	50.98	15.8	0.1	8.8	0.198
37	176.44	205.16	60.26	386.33	-4.56	-52.72	14.7	-1.2	9.0	0.246
38	167.05	226.14	62.52	398.13	-9.46	-54.61	13.6	-2.4	9.0	0.297
39	158.07	247.52	64.18	410.64	-14.45	-56.65	12.6	-3.6	9.0	0.348
40	149.73	269.04	65.15	423.81	-19.46	-58.84	11.7	-4.6	8.8	0.397
41	142.24	290.46	65.37	437.62	-24.41	-61.18	10.8	-5.6	8.6	0.444
42	135.83	311.51	64.76	452.01	-29.23	-63.66	10.1	-6.5	8.2	0.492
43	130.72	331.92	63.24	466.94	-33.84	-66.28	9.5	-7.3	7.8	0.541
44	127.13	351.38	60.76	482.36	-38.14	-69.04	9.0	-8.0	7.2	0.588
45	125.29	369.62	57.23	498.21	-42.03	-71.94	8.7	-8.5	6.6	0.631
46	125.42	386.33	52.58	514.44	-45.41	-74.96	8.5	-8.9	5.9	0.667
47	126.99	393.68	39.66	522.18	-46.67	-76.51	8.5	-9.0	4.4	0.678

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz. (°)	Distanze dal piedritto (cm) in dir.X	Distanze dal piedritto (cm) in dir.Z
Sinistra	309.07	420.88	53.7	6.5	5.6
Destra	309.07	420.89	53.7	6.5	5.6

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f_{,d} = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N° Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	711.52	-229.57	270.2800	38.0	17.9	0.247	96.0	elast.parz.reag.	483.8536
2	20.0	741.76	-214.09	225.3100	30.4	16.1	0.208	119.0	elast.parz.reag.	503.7880
3	40.0	772.00	-197.23	184.4700	23.9	14.3	0.186	138.0	elast.parz.reag.	523.6711
4	60.0	802.24	-179.00	147.2600	18.4	12.6	0.171	140.0	elast.inter.reag.	543.5029
5	80.0	832.48	-159.40	112.4600	13.5	10.8	0.156	140.0	elast.inter.reag.	563.2833
6	100.0	862.72	-138.41	83.1600	9.6	9.1	0.145	140.0	elast.inter.reag.	583.0124
7	120.0	892.96	-116.05	58.3300	6.5	7.4	0.136	140.0	elast.inter.reag.	602.6902
8	140.0	923.20	-92.32	36.1000	3.9	5.7	0.128	140.0	elast.inter.reag.	622.3166
9	160.0	953.44	-67.21	20.8500	2.2	4.0	0.124	140.0	elast.inter.reag.	641.8916
10	180.0	983.68	-40.72	10.9300	1.1	2.4	0.123	140.0	elast.inter.reag.	661.4154
11	200.0	1013.92	-12.86	3.6600	0.4	0.7	0.123	140.0	elast.inter.reag.	680.8878
12	220.0	1044.16	16.38	4.9800	0.5	0.9	0.127	140.0	elast.inter.reag.	700.3089
13	240.0	1074.40	46.99	12.4800	1.2	2.5	0.134	140.0	elast.inter.reag.	719.6786
14	260.0	1104.64	78.98	22.5800	2.0	4.1	0.143	140.0	elast.inter.reag.	738.9970
15	280.0	1134.88	112.35	42.9800	3.8	5.7	0.157	140.0	elast.inter.reag.	758.2641
16	300.0	1165.12	147.09	70.4200	6.0	7.2	0.175	140.0	elast.inter.reag.	777.4798
17	320.0	1195.36	183.21	100.2700	8.4	8.7	0.193	140.0	elast.inter.reag.	796.6441
18	340.0	1225.60	220.70	142.2800	11.6	10.2	0.218	140.0	elast.inter.reag.	815.7572
19	360.0	1255.84	259.57	192.1800	15.3	11.7	0.248	140.0	elast.inter.reag.	834.8189
20	380.0	1286.08	299.82	244.1700	19.0	13.1	0.278	140.0	elast.inter.reag.	853.8293

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1367.08	299.82	244.1700	17.9	0.152	0.260	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f_{,d} = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (phi). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N$ con il coefficiente d'attrito di progetto f,d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	711.53	-229.57	270.2800	38.0	17.9	0.247	96.0	elast.parz.reag.	483.8602
2	20.0	741.77	-214.09	225.3100	30.4	16.1	0.208	119.0	elast.parz.reag.	503.7946
3	40.0	772.01	-197.23	184.4700	23.9	14.3	0.186	138.0	elast.parz.reag.	523.6777
4	60.0	802.25	-179.00	147.2600	18.4	12.6	0.171	140.0	elast.inter.reag.	543.5095
5	80.0	832.49	-159.40	112.4700	13.5	10.8	0.156	140.0	elast.inter.reag.	563.2898
6	100.0	862.73	-138.41	83.1600	9.6	9.1	0.145	140.0	elast.inter.reag.	583.0189
7	120.0	892.97	-116.05	58.3400	6.5	7.4	0.136	140.0	elast.inter.reag.	602.6966
8	140.0	923.21	-92.32	36.1100	3.9	5.7	0.128	140.0	elast.inter.reag.	622.3231
9	160.0	953.45	-67.21	20.8600	2.2	4.0	0.124	140.0	elast.inter.reag.	641.8981
10	180.0	983.69	-40.72	10.9300	1.1	2.4	0.123	140.0	elast.inter.reag.	661.4219
11	200.0	1013.93	-12.86	3.6700	0.4	0.7	0.123	140.0	elast.inter.reag.	680.8942
12	220.0	1044.17	16.38	4.9900	0.5	0.9	0.127	140.0	elast.inter.reag.	700.3153
13	240.0	1074.41	46.99	12.4900	1.2	2.5	0.134	140.0	elast.inter.reag.	719.6850
14	260.0	1104.65	78.98	22.5800	2.0	4.1	0.143	140.0	elast.inter.reag.	739.0034
15	280.0	1134.89	112.35	42.9900	3.8	5.7	0.157	140.0	elast.inter.reag.	758.2705
16	300.0	1165.13	147.09	70.4300	6.0	7.2	0.175	140.0	elast.inter.reag.	777.4862
17	320.0	1195.37	183.21	100.2700	8.4	8.7	0.193	140.0	elast.inter.reag.	796.6505
18	340.0	1225.61	220.70	142.2800	11.6	10.2	0.218	140.0	elast.inter.reag.	815.7635
19	360.0	1255.85	259.57	192.1800	15.3	11.7	0.248	140.0	elast.inter.reag.	834.8252
20	380.0	1286.09	299.82	244.1700	19.0	13.1	0.278	140.0	elast.inter.reag.	853.8355

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1367.09	299.82	244.1700	17.9	0.152	0.260	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (3)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto $(|T| / N, Compressione)$

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f,d = \tan \phi$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

Resistenza a compressione di progetto: $fmd = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.546 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 4.760 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.026, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.855$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto: $f,d = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	
1	143.43	723.46	-95.24	872.11	-101.51	-126.29	5.8	-11.7	6.3	1.238
2	145.00	707.63	-118.29	860.79	-97.93	-124.93	5.9	-11.5	7.9	1.225
3	155.96	671.39	-129.93	837.49	-88.67	-122.04	6.5	-10.7	8.9	1.202
4	170.44	631.24	-139.07	813.66	-78.37	-119.29	7.2	-9.8	9.8	1.178
5	188.91	587.68	-146.57	790.30	-67.08	-98.12	8.2	-8.6	10.7	1.054
6	210.96	541.22	-152.54	767.48	-54.96	-94.68	9.3	-7.3	11.5	0.895
7	235.48	492.35	-156.11	744.38	-42.31	-91.32	10.7	-5.8	12.1	0.759
8	262.81	441.60	-158.27	721.97	-29.15	-88.13	12.2	-4.1	12.7	0.634
9	287.56	390.43	-152.75	694.98	-16.62	-84.74	13.7	-2.5	12.7	0.509
10	312.52	340.58	-145.71	669.16	-4.49	-81.56	15.3	-0.7	12.6	0.384
11	337.08	292.75	-137.27	644.61	7.04	78.59	17.0	1.1	12.3	0.401
12	359.77	247.59	-125.75	620.24	17.66	75.75	18.7	2.9	11.7	0.500
13	381.78	205.78	-114.83	598.67	27.50	73.22	20.3	4.7	11.1	0.595
14	400.89	167.90	-101.00	577.69	36.16	70.84	21.9	6.4	10.1	0.690
15	417.44	134.54	-86.18	558.67	43.63	68.71	23.3	7.9	8.9	0.816
16	430.94	106.22	-70.50	541.76	49.79	96.97	24.6	9.3	7.5	0.876

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

17	440.93	83.42	-54.06	527.12	54.54	95.99	25.7	10.4	5.9	0.859
18	447.01	66.56	-36.98	514.90	57.78	95.14	26.4	11.3	4.1	0.845
19	448.46	56.02	-17.42	504.78	59.38	94.42	26.9	11.8	2.0	0.834
20	445.82	52.09	0.62	497.90	59.39	93.83	27.0	11.9	0.1	0.825
21	440.40	53.92	10.90	494.43	58.15	93.37	26.8	11.8	1.3	0.821
22	433.72	58.68	18.69	492.75	56.33	93.05	26.5	11.4	2.2	0.820
23	425.55	66.25	25.72	492.47	53.91	92.85	26.0	11.0	3.0	0.819
24	415.78	76.64	33.59	493.56	50.87	92.79	25.3	10.3	3.9	0.821
25	404.50	89.82	41.41	496.05	47.22	92.85	24.6	9.6	4.8	0.824
26	391.69	105.74	48.30	499.77	42.95	93.05	23.7	8.6	5.5	0.828
27	377.55	124.30	55.86	504.94	38.11	61.94	22.6	7.6	6.4	0.748
28	362.02	145.39	62.37	511.23	32.68	62.66	21.5	6.4	7.0	0.652
29	345.33	168.85	68.62	518.74	26.70	63.55	20.3	5.2	7.6	0.575
30	327.84	194.50	75.36	527.75	20.25	64.63	19.1	3.9	8.2	0.506
31	309.42	222.13	80.88	537.66	13.32	65.87	17.8	2.5	8.7	0.433
32	290.01	251.43	84.37	547.97	5.92	67.23	16.4	1.1	8.9	0.357
33	269.85	280.34	81.08	556.13	-1.62	-68.54	15.1	-0.3	8.4	0.314
34	251.70	307.82	77.42	564.85	-8.71	-69.97	14.0	-1.6	7.9	0.391
35	235.71	333.72	73.35	574.14	-15.32	-71.52	12.9	-2.7	7.3	0.460
36	222.01	357.90	68.84	583.98	-21.40	-73.18	12.1	-3.7	6.8	0.523
37	210.75	380.20	63.82	594.38	-26.89	-74.97	11.3	-4.6	6.2	0.577
38	202.06	400.46	58.24	605.32	-31.76	-76.89	10.7	-5.3	5.5	0.624
39	196.09	418.52	52.06	616.81	-35.93	-78.92	10.3	-5.8	4.8	0.663
40	192.98	434.21	45.22	628.82	-39.34	-81.08	10.0	-6.3	4.1	0.694
41	192.86	447.37	37.64	641.34	-41.92	-83.36	9.9	-6.5	3.4	0.717
42	195.87	457.82	29.28	654.35	-43.59	-85.75	10.0	-6.7	2.6	0.728
43	202.14	465.37	20.07	667.81	-44.28	-88.27	10.2	-6.6	1.7	0.728
44	211.79	469.84	9.94	681.70	-43.89	-90.89	10.6	-6.4	0.8	0.717
45	224.94	471.04	-1.16	695.98	-42.34	-93.62	11.1	-6.1	0.1	0.695
46	241.70	468.79	-13.29	710.61	-39.52	-96.46	11.8	-5.6	1.1	0.666
47	250.32	466.48	-33.61	717.59	-37.83	-97.75	12.2	-5.3	2.7	0.650

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	492.42	719.79	55.6	4.4	3.8
Destra	492.42	521.97	46.7	9.3	8.0

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f_{,d} = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f,d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1010.43	-412.92	474.8200	47.0	22.2	0.488	69.0	elast.parz.reag.	678.6431
2	20.0	1040.67	-397.44	393.1800	37.8	20.9	0.359	97.0	elast.parz.reag.	698.0702
3	40.0	1070.91	-380.58	315.6700	29.5	19.6	0.294	122.0	elast.parz.reag.	717.4458
4	60.0	1101.15	-362.35	241.7900	22.0	18.2	0.254	140.0	elast.inter.reag.	736.7701
5	80.0	1131.39	-342.75	170.3300	15.1	16.9	0.222	140.0	elast.inter.reag.	756.0430
6	100.0	1161.63	-321.76	104.3500	9.0	15.5	0.192	140.0	elast.inter.reag.	775.2647
7	120.0	1191.87	-299.40	42.8500	3.6	14.1	0.164	140.0	elast.inter.reag.	794.4350
8	140.0	1222.11	-275.67	-16.0400	-1.3	12.7	0.154	140.0	elast.inter.reag.	813.5540
9	160.0	1252.35	-250.56	-67.9600	-5.4	11.3	0.184	140.0	elast.inter.reag.	832.6216
10	180.0	1282.59	-224.07	-114.5600	-8.9	9.9	0.211	140.0	elast.inter.reag.	851.6379
11	200.0	1312.83	-196.21	-158.4900	-12.1	8.5	0.237	140.0	elast.inter.reag.	870.6029
12	220.0	1343.07	-166.97	-193.8400	-14.4	7.1	0.259	140.0	elast.inter.reag.	889.5165
13	240.0	1373.31	-136.36	-223.0100	-16.2	5.7	0.277	140.0	elast.inter.reag.	908.3789
14	260.0	1403.55	-104.37	-249.5900	-17.8	4.3	0.294	140.0	elast.inter.reag.	927.1898
15	280.0	1433.79	-71.00	-265.8500	-18.5	2.8	0.306	140.0	elast.inter.reag.	945.9495
16	300.0	1464.03	-36.26	-275.0800	-18.8	1.4	0.315	140.0	elast.inter.reag.	964.6577
17	320.0	1494.27	-0.14	-281.9100	-18.9	0.0	0.322	140.0	elast.inter.reag.	983.3147
18	340.0	1524.51	37.35	-276.5700	-18.1	1.4	0.323	140.0	elast.inter.reag.	1001.9200
19	360.0	1554.75	76.22	-263.3400	-16.9	2.8	0.319	140.0	elast.inter.reag.	1020.4750
20	380.0	1584.99	116.47	-248.0200	-15.6	4.2	0.315	140.0	elast.inter.reag.	1038.9780

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max. (N/mm ²)	Stato di sollecitazione
1665.99	116.47	-248.0200	-14.9	0.185	0.295	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{\text{compr.}}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	812.61	-412.92	298.4700	36.7	26.9	0.271	100.0	elast.parz.reag.	550.2918
2	20.0	842.85	-397.44	216.8300	25.7	25.2	0.212	133.0	elast.parz.reag.	570.0546
3	40.0	873.09	-380.58	139.3200	16.0	23.6	0.175	140.0	elast.inter.reag.	589.7662
4	60.0	903.33	-362.35	65.4300	7.2	21.9	0.141	140.0	elast.inter.reag.	609.4263
5	80.0	933.57	-342.75	-6.0300	-0.6	20.2	0.114	140.0	elast.inter.reag.	629.0351
6	100.0	963.81	-321.76	-72.0100	-7.5	18.5	0.151	140.0	elast.inter.reag.	648.5926
7	120.0	994.05	-299.40	-133.5000	-13.4	16.8	0.186	140.0	elast.inter.reag.	668.0988
8	140.0	1024.29	-275.67	-192.4000	-18.8	15.1	0.220	140.0	elast.inter.reag.	687.5535
9	160.0	1054.53	-250.56	-244.3200	-23.2	13.4	0.250	140.0	elast.inter.reag.	706.9570
10	180.0	1084.77	-224.07	-290.9100	-26.8	11.7	0.279	130.0	elast.parz.reag.	726.3091
11	200.0	1115.01	-196.21	-334.8500	-30.0	10.0	0.310	120.0	elast.parz.reag.	745.6099
12	220.0	1145.25	-166.97	-370.2000	-32.3	8.3	0.338	113.0	elast.parz.reag.	764.8594
13	240.0	1175.49	-136.36	-399.3700	-34.0	6.6	0.363	108.0	elast.parz.reag.	784.0575
14	260.0	1205.73	-104.37	-425.9400	-35.3	4.9	0.386	104.0	elast.parz.reag.	803.2042
15	280.0	1235.97	-71.00	-442.2100	-35.8	3.3	0.401	103.0	elast.parz.reag.	822.2997
16	300.0	1266.21	-36.26	-451.4400	-35.7	1.6	0.410	103.0	elast.parz.reag.	841.3438
17	320.0	1296.45	-0.14	-458.2600	-35.3	0.0	0.416	104.0	elast.parz.reag.	860.3366
18	340.0	1326.69	37.35	-452.9200	-34.1	1.6	0.411	108.0	elast.parz.reag.	879.2780
19	360.0	1356.93	76.22	-439.7000	-32.4	3.2	0.401	113.0	elast.parz.reag.	898.1682
20	380.0	1387.17	116.47	-424.3700	-30.6	4.8	0.391	118.0	elast.parz.reag.	917.0070

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max. (N/mm ²)	Stato di sollecitazione
1468.17	116.47	-424.3700	-28.9	0.163	0.354	Fondazione parzialmente compressa

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico: 3 (3)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N$, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \tan \phi$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.546 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.760 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.026$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.855$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Result.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.
			(kN)		(kN·m)		(cm)	(°)	(N/mm ²)
1	126.99	393.68	-39.65	522.18	-46.67	-76.51	8.5	-9.0	0.678
2	125.42	386.33	-52.58	514.44	-45.41	-74.96	8.5	-8.9	0.667
3	125.29	369.62	-57.23	498.21	-42.03	-71.94	8.7	-8.5	0.631
4	127.13	351.38	-60.76	482.36	-38.14	-69.04	9.0	-8.0	0.588
5	130.72	331.92	-63.24	466.94	-33.84	-66.28	9.5	-7.3	0.541
6	135.83	311.51	-64.75	452.01	-29.23	-63.66	10.1	-6.5	0.492
7	142.24	290.46	-65.36	437.62	-24.41	-61.18	10.8	-5.6	0.444
8	149.73	269.04	-65.15	423.81	-19.46	-58.84	11.7	-4.6	0.397
9	158.07	247.52	-64.18	410.64	-14.45	-56.65	12.6	-3.6	0.348
10	167.05	226.14	-62.52	398.13	-9.46	-54.61	13.6	-2.4	0.297
11	176.44	205.16	-60.26	386.33	-4.56	-52.72	14.7	-1.2	0.246
12	186.05	184.80	-57.44	375.27	0.20	50.98	15.8	0.1	0.198
13	195.67	165.28	-54.14	364.98	4.75	49.39	16.9	1.3	0.241
14	205.12	146.78	-50.41	355.50	9.05	47.94	18.1	2.6	0.283
15	214.23	129.50	-46.31	346.83	13.07	46.64	19.2	3.8	0.323
16	222.83	113.59	-41.90	339.02	16.75	45.49	20.3	5.0	0.361
17	230.78	99.20	-37.21	332.08	20.07	44.48	21.3	6.1	0.400
18	237.95	86.47	-32.29	326.02	23.01	43.60	22.3	7.1	0.445
19	244.21	75.51	-27.18	320.87	25.53	42.87	23.1	8.0	0.497
20	249.47	66.41	-21.92	316.64	27.61	42.87	23.8	8.7	0.524
21	253.64	59.25	-16.54	313.33	29.25	43.37	24.4	9.3	0.520
22	256.68	54.10	-11.07	310.97	30.43	43.05	24.8	9.8	0.517
23	258.51	50.98	-5.55	309.54	31.14	42.85	25.1	10.1	0.516
24	259.13	49.94	0.00	309.07	31.38	42.79	25.2	10.2	0.515
25	258.51	50.98	5.55	309.54	31.14	42.85	25.1	10.1	0.516
26	256.68	54.09	11.07	310.97	30.43	43.05	24.8	9.8	0.517
27	253.65	59.25	16.54	313.33	29.25	43.37	24.4	9.3	0.520
28	249.47	66.41	21.92	316.64	27.61	43.83	23.8	8.7	0.524
29	244.21	75.51	27.18	320.87	25.53	44.87	23.1	8.0	0.497
30	237.95	86.47	32.29	326.02	23.01	46.60	22.3	7.1	0.445
31	230.78	99.20	37.21	332.08	20.07	48.48	21.3	6.1	0.400
32	222.84	113.59	41.90	339.02	16.75	50.49	20.3	5.0	0.361
33	214.23	129.50	46.31	346.83	13.07	52.64	19.2	3.8	0.323
34	205.12	146.78	50.41	355.50	9.05	54.94	18.1	2.6	0.283
35	195.67	165.28	54.14	364.98	4.75	57.39	16.9	1.3	0.241
36	186.05	184.80	57.44	375.27	0.20	60.98	15.8	0.1	0.198
37	176.44	205.16	60.26	386.33	-4.56	64.72	14.7	-1.2	0.246
38	167.05	226.14	62.52	398.13	-9.46	68.61	13.6	-2.4	0.297
39	158.07	247.52	64.18	410.64	-14.45	72.65	12.6	-3.6	0.348
40	149.73	269.04	65.15	423.81	-19.46	76.84	11.7	-4.6	0.397
41	142.24	290.46	65.37	437.62	-24.41	81.18	10.8	-5.6	0.444
42	135.83	311.51	64.76	452.01	-29.23	85.66	10.1	-6.5	0.492
43	130.72	331.92	63.24	466.94	-33.84	90.28	9.5	-7.3	0.541
44	127.13	351.38	60.76	482.36	-38.14	95.04	9.0	-8.0	0.588
45	125.29	369.62	57.23	498.21	-42.03	100.94	8.7	-8.5	0.631
46	125.42	386.33	52.58	514.44	-45.41	107.96	8.5	-8.9	0.667
47	126.99	393.68	39.66	522.18	-46.67	116.51	8.5	-9.0	0.678

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	309.07	420.88	53.7	6.5	5.6
Destra	309.07	420.89	53.7	6.5	5.6

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
-------	---------------	------------------	--------	-------------------	--------------	------------------	-----------------------------------	--------------------	--------------------	--------------

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

1	0.0	711.52	-229.57	270.2800	38.0	17.9	0.247	96.0	elast.parz.reag.	483.8536
2	20.0	741.76	-214.09	225.3100	30.4	16.1	0.208	119.0	elast.parz.reag.	503.7880
3	40.0	772.00	-197.23	184.4700	23.9	14.3	0.186	138.0	elast.parz.reag.	523.6711
4	60.0	802.24	-179.00	147.2600	18.4	12.6	0.171	140.0	elast.inter.reag.	543.5029
5	80.0	832.48	-159.40	112.4600	13.5	10.8	0.156	140.0	elast.inter.reag.	563.2833
6	100.0	862.72	-138.41	83.1600	9.6	9.1	0.145	140.0	elast.inter.reag.	583.0124
7	120.0	892.96	-116.05	58.3300	6.5	7.4	0.136	140.0	elast.inter.reag.	602.6902
8	140.0	923.20	-92.32	36.1000	3.9	5.7	0.128	140.0	elast.inter.reag.	622.3166
9	160.0	953.44	-67.21	20.8500	2.2	4.0	0.124	140.0	elast.inter.reag.	641.8916
10	180.0	983.68	-40.72	10.9300	1.1	2.4	0.123	140.0	elast.inter.reag.	661.4154
11	200.0	1013.92	-12.86	3.6600	0.4	0.7	0.123	140.0	elast.inter.reag.	680.8878
12	220.0	1044.16	16.38	4.9800	0.5	0.9	0.127	140.0	elast.inter.reag.	700.3089
13	240.0	1074.40	46.99	12.4800	1.2	2.5	0.134	140.0	elast.inter.reag.	719.6786
14	260.0	1104.64	78.98	22.5800	2.0	4.1	0.143	140.0	elast.inter.reag.	738.9970
15	280.0	1134.88	112.35	42.9800	3.8	5.7	0.157	140.0	elast.inter.reag.	758.2641
16	300.0	1165.12	147.09	70.4200	6.0	7.2	0.175	140.0	elast.inter.reag.	777.4798
17	320.0	1195.36	183.21	100.2700	8.4	8.7	0.193	140.0	elast.inter.reag.	796.6441
18	340.0	1225.60	220.70	142.2800	11.6	10.2	0.218	140.0	elast.inter.reag.	815.7572
19	360.0	1255.84	259.57	192.1800	15.3	11.7	0.248	140.0	elast.inter.reag.	834.8189
20	380.0	1286.08	299.82	244.1700	19.0	13.1	0.278	140.0	elast.inter.reag.	853.8293

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max. (N/mm ²)	Stato di sollecitazione
1367.08	299.82	244.1700	17.9	0.152	0.260	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f_{,d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N_{compr} con il coefficiente d'attrito di progetto $f_{,d}$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	711.53	-229.57	270.2800	38.0	17.9	0.247	96.0	elast.parz.reag.	483.8602
2	20.0	741.77	-214.09	225.3100	30.4	16.1	0.208	119.0	elast.parz.reag.	503.7946
3	40.0	772.01	-197.23	184.4700	23.9	14.3	0.186	138.0	elast.parz.reag.	523.6777
4	60.0	802.25	-179.00	147.2600	18.4	12.6	0.171	140.0	elast.inter.reag.	543.5095
5	80.0	832.49	-159.40	112.4700	13.5	10.8	0.156	140.0	elast.inter.reag.	563.2898
6	100.0	862.73	-138.41	83.1600	9.6	9.1	0.145	140.0	elast.inter.reag.	583.0189
7	120.0	892.97	-116.05	58.3400	6.5	7.4	0.136	140.0	elast.inter.reag.	602.6966
8	140.0	923.21	-92.32	36.1100	3.9	5.7	0.128	140.0	elast.inter.reag.	622.3231
9	160.0	953.45	-67.21	20.8600	2.2	4.0	0.124	140.0	elast.inter.reag.	641.8981
10	180.0	983.69	-40.72	10.9300	1.1	2.4	0.123	140.0	elast.inter.reag.	661.4219
11	200.0	1013.93	-12.86	3.6700	0.4	0.7	0.123	140.0	elast.inter.reag.	680.8942
12	220.0	1044.17	16.38	4.9900	0.5	0.9	0.127	140.0	elast.inter.reag.	700.3153
13	240.0	1074.41	46.99	12.4900	1.2	2.5	0.134	140.0	elast.inter.reag.	719.6850
14	260.0	1104.65	78.98	22.5800	2.0	4.1	0.143	140.0	elast.inter.reag.	739.0034
15	280.0	1134.89	112.35	42.9900	3.8	5.7	0.157	140.0	elast.inter.reag.	758.2705
16	300.0	1165.13	147.09	70.4300	6.0	7.2	0.175	140.0	elast.inter.reag.	777.4862
17	320.0	1195.37	183.21	100.2700	8.4	8.7	0.193	140.0	elast.inter.reag.	796.6505
18	340.0	1225.61	220.70	142.2800	11.6	10.2	0.218	140.0	elast.inter.reag.	815.7635
19	360.0	1255.85	259.57	192.1800	15.3	11.7	0.248	140.0	elast.inter.reag.	834.8252
20	380.0	1286.09	299.82	244.1700	19.0	13.1	0.278	140.0	elast.inter.reag.	853.8355

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max. (N/mm ²)	Stato di sollecitazione
1367.09	299.82	244.1700	17.9	0.152	0.260	Fondazione interamente compressa

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE VERTICALE

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): n.d.

- Attrito (Taglio nei giunti): n.d.

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

- Compressione della muratura: n.d.

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 1): n.d.

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

- Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

- Compressione della muratura: 1.620

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 2): 1.620

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): n.d.

- Attrito (Taglio nei giunti): n.d.

- Compressione della muratura: n.d.

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 3): n.d.

Minimo valore (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 fra tutte le CCC): 1.620

Riassumendo:

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale

(= Minimo assoluto fra tutte le CCC): **1.620**

□ **Stato di fatto - azioni variabili da traffico (NTC2018)**

DATI PROGETTO

Tipologia: Volta cilindrica (a botte)
Geometria della curva: arco Circolare a sesto ribassato (s=var.)

Ponte ad arco in muratura posto sulla SR 325 KM65+900
[Nome del file (archivio del software SAV): STATO_ATTUALE_-_PONTE_VAIANO]

DATI STRUTTURA

- VOLTA

Tipologia strutturale: Ponte stradale
Profondità (cm) = 600
N° Archi Ideali di calcolo = 1

- DATI ARCHI IDEALI

N.	Ly (cm)	Catena	d (mm)	Z (cm)	f,yd (N/mm ²)
1	600				

- ARCO

> Dati in input:

Freccia (cm) = 85

Corde (cm) = 370

Spessore all'imposta (cm) = 35

Spessore in chiave (cm) = 30

>>> Altri parametri:

Angolo imposta a°,sx (°) = 139.4

a°,dx (°) = 40.6

Raggio Intradosso R,i (cm) = 244

Raggio Estradosso R,e (cm) = 289

Angolo di apertura phi (°) = 98.7

Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:

fattore di difformità γ_C = 0.855

- PIEDRITTI

> Piedritto Sinistro:

Altezza (cm) = 380

Sezione: Rettangolare

Piedritto in asse = no

Lx Sup (sommità) (cm) = 140

Lx Inf (base) (cm) = 140

Ly (cm) = 600

Dist. int./intrad. dX (cm) = 0

Altezza fondazione (cm) = 50

Lx fondazione (cm) = 150

Ly fondazione (cm) = 600

Tipo di piedritto del ponte, a sinistra: spalla alta

Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:

fattore di difformità γ_C = 0.945

> Piedritto Destro:

Altezza (cm) = 380

Sezione: Rettangolare

Piedritto in asse = no

Lx Sup (sommità) (cm) = 140

Lx Inf (base) (cm) = 140

Ly (cm) = 600

Dist. int./intrad. dX (cm) = 0

Altezza fondazione (cm) = 50

Lx fondazione (cm) = 150

Ly fondazione (cm) = 600

Tipo di piedritto del ponte, a destra: spalla alta

Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:

fattore di difformità γ_C = 0.945

- CONTORNO

> Rinfianchi (o Riempimento):

Dist.da linea di chiave(cm) = 0

Peso specifico (kN/m³) = 18.00

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Coefficiente k_p per spinta passiva dal riempimento dell'arco = 1.000
(le eventuali azioni da spinta passiva sono definite nelle Condizioni di Carico)

> Sottofondo:

Spessore (cm) = 100

Peso specifico (kN/m^3) = 18.00

> Pavimentazione:

Spessore (cm) = 20

Peso specifico (kN/m^3) = 20.00

PONTE: terreno a tergo della spalla

Angolo di attrito interno $\Phi' = 98.71^\circ$

coefficiente parziale $\gamma_{\Phi'} = 1.25$

- valore di progetto $\Phi'd = 30.17^\circ$

Angolo di attrito terra-paramento $\delta = 25.33^\circ$

- valore di progetto $\delta d = 20.74^\circ$

Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale $\beta = 0.00$

Angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte ψ : a sx = 90.00° , a dx = 90.00°

Coefficienti di spinta:

- Spinta statica:

a riposo: $K_0 = 0.497$

attiva (sx): $K_a = 0.295$

passiva (sx): $K_p = 6.370$

attiva (dx): $K_a = 0.295$

passiva (dx): $K_p = 6.370$

- Spinta sismica per PGA,DLV (Mononobe-Okabe, per spalla alta):

attiva (dx): $K_a = 0.388$

passiva (dx): $K_p = 2.784$

attiva (dx): $K_a = 0.388$

passiva (dx): $K_p = 2.784$

Peso specifico del terreno (kN/m^3) = 18.00

Spinta statica: a riposo (K_0)

Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica = 15%

Quota superiore di inizio della spinta del terreno: dalla superficie di estradosso del sottofondo

- MURATURA VOLTA

Tipologia: MURATURA IN MATTONI PIENI E RICORSI DI MALTA (ARCO)

Resistenza media a Compressione $f_{,m}$ (N/mm^2) = 4.760

Fattore di Confidenza FC = 1.200

Ponte: fattore di difformità γ_C : arcata: 0.855

da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.026$

Peso Specifico (kN/m^3) = 18.00

Giunti: coefficiente d'attrito $f = 0.50$

Coefficiente parziale di sicurezza γ_M : in Analisi Statica =3
in Analisi Sismica =1

Coefficiente di degrado $\gamma_D = 1.00$

Resistenze di progetto: $f_{,md} = f_{,m} / \gamma_D / \gamma_M / FC'$; $f_{,d}$:

Statica ($\gamma_M = 3.00$) : $f_{,md} = 1.546$; $f_{,d} = 0.50$ (26.6°)

Sismica ($\gamma_M = 1.00$) : $f_{,md} = 4.639$; $f_{,d} = 0.50$ (26.6°)

- MURATURA PIEDRITTI

Tipologia: MURATURA A BLOCCHI LAPIDEI SQUADRATI (SPALLE)

Resistenza media a Compressione $f_{,m}$ (N/mm^2) = 10.100

Fattore di Confidenza FC = 1.200

Ponte: fattore di difformità γ_C : piedritto sx: 0.945

da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.134$

fattore di difformità γ_C : piedritto dx: 0.945

da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.134$

Peso Specifico (kN/m^3) = 18.00

Giunti: coefficiente d'attrito $f = 0.50$

Coefficiente parziale di sicurezza γ_M : in Analisi Statica =3
in Analisi Sismica =1

Coefficiente di degrado $\gamma_D = 1.00$

Resistenze di progetto: $f_{,md} = f_{,m} / \gamma_D / \gamma_M / FC'$; $f_{,d}$:

Statica ($\gamma_M = 3.00$) : Sx: $f_{,md} = 2.969$; $f_{,d} = 0.50$ (26.6°); Dx: $f_{,md} = 2.969$; $f_{,d} = 0.50$ (0.0°)

Sismica ($\gamma_M = 1.00$) : Sx: $f_{,md} = 8.907$; $f_{,d} = 0.50$ (26.6°); Dx: $f_{,md} = 8.907$; $f_{,d} = 0.50$ (26.6°)

- TIMPANO

Dimensioni (cm):

spessore timpano $s_t = 60$

altezza timpano $h_t = 127$

spessore massicciata gravante sul cuneo di spinta $h_m = 0$

spessore parapetto $s_p = 60$

altezza parapetto $h_p = 60$

Pesi specifici (kN/m^3):

muratura (timpano, parapetto) = 22

riempimento = 20

massicciata = 18

Angolo di attrito interno $\Phi' = 36.00^\circ$

coefficiente parziale $\gamma_{\Phi'} = 1.25$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

- valore di progetto $\Phi'd = 30.17^\circ$

Angolo β dalla verticale alla superficie del cuneo di spinta: $\beta = 45^\circ - \Phi/2 = 29.92^\circ$

Fattore di comportamento $q = 2$

Fattore di confidenza $FC = 1$

- RINFORZI

Nessun rinforzo di superficie (estrad. ed intrad.: sola muratura)

CARICHI: Condizioni di Carico Elementari CCE

CCE n °1

Permanenti strutturali e non strutturali

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
1.00	x	x	x	x	x

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
1		0	0	0	0.00	0.00			x		

CCE n °2

Azioni variabili da traffico stradale: carichi concentrati in posizione eccentrica

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
0.00					

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
2		1	-159	150	0.00	300.00	x	x	x		
2		1	-39	150	0.00	300.00	x	x	x		
2		1	-159	450	0.00	200.00	x	x	x		
2		1	-39	450	0.00	200.00	x	x	x		

CCE n °3

Azioni variabili da traffico stradale: carichi concentrati in posizione centrale

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
0.00					

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
3		1	-60	150	0.00	300.00	x	x	x	x	x
3		1	60	150	0.00	300.00	x	x	x	x	x
3		1	-60	450	0.00	200.00	x	x	x	x	x
3		1	60	450	0.00	200.00	x	x	x	x	x

CCE n °4

Azioni variabili da traffico stradale: carichi distribuiti

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
0.00					

Carichi lineari

N.	Lungo X	Dim.	X (cm)	Y (cm)	q.X: + verso dx. (kN/m)	q.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X	Pied. sx	Pied. dx
----	------------	------	-----------	-----------	-------------------------------	--------------------------	----------------	----------------	-------	-------------	-------------	-------------	-------------

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

4	x	398	-199	150	0.00	27.00			x	x			x	x
4	x	398	-199	450	0.00	7.50			x	x			x	x

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso (kN)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
4		0	0	0	0.00	0.00					

Carichi aggiuntivi sui piedritti

N.	Pied. sx	F.X:+ verso l'interno (kN)	F.Z:+ verso il basso (kN)	E.X:dist.da intr. arco:+ verso int.	dist. da asse pied.:+ verso int. (cm)	E.Y:dist. da asse X (cm)	Quota da somm.pied. (+ verso il basso)	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
4		0.00	0.00	0.0	70.0	0.0	0.0			

CCE n °5

Azione di frenamento

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottotof.	pavim.
0.00					

Carichi lineari

N.	Lungo X	Dim.	X (cm)	Y (cm)	q.X: + verso dx. (kN/m)	q.Z: + verso il basso (kN/m)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X	Pied. sx	Pied. dx
5	x	412	-206	150	2.18	0.00	x		x				
5	x	412	-206	450	1.33	0.00	x		x				

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso (kN)	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
5		0	0	0	0.00	0.00			x		

Carichi aggiuntivi sui piedritti

N.	Pied. sx	F.X:+ verso l'interno (kN)	F.Z:+ verso il basso (kN)	E.X:dist.da intr. arco:+ verso int.	dist. da asse pied.:+ verso int. (cm)	E.Y:dist. da asse X (cm)	Quota da somm.pied. (+ verso il basso)	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
5		0.00	0.00	0.0	70.0	0.0	0.0		x	

CARICHI: Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari

CCC n °1

Solo permanenti in assenza di traffico: stabilità

0.90 * CCE n.1 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.5%)

CCC n °2

Permanenti (favorevoli) + Traffico eccentrico: concentrati sfavorevoli (1.35) e distribuiti favorevoli (0.00) ai fini della verifica di stabilità

0.90 * CCE n.1 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

1.35 * CCE n.2 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

CCC n °3

Permanenti (sfavorevoli) + Traffico concentrati (centrali) e distribuito + azione di frenamento (sfavorevole) ai fini della verifica di resistenza

1.10 * CCE n.1 - Pied.sx: spinta passiva (perc.10%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

1.35 * CCE n.3 - Pied.sx: spinta passiva (perc.10%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

1.35 * CCE n.4 - Pied.sx: spinta passiva (perc.10%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

1.35 * CCE n.5 - Pied.sx: spinta passiva (perc.10%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

Dati: Carichi nei Conci (CCE)

Per ogni Arco Ideale, i dati sui Carichi nei Conci si riferiscono alle forze generate dalle varie CCE nei conci.

Queste forze vengono tra loro combinate secondo i coefficienti delle Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari, al fine di determinare le azioni di calcolo dei conci, utilizzate direttamente nel procedimento risolutivo dell'analisi strutturale. I carichi nei conci non sono dati in input diretto, ma derivano dai dati sulla struttura voltata e sulle CCE. Insieme ai carichi, vengono anche riportate le coordinate del baricentro dei conci nel sistema di riferimento assoluto XZ.

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Per ogni carico, il parametro Dx indica l'eccentricità della retta d'azione verticale del carico rispetto al baricentro del concio. Dx è positiva se la retta d'azione del carico si trova a destra rispetto al baricentro (ossia è definita da un'ascissa positiva). Nel caso di P.p., peso proprio della Volta, il carico, per sua stessa natura, è applicato nel baricentro del concio e quindi ha eccentricità nulla.

In dettaglio, i carichi sono i seguenti:

Carichi Permanenti: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione:

- **P.p.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio dell'arco (ossia del concio stesso). Per sua stessa natura, questo carico ha eccentricità nulla in quanto il peso proprio è applicato nel baricentro;

- **P.p. rinf.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del rinfianco (o riempimento);

- **P.p. sottof.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;

- **P.p. pavim.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;

Carichi di Superficie:

- **Q sup.** = Carico sul concio verticale determinato dai Carichi di Superficie, distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx;

Carichi Lineari:

- **Q lin.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Lineari verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

Carichi concentrati:

- **P conc.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Concentrati verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

DATI CONCI - Carichi in kN, Lunghezze in cm

Baricentri (cm)

N.	Xg	Zg	ang. (°)
1	-197.4	172.4	47.64
2	-192.2	177.3	46.14
3	-185.1	184.4	43.99
4	-177.8	191.2	41.84
5	-170.2	197.7	39.70
6	-162.4	203.9	37.55
7	-154.4	209.8	35.41
8	-146.1	215.5	33.26
9	-137.7	220.8	31.11
10	-129.1	225.8	28.97
11	-120.2	230.4	26.82
12	-111.2	234.8	24.68
13	-102.1	238.8	22.53
14	-92.8	242.4	20.39
15	-83.4	245.7	18.24
16	-73.9	248.6	16.09
17	-64.2	251.2	13.95
18	-54.5	253.5	11.80
19	-44.7	255.3	9.66
20	-34.8	256.8	7.51
21	-24.9	257.9	5.37
22	-15.0	258.7	3.22
23	-5.0	259.0	1.07
24	5.0	259.0	-1.07
25	15.0	258.7	-3.22
26	24.9	257.9	-5.37
27	34.8	256.8	-7.51
28	44.7	255.3	-9.66
29	54.5	253.5	-11.80
30	64.2	251.2	-13.95
31	73.9	248.6	-16.09
32	83.4	245.7	-18.24
33	92.8	242.4	-20.39
34	102.1	238.8	-22.53
35	111.2	234.8	-24.68
36	120.2	230.4	-26.82
37	129.1	225.8	-28.97
38	137.7	220.8	-31.11
39	146.1	215.5	-33.26
40	154.4	209.8	-35.41
41	162.4	203.9	-37.55
42	170.2	197.7	-39.70
43	177.8	191.2	-41.84
44	185.1	184.4	-43.99
45	192.2	177.3	-46.14
46	197.4	172.4	-47.64

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 1

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp rinf	Dx Pp rinf	Pp sottof	Dx Pp sottof	Pp pavim	Dx Pp pavim
1	1.66	3.39	-12.4	3.75	-12.4	0.83	-12.4
2	3.73	6.87	-12.2	8.10	-12.2	1.80	-12.2
3	3.68	6.49	-11.7	8.39	-11.6	1.86	-11.6
4	3.64	6.09	-11.1	8.66	-11.0	1.93	-11.0
5	3.60	5.67	-10.5	8.93	-10.4	1.98	-10.4
6	3.56	5.23	-9.9	9.18	-9.9	2.04	-9.9
7	3.53	4.79	-9.4	9.42	-9.3	2.09	-9.3
8	3.49	4.34	-8.8	9.64	-8.7	2.14	-8.7
9	3.46	3.90	-8.2	9.85	-8.1	2.19	-8.1
10	3.43	3.46	-7.7	10.05	-7.5	2.23	-7.5
11	3.40	3.03	-7.1	10.24	-7.0	2.28	-7.0
12	3.38	2.61	-6.5	10.41	-6.4	2.31	-6.4
13	3.35	2.21	-6.0	10.57	-5.8	2.35	-5.8
14	3.33	1.84	-5.4	10.71	-5.3	2.38	-5.3
15	3.31	1.50	-4.9	10.84	-4.7	2.41	-4.7
16	3.29	1.18	-4.4	10.96	-4.1	2.44	-4.1
17	3.28	0.90	-3.9	11.06	-3.6	2.46	-3.6
18	3.26	0.65	-3.3	11.15	-3.0	2.48	-3.0
19	3.25	0.44	-2.9	11.22	-2.5	2.49	-2.5
20	3.24	0.27	-2.4	11.28	-1.9	2.51	-1.9
21	3.24	0.14	-2.1	11.33	-1.4	2.52	-1.4
22	3.23	0.05	-1.9	11.36	-0.8	2.52	-0.8
23	3.23	0.01	-2.6	11.37	-0.3	2.53	-0.3
24	3.23	0.01	2.7	11.37	0.3	2.53	0.3
25	3.23	0.05	1.9	11.36	0.8	2.52	0.8
26	3.24	0.14	2.1	11.33	1.4	2.52	1.4
27	3.24	0.27	2.4	11.28	1.9	2.51	1.9
28	3.25	0.44	2.9	11.22	2.5	2.49	2.5
29	3.26	0.65	3.3	11.15	3.0	2.48	3.0
30	3.28	0.90	3.9	11.06	3.6	2.46	3.6
31	3.29	1.18	4.4	10.96	4.1	2.44	4.1
32	3.31	1.50	4.9	10.84	4.7	2.41	4.7
33	3.33	1.84	5.4	10.71	5.3	2.38	5.3
34	3.35	2.21	6.0	10.57	5.8	2.35	5.8
35	3.38	2.61	6.5	10.41	6.4	2.31	6.4
36	3.40	3.03	7.1	10.24	7.0	2.28	7.0
37	3.43	3.46	7.7	10.05	7.5	2.23	7.5
38	3.46	3.90	8.2	9.85	8.1	2.19	8.1
39	3.49	4.34	8.8	9.64	8.7	2.14	8.7
40	3.53	4.79	9.4	9.42	9.3	2.09	9.3
41	3.56	5.23	9.9	9.18	9.9	2.04	9.9
42	3.60	5.67	10.5	8.93	10.4	1.98	10.4
43	3.64	6.09	11.1	8.66	11.0	1.93	11.0
44	3.68	6.49	11.7	8.39	11.6	1.86	11.6
45	3.73	6.87	12.2	8.10	12.2	1.80	12.2
46	1.66	3.39	12.4	3.75	12.4	0.83	12.4

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)		Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)
Nessun carico				

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)		Dx Q lin.Z (cm)		Q lin.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)		Dx P conc.Z (cm)		P conc.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 2

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rin fianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
		rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup.	Dx Q sup.
	(kN)	(cm)
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)
Nessun carico		

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z	Dx Q lin.Z	Q lin.X		
	(kN/m)	(cm)	(kN/m)		
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico					

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z	Dx P conc.Z	P conc.X		
	(kN/m)	(cm)	(kN/m)		
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
1	10.30	-12.3			
2	20.28	-12.3			
3	23.18	-11.9			
4	23.18	-11.2			
5	23.18	-10.8			
6	26.08	-10.1			
7	26.08	-9.1			
8	44.83	-8.4			
9	44.83	-7.8			
10	44.83	-7.4			
11	49.81	-6.8			
12	44.83	-6.3			
13	49.81	-5.9			
14	49.81	-5.2			
15	49.81	-4.6			
16	49.81	-4.1			
17	49.81	-3.8			
18	54.79	-3.0			
19	49.81	-2.3			
20	29.53	-3.2			
21	22.92	-1.6			
22	20.83	-1.0			
23	22.92	-0.5			
24	22.92	0.5			
25	20.83	1.0			
26	22.92	1.6			
27	20.83	2.2			
28	20.83	2.3			
29	22.92	3.0			
30	20.83	3.8			
31	16.67	3.1			

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 3

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rin fianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
		rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup.	Dx Q sup.
	(kN)	(cm)
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)
Nessun carico		

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

| Nessun carico |

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)		Dx Q lin.Z (cm)		statica	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)		sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)		Dx P conc.Z (cm)		statica	P conc.X (kN/m)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)		sisma +X	sisma -X
5	6.25		-8.3				
6	18.75		-10.1				
7	18.75		-9.1				
8	18.75		-8.4				
9	18.75		-7.8				
10	18.75		-7.4				
11	20.83		-6.8				
12	18.75		-6.3				
13	20.83		-5.9				
14	20.83		-5.2				
15	20.83		-4.6				
16	20.83		-4.1				
17	20.83		-3.8				
18	39.58		-2.4				
19	41.67		-2.3				
20	41.67		-2.2				
21	45.83		-1.6				
22	41.67		-1.0				
23	45.83		-0.5				
24	45.83		0.5				
25	41.67		1.0				
26	45.83		1.6				
27	41.67		2.2				
28	41.67		2.3				
29	39.58		2.4				
30	20.83		3.8				
31	20.83		4.1				
32	20.83		4.6				
33	20.83		5.2				
34	20.83		5.9				
35	18.75		6.3				
36	20.83		6.8				
37	18.75		7.4				
38	18.75		7.8				
39	18.75		8.4				
40	18.75		9.1				
41	18.75		10.1				
42	6.25		8.3				

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 4

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rin fianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp		Dx Pp		Pp		Dx Pp	
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	pavim	pavim
Nessun carico								

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)		Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)
Nessun carico				

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)		Dx Q lin.Z (cm)		statica	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)		sisma +X	sisma -X

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

3	2.07		-10.9			
4	2.76		-11.2			
5	2.76		-10.8			
6	3.11		-10.1			
7	3.11		-9.1			
8	3.11		-8.4			
9	3.11		-7.8			
10	3.11		-7.4			
11	3.45		-6.8			
12	3.11		-6.3			
13	3.45		-5.9			
14	3.45		-5.2			
15	3.45		-4.6			
16	3.45		-4.1			
17	3.45		-3.8			
18	3.80		-3.0			
19	3.45		-2.3			
20	3.45		-2.2			
21	3.80		-1.6			
22	3.45		-1.0			
23	3.80		-0.5			
24	3.80		0.5			
25	3.45		1.0			
26	3.80		1.6			
27	3.45		2.2			
28	3.45		2.3			
29	3.80		3.0			
30	3.45		3.8			
31	3.45		4.1			
32	3.45		4.6			
33	3.45		5.2			
34	3.45		5.9			
35	3.11		6.3			
36	3.45		6.8			
37	3.11		7.4			
38	3.11		7.8			
39	3.11		8.4			
40	3.11		9.1			
41	3.11		10.1			
42	2.76		10.8			
43	2.76		11.2			
44	2.07		10.9			

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)		Dx P conc.Z (cm)		P conc.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 5

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp		Dx Pp		Pp		Dx Pp	
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim		
Nessun carico								

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)		Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)
Nessun carico				

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)		Dx Q lin.Z (cm)		Q lin.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
1					0.12		
2					0.24		
3					0.27		

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

4				0.27		
5				0.27		
6				0.31		
7				0.31		
8				0.31		
9				0.31		
10				0.31		
11				0.34		
12				0.31		
13				0.34		
14				0.34		
15				0.34		
16				0.34		
17				0.34		
18				0.38		
19				0.34		
20				0.34		
21				0.38		
22				0.34		
23				0.38		
24				0.38		
25				0.34		
26				0.38		
27				0.34		
28				0.34		
29				0.38		
30				0.34		
31				0.34		
32				0.34		
33				0.34		
34				0.34		
35				0.31		
36				0.34		
37				0.31		
38				0.31		
39				0.31		
40				0.31		
41				0.31		
42				0.27		
43				0.27		
44				0.27		
45				0.24		
46				0.12		

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)		Dx P conc.Z (cm)		P conc.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

PARAMETRI DI CALCOLO

```

> Schematizzazione geometrica
Generazione conci: conci di uguale lunghezza
Per conci di uguale lunghezza: - lunghezza conci (cm) : 10
Controllo di conci tutti uguali : Sì
Per numero di conci specificato: - numero di conci : 40
Lunghezza conci piedritto sx (cm) : 20
Lunghezza conci piedritto dx (cm) : 20
> Tipo di Analisi (statica = sempre eseguita)
Moltiplicatore di collasso in direzione verticale : Sì
Analisi Sismica : Sì
- considerare la componente sismica verticale : No
- per sisma verticale: considerare sempre il 100% degli effetti : No
- con forze sismiche verticali: 1=verso l'alto, 2=verso il basso, 3=dipendenti dal cinematismo : 3
- valore del moltiplicatore orizzontale prefissato : .165
- con analisi dei piedritti: molt.prefissato = molt. di collasso del sistema : Sì
> Dati Edificio
Numero piani dell'edificio : 1
Altezza complessiva struttura rispetto alla fondazione (m) : 4.85
Imposta Sinistra della struttura voltata: Quota da fondazioni (m) : 3.8
Vita Nominale (anni) : 50
Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) : 2
> Impostazione dello Spettro di Risposta elastico (componente orizzontale)
(Fo,S,TB,TC,TD: 1=dipendenti da ag, 2=indipendenti da ag : 1
> Determinazione dell'Azione Sismica
Individuazione del sito: Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 11.125556
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 43.971111
Tipo di interpolazione: 1=media ponderata, 2=superficie rigata : 2

```

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Tab.2,All.B: 0=località non in Tab.2, i(1-20)=isola : 0
ag(g),Fo,Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento
30,.057,2.486,.252
50,.072,2.462,.268
72,.085,2.425,.27
101,.099,2.43,.27
140,.113,2.42,.278
201,.131,2.394,.28
475,.179,2.396,.288
975,.229,2.4,.288
2475,.306,2.404,.309
1.14440470649121E-02,.469689894187199
Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:
ag(TR) = k * TR^α, dove:
k = 0.011444047, α = 0.469689894

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR

SLE: SLO : 81

SLE: SLD : 63

SLU: SLV : 10

SLU: SLC : 5

ag(g),Fo,Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

SLO: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 30,.057,2.486,.252

SLD: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 50,.072,2.462,.268

SLV: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 475,.179,2.396,.288

SLC: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 975,.229,2.4,.288

SLO: S,TB,TC,TD : 1.2,.122,.365,1.828

SLD: S,TB,TC,TD : 1.2,.128,.384,1.888

SLV: S,TB,TC,TD : 1.2,.135,.406,2.316

SLC: S,TB,TC,TD : 1.18,.135,.406,2.516

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) : 1

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) : 2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico : 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST : 1

Microzonazione sismica : No

Definizione di PGA: 1=acc. su roccia (come a,g), 2=a,g*S (S=S,S*S,T) : 2

> Verifiche di Sicurezza

Verifica ad Attrito : Sì

- applicare GammaM e FC per il coefficiente d'attrito di progetto : No

Verifica a Compressione : Sì

- tensione limite sempre da diagramma di compressione su s/3 : Sì

GammaM in Analisi Statica : 3

GammaM in Analisi Sismica : 1

> Per Analisi Sismica

Capacità in termini di PGA calcolata con struttura rigida : Sì

Indicatore di rischio zeta,E target : .8

Coeff. part. modale : 1.2

Primo periodo (sec) : .114

> Parametri Vari

Non eseguire l'analisi dei piedritti : No

> Per Rinforzi in FRP

Ottimizzare larghezza dei nastri : Sì

Larghezza minima dei nastri (cm) : 5

Collasso a trazione per moltiplicatore orizzontale in input : No

> Discretizzazione curve

Archi di Cerchio (°) : 1

Archi di Ellisse (°) : .1

> Precisioni e tolleranze numeriche

Tolleranza per operazioni su matrici (std: 10⁻⁸) : .00000001

Tolleranza ||RNE|| / ||F|| (std: 0.00001) : .00001

Minima forza da considerare (kN) : .01

Minimo momento da considerare (kN m) : .01

Trazione massima consentita nella muratura non consolidata (kN) : .01

Cinematismo potenziale nel caso di collasso per superamento tolleranze : Sì

> Per Analisi del Cedimento limite

Consentire la variazione delle cerniere nel corso dell'analisi incrementale : Sì

RISULTATI ANALISI

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (3)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N$, Compressione) con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \tan \varphi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

Resistenza a compressione di progetto: $fmd = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.546 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.760 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.026$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.855$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
1	114.29	354.31	-35.69	469.96	-42.00	-70.17	8.5	-9.0	4.4
2	112.88	347.70	-47.32	463.00	-40.87	-68.73	8.5	-8.9	5.9
3	112.76	332.66	-51.50	448.39	-37.83	-65.93	8.7	-8.5	6.6
4	114.42	316.25	-54.68	434.12	-34.33	-63.25	9.0	-8.0	7.2
5	117.65	298.73	-56.92	420.24	-30.46	-60.69	9.5	-7.3	7.8
6	122.25	280.36	-58.28	406.81	-26.31	-58.26	10.1	-6.5	8.2
7	128.02	261.42	-58.83	393.85	-21.97	-55.97	10.8	-5.6	8.6
8	134.76	242.14	-58.63	381.43	-17.51	-53.81	11.7	-4.6	8.8
9	142.27	222.77	-57.76	369.57	-13.00	-51.78	12.6	-3.6	9.0
10	150.34	203.53	-56.27	358.32	-8.51	-49.90	13.6	-2.4	9.0
11	158.79	184.65	-54.23	347.70	-4.10	-48.15	14.7	-1.2	9.0
12	167.44	166.32	-51.70	337.74	0.18	46.55	15.8	0.1	8.8
13	176.10	148.75	-48.73	328.48	4.27	45.08	16.9	1.3	8.5
14	184.61	132.10	-45.37	319.95	8.15	43.75	18.1	2.6	8.2
15	192.81	116.55	-41.68	312.15	11.76	42.55	19.2	3.8	7.7
16	200.55	102.23	-37.71	305.12	15.08	41.49	20.3	5.0	7.1
17	207.71	89.28	-33.49	298.87	18.07	40.56	21.3	6.1	6.4
18	214.15	77.83	-29.06	293.42	20.71	39.75	22.3	7.1	5.7
19	219.79	67.96	-24.46	288.78	22.97	39.08	23.1	8.0	4.9
20	224.52	59.77	-19.73	284.97	24.85	93.83	23.8	8.7	4.0
21	228.28	53.33	-14.88	282.00	26.33	93.37	24.4	9.3	3.0
22	231.01	48.69	-9.97	279.87	27.39	93.05	24.8	9.8	2.0
23	232.66	45.88	-5.00	278.59	28.03	92.85	25.1	10.1	1.0
24	233.21	44.95	0.00	278.16	28.24	92.79	25.2	10.2	0.0
25	232.66	45.88	5.00	278.59	28.03	92.85	25.1	10.1	1.0
26	231.01	48.69	9.97	279.87	27.39	93.05	24.8	9.8	2.0
27	228.28	53.33	14.88	282.00	26.33	93.37	24.4	9.3	3.0
28	224.52	59.77	19.73	284.97	24.85	93.83	23.8	8.7	4.0
29	219.79	67.96	24.46	288.78	22.97	93.08	23.1	8.0	4.9
30	214.15	77.83	29.06	293.42	20.71	39.75	22.3	7.1	5.7
31	207.71	89.28	33.49	298.87	18.07	40.56	21.3	6.1	6.4
32	200.55	102.23	37.71	305.12	15.08	41.49	20.3	5.0	7.1
33	192.81	116.55	41.68	312.15	11.76	42.55	19.2	3.8	7.7
34	184.61	132.10	45.37	319.95	8.15	43.75	18.1	2.6	8.2
35	176.10	148.75	48.73	328.48	4.27	45.08	16.9	1.3	8.5
36	167.44	166.32	51.70	337.74	0.18	46.55	15.8	0.1	8.8
37	158.79	184.65	54.23	347.70	-4.10	-48.15	14.7	-1.2	9.0
38	150.34	203.53	56.27	358.32	-8.51	-49.90	13.6	-2.4	9.0
39	142.27	222.77	57.76	369.57	-13.00	-51.78	12.6	-3.6	9.0
40	134.76	242.14	58.63	381.43	-17.51	-53.81	11.7	-4.6	8.8
41	128.02	261.42	58.83	393.86	-21.97	-55.97	10.8	-5.6	8.6
42	122.25	280.36	58.28	406.81	-26.31	-58.26	10.1	-6.5	8.2
43	117.65	298.73	56.92	420.24	-30.46	-60.69	9.5	-7.3	7.8
44	114.42	316.25	54.68	434.12	-34.33	-63.25	9.0	-8.0	7.2
45	112.76	332.66	51.50	448.39	-37.83	-65.93	8.7	-8.5	6.6
46	112.88	347.70	47.32	463.00	-40.87	-68.73	8.5	-8.9	5.9
47	114.29	354.31	35.69	469.96	-42.00	-70.17	8.5	-9.0	4.4

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	278.16	378.79	53.7	6.5	5.6
Destra	278.16	378.79	53.7	6.5	5.6

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $fmd = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f_{,d} = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto $f_{,d}$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	669.43	-198.66	245.1900	36.6	16.5	0.223	100.0	elast.parz.reag.	456.0221
2	20.0	699.67	-183.18	206.4100	29.5	14.7	0.192	121.0	elast.parz.reag.	476.0280
3	40.0	729.91	-166.32	171.7500	23.5	12.8	0.175	139.0	elast.parz.reag.	495.9825
4	60.0	760.15	-148.09	140.7200	18.5	11.0	0.162	140.0	elast.inter.reag.	515.8858
5	80.0	790.39	-128.49	112.1100	14.2	9.2	0.151	140.0	elast.inter.reag.	535.7377
6	100.0	820.63	-107.50	88.9800	10.8	7.5	0.143	140.0	elast.inter.reag.	555.5382
7	120.0	850.87	-85.14	70.3400	8.3	5.7	0.137	140.0	elast.inter.reag.	575.2874
8	140.0	881.11	-61.41	54.2900	6.2	4.0	0.133	140.0	elast.inter.reag.	594.9852
9	160.0	911.35	-36.30	45.2200	5.0	2.3	0.132	140.0	elast.inter.reag.	614.6318
10	180.0	941.59	-9.81	41.4800	4.4	0.6	0.133	140.0	elast.inter.reag.	634.2270
11	200.0	971.83	18.05	40.4000	4.2	1.1	0.136	140.0	elast.inter.reag.	653.7709
12	220.0	1002.07	47.29	47.9000	4.8	2.7	0.144	140.0	elast.inter.reag.	673.2634
13	240.0	1032.31	77.90	61.5800	6.0	4.3	0.154	140.0	elast.inter.reag.	692.7046
14	260.0	1062.55	109.89	77.8600	7.3	5.9	0.166	140.0	elast.inter.reag.	712.0945
15	280.0	1092.79	143.26	104.4400	9.6	7.5	0.183	140.0	elast.inter.reag.	731.4330
16	300.0	1123.03	178.00	138.0700	12.3	9.0	0.204	140.0	elast.inter.reag.	750.7201
17	320.0	1153.27	214.12	174.1000	15.1	10.5	0.226	140.0	elast.inter.reag.	769.9559
18	340.0	1183.51	251.61	222.2900	18.8	12.0	0.254	140.0	elast.inter.reag.	789.1405
19	360.0	1213.75	290.48	278.3700	22.9	13.5	0.287	140.0	elast.inter.reag.	808.2736
20	380.0	1243.99	330.73	336.5400	27.1	14.9	0.322	129.0	elast.parz.reag.	827.3554

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1324.99	330.73	336.5400	25.4	0.147	0.297	Fondazione parzialmente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969$ N/mm², dove:

$f_m = 10.100$ N/mm²

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f_{,d} = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto $f_{,d}$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	669.43	-198.66	245.1900	36.6	16.5	0.223	100.0	elast.parz.reag.	456.0221
2	20.0	699.67	-183.18	206.4100	29.5	14.7	0.192	121.0	elast.parz.reag.	476.0280
3	40.0	729.91	-166.32	171.7500	23.5	12.8	0.175	139.0	elast.parz.reag.	495.9825
4	60.0	760.15	-148.09	140.7200	18.5	11.0	0.162	140.0	elast.inter.reag.	515.8858
5	80.0	790.39	-128.49	112.1100	14.2	9.2	0.151	140.0	elast.inter.reag.	535.7377
6	100.0	820.63	-107.50	88.9800	10.8	7.5	0.143	140.0	elast.inter.reag.	555.5382
7	120.0	850.87	-85.14	70.3400	8.3	5.7	0.137	140.0	elast.inter.reag.	575.2874
8	140.0	881.11	-61.41	54.2900	6.2	4.0	0.133	140.0	elast.inter.reag.	594.9852
9	160.0	911.35	-36.30	45.2200	5.0	2.3	0.132	140.0	elast.inter.reag.	614.6318
10	180.0	941.59	-9.81	41.4800	4.4	0.6	0.133	140.0	elast.inter.reag.	634.2270
11	200.0	971.83	18.05	40.4000	4.2	1.1	0.136	140.0	elast.inter.reag.	653.7709
12	220.0	1002.07	47.29	47.9000	4.8	2.7	0.144	140.0	elast.inter.reag.	673.2634
13	240.0	1032.31	77.90	61.5800	6.0	4.3	0.154	140.0	elast.inter.reag.	692.7046
14	260.0	1062.55	109.89	77.8600	7.3	5.9	0.166	140.0	elast.inter.reag.	712.0945
15	280.0	1092.79	143.26	104.4400	9.6	7.5	0.183	140.0	elast.inter.reag.	731.4330
16	300.0	1123.03	178.00	138.0700	12.3	9.0	0.204	140.0	elast.inter.reag.	750.7201
17	320.0	1153.27	214.12	174.1000	15.1	10.5	0.226	140.0	elast.inter.reag.	769.9559
18	340.0	1183.51	251.61	222.2900	18.8	12.0	0.254	140.0	elast.inter.reag.	789.1405
19	360.0	1213.75	290.48	278.3700	22.9	13.5	0.287	140.0	elast.inter.reag.	808.2736

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

20	380.0	1243.99	330.73	336.5400	27.1	14.9	0.322	129.0	elast.parz.reag.	827.3554
----	-------	---------	--------	----------	------	------	-------	-------	------------------	----------

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
1324.99	330.73	336.5400	25.4	0.147	0.297	Fondazione parzialmente compressa

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (3)

Verifica NON Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto (|T| / N, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: f_d = tg φ]

Verifica a Compressione della muratura NON Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

Resistenza a compressione di progetto: f_{md} = f_m / γ_M / F'C / γ_D = 1.546 N/mm², dove:

f_m = 4.760 N/mm²

γ_M = 3.00

F'C = max[1.000, FC*γ_C] = 1.026, con: FC = 1.20, γ_C = 0.855

γ_D = 1.00

Resistenza ad attrito di progetto: f_d = 0.50 (φ = 26.6°)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
* 1	169.79	1467.33	-223.30	1652.28	-227.07	0.00	3.6	-13.9	7.8 * 1.546
* 2	178.95	1432.10	-269.10	1633.36	-218.11	0.00	3.9	-13.5	9.5 * 1.546
* 3	216.27	1351.13	-296.87	1595.26	-195.22	0.00	4.7	-12.5	10.7 * 1.546
* 4	260.58	1260.78	-318.97	1554.43	-170.11	0.00	5.8	-11.2	11.8 * 1.546
* 5	314.02	1161.95	-338.16	1514.21	-142.62	0.00	7.2	-9.7	12.9 * 1.546
6	375.79	1055.61	-354.55	1474.65	-113.13	-127.79	8.7	-7.9	13.9 1.546
7	442.68	942.80	-365.10	1432.78	-82.37	-124.74	10.5	-5.9	14.8 1.463
8	516.40	824.52	-372.91	1391.81	-50.24	-121.77	12.6	-3.7	15.5 1.158
9	579.28	705.09	-356.70	1332.98	-20.32	-118.57	14.6	-1.6	15.5 0.857
10	641.32	589.76	-337.03	1276.38	8.25	115.40	16.7	0.7	15.3 0.721
11	700.95	480.25	-314.15	1222.27	35.03	112.29	18.8	3.0	14.9 0.968
12	753.76	378.24	-282.24	1166.65	59.12	109.18	21.0	5.2	14.0 1.195
13	804.21	285.45	-253.54	1118.77	81.07	106.30	23.1	7.4	13.1 1.479
14	845.33	203.39	-216.10	1070.75	99.63	103.50	25.0	9.5	11.6 1.546
* 15	878.65	133.56	-176.24	1027.44	114.91	0.00	26.8	11.4	9.9 * 1.546
* 16	902.91	77.35	-134.24	989.41	126.59	0.00	28.2	12.9	7.8 * 1.546
* 17	916.94	36.01	-90.37	957.23	134.40	0.00	29.4	14.1	5.4 * 1.546
18	919.74	10.63	-44.91	931.45	138.08	95.14	30.0	14.8	2.8 1.531
19	909.15	2.17	8.47	911.37	137.24	94.42	30.2	15.1	0.5 1.506
20	887.20	11.43	56.32	900.39	132.10	93.83	29.8	14.7	3.6 1.489
21	858.57	35.32	77.72	897.27	123.88	93.37	28.9	13.9	5.0 1.485
22	828.53	64.17	90.50	897.28	114.81	93.05	27.9	12.9	5.8 1.486
23	796.43	97.41	100.55	899.47	104.89	92.85	26.7	11.7	6.4 1.489
24	761.92	135.05	113.37	904.11	94.03	92.79	25.5	10.5	7.2 1.495
25	725.38	176.95	126.03	911.08	82.29	92.85	24.1	9.1	8.0 1.503
26	686.69	222.98	135.60	919.72	69.65	92.05	22.7	7.7	8.5 1.373
27	646.46	272.86	147.59	931.09	56.22	92.79	21.2	6.1	9.1 1.144
28	604.39	326.33	156.27	943.75	41.94	93.71	19.6	4.5	9.5 0.975
29	561.09	382.98	164.34	958.27	26.95	94.82	18.0	2.9	9.9 0.814
30	517.55	442.42	174.42	975.69	11.41	96.15	16.4	1.2	10.3 0.650
31	473.09	504.16	180.90	993.85	-4.74	-97.63	14.8	-0.5	10.5 0.585
32	427.26	567.46	181.04	1011.06	-21.50	-99.21	13.2	-2.2	10.3 0.769
33	380.53	625.65	159.01	1018.66	-37.80	-100.62	11.7	-3.8	9.0 0.941
34	341.83	675.61	136.53	1026.56	-51.80	-102.12	10.4	-5.1	7.6 1.084
35	311.24	717.26	113.58	1034.75	-63.45	-103.73	9.5	-6.2	6.3 1.208
36	288.82	750.53	90.16	1043.25	-72.69	-105.43	8.8	-7.0	5.0 1.320
37	274.58	775.39	66.25	1052.06	-79.49	-107.24	8.3	-7.6	3.6 1.405
38	268.52	791.84	41.82	1061.18	-83.77	-109.15	8.1	-7.9	2.3 1.453
39	270.58	799.89	16.87	1070.61	-85.50	-111.16	8.2	-8.0	0.9 1.457
40	280.73	799.59	-8.64	1080.35	-84.61	-113.28	8.5	-7.8	0.5 1.416
41	298.86	790.98	-34.74	1090.40	-81.05	-115.49	9.0	-7.4	1.8 1.341
42	324.89	774.14	-61.45	1100.74	-74.76	-117.80	9.8	-6.8	3.2 1.241
43	358.69	749.13	-88.80	1111.37	-65.67	-120.20	10.9	-5.9	4.6 1.130
44	400.13	716.04	-116.82	1122.26	-53.73	-122.70	12.2	-4.8	6.0 1.011

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

45	449.07	674.96	-145.55	1133.41	-38.86	-125.28	13.7	-3.5	7.4	0.873
46	505.33	625.99	-175.00	1144.77	-21.00	-127.94	15.5	-1.9	8.8	0.715
47	530.54	600.01	-211.59	1150.18	-12.16	-128.97	16.4	-1.1	10.6	0.638

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	896.97	1387.62	57.1	2.8	2.4
Destra	896.97	719.97	38.8	12.5	10.7

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1678.26	-817.47	931.2200	55.5	26.0	1.285	44.0	elast.parz.reag.	1095.7230
2	20.0	1708.50	-801.99	768.6700	45.0	25.1	0.759	75.0	elast.parz.reag.	1114.0160
3	40.0	1738.74	-785.13	610.2600	35.1	24.3	0.554	105.0	elast.parz.reag.	1132.2580
4	60.0	1768.98	-766.90	455.4600	25.7	23.4	0.444	133.0	elast.parz.reag.	1150.4490
5	80.0	1799.22	-747.30	303.0900	16.8	22.6	0.369	140.0	elast.inter.reag.	1168.5880
6	100.0	1829.46	-726.31	156.2000	8.5	21.7	0.297	140.0	elast.inter.reag.	1186.6760
7	120.0	1859.70	-703.95	13.8000	0.7	20.7	0.228	140.0	elast.inter.reag.	1204.7130
8	140.0	1889.94	-680.22	-126.0100	-6.7	19.8	0.289	140.0	elast.inter.reag.	1222.6980
9	160.0	1920.18	-655.11	-258.8400	-13.5	18.8	0.361	140.0	elast.inter.reag.	1240.6320
10	180.0	1950.42	-628.62	-386.3400	-19.8	17.9	0.429	140.0	elast.inter.reag.	1258.5150
11	200.0	1980.66	-600.76	-511.1900	-25.8	16.9	0.498	133.0	elast.parz.reag.	1276.3460
12	220.0	2010.90	-571.52	-627.4500	-31.2	15.9	0.576	116.0	elast.parz.reag.	1294.1260
13	240.0	2041.14	-540.91	-737.5300	-36.1	14.8	0.670	102.0	elast.parz.reag.	1311.8540
14	260.0	2071.38	-508.92	-845.0200	-40.8	13.8	0.788	88.0	elast.parz.reag.	1329.5310
15	280.0	2101.62	-475.55	-942.1900	-44.8	12.8	0.928	76.0	elast.parz.reag.	1347.1570
16	300.0	2131.86	-440.81	-1032.3300	-48.4	11.7	1.098	65.0	elast.parz.reag.	1364.7320
17	320.0	2162.10	-404.69	-1120.0700	-51.8	10.6	1.320	55.0	elast.parz.reag.	1382.2550
18	340.0	2192.34	-367.20	-1195.6400	-54.5	9.5	1.575	46.0	elast.parz.reag.	1399.7270
19	360.0	2222.58	-328.33	-1263.3200	-56.8	8.4	1.877	39.0	elast.parz.reag.	1417.1480
20	380.0	2252.82	-288.08	-1328.9100	-59.0	7.3	2.273	33.0	elast.parz.reag.	1434.5170

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
2333.82	-288.08	-1328.9100	-56.9	0.259	1.436	Fondazione parzialmente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
-------	------------	---------------	--------	----------------	-----------	---------------	-------------------	-----------------	-----------------	-----------

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

1	0.0	1010.61	-737.97	395.6200	39.1	36.1	0.364	93.0	elast.parz.reag.	678.7589
2	20.0	1040.85	-707.01	249.9100	24.0	34.2	0.251	138.0	elast.parz.reag.	698.1855
3	40.0	1071.09	-673.30	112.4700	10.5	32.2	0.185	140.0	elast.inter.reag.	717.5609
4	60.0	1101.33	-636.84	-17.7300	-1.6	30.0	0.140	140.0	elast.inter.reag.	736.8849
5	80.0	1131.57	-597.62	-143.0800	-12.6	27.8	0.208	140.0	elast.inter.reag.	756.1576
6	100.0	1161.81	-555.66	-257.4600	-22.2	25.6	0.270	140.0	elast.inter.reag.	775.3790
7	120.0	1192.05	-510.94	-362.8800	-30.4	23.2	0.335	119.0	elast.parz.reag.	794.5490
8	140.0	1222.29	-463.47	-463.0900	-37.9	20.8	0.423	96.0	elast.parz.reag.	813.6677
9	160.0	1252.53	-413.25	-549.3700	-43.9	18.3	0.532	78.0	elast.parz.reag.	832.7350
10	180.0	1282.77	-360.28	-624.9800	-48.7	15.7	0.670	64.0	elast.parz.reag.	851.7510
11	200.0	1313.01	-304.55	-695.2700	-53.0	13.1	0.856	51.0	elast.parz.reag.	870.7156
12	220.0	1343.25	-246.07	-748.4000	-55.7	10.4	1.045	43.0	elast.parz.reag.	889.6290
13	240.0	1373.49	-184.85	-789.1700	-57.5	7.7	1.217	38.0	elast.parz.reag.	908.4909
14	260.0	1403.73	-120.87	-824.7400	-58.8	4.9	1.387	34.0	elast.parz.reag.	927.3016
15	280.0	1433.97	-54.13	-839.7000	-58.6	2.2	1.392	34.0	elast.parz.reag.	946.0609
16	300.0	1464.21	15.35	-840.5900	-57.4	0.6	1.292	38.0	elast.parz.reag.	964.7689
17	320.0	1494.45	87.59	-836.6600	-56.0	3.4	1.185	42.0	elast.parz.reag.	983.4255
18	340.0	1524.69	162.57	-808.4100	-53.0	6.1	0.998	51.0	elast.parz.reag.	1002.0310
19	360.0	1554.93	240.31	-764.3700	-49.2	8.8	0.829	63.0	elast.parz.reag.	1020.5850
20	380.0	1585.17	320.81	-716.1600	-45.2	11.4	0.710	74.0	elast.parz.reag.	1039.0880

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max. (N/mm ²)	Stato di sollecitazione
1666.17	320.81	-716.1600	-43.0	0.185	0.578	Fondazione parzialmente compressa

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico (al Collasso dell'arco): 2 (3): molt.: 0.524

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
1	143.37	937.54	-134.00	1089.18	-138.98	-126.29	4.6	-12.9	1.544
2	147.50	915.92	-163.53	1075.92	-133.74	-124.93	4.8	-12.6	1.527
3	167.00	866.34	-180.07	1048.91	-120.30	-122.04	5.6	-11.6	1.502
4	191.00	811.18	-193.17	1020.63	-105.48	-119.29	6.5	-10.5	1.473
5	220.54	751.06	-204.29	992.85	-89.23	-112.56	7.6	-9.2	1.414
6	255.10	686.59	-213.52	965.60	-71.80	-108.92	9.0	-7.6	1.161
7	292.90	618.46	-219.31	937.38	-53.62	-105.34	10.6	-5.9	0.957
8	334.74	547.30	-223.31	909.87	-34.66	-101.91	12.4	-3.9	0.777
9	371.26	475.50	-214.40	873.49	-16.84	-98.14	14.2	-2.0	0.598
10	407.61	405.91	-203.39	838.57	0.27	94.56	16.0	0.0	0.426
11	442.89	339.54	-190.43	805.27	16.40	91.20	18.0	2.1	0.574
12	474.67	277.37	-172.50	771.57	31.07	87.93	19.9	4.1	0.711
13	505.23	220.38	-156.05	742.20	44.52	85.02	21.8	6.1	0.849
14	530.83	169.46	-134.83	713.14	56.08	82.26	23.5	8.0	1.036
15	552.19	125.46	-112.19	686.88	65.81	98.08	25.1	9.7	1.099
16	568.59	89.19	-88.29	663.68	73.51	96.97	26.5	11.2	1.072
17	579.35	61.37	-63.29	643.83	79.02	95.99	27.6	12.3	1.050
18	583.88	42.62	-37.36	627.61	82.21	95.14	28.3	13.1	1.031
19	581.01	33.49	-7.20	614.54	82.85	94.42	28.6	13.5	1.015
20	571.76	34.44	20.12	606.54	81.05	93.83	28.5	13.4	1.005
21	558.56	43.89	33.64	603.38	77.44	93.37	27.9	12.9	1.001
22	544.11	56.80	42.68	602.42	73.20	93.05	27.2	12.2	1.000
23	528.07	72.88	50.31	603.06	68.30	92.85	26.4	11.4	1.001
24	510.26	92.16	59.41	605.34	62.72	92.79	25.4	10.4	1.004
25	490.84	114.56	68.42	609.26	56.46	92.85	24.3	9.3	1.009
26	469.79	140.02	75.80	614.49	49.54	91.56	23.1	8.1	0.982
27	447.41	168.36	84.42	621.53	41.99	92.22	21.9	6.8	0.831
28	423.57	199.45	91.27	629.67	33.81	93.06	20.5	5.4	0.717
29	398.63	233.03	97.76	639.18	25.06	94.08	19.1	4.0	0.621
30	373.13	268.88	105.23	650.57	15.84	95.30	17.7	2.5	0.524
31	346.77	306.68	110.73	662.76	6.12	96.68	16.2	0.9	0.423
32	319.35	346.01	112.82	674.85	-4.09	-78.17	14.7	-0.6	0.405
33	291.18	383.32	103.16	682.33	-14.21	-79.51	13.3	-2.1	0.514
34	266.99	416.90	93.14	690.21	-23.27	-80.94	12.1	-3.4	0.609
35	246.92	446.65	82.71	698.48	-31.21	-82.47	11.1	-4.5	0.689
36	231.05	472.45	71.85	707.15	-38.01	-84.10	10.3	-5.4	0.756
37	219.47	494.19	60.53	716.23	-43.60	-85.82	9.8	-6.1	0.812
38	212.27	511.80	48.70	725.70	-47.95	-87.65	9.4	-6.6	0.857
39	209.50	525.18	36.33	735.58	-50.99	-89.59	9.2	-6.9	0.886
40	211.25	534.25	23.38	745.86	-52.67	-91.62	9.2	-7.1	0.896
41	217.54	538.91	9.80	756.52	-52.93	-93.75	9.5	-7.0	0.887
42	228.43	539.10	-4.46	767.55	-51.70	-95.98	9.9	-6.7	0.861
43	243.95	534.74	-19.44	778.93	-48.91	-98.30	10.5	-6.3	0.821
44	264.13	525.74	-35.19	790.65	-44.49	-100.72	11.4	-5.6	0.772
45	288.99	512.02	-51.75	802.68	-38.37	-103.22	12.4	-4.8	0.712

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

46	318.53	493.52	-69.18	814.99	-30.46	-105.80	13.7	-3.8	4.9	0.640
47	332.41	483.06	-93.89	820.85	-26.36	-106.87	14.3	-3.2	6.6	0.604

Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)		Distanze dal piedritto (cm)	
					in dir.X	in dir.Z
Sinistra	602.42	907.42	56.4		3.5	3.0
Destra	602.42	557.57	42.8		10.8	9.3

Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1198.06	-522.92	609.3600	50.9	23.6	0.696	57.0	elast.parz.reag.	798.3528
2	20.0	1228.30	-507.44	505.7200	41.2	22.4	0.473	86.0	elast.parz.reag.	817.4613
3	40.0	1258.54	-490.58	406.2100	32.3	21.3	0.371	113.0	elast.parz.reag.	836.5184
4	60.0	1288.78	-472.35	310.3300	24.1	20.1	0.312	138.0	elast.parz.reag.	855.5242
5	80.0	1319.02	-452.75	216.8600	16.4	18.9	0.268	140.0	elast.inter.reag.	874.4787
6	100.0	1349.26	-431.76	128.8900	9.6	17.7	0.226	140.0	elast.inter.reag.	893.3818
7	120.0	1379.50	-409.40	45.3900	3.3	16.5	0.187	140.0	elast.inter.reag.	912.2335
8	140.0	1409.74	-385.67	-35.5100	-2.5	15.3	0.186	140.0	elast.inter.reag.	931.0340
9	160.0	1439.98	-360.56	-109.4300	-7.6	14.1	0.227	140.0	elast.inter.reag.	949.7831
10	180.0	1470.22	-334.07	-178.0200	-12.1	12.8	0.266	140.0	elast.inter.reag.	968.4809
11	200.0	1500.46	-306.21	-243.9600	-16.3	11.5	0.303	140.0	elast.inter.reag.	987.1273
12	220.0	1530.70	-276.97	-301.3100	-19.7	10.3	0.336	140.0	elast.inter.reag.	1005.7220
13	240.0	1560.94	-246.36	-352.4800	-22.6	9.0	0.366	140.0	elast.inter.reag.	1024.2660
14	260.0	1591.18	-214.37	-401.0500	-25.2	7.7	0.395	134.0	elast.parz.reag.	1042.7590
15	280.0	1621.42	-181.00	-439.3200	-27.1	6.4	0.420	129.0	elast.parz.reag.	1061.2000
16	300.0	1651.66	-146.26	-470.5500	-28.5	5.1	0.442	125.0	elast.parz.reag.	1079.5890
17	320.0	1681.90	-110.14	-499.3700	-29.7	3.7	0.464	121.0	elast.parz.reag.	1097.9280
18	340.0	1712.14	-72.65	-516.0300	-30.1	2.4	0.477	120.0	elast.parz.reag.	1116.2150
19	360.0	1742.38	-33.78	-524.8000	-30.1	1.1	0.485	120.0	elast.parz.reag.	1134.4510
20	380.0	1772.62	6.47	-531.4800	-30.0	0.2	0.492	120.0	elast.parz.reag.	1152.6350

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1853.62	6.47	-531.4800	-28.7	0.206	0.445	Fondazione parzialmente compressa

Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	848.21	-443.42	351.4500	41.4	27.6	0.330	86.0	elast.parz.reag.	573.5523

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

2	20.0	878.45	-412.46	264.6500	30.1	25.2	0.245	120.0	elast.parz.reag.	593.2546
3	40.0	908.69	-378.75	186.1200	20.5	22.6	0.203	140.0	elast.inter.reag.	612.9057
4	60.0	938.93	-342.29	114.8400	12.2	20.0	0.170	140.0	elast.inter.reag.	632.5054
5	80.0	969.17	-303.07	48.3900	5.0	17.4	0.140	140.0	elast.inter.reag.	652.0538
6	100.0	999.41	-261.11	-7.0800	-0.7	14.6	0.123	140.0	elast.inter.reag.	671.5508
7	120.0	1029.65	-216.39	-53.5800	-5.2	11.9	0.150	140.0	elast.inter.reag.	690.9965
8	140.0	1059.89	-168.92	-94.8900	-9.0	9.1	0.175	140.0	elast.inter.reag.	710.3909
9	160.0	1090.13	-118.70	-122.2500	-11.2	6.2	0.192	140.0	elast.inter.reag.	729.7339
10	180.0	1120.37	-65.73	-138.9500	-12.4	3.4	0.204	140.0	elast.inter.reag.	749.0256
11	200.0	1150.61	-10.00	-150.3400	-13.1	0.5	0.214	140.0	elast.inter.reag.	768.2659
12	220.0	1180.85	48.48	-144.5600	-12.2	2.4	0.214	140.0	elast.inter.reag.	787.4549
13	240.0	1211.09	109.70	-126.4100	-10.4	5.2	0.209	140.0	elast.inter.reag.	806.5927
14	260.0	1241.33	173.68	-103.0800	-8.3	8.0	0.200	140.0	elast.inter.reag.	825.6790
15	280.0	1271.57	240.42	-59.1300	-4.7	10.7	0.182	140.0	elast.inter.reag.	844.7140
16	300.0	1301.81	309.90	-1.1000	-0.1	13.4	0.156	140.0	elast.inter.reag.	863.6977
17	320.0	1332.05	382.14	61.7300	4.6	16.0	0.190	140.0	elast.inter.reag.	882.6301
18	340.0	1362.29	457.12	148.8900	10.9	18.5	0.238	140.0	elast.inter.reag.	901.5110
19	360.0	1392.53	534.86	251.8400	18.1	21.0	0.294	140.0	elast.inter.reag.	920.3407
20	380.0	1422.77	615.36	358.9600	25.2	23.4	0.353	134.0	elast.parz.reag.	939.1191

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
1503.77	615.36	358.9600	23.9	0.167	0.327	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico: 3 (3)

Verifica NON Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto (|T| / N, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: f_d = tg φ]

Verifica a Compressione della muratura NON Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

Resistenza a compressione di progetto: f_{md} = f_m / γ_M / F'C / γ_D = 1.546 N/mm², dove:

$$f_m = 4.760 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.026, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.855$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto: f_d = 0.50 (φ = 26.6°)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	
1	441.06	1234.95	65.76	1677.31	-138.93	-141.93	9.2	-8.3	2.2	1.546
* 2	430.17	1239.47	10.28	1669.67	-140.86	0.00	9.0	-8.4	0.4	1.546
* 3	414.21	1238.91	-36.09	1653.52	-141.87	0.00	8.6	-8.6	1.3	1.546
* 4	409.31	1224.37	-79.21	1635.60	-138.62	0.00	8.5	-8.5	2.8	1.546
* 5	416.49	1196.33	-120.33	1617.30	-131.17	0.00	8.7	-8.1	4.3	1.546
6	430.66	1155.36	-153.56	1593.44	-120.59	-128.38	9.0	-7.6	5.5	1.546
7	442.71	1106.15	-171.16	1558.29	-109.27	-125.82	9.4	-7.1	6.3	1.546
8	462.38	1050.39	-186.43	1524.21	-95.89	-123.37	10.0	-6.3	7.0	1.546
9	488.99	988.87	-199.49	1491.27	-80.75	-121.02	10.7	-5.5	7.7	1.536
10	521.85	922.41	-210.46	1459.52	-64.12	-118.79	11.6	-4.4	8.3	1.377
11	560.28	851.79	-219.48	1429.02	-46.27	-116.67	12.6	-3.3	8.8	1.201
12	602.15	777.83	-223.70	1397.99	-27.66	-114.66	13.7	-2.0	9.2	1.009
13	649.64	701.32	-229.15	1370.26	-8.08	-112.77	15.0	-0.6	9.6	0.803
14	699.36	623.07	-229.97	1342.28	11.84	111.00	16.4	0.9	9.9	0.833
15	752.03	543.81	-229.27	1315.97	32.11	109.36	17.9	2.5	10.0	1.038
16	806.94	464.31	-227.19	1291.39	52.54	107.85	19.5	4.1	10.1	1.249
17	863.46	385.24	-223.86	1268.61	72.96	106.48	21.1	5.8	10.2	1.474
18	920.97	307.28	-219.43	1247.70	93.21	105.26	22.8	7.6	10.1	1.546
* 19	971.40	233.78	-188.67	1219.86	111.61	0.00	24.4	9.3	8.9	1.546
* 20	1013.49	172.30	-154.44	1195.80	126.89	0.00	25.8	10.7	7.4	1.546
* 21	1046.80	123.86	-119.25	1176.72	138.88	0.00	26.9	11.9	5.8	1.546
* 22	1070.29	89.17	-77.26	1162.02	147.37	0.00	27.7	12.7	3.8	1.546
* 23	1084.74	68.48	-40.87	1153.94	152.49	0.00	28.2	13.2	2.0	1.546
* 24	1089.19	62.20	1.82	1151.39	154.05	0.00	28.4	13.4	0.1	1.546
* 25	1084.12	70.26	44.48	1155.23	152.13	0.00	28.2	13.2	2.2	1.546
* 26	1069.02	92.64	80.75	1164.46	146.66	0.00	27.6	12.6	4.0	1.546

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

* 27	1044.99	129.01	122.54	1180.38	137.83	0.00	26.8	11.7	6.0	* 1.546
* 28	1011.17	178.99	157.47	1200.53	125.53	0.00	25.6	10.5	7.5	* 1.546
* 29	968.67	241.91	191.37	1225.61	109.97	0.00	24.2	9.1	9.0	* 1.546
30	918.00	316.74	221.69	1254.48	91.32	105.39	22.6	7.4	10.2	1.546
31	860.35	395.81	225.64	1276.26	70.87	106.61	20.9	5.6	10.2	1.452
32	803.85	475.79	228.42	1299.87	50.31	107.98	19.3	3.9	10.1	1.230
33	749.14	556.00	229.88	1325.23	29.79	109.49	17.7	2.3	10.0	1.018
34	696.89	635.72	229.89	1352.29	9.49	111.13	16.2	0.7	9.8	0.814
35	647.78	714.19	228.32	1380.98	-10.38	-112.89	14.9	-0.8	9.5	0.832
36	601.10	790.60	222.09	1409.31	-29.84	-114.75	13.6	-2.1	9.1	1.037
37	560.30	864.23	217.00	1440.97	-48.24	-116.74	12.5	-3.4	8.7	1.227
38	523.15	934.20	207.10	1471.99	-65.80	-118.84	11.5	-4.5	8.1	1.401
39	491.80	999.71	195.20	1504.24	-82.04	-121.04	10.7	-5.5	7.5	1.546
40	466.95	1059.98	181.17	1537.65	-96.70	-123.36	10.0	-6.3	6.8	1.546
41	449.29	1114.20	164.88	1572.16	-109.51	-125.77	9.5	-7.0	6.0	1.546
42	439.50	1161.56	146.22	1607.72	-120.16	-128.30	9.1	-7.5	5.2	1.546
43	427.78	1200.35	111.95	1631.97	-129.95	-131.01	8.8	-8.0	3.9	1.546
* 44	423.29	1225.91	69.76	1650.68	-136.51	0.00	8.7	-8.3	2.4	* 1.546
* 45	431.10	1237.70	25.54	1669.00	-138.76	0.00	8.9	-8.3	0.9	* 1.546
46	450.14	1235.21	-21.88	1685.49	-136.64	-140.28	9.3	-8.1	0.7	1.546
47	462.34	1229.15	-78.19	1693.30	-134.19	-141.83	9.6	-7.9	2.6	1.546

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	1141.63	1228.83	47.1	7.0	6.0
Destra	1161.15	1232.48	46.7	7.3	6.2

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f_{,d} = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1572.31	-982.63	775.5000	49.3	32.0	0.845	62.0	elast.parz.reag.	1031.2250
2	20.0	1602.55	-951.67	580.8600	36.2	30.7	0.528	101.0	elast.parz.reag.	1049.6980
3	40.0	1632.79	-917.96	394.4800	24.2	29.3	0.396	138.0	elast.parz.reag.	1068.1200
4	60.0	1663.03	-881.50	215.3600	12.9	27.9	0.308	140.0	elast.inter.reag.	1086.4910
5	80.0	1693.27	-842.28	41.0700	2.4	26.4	0.223	140.0	elast.inter.reag.	1104.8100
6	100.0	1723.51	-800.32	-122.2400	-7.1	24.9	0.268	140.0	elast.inter.reag.	1123.0780
7	120.0	1753.75	-755.60	-276.5900	-15.8	23.3	0.350	140.0	elast.inter.reag.	1141.2940
8	140.0	1783.99	-708.13	-425.7400	-23.9	21.7	0.430	138.0	elast.parz.reag.	1159.4590
9	160.0	1814.23	-657.91	-560.9400	-30.9	19.9	0.516	117.0	elast.parz.reag.	1177.5730
10	180.0	1844.47	-604.94	-685.4800	-37.2	18.2	0.624	99.0	elast.parz.reag.	1195.6350
11	200.0	1874.71	-549.21	-804.7100	-42.9	16.3	0.769	81.0	elast.parz.reag.	1213.6460
12	220.0	1904.95	-490.73	-906.7700	-47.6	14.4	0.945	67.0	elast.parz.reag.	1231.6060
13	240.0	1935.19	-429.51	-996.4700	-51.5	12.5	1.162	56.0	elast.parz.reag.	1249.5150
14	260.0	1965.43	-365.53	-1080.9800	-55.0	10.5	1.456	45.0	elast.parz.reag.	1267.3720
15	280.0	1995.67	-298.79	-1144.8700	-57.4	8.5	1.755	38.0	elast.parz.reag.	1285.1770
16	300.0	2025.91	-229.31	-1194.6900	-59.0	6.5	2.041	33.0	elast.parz.reag.	1302.9320
17	320.0	2056.15	-157.07	-1239.6900	-60.3	4.4	2.353	29.0	elast.parz.reag.	1320.6350
18	340.0	2086.39	-82.09	-1260.3700	-60.4	2.3	2.417	29.0	elast.parz.reag.	1338.2870
19	360.0	2116.63	-4.35	-1265.2700	-59.8	0.1	2.301	31.0	elast.parz.reag.	1355.8870
20	380.0	2146.87	76.15	-1265.9900	-59.0	2.0	2.162	33.0	elast.parz.reag.	1373.4360

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
2227.87	76.15	-1265.9900	-56.8	0.248	1.362	Fondazione parzialmente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F^*C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, m_d]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1575.96	-1002.15	776.6200	49.3	32.5	0.845	62.0	elast.parz.reag.	1033.4580
2	20.0	1606.20	-971.19	578.0800	36.0	31.2	0.525	102.0	elast.parz.reag.	1051.9250
3	40.0	1636.44	-937.48	387.8000	23.7	29.8	0.393	139.0	elast.parz.reag.	1070.3400
4	60.0	1666.68	-901.02	204.7800	12.3	28.4	0.303	140.0	elast.inter.reag.	1088.7040
5	80.0	1696.92	-861.80	26.5800	1.6	26.9	0.216	140.0	elast.inter.reag.	1107.0170
6	100.0	1727.16	-819.84	-140.6300	-8.1	25.4	0.277	140.0	elast.inter.reag.	1125.2790
7	120.0	1757.40	-775.12	-298.8800	-17.0	23.8	0.362	140.0	elast.inter.reag.	1143.4890
8	140.0	1787.64	-727.65	-451.9400	-25.3	22.1	0.444	134.0	elast.parz.reag.	1161.6480
9	160.0	1817.88	-677.43	-591.0500	-32.5	20.4	0.539	112.0	elast.parz.reag.	1179.7560
10	180.0	1848.12	-624.46	-719.4900	-38.9	18.7	0.661	93.0	elast.parz.reag.	1197.8120
11	200.0	1878.36	-568.73	-842.6200	-44.9	16.8	0.830	75.0	elast.parz.reag.	1215.8170
12	220.0	1908.60	-510.25	-948.5900	-49.7	15.0	1.045	61.0	elast.parz.reag.	1233.7700
13	240.0	1938.84	-449.03	-1042.1900	-53.8	13.0	1.326	49.0	elast.parz.reag.	1251.6730
14	260.0	1969.08	-385.05	-1130.6000	-57.4	11.1	1.739	38.0	elast.parz.reag.	1269.5240
15	280.0	1999.32	-318.31	-1198.4000	-59.9	9.0	2.208	30.0	elast.parz.reag.	1287.3230
16	300.0	2029.56	-248.83	-1252.1200	-61.7	7.0	2.715	25.0	elast.parz.reag.	1305.0710
17	320.0	2059.80	-176.59	-1301.0300	-63.2	4.9	2.969	12.0	elastoplast.parz.	1322.7680
18	340.0	2090.04	-101.61	-1325.6100	-63.4	2.8	2.969	12.0	elastoplast.parz.	1340.4140
19	360.0	2120.28	-23.87	-1334.4100	-62.9	0.6	2.969	12.0	elastoplast.parz.	1358.0080
20	380.0	2150.52	56.63	-1339.0300	-62.3	1.5	2.969	12.0	elastoplast.parz.	1375.5510

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
2231.52	56.63	-1339.0300	-60.0	0.248	1.654	Fondazione parzialmente compressa

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico (al Collasso dell'arco): 3 (3): molt.: 0.585

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
1	311.58	903.37	17.79	1215.08	-103.56	-133.07	9.0	-8.5	1.504
2	304.76	902.33	-20.40	1207.27	-104.01	-131.58	8.8	-8.6	1.526
3	296.01	893.75	-49.43	1190.78	-102.83	-128.39	8.6	-8.6	1.544
4	294.59	876.34	-76.04	1173.39	-98.94	-125.26	8.6	-8.4	1.520
5	300.98	850.54	-101.01	1155.94	-92.44	-122.23	8.8	-8.0	1.455
6	312.11	816.81	-120.92	1135.38	-83.98	-119.18	9.2	-7.4	1.363
7	322.56	778.03	-131.27	1108.38	-75.01	-115.99	9.7	-6.8	1.267
8	337.90	735.30	-139.89	1082.28	-64.80	-112.94	10.3	-6.0	1.161
9	357.64	689.23	-146.89	1057.13	-53.56	-110.04	11.0	-5.1	1.053
10	381.28	640.40	-152.36	1032.97	-41.48	-107.30	11.9	-4.1	0.937
11	408.31	589.37	-156.41	1009.86	-28.74	-104.71	13.0	-2.9	0.809
12	437.41	536.74	-157.42	986.79	-15.64	-102.24	14.1	-1.6	0.673
13	469.75	483.05	-158.94	965.96	-2.08	-99.98	15.4	-0.2	0.529
14	503.28	428.88	-157.56	945.38	11.55	-97.85	16.8	1.2	0.620
15	538.33	374.72	-155.14	926.13	25.23	-95.89	18.2	2.8	0.759
16	574.43	321.09	-151.78	908.29	38.85	-94.11	19.7	4.3	0.900
17	611.12	268.46	-147.58	891.88	52.28	-92.50	21.2	5.9	1.049
18	648.01	217.28	-142.63	876.96	65.42	-91.08	22.7	7.6	1.260
19	680.32	169.55	-122.22	858.61	77.29	-94.42	24.2	9.1	1.404
20	707.25	129.72	-99.72	842.89	87.12	-93.83	25.5	10.4	1.387
21	728.54	98.44	-76.62	830.52	94.81	-93.37	26.5	11.5	1.374
22	743.55	76.14	-49.53	821.18	100.25	-93.05	27.3	12.2	1.364
23	752.71	62.97	-25.70	816.08	103.50	-92.85	27.7	12.7	1.359
24	755.47	59.19	1.82	814.66	104.44	-92.79	27.8	12.8	1.358
25	752.09	64.74	29.30	817.36	103.14	-92.85	27.6	12.6	1.361
26	742.29	79.61	53.02	823.60	99.54	-93.05	27.1	12.1	1.368
27	726.74	103.59	79.92	834.16	93.77	-93.37	26.3	11.3	1.380

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

28	704.93	136.42	102.75	847.60	85.76	93.83	25.3	10.2	7.0	1.394
29	677.58	177.67	124.91	864.33	75.64	94.42	24.0	8.8	8.3	1.413
30	645.03	226.73	144.89	883.72	63.53	91.46	22.5	7.3	9.4	1.226
31	608.01	279.03	149.35	899.52	50.19	92.93	20.9	5.7	9.6	1.027
32	571.34	332.57	153.00	916.77	36.61	94.58	19.4	4.1	9.6	0.880
33	535.45	386.90	155.74	935.41	22.91	96.40	17.9	2.5	9.6	0.739
34	500.80	441.53	157.48	955.40	9.20	98.40	16.5	1.0	9.5	0.601
35	467.89	495.92	158.11	976.69	-4.38	-100.56	15.2	-0.5	9.3	0.559
36	436.35	549.52	155.81	998.11	-17.82	-102.85	13.9	-1.8	9.0	0.701
37	408.33	601.82	153.94	1021.80	-30.71	-105.34	12.8	-3.0	8.7	0.835
38	382.57	652.18	149.00	1045.43	-43.16	-107.94	11.8	-4.2	8.2	0.960
39	360.45	700.07	142.60	1070.07	-54.86	-110.70	11.0	-5.2	7.7	1.073
40	342.47	744.90	134.63	1095.67	-65.62	-113.60	10.3	-6.0	7.1	1.176
41	329.13	786.08	124.99	1122.19	-75.26	-116.65	9.7	-6.7	6.4	1.275
42	320.95	823.00	113.58	1149.57	-83.55	-119.84	9.3	-7.3	5.7	1.361
43	312.27	854.56	92.63	1170.49	-91.21	-122.90	9.0	-7.8	4.5	1.440
44	308.56	877.89	66.59	1188.31	-96.83	-125.93	8.8	-8.2	3.2	1.490
45	312.89	892.54	38.88	1206.06	-99.71	-129.06	8.9	-8.3	1.8	1.500
46	324.73	898.07	8.79	1222.84	-99.79	-132.26	9.2	-8.2	0.4	1.470
47	332.86	897.57	-30.22	1230.80	-98.82	-133.74	9.5	-8.0	1.4	1.444

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione		Distanze dal piedritto (cm)	
			sull'orizz.(°)		in dir.X	in dir.Z
Sinistra	804.90	910.25	48.5		6.8	5.8
Destra	824.41	913.89	47.9		7.2	6.2

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f_{d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1253.73	-645.90	594.9900	47.5	27.3	0.618	68.0	elast.parz.reag.	833.4905
2	20.0	1283.97	-614.94	467.7000	36.4	25.6	0.425	101.0	elast.parz.reag.	852.5045
3	40.0	1314.21	-581.23	348.6700	26.5	23.9	0.336	130.0	elast.parz.reag.	871.4671
4	60.0	1344.45	-544.77	236.9000	17.6	22.1	0.281	140.0	elast.inter.reag.	890.3784
5	80.0	1374.69	-505.55	129.9500	9.5	20.2	0.230	140.0	elast.inter.reag.	909.2384
6	100.0	1404.93	-463.59	33.9900	2.4	18.3	0.185	140.0	elast.inter.reag.	928.0470
7	120.0	1435.17	-418.87	-53.0100	-3.7	16.3	0.198	140.0	elast.inter.reag.	946.8043
8	140.0	1465.41	-371.40	-134.8200	-9.2	14.2	0.243	140.0	elast.inter.reag.	965.5102
9	160.0	1495.65	-321.18	-202.6800	-13.6	12.1	0.281	140.0	elast.inter.reag.	984.1648
10	180.0	1525.89	-268.21	-259.8700	-17.0	10.0	0.314	140.0	elast.inter.reag.	1002.7680
11	200.0	1556.13	-212.48	-311.7500	-20.0	7.8	0.344	140.0	elast.inter.reag.	1021.3200
12	220.0	1586.37	-154.00	-346.4700	-21.8	5.5	0.366	140.0	elast.inter.reag.	1039.8210
13	240.0	1616.61	-92.78	-368.8200	-22.8	3.3	0.381	140.0	elast.inter.reag.	1058.2700
14	260.0	1646.85	-28.80	-385.9800	-23.4	1.0	0.393	140.0	elast.parz.reag.	1076.6680
15	280.0	1677.09	37.94	-382.5300	-22.8	1.3	0.395	140.0	elast.inter.reag.	1095.0140
16	300.0	1707.33	107.42	-365.0000	-21.4	3.6	0.389	140.0	elast.inter.reag.	1113.3100
17	320.0	1737.57	179.66	-342.6600	-19.7	5.9	0.382	140.0	elast.inter.reag.	1131.5540
18	340.0	1767.81	254.64	-295.9900	-16.7	8.2	0.361	140.0	elast.inter.reag.	1149.7460
19	360.0	1798.05	332.38	-233.5400	-13.0	10.5	0.333	140.0	elast.inter.reag.	1167.8870
20	380.0	1828.29	412.88	-166.9100	-9.1	12.7	0.303	140.0	elast.inter.reag.	1185.9770

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
1909.29	412.88	-166.9100	-8.7	0.212	0.286	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

$\gamma_M = 3.00$

$F^*C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1257.37	-665.41	596.1200	47.4	27.9	0.618	68.0	elast.parz.reag.	835.7820
2	20.0	1287.61	-634.45	464.9200	36.1	26.2	0.422	102.0	elast.parz.reag.	854.7898
3	40.0	1317.85	-600.74	341.9900	26.0	24.5	0.332	132.0	elast.parz.reag.	873.7463
4	60.0	1348.09	-564.28	226.3100	16.8	22.7	0.276	140.0	elast.inter.reag.	892.6513
5	80.0	1378.33	-525.06	115.4700	8.4	20.9	0.223	140.0	elast.inter.reag.	911.5051
6	100.0	1408.57	-483.10	15.6000	1.1	18.9	0.176	140.0	elast.inter.reag.	930.3075
7	120.0	1438.81	-438.38	-75.3000	-5.2	16.9	0.210	140.0	elast.inter.reag.	949.0587
8	140.0	1469.05	-390.91	-161.0100	-11.0	14.9	0.257	140.0	elast.inter.reag.	967.7584
9	160.0	1499.29	-340.69	-232.7700	-15.5	12.8	0.297	140.0	elast.inter.reag.	986.4069
10	180.0	1529.53	-287.72	-293.8700	-19.2	10.7	0.332	140.0	elast.inter.reag.	1005.0040
11	200.0	1559.77	-231.99	-349.6500	-22.4	8.5	0.364	140.0	elast.inter.reag.	1023.5500
12	220.0	1590.01	-173.51	-388.2700	-24.4	6.2	0.388	137.0	elast.parz.reag.	1042.0440
13	240.0	1620.25	-112.29	-414.5200	-25.6	4.0	0.405	133.0	elast.parz.reag.	1060.4870
14	260.0	1650.49	-48.31	-435.5900	-26.4	1.7	0.421	131.0	elast.parz.reag.	1078.8790
15	280.0	1680.73	18.43	-436.0300	-25.9	0.6	0.424	132.0	elast.parz.reag.	1097.2190
16	300.0	1710.97	87.91	-422.4000	-24.7	2.9	0.420	136.0	elast.parz.reag.	1115.5080
17	320.0	1741.21	160.15	-403.9700	-23.2	5.3	0.413	140.0	elast.inter.reag.	1133.7460
18	340.0	1771.45	235.13	-361.2000	-20.4	7.6	0.395	140.0	elast.inter.reag.	1151.9330
19	360.0	1801.69	312.87	-302.6600	-16.8	9.9	0.369	140.0	elast.inter.reag.	1170.0680
20	380.0	1831.93	393.37	-239.9300	-13.1	12.1	0.341	140.0	elast.inter.reag.	1188.1510

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1912.93	393.37	-239.9300	-12.5	0.213	0.319	Fondazione interamente compressa

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE VERTICALE

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): n.d.

- Attrito (Taglio nei giunti): n.d.

- Compressione della muratura: n.d.

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 1): n.d.

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

- Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

- Compressione della muratura: 0.524

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 2): 0.524

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

- Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

- Compressione della muratura: 0.585

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 3): 0.585

Minimo valore (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 fra tutte le CCC): 0.524

Riassumendo:

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale

(= Minimo assoluto fra tutte le CCC): **0.524**

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE ORIZZONTALE

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X

- Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.975

- Attrito (Taglio nei giunti): 0.626

- Compressione della muratura: 0.975

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella Comb. Sismica +X): 0.626

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X

- Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.975
- Attrito (Taglio nei giunti): 0.626
- Compressione della muratura: 0.975

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella Comb. Sismica -X): 0.626

Riassumendo:

Moltiplicatori di collasso in direzione orizzontale

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 0.626

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 0.626

- CAPACITA' in termini di ACCELERAZIONE AL SUOLO: PGA,CLV

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X

ANALISI SISMICA CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20

(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)

Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (* g) = 0.179

Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.200

Primo periodo di vibrazione della struttura T₁ (sec) = 0.114

Spettro elastico Se(T₁) (* g) = 0.468

Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo

tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 3.80

Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 4.85

Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: $\psi(Z)=Z/H = 0.784$

Coefficiente di partecipazione modale: $\gamma = 1.200$

Fattore di struttura q = 2.0

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.626$

Peso sismico totale P_{tot} = g * Massa totale = ΣP_i (kN) = 841.77

Massa sismica totale = $\Sigma P_i/g$ (k*kgm) = 85.84

g * Massa partecipante = $gM^* = g * (\Sigma(P_i \delta_i))^2 / \Sigma(P_i \delta_i^2)$ (kN) = 841.77

Massa partecipante $M^* = (\Sigma(P_i \delta_i))^2 / (g * \Sigma(P_i \delta_i^2))$ (k*kgm) = 85.84

Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0*} (* g) = $\alpha_0 g / (e^* FC) = 0.131$

PGA,DLV: Domanda in termini di PGA per SLV (* g) = [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] 0.215

Accelerazione spettrale richiesta:

- per corpo rigido (* g) (C8A.4.7): a_{*1}: a_g*S/q = 0.107

- per costruzione deformabile posto in quota (* g) (C8A.4.8): a_{*2}: Se(T₁)* $\psi(Z)$ * $\gamma/q = 0.000$

- massima accelerazione spettrale richiesta PGA,DLV (*g) = 0.143

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a_{0*}=a_{*}) (*g) = 0.197

TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (*g) = 624

Indicatore di Rischio Sismico ζ, E (verifica soddisfatta se $\zeta, E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 0.917

- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.314

- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.118

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X

ANALISI SISMICA CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20

(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)

Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (* g) = 0.179

Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.200

Primo periodo di vibrazione della struttura T₁ (sec) = 0.114

Spettro elastico Se(T₁) (* g) = 0.468

Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo

tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 3.80

Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 4.85

Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: $\psi(Z)=Z/H = 0.784$

Coefficiente di partecipazione modale: $\gamma = 1.200$

Fattore di struttura q = 2.0

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.626$

Peso sismico totale P_{tot} = g * Massa totale = ΣP_i (kN) = 841.77

Massa sismica totale = $\Sigma P_i/g$ (k*kgm) = 85.84

g * Massa partecipante = $gM^* = g * (\Sigma(P_i \delta_i))^2 / \Sigma(P_i \delta_i^2)$ (kN) = 841.77

Massa partecipante $M^* = (\Sigma(P_i \delta_i))^2 / (g * \Sigma(P_i \delta_i^2))$ (k*kgm) = 85.84

Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0*} (* g) = $\alpha_0 g / (e^* FC) = 0.131$

PGA,DLV: Domanda in termini di PGA per SLV (* g) = [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] 0.215

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Accelerazione spettrale richiesta:

- per corpo rigido (* g) (C8A.4.7): $a^*,1: a,g*S/q = 0.107$
- per costruzione deformabile posto in quota (* g) (C8A.4.8): $a^*,2: Se(T1)*\psi(Z)*\gamma/q = 0.000$
- massima accelerazione spettrale richiesta PGA,DLV (*g) = 0.143

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a0^*=a^*$) (*g) = 0.197

TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (*g) = 624

Indicatore di Rischio Sismico ζ,E (verifica soddisfatta se $\zeta,E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): **0.917**
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.314
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.118

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni.

Se TR>2475 si pone TR=2475. Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k*TR^\alpha$.

Per il sito in esame risulta: $k = 0.011444047$, $\alpha = 0.469689894$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLV: $(2475/TR,DLV)=5.211$

RISULTATI COMPLESSIVI DELL'ELABORAZIONE:

Capacità in termini di PGA: PGA,CLV (* g)

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 0.197

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 0.197

In definitiva: 0.197

Capacità in termini di TR: TR,CLV (* g)

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 624

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 624

In definitiva: 624

Capacità in termini di Vita Nominale

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) CU: 1

Dati in input (domanda): Vita Nominale VN (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) VR = VR * CU: 50 anni

PVR per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TRCLV = 624 anni

Dalla relazione: $TR = -VR / \ln(1-PVR)$, ponendo $TR=TRCLV$ e assumendo PVR per SLV definita in input,

seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (VRC) e quindi di Vita Nominale (VNC):

VRC = 65.7 anni, VNC = 65.7 anni

RISULTATI ANALISI

ARCO n. 1

- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.= 0.165 [molt.coll. dell'arco: 0.626]

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N$, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f,d = \tan \phi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

Resistenza a compressione di progetto: $fmd = fm / \gamma M / F'C / \gamma D = 4.639 \text{ N/mm}^2$, dove:

$fm = 4.760 \text{ N/mm}^2$

$\gamma M = 1.00$

$F'C = \max[1.000, FC*\gamma C] = 1.026$, con: $FC = 1.20$, $\gamma C = 0.855$

$\gamma D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f,d = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- (cm)	Asse	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
1	53.30	413.26	-84.72	474.19	-62.99	-378.88	4.0	-13.5	10.3	0.667
2	56.62	400.45	-94.42	466.72	-59.84	-374.78	4.3	-13.1	11.7	0.657
3	67.94	373.16	-94.60	451.13	-52.51	-366.11	5.3	-11.9	12.1	0.641
4	80.32	345.48	-93.80	436.01	-45.10	-357.86	6.4	-10.6	12.4	0.626
5	93.54	317.72	-92.10	421.45	-37.71	-66.14	7.7	-9.2	12.6	0.597

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

6	107.37	290.16	-89.59	407.50	-30.42	-63.31	9.0	-7.7	12.7	0.491
7	121.58	263.08	-86.35	394.22	-23.30	-60.69	10.4	-6.1	12.7	0.411
8	135.95	236.72	-82.47	381.68	-16.43	-58.28	11.9	-4.4	12.5	0.345
9	150.28	211.33	-78.04	369.93	-9.86	-56.06	13.4	-2.7	12.2	0.281
10	164.35	187.14	-73.13	359.01	-3.65	-54.05	15.0	-1.0	11.8	0.219
11	177.99	164.34	-67.81	348.98	2.17	52.23	16.5	0.6	11.2	0.201
12	191.01	143.13	-62.16	339.87	7.54	50.60	18.0	2.3	10.5	0.253
13	203.26	123.66	-56.25	331.71	12.44	49.17	19.4	3.8	9.8	0.302
14	214.58	106.07	-50.13	324.55	16.84	47.92	20.8	5.3	8.9	0.347
15	224.87	90.48	-43.86	318.39	20.73	46.85	22.0	6.6	7.9	0.396
16	234.01	77.00	-37.50	313.26	24.08	45.95	23.1	7.7	6.9	0.455
17	241.90	65.70	-31.10	309.17	26.88	287.96	24.0	8.7	5.8	0.504
18	248.48	56.65	-24.70	306.12	29.14	285.41	24.7	9.5	4.6	0.502
19	253.70	49.86	-18.33	304.12	30.84	283.25	25.3	10.2	3.5	0.502
20	257.53	45.37	-12.04	303.14	32.00	281.49	25.6	10.6	2.3	0.502
21	259.97	43.17	-5.87	303.20	32.62	280.12	25.8	10.8	1.1	0.504
22	261.03	43.23	0.17	304.25	32.72	279.14	25.8	10.8	0.0	0.506
23	260.73	45.50	6.03	306.29	32.30	278.56	25.6	10.5	1.1	0.510
24	259.13	49.94	11.70	309.29	31.38	278.36	25.2	10.2	2.2	0.515
25	256.30	56.46	17.13	313.23	29.99	278.56	24.6	9.6	3.1	0.521
26	252.32	64.96	22.31	318.07	28.14	279.14	23.9	8.9	4.0	0.528
27	247.32	75.34	27.21	323.80	25.88	46.68	23.1	8.0	4.8	0.510
28	241.40	87.45	31.79	330.38	23.22	47.66	22.1	7.1	5.5	0.455
29	234.72	101.16	36.02	337.80	20.21	48.80	21.1	6.0	6.1	0.409
30	227.42	116.30	39.88	346.02	16.88	50.08	20.1	4.9	6.6	0.371
31	219.67	132.70	43.31	355.02	13.27	51.53	19.0	3.8	7.0	0.335
32	211.66	150.17	46.29	364.79	9.43	53.13	17.9	2.6	7.3	0.297
33	203.59	168.51	48.77	375.28	5.41	54.90	16.9	1.5	7.5	0.258
34	195.66	187.50	50.70	386.49	1.27	56.83	15.9	0.3	7.5	0.219
35	188.08	206.90	52.03	398.39	-2.94	-58.92	14.9	-0.7	7.5	0.241
36	181.08	226.48	52.72	410.96	-7.15	-61.19	14.0	-1.8	7.4	0.288
37	174.89	245.98	52.70	424.16	-11.28	-63.62	13.2	-2.7	7.1	0.333
38	169.74	265.15	51.92	437.98	-15.27	-66.22	12.5	-3.5	6.8	0.375
39	165.87	283.70	50.32	452.38	-19.03	-68.99	11.9	-4.2	6.4	0.414
40	163.52	301.37	47.82	467.34	-22.48	-71.93	11.5	-4.8	5.9	0.449
41	162.91	317.85	44.38	482.81	-25.52	-75.03	11.2	-5.3	5.3	0.478
42	164.30	332.87	39.92	498.76	-28.05	-78.29	11.0	-5.6	4.6	0.502
43	167.90	346.11	34.39	515.16	-29.97	-81.71	11.0	-5.8	3.8	0.520
44	173.95	357.28	27.72	531.95	-31.18	-85.28	11.1	-5.9	3.0	0.530
45	182.65	366.08	19.85	549.10	-31.55	-88.99	11.5	-5.8	2.1	0.532
46	194.22	372.22	10.73	566.53	-30.98	-92.82	11.9	-5.5	1.1	0.527
47	200.68	374.10	-5.42	574.80	-30.35	-94.65	12.2	-5.3	0.5	0.521

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	239.63	409.19	59.6	3.0	2.6
Destra	378.51	432.58	48.8	9.3	8.0

- Timpano: Verifica sismica a ribaltamento

Verifica Soddisfatta

DATI:

- Dimensioni (cm):
 Spessore del timpano $s, t = 60$
 Altezza del timpano $h, t = 127$
 Altezza massicciata gravante sul cuneo di spinta $h, m = 0$
 Altezza del parapetto $h, p = 60$
- Peso specifico (kN/m³):
 muratura (timpano, parapetto) = 22.00
 riempimento = 20.00
 massicciata (ballast) = 18.00
- Angolo d'attrito interno del riempimento $\Phi' = 36.00^\circ$
 Coefficiente parziale $\gamma, p' = 1.25$
 Angolo d'attrito interno di progetto $\Phi', d = 30.17^\circ$
 Coefficiente di spinta attiva in fase statica = 0.331
 Angolo dalla verticale al cuneo di spinta: $\beta = 29.92^\circ$
- Fattore di struttura $q = 1.50$
- Fattore di confidenza $FC = 1.35$

RISULTATI:

- Azioni sismiche:
 moltiplicatore sismico orizzontale $\alpha = 0.165$
- Forze verticali (kN):
 Peso del timpano $P, t = 16.76$
 Peso del parapetto $P, p = 7.92$
 Peso del cuneo di spinta $P, c = 9.28$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

- Forze statiche orizzontali (kN):

Spinta del riempimento $S_r = 5.34$

Spinta della massicciata $S_m = 0.00$

- Verifica a ribaltamento:

Momento Stabilizzante M_{stab} (kN·m): $P_r \cdot s_r \cdot t/2 + P_m \cdot s_m \cdot p/2 = 7.41$

Momento Ribaltante M_{rib} (kN·m):

- dipendente da α : $M_{rib}' = \alpha \cdot P_r \cdot h_r \cdot t/2 + \alpha \cdot P_m \cdot p \cdot (h_r + h_p/2) + \alpha \cdot P_c \cdot h_c \cdot t/2 = 4.78$

- indipendente da α : $M_{rib}'' = S_r \cdot h_r \cdot t/3 + S_m \cdot h_m \cdot t/2 = 2.26$

- totale: $M_{rib}' + M_{rib}'' = 7.04$

Rapporto $M_{stab}/M_{rib} = 1.053$

Molt. collasso: $(M_{stab} - M_{rib}'')/M_{rib}' = 0.177$

Capacità per SLV: $PGA_{CLV} = q \cdot \alpha / FC = 0.183$

Domanda per SLV: $PGA_{DLV} = ag \cdot S = 0.215$

Indicatore di rischio sismico dovuto al timpano: $\zeta_E = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV}) = 0.854$

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f_{,d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f,d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	738.02	-90.83	331.7800	45.0	7.0	0.327	75.0	elast.parz.reag.	511.5178
2	20.0	775.70	-66.20	310.1000	40.0	4.9	0.287	90.0	elast.parz.reag.	537.3602
3	40.0	814.03	-39.83	294.2100	36.1	2.8	0.267	102.0	elast.parz.reag.	563.6210
4	60.0	853.03	-11.72	283.4400	33.2	0.8	0.258	110.0	elast.parz.reag.	590.3127
5	80.0	892.69	18.14	276.2800	30.9	1.2	0.254	117.0	elast.parz.reag.	617.4269
6	100.0	933.00	49.75	276.6200	29.6	3.1	0.257	121.0	elast.parz.reag.	644.9553
7	120.0	973.98	83.10	283.1700	29.1	4.9	0.264	123.0	elast.parz.reag.	672.9102
8	140.0	1015.62	118.19	293.5600	28.9	6.6	0.275	123.0	elast.parz.reag.	701.2830
9	160.0	1057.92	155.03	313.3200	29.6	8.3	0.291	121.0	elast.parz.reag.	730.0723
10	180.0	1100.89	193.62	340.3900	30.9	10.0	0.313	117.0	elast.parz.reag.	759.2834
11	200.0	1144.51	233.95	371.3600	32.4	11.6	0.339	113.0	elast.parz.reag.	788.9010
12	220.0	1188.79	276.03	413.7500	34.8	13.1	0.375	106.0	elast.parz.reag.	818.9303
13	240.0	1233.74	319.85	464.5300	37.7	14.5	0.424	97.0	elast.parz.reag.	849.3764
14	260.0	1279.34	365.42	519.1200	40.6	15.9	0.483	88.0	elast.parz.reag.	880.2242
15	280.0	1325.61	412.73	587.3300	44.3	17.3	0.573	77.0	elast.parz.reag.	911.4855
16	300.0	1372.54	461.79	665.0000	48.5	18.6	0.708	65.0	elast.parz.reag.	943.1517
17	320.0	1420.13	512.60	746.2600	52.5	19.8	0.904	52.0	elast.parz.reag.	975.2213
18	340.0	1468.38	565.15	843.4800	57.4	21.1	1.299	38.0	elast.parz.reag.	1007.6920
19	360.0	1517.29	619.44	951.2400	62.7	22.2	2.307	22.0	elast.parz.reag.	1040.5630
20	380.0	1566.86	675.48	1062.1900	67.8	23.3	7.881	7.0	elast.parz.reag.	1073.8310

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1647.86	675.48	1062.1900	64.5	0.183	1.737	Fondazione parzialmente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f_{,d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f,d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

N°Sez	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
-------	-------	----------	--------	---------	------	-----------	-----------	------------	-------	----

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

	(cm)	(kN)		(kN·m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN·m)
1	0.0	723.22	-325.78	278.3000	38.5	24.3	0.255	95.0	elast.parz.reag.	501.3601
2	20.0	753.46	-311.17	213.8400	28.4	22.4	0.201	125.0	elast.parz.reag.	522.1104
3	40.0	783.70	-294.82	153.6100	19.6	20.6	0.172	140.0	elast.inter.reag.	542.8434
4	60.0	813.94	-276.72	96.9800	11.9	18.8	0.146	140.0	elast.inter.reag.	563.5594
5	80.0	844.18	-256.88	42.4100	5.0	16.9	0.122	140.0	elast.inter.reag.	584.2582
6	100.0	874.42	-235.29	-6.2100	-0.7	15.1	0.107	140.0	elast.inter.reag.	604.9400
7	120.0	904.66	-211.97	-50.1500	-5.5	13.2	0.133	140.0	elast.inter.reag.	625.6046
8	140.0	934.90	-186.90	-91.7900	-9.8	11.3	0.158	140.0	elast.inter.reag.	646.2521
9	160.0	965.14	-160.09	-125.6100	-13.0	9.4	0.179	140.0	elast.inter.reag.	666.8825
10	180.0	995.38	-131.54	-153.6600	-15.4	7.5	0.197	140.0	elast.inter.reag.	687.4959
11	200.0	1025.62	-101.24	-179.3500	-17.5	5.6	0.214	140.0	elast.inter.reag.	708.0920
12	220.0	1055.86	-69.20	-195.1800	-18.5	3.8	0.225	140.0	elast.inter.reag.	728.6711
13	240.0	1086.10	-35.42	-204.1700	-18.8	1.9	0.233	140.0	elast.inter.reag.	749.2330
14	260.0	1116.34	0.10	-210.8700	-18.9	0.0	0.240	140.0	elast.inter.reag.	769.7778
15	280.0	1146.58	37.37	-205.5100	-17.9	1.9	0.241	140.0	elast.inter.reag.	790.3055
16	300.0	1176.82	76.37	-192.2400	-16.3	3.7	0.238	140.0	elast.inter.reag.	810.8162
17	320.0	1207.06	117.12	-176.9300	-14.7	5.5	0.234	140.0	elast.inter.reag.	831.3098
18	340.0	1237.30	159.62	-147.2000	-11.9	7.4	0.222	140.0	elast.inter.reag.	851.7862
19	360.0	1267.54	203.85	-108.4800	-8.6	9.1	0.206	140.0	elast.inter.reag.	872.2455
20	380.0	1297.78	249.83	-68.1200	-5.2	10.9	0.189	140.0	elast.inter.reag.	892.6876

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN)	(kN·m)	(cm)	(N/mm²)	(N/mm²)	
1378.78	249.83	-68.1200	-4.9	0.153	0.184	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

- **COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X (al Collasso dell'arco): molt.= 0.626**

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.-	Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.
		(kN)	(kN)		(kN·m)		(cm)		(°)	(N/mm²)
1	0.00	344.93	-165.93	382.77	-60.36	-378.88	0.0	-17.5	25.7	0.493
2	13.04	322.46	-167.76	375.11	-53.85	-374.78	1.4	-16.1	26.6	0.482
3	46.24	277.31	-156.64	359.47	-39.75	-366.11	4.9	-12.3	25.8	0.470
4	78.02	234.89	-144.98	344.86	-26.68	-51.46	8.5	-8.5	24.9	0.410
5	108.16	195.46	-132.90	331.44	-14.68	-49.41	12.0	-4.8	23.6	0.280
6	136.44	159.27	-120.52	319.33	-3.80	-47.64	15.4	-1.3	22.2	0.182
7	162.66	126.50	-107.97	308.66	5.96	46.12	18.5	2.1	20.5	0.201
8	186.66	97.33	-95.34	299.56	14.57	44.86	21.4	5.1	18.6	0.282
9	208.28	71.88	-82.76	292.13	22.03	43.84	24.0	7.9	16.5	0.376
10	227.42	50.24	-70.32	286.43	28.36	317.02	26.2	10.2	14.2	0.434
11	244.00	32.48	-58.10	282.51	33.57	311.65	28.0	12.1	11.9	0.435
12	257.95	18.61	-46.20	280.39	37.68	306.69	29.4	13.6	9.5	0.439
13	269.27	8.61	-34.69	280.03	40.73	302.14	30.3	14.7	7.1	0.445
14	277.95	2.44	-23.63	281.38	42.76	298.00	30.8	15.3	4.8	0.452
15	284.06	0.00	-13.09	284.36	43.81	294.25	30.8	15.4	2.6	0.460
16	287.66	1.18	-3.13	288.86	43.93	290.90	30.5	15.2	0.6	0.471
17	288.85	5.84	6.22	294.76	43.18	287.96	29.9	14.7	1.2	0.483
18	287.79	13.79	14.90	301.94	41.62	285.41	29.0	13.8	2.8	0.496
19	284.63	24.81	22.87	310.29	39.31	283.25	27.8	12.7	4.2	0.511
20	279.57	38.69	30.11	319.68	36.34	281.49	26.5	11.4	5.4	0.527
21	272.84	55.15	36.58	330.02	32.76	280.12	25.0	10.0	6.4	0.545
22	264.67	73.92	42.25	341.21	28.65	279.14	23.5	8.5	7.1	0.564
23	255.33	94.69	47.09	353.18	24.10	50.32	21.9	6.9	7.7	0.479
24	245.12	117.15	51.09	365.85	19.19	51.98	20.3	5.3	8.0	0.415
25	234.32	140.97	54.21	379.18	14.01	53.78	18.7	3.7	8.2	0.364
26	223.26	165.79	56.43	393.12	8.63	55.72	17.2	2.2	8.3	0.311
27	212.28	191.25	57.72	407.64	3.16	57.80	15.8	0.8	8.1	0.258
28	201.71	216.99	58.06	422.70	-2.31	-60.01	14.5	-0.6	7.9	0.257
29	191.89	242.63	57.42	438.30	-7.68	-62.36	13.4	-1.8	7.5	0.323
30	183.19	267.79	55.76	454.42	-12.85	-64.84	12.3	-2.8	7.0	0.387
31	175.95	292.09	53.06	471.04	-17.72	-67.47	11.5	-3.8	6.5	0.446
32	170.53	315.13	49.26	488.15	-22.17	-70.24	10.8	-4.6	5.8	0.500
33	167.28	336.53	44.35	505.75	-26.10	-73.14	10.2	-5.2	5.0	0.547
34	166.54	355.89	38.27	523.84	-29.39	-76.18	9.9	-5.6	4.2	0.587
35	168.67	372.84	30.99	542.39	-31.91	-79.36	9.7	-5.9	3.3	0.618
36	173.99	386.98	22.46	561.42	-33.54	-82.67	9.8	-6.0	2.3	0.638
37	182.81	397.95	12.63	580.90	-34.15	-86.12	10.0	-5.9	1.2	0.646
38	195.45	405.37	1.47	600.82	-33.60	-89.69	10.4	-5.6	0.1	0.641
39	212.19	408.87	-11.08	621.16	-31.77	-93.39	11.0	-5.1	1.0	0.625
40	233.32	408.10	-25.05	641.91	-28.50	-97.21	11.9	-4.4	2.2	0.596
41	259.08	402.72	-40.49	663.04	-23.66	-101.13	12.9	-3.6	3.5	0.553
42	289.71	392.40	-57.43	684.52	-17.09	-105.15	14.1	-2.5	4.8	0.496
43	325.42	376.80	-75.89	706.31	-8.64	-109.26	15.6	-1.2	6.2	0.424

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

44	366.41	355.64	-95.91	728.38	1.83	113.44	17.3	0.3	7.6	0.370
45	412.82	328.62	-117.50	750.69	14.49	117.67	19.2	2.0	9.0	0.482
46	464.80	295.47	-140.67	773.17	29.47	121.94	21.3	3.9	10.5	0.607
47	488.34	277.37	-167.34	783.78	36.92	123.47	22.3	4.8	12.3	0.666

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	98.79	369.80	75.0	0.0	0.0
Destra	625.74	471.97	37.0	16.9	14.5

- Timpano: Verifica sismica a ribaltamento

Verifica Soddisfatta

DATI:

- Dimensioni (cm):
 - Spessore del timpano $s, t = 60$
 - Altezza del timpano $h, t = 127$
 - Altezza massicciata gravante sul cuneo di spinta $h, m = 0$
 - Altezza del parapetto $h, p = 60$
- Peso specifico (kN/m³):
 - muratura (timpano, parapetto) = 22.00
 - riempimento = 20.00
 - massicciata (ballast) = 18.00
- Angolo d'attrito interno del riempimento $\Phi' = 36.00^\circ$
- Coefficiente parziale $\gamma, p' = 1.25$
- Angolo d'attrito interno di progetto $\Phi', d = 30.17^\circ$
- Coefficiente di spinta attiva in fase statica = 0.331
- Angolo dalla verticale al cuneo di spinta: $\beta = 29.92^\circ$
- Fattore di struttura $q = 1.50$
- Fattore di confidenza $FC = 1.35$

RISULTATI:

- Azioni sismiche:
 - moltiplicatore sismico orizzontale $\alpha = 0.626$
- Forze verticali (kN):
 - Peso del timpano $P, t = 16.76$
 - Peso del parapetto $P, p = 7.92$
 - Peso del cuneo di spinta $P, c = 9.28$
- Forze statiche orizzontali (kN):
 - Spinta del riempimento $S, r = 5.34$
 - Spinta della massicciata $S, m = 0.00$
- Verifica a ribaltamento:
 - Momento Stabilizzante M_{stab} (kN·m): $P, t \cdot s, t/2 + P, p \cdot s, p/2 = 7.41$
 - Momento Ribaltante M_{rib} (kN·m):
 - dipendente da α : $M_{rib}' = \alpha \cdot P, t \cdot h, t/2 + \alpha \cdot P, p \cdot (h, t + h, p/2) + \alpha \cdot P, c \cdot h, t/2 = 18.14$
 - indipendente da α : $M_{rib}'' = S, r \cdot h, t/3 + S, m \cdot h, t/2 = 2.26$
 - totale: $M_{rib}' + M_{rib}'' = 20.40$
 - Rapporto $M_{stab}/M_{rib} = 0.363$
 - Molt. collasso: $(M_{stab} - M_{rib}'')/M_{rib}' = 0.177$
 - Capacità per SLV: $PGA, CLV = q \cdot \alpha / FC = 0.696$
 - Domanda per SLV: $PGA, DLV = ag \cdot S = 0.215$
 - Indicatore di rischio sismico dovuto al timpano: $\zeta, E = (PGA, CLV / PGA, DLV) = 3.238$

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

- $f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_M = 1.00$
- $F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$
- $\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{compr}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
* 1	0.0	912.81	749.62	739.4500	81.0	* 39.4	* 8.907	0.0		631.1710
* 2	20.0	992.19	898.31	864.7800	87.2	* 42.2	* 8.907	0.0		685.3221

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

* 3	40.0	1075.93	1058.54	1025.4700	95.3	44.5	* 8.907	0.0	742.3198
* 4	60.0	1164.04	1230.30	1217.2900	104.6	46.6	* 8.907	0.0	802.1502
* 5	80.0	1256.52	1413.59	1430.1000	113.8	48.4	* 8.907	0.0	864.7916
* 6	100.0	1353.37	1608.42	1689.6700	124.8	49.9	* 8.907	0.0	930.2216
* 7	120.0	1454.59	1814.79	1987.5100	136.6	51.3	* 8.907	0.0	998.4163
* 8	140.0	1560.17	2032.68	2307.8700	147.9	52.5	* 8.907	0.0	1069.3440
* 9	160.0	1670.12	2262.12	2687.4200	160.9	53.6	* 8.907	0.0	1142.9860
* 10	180.0	1784.44	2503.08	3112.3900	174.4	54.5	* 8.907	0.0	1219.3150
* 11	200.0	1903.12	2755.58	3560.3800	187.1	55.4	* 8.907	0.0	1298.2960
* 12	220.0	2026.17	3019.62	4081.0200	201.4	56.1	* 8.907	0.0	1379.9080
* 13	240.0	2153.59	3295.19	4654.2300	216.1	56.8	* 8.907	0.0	1464.1180
* 14	260.0	2285.38	3582.29	5249.9100	229.7	57.5	* 8.907	0.0	1550.8980
* 15	280.0	2421.54	3880.93	5932.7400	245.0	58.0	* 8.907	0.0	1640.2130
* 16	300.0	2562.06	4191.10	6675.3000	260.5	58.6	* 8.907	0.0	1732.0250
* 17	320.0	2706.95	4512.81	7438.7400	274.8	59.0	* 8.907	0.0	1826.3050
* 18	340.0	2856.21	4846.05	8304.8800	290.8	59.5	* 8.907	0.0	1923.0180
* 19	360.0	3009.84	5190.83	9237.8900	306.9	59.9	* 8.907	0.0	2022.1270
* 20	380.0	3167.83	5547.14	10189.1600	321.6	60.3	* 8.907	0.0	2123.5880

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
3248.83	5547.14	10189.1600	313.6	0.361	0.000	Fondazione ribaltata

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f_{,d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N$ con il coefficiente d'attrito di progetto $f_{,d}$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	762.61	-742.20	203.5800	26.7	44.2	0.196	130.0	elast.parz.reag.	528.3855
2	20.0	792.85	-748.38	54.0200	6.8	43.3	0.122	140.0	elast.inter.reag.	549.1134
3	40.0	823.09	-753.42	-95.9200	-11.7	42.5	0.147	140.0	elast.inter.reag.	569.8243
4	60.0	853.33	-757.34	-246.6500	-28.9	41.6	0.231	123.0	elast.parz.reag.	590.5179
5	80.0	883.57	-760.12	-399.1900	-45.2	40.7	0.396	74.0	elast.parz.reag.	611.1945
6	100.0	913.81	-761.76	-550.9800	-60.3	39.8	1.046	29.0	elast.parz.reag.	631.8539
* 7	120.0	944.05	-762.28	-702.8800	-74.5	38.9	* 8.907	0.0		652.4963
* 8	140.0	974.29	-761.66	-856.4100	-87.9	38.0	* 8.907	0.0		673.1215
* 9	160.0	1004.53	-759.90	-1007.9900	-100.3	37.1	* 8.907	0.0		693.7296
* 10	180.0	1034.77	-757.02	-1158.9700	-112.0	36.2	* 8.907	0.0		714.3206
* 11	200.0	1065.01	-753.00	-1311.5400	-123.1	35.3	* 8.907	0.0		734.8945
* 12	220.0	1095.25	-747.84	-1460.8300	-133.4	34.3	* 8.907	0.0		755.4513
* 13	240.0	1125.49	-741.56	-1608.8100	-142.9	33.4	* 8.907	0.0		775.9909
* 14	260.0	1155.73	-734.14	-1758.4400	-152.1	32.4	* 8.907	0.0		796.5135
* 15	280.0	1185.97	-725.58	-1903.3600	-160.5	31.5	* 8.907	0.0		817.0189
* 16	300.0	1216.21	-715.89	-2046.2800	-168.3	30.5	* 8.907	0.0		837.5073
* 17	320.0	1246.45	-705.07	-2191.0000	-175.8	29.5	* 8.907	0.0		857.9784
* 18	340.0	1276.69	-693.12	-2329.4800	-182.5	28.5	* 8.907	0.0		878.4326
* 19	360.0	1306.93	-680.03	-2465.2600	-188.6	27.5	* 8.907	0.0		898.8696
* 20	380.0	1337.17	-665.81	-2603.0900	-194.7	26.5	* 8.907	0.0		919.2895

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
1418.17	-665.81	-2603.0900	-183.6	0.158	0.000	Fondazione ribaltata

ARCO n. 1

- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: molt.= 0.165 [molt.coll. dell'arco: 0.626]

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N$, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \tan \varphi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 4.639 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.760 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.026$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.855$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
1	200.68	374.10	5.42	574.80	-30.35	-94.65	12.2	-5.3	0.521
2	194.22	372.21	-10.73	566.53	-30.98	-92.82	11.9	-5.5	0.527
3	182.65	366.08	-19.85	549.09	-31.55	-88.99	11.5	-5.8	0.532
4	173.95	357.28	-27.72	531.95	-31.18	-85.28	11.1	-5.9	0.530
5	167.90	346.11	-34.39	515.16	-29.97	-81.71	11.0	-5.8	0.520
6	164.30	332.87	-39.92	498.76	-28.05	-78.29	11.0	-5.6	0.502
7	162.91	317.85	-44.38	482.81	-25.52	-75.03	11.2	-5.3	0.478
8	163.52	301.37	-47.82	467.34	-22.48	-71.93	11.5	-4.8	0.449
9	165.87	283.70	-50.31	452.38	-19.03	-68.99	11.9	-4.2	0.414
10	169.74	265.15	-51.92	437.98	-15.27	-66.22	12.5	-3.5	0.375
11	174.89	245.98	-52.70	424.16	-11.28	-63.62	13.2	-2.7	0.333
12	181.08	226.48	-52.72	410.96	-7.15	-61.19	14.0	-1.8	0.288
13	188.08	206.90	-52.03	398.39	-2.94	-58.92	14.9	-0.7	0.241
14	195.66	187.50	-50.70	386.49	1.27	-56.83	15.9	0.3	0.219
15	203.59	168.51	-48.77	375.28	5.41	-54.90	16.9	1.5	0.258
16	211.66	150.17	-46.29	364.79	9.43	-53.13	17.9	2.6	0.297
17	219.67	132.70	-43.31	355.02	13.27	-51.53	19.0	3.8	0.335
18	227.42	116.30	-39.88	346.02	16.88	-50.08	20.1	4.9	0.371
19	234.72	101.16	-36.02	337.80	20.21	-48.80	21.1	6.0	0.409
20	241.40	87.45	-31.79	330.38	23.22	-47.66	22.1	7.1	0.455
21	247.32	75.34	-27.21	323.80	25.88	-46.68	23.1	8.0	0.510
22	252.32	64.96	-22.31	318.07	28.14	-45.92	23.9	8.9	0.528
23	256.30	56.46	-17.13	313.23	29.99	-45.36	24.6	9.6	0.521
24	259.13	49.94	-11.70	309.29	31.38	-44.96	25.2	10.2	0.515
25	260.73	45.50	-6.03	306.29	32.30	-44.70	25.6	10.5	0.510
26	261.03	43.23	-0.17	304.25	32.72	-44.57	25.8	10.8	0.506
27	259.97	43.17	5.87	303.20	32.62	-44.55	25.8	10.8	0.504
28	257.53	45.37	12.04	303.15	32.00	-44.64	25.6	10.6	0.502
29	253.70	49.86	18.33	304.12	30.84	-44.92	25.3	10.2	0.502
30	248.48	56.65	24.70	306.12	29.14	-45.41	24.7	9.5	0.502
31	241.90	65.70	31.10	309.17	26.88	-46.10	24.0	8.7	0.504
32	234.01	77.00	37.50	313.26	24.08	-47.00	23.1	7.7	0.455
33	224.87	90.48	43.86	318.39	20.73	-48.00	22.0	6.6	0.396
34	214.58	106.07	50.13	324.55	16.84	-49.20	20.8	5.3	0.347
35	203.26	123.66	56.25	331.71	12.44	-50.60	19.4	3.8	0.302
36	191.01	143.13	62.16	339.87	7.54	-52.10	18.0	2.3	0.253
37	177.99	164.34	67.81	348.98	2.17	-53.70	16.5	0.6	0.201
38	164.35	187.14	73.13	359.02	-3.65	-55.40	15.0	-1.0	0.219
39	150.28	211.33	78.04	369.93	-9.86	-57.20	13.4	-2.7	0.281
40	135.95	236.72	82.47	381.68	-16.43	-59.20	11.9	-4.4	0.345
41	121.58	263.08	86.35	394.22	-23.30	-61.40	10.4	-6.1	0.411
42	107.37	290.16	89.59	407.50	-30.42	-63.80	9.0	-7.7	0.491
43	93.54	317.72	92.10	421.45	-37.71	-66.40	7.7	-9.2	0.597
44	80.32	345.49	93.80	436.01	-45.10	-69.30	6.4	-10.6	0.626
45	67.93	373.16	94.60	451.13	-52.51	-72.50	5.3	-11.9	0.641
46	56.62	400.45	94.42	466.72	-59.84	-76.10	4.3	-13.1	0.657
47	53.30	413.26	84.72	474.19	-62.99	-79.90	4.0	-13.5	0.667

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	378.51	432.58	48.8	9.3	8.0
Destra	239.63	409.19	59.6	3.0	2.6

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

$\gamma_M = 1.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	723.22	-325.78	278.3000	38.5	24.3	0.255	95.0	elast.parz.reag.	501.3601
2	20.0	753.46	-311.17	213.8400	28.4	22.4	0.201	125.0	elast.parz.reag.	522.1104
3	40.0	783.70	-294.82	153.6100	19.6	20.6	0.172	140.0	elast.inter.reag.	542.8434
4	60.0	813.94	-276.72	96.9800	11.9	18.8	0.146	140.0	elast.inter.reag.	563.5594
5	80.0	844.18	-256.88	42.4100	5.0	16.9	0.122	140.0	elast.inter.reag.	584.2582
6	100.0	874.42	-235.29	-6.2100	-0.7	15.1	0.107	140.0	elast.inter.reag.	604.9400
7	120.0	904.66	-211.97	-50.1500	-5.5	13.2	0.133	140.0	elast.inter.reag.	625.6046
8	140.0	934.90	-186.90	-91.7900	-9.8	11.3	0.158	140.0	elast.inter.reag.	646.2521
9	160.0	965.14	-160.09	-125.6100	-13.0	9.4	0.179	140.0	elast.inter.reag.	666.8825
10	180.0	995.38	-131.54	-153.6600	-15.4	7.5	0.197	140.0	elast.inter.reag.	687.4959
11	200.0	1025.62	-101.24	-179.3500	-17.5	5.6	0.214	140.0	elast.inter.reag.	708.0920
12	220.0	1055.86	-69.20	-195.1800	-18.5	3.8	0.225	140.0	elast.inter.reag.	728.6711
13	240.0	1086.10	-35.42	-204.1700	-18.8	1.9	0.233	140.0	elast.inter.reag.	749.2330
14	260.0	1116.34	0.10	-210.8700	-18.9	0.0	0.240	140.0	elast.inter.reag.	769.7778
15	280.0	1146.58	37.37	-205.5100	-17.9	1.9	0.241	140.0	elast.inter.reag.	790.3055
16	300.0	1176.82	76.37	-192.2400	-16.3	3.7	0.238	140.0	elast.inter.reag.	810.8162
17	320.0	1207.06	117.12	-176.9300	-14.7	5.5	0.234	140.0	elast.inter.reag.	831.3098
18	340.0	1237.30	159.62	-147.2000	-11.9	7.4	0.222	140.0	elast.inter.reag.	851.7862
19	360.0	1267.54	203.85	-108.4800	-8.6	9.1	0.206	140.0	elast.inter.reag.	872.2455
20	380.0	1297.78	249.83	-68.1200	-5.2	10.9	0.189	140.0	elast.inter.reag.	892.6876

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1378.78	249.83	-68.1200	-4.9	0.153	0.184	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907$ N/mm², dove:

$f_m = 10.100$ N/mm²

$\gamma_M = 1.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	738.02	-90.83	331.7800	45.0	7.0	0.327	75.0	elast.parz.reag.	511.5178
2	20.0	775.70	-66.20	310.1000	40.0	4.9	0.287	90.0	elast.parz.reag.	537.3602
3	40.0	814.03	-39.83	294.2100	36.1	2.8	0.267	102.0	elast.parz.reag.	563.6210
4	60.0	853.03	-11.72	283.4400	33.2	0.8	0.258	110.0	elast.parz.reag.	590.3127
5	80.0	892.69	18.14	276.2800	30.9	1.2	0.254	117.0	elast.parz.reag.	617.4269
6	100.0	933.00	49.75	276.6200	29.6	3.1	0.257	121.0	elast.parz.reag.	644.9553
7	120.0	973.98	83.10	283.1700	29.1	4.9	0.264	123.0	elast.parz.reag.	672.9102
8	140.0	1015.62	118.19	293.5600	28.9	6.6	0.275	123.0	elast.parz.reag.	701.2830
9	160.0	1057.92	155.03	313.3200	29.6	8.3	0.291	121.0	elast.parz.reag.	730.0723
10	180.0	1100.89	193.62	340.3900	30.9	10.0	0.313	117.0	elast.parz.reag.	759.2834
11	200.0	1144.51	233.95	371.3600	32.4	11.6	0.339	113.0	elast.parz.reag.	788.9010
12	220.0	1188.79	276.03	413.7500	34.8	13.1	0.375	106.0	elast.parz.reag.	818.9303
13	240.0	1233.74	319.85	464.5300	37.7	14.5	0.424	97.0	elast.parz.reag.	849.3764
14	260.0	1279.34	365.42	519.1200	40.6	15.9	0.483	88.0	elast.parz.reag.	880.2242
15	280.0	1325.61	412.73	587.3300	44.3	17.3	0.573	77.0	elast.parz.reag.	911.4855
16	300.0	1372.54	461.79	665.0000	48.5	18.6	0.708	65.0	elast.parz.reag.	943.1517
17	320.0	1420.13	512.60	746.2600	52.5	19.8	0.904	52.0	elast.parz.reag.	975.2213

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

18	340.0	1468.38	565.15	843.4800	57.4	21.1	1.299	38.0	elast.parz.reag.	1007.6920
19	360.0	1517.29	619.44	951.2400	62.7	22.2	2.307	22.0	elast.parz.reag.	1040.5630
20	380.0	1566.86	675.48	1062.1900	67.8	23.3	7.881	7.0	elast.parz.reag.	1073.8310

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
1647.86	675.48	1062.1900	64.5	0.183	1.737	Fondazione parzialmente compressa

ARCO n. 1

- **COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X (al Collasso dell'arco): molt.= 0.626**

- **Sforzi nelle Interfacce dei Conci**

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- (cm)	Asse	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
1	488.34	277.37	167.34	783.78	36.92	123.47	22.3	4.8	12.3	0.666
2	464.80	295.47	140.67	773.18	29.47	121.94	21.3	3.9	10.5	0.607
3	412.82	328.61	117.50	750.69	14.49	117.67	19.2	2.0	9.0	0.482
4	366.41	355.64	95.91	728.38	1.83	113.44	17.3	0.3	7.6	0.370
5	325.42	376.80	75.89	706.31	-8.64	-109.26	15.6	-1.2	6.2	0.424
6	289.71	392.39	57.43	684.52	-17.09	-105.15	14.1	-2.5	4.8	0.496
7	259.08	402.72	40.49	663.04	-23.66	-101.13	12.9	-3.6	3.5	0.553
8	233.32	408.10	25.05	641.91	-28.50	-97.21	11.9	-4.4	2.2	0.596
9	212.19	408.87	11.08	621.16	-31.77	-93.39	11.0	-5.1	1.0	0.625
10	195.45	405.37	-1.47	600.82	-33.60	-89.69	10.4	-5.6	0.1	0.641
11	182.81	397.95	-12.63	580.90	-34.15	-86.12	10.0	-5.9	1.2	0.646
12	173.99	386.98	-22.46	561.42	-33.54	-82.67	9.8	-6.0	2.3	0.638
13	168.67	372.84	-30.99	542.39	-31.91	-79.36	9.7	-5.9	3.3	0.618
14	166.54	355.89	-38.27	523.84	-29.39	-76.18	9.9	-5.6	4.2	0.587
15	167.28	336.53	-44.35	505.75	-26.10	-73.14	10.2	-5.2	5.0	0.547
16	170.53	315.13	-49.26	488.15	-22.17	-70.24	10.8	-4.6	5.8	0.500
17	175.95	292.09	-53.06	471.04	-17.72	-67.47	11.5	-3.8	6.5	0.446
18	183.19	267.79	-55.76	454.42	-12.85	-64.84	12.3	-2.8	7.0	0.387
19	191.89	242.63	-57.42	438.30	-7.68	-62.36	13.4	-1.8	7.5	0.323
20	201.71	216.99	-58.06	422.71	-2.31	-60.01	14.5	-0.6	7.9	0.257
21	212.28	191.25	-57.72	407.64	3.16	-57.80	15.8	0.8	8.1	0.258
22	223.26	165.79	-56.43	393.12	8.63	-55.72	17.2	2.2	8.3	0.311
23	234.32	140.97	-54.21	379.18	14.01	-53.78	18.7	3.7	8.2	0.364
24	245.12	117.15	-51.09	365.85	19.19	-51.98	20.3	5.3	8.0	0.415
25	255.33	94.69	-47.09	353.18	24.10	-50.32	21.9	6.9	7.7	0.479
26	264.67	73.92	-42.25	341.21	28.65	-48.74	23.5	8.5	7.1	0.564
27	272.84	55.15	-36.58	330.02	32.76	-47.28	25.0	10.0	6.4	0.545
28	279.57	38.69	-30.11	319.68	36.33	-45.99	26.5	11.4	5.4	0.527
29	284.63	24.81	-22.87	310.29	39.31	-44.83	27.8	12.7	4.2	0.511
30	287.79	13.79	-14.90	301.94	41.62	-43.79	29.0	13.8	2.8	0.496
31	288.85	5.84	-6.22	294.76	43.18	-42.84	29.9	14.7	1.2	0.483
32	287.66	1.18	3.13	288.86	43.93	-42.06	30.5	15.2	0.6	0.471
33	284.06	0.00	13.09	284.36	43.81	-41.33	30.8	15.4	2.6	0.460
34	277.95	2.44	23.63	281.38	42.76	-40.74	30.8	15.3	4.8	0.452
35	269.27	8.61	34.69	280.03	40.73	-40.27	30.3	14.7	7.1	0.445
36	257.95	18.61	46.20	280.39	37.68	-40.00	29.4	13.6	9.5	0.439
37	244.00	32.48	58.10	282.51	33.57	-40.00	28.0	12.1	11.9	0.435
38	227.42	50.24	70.32	286.43	28.36	-40.12	26.2	10.2	14.2	0.434
39	208.28	71.88	82.76	292.13	22.03	-40.34	24.0	7.9	16.5	0.376
40	186.66	97.33	95.35	299.56	14.57	-40.66	21.4	5.1	18.6	0.282
41	162.66	126.50	107.97	308.66	5.96	-41.12	18.5	2.1	20.5	0.201
42	136.44	159.27	120.52	319.33	-3.80	-41.71	15.4	-1.3	22.2	0.182
43	108.16	195.46	132.90	331.44	-14.68	-42.41	12.0	-4.8	23.6	0.280
44	78.02	234.89	144.98	344.87	-26.68	-43.24	8.5	-8.5	24.9	0.410
45	46.24	277.31	156.64	359.47	-39.75	-44.18	4.9	-12.3	25.8	0.470
46	13.04	322.46	167.76	375.11	-53.85	-45.21	1.4	-16.1	26.6	0.482
47	0.00	344.94	165.93	382.77	-60.36	-46.31	0.0	-17.5	25.7	0.493

- **Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)**

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)	
			sull'orizz.(°)	in dir.X	in dir.Z
Sinistra	625.74	471.97	37.0	16.9	14.5
Destra	98.79	369.80	75.0	0.0	0.0

- **Piedritto Sinistro**

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1.00$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma C = 0.945$

$\gamma D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N compr. con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	762.61	-742.20	203.5800	26.7	44.2	0.196	130.0	elast.parz.reag.	528.3855
2	20.0	792.85	-748.38	54.0200	6.8	43.3	0.122	140.0	elast.inter.reag.	549.1134
3	40.0	823.09	-753.42	-95.9200	-11.7	42.5	0.147	140.0	elast.inter.reag.	569.8243
4	60.0	853.33	-757.34	-246.6500	-28.9	41.6	0.231	123.0	elast.parz.reag.	590.5179
5	80.0	883.57	-760.12	-399.1900	-45.2	40.7	0.396	74.0	elast.parz.reag.	611.1945
6	100.0	913.81	-761.76	-550.9800	-60.3	39.8	1.046	29.0	elast.parz.reag.	631.8539
* 7	120.0	944.05	-762.28	-702.8800	-74.5	38.9	8.907	0.0		652.4963
* 8	140.0	974.29	-761.66	-856.4100	-87.9	38.0	8.907	0.0		673.1215
* 9	160.0	1004.53	-759.90	-1007.9900	-100.3	37.1	8.907	0.0		693.7296
* 10	180.0	1034.77	-757.02	-1158.9700	-112.0	36.2	8.907	0.0		714.3206
* 11	200.0	1065.01	-753.00	-1311.5400	-123.1	35.3	8.907	0.0		734.8945
* 12	220.0	1095.25	-747.84	-1460.8300	-133.4	34.3	8.907	0.0		755.4513
* 13	240.0	1125.49	-741.56	-1608.8100	-142.9	33.4	8.907	0.0		775.9909
* 14	260.0	1155.73	-734.14	-1758.4400	-152.1	32.4	8.907	0.0		796.5135
* 15	280.0	1185.97	-725.58	-1903.3600	-160.5	31.5	8.907	0.0		817.0189
* 16	300.0	1216.21	-715.89	-2046.2800	-168.3	30.5	8.907	0.0		837.5073
* 17	320.0	1246.45	-705.07	-2191.0000	-175.8	29.5	8.907	0.0		857.9784
* 18	340.0	1276.69	-693.12	-2329.4800	-182.5	28.5	8.907	0.0		878.4326
* 19	360.0	1306.93	-680.03	-2465.2600	-188.6	27.5	8.907	0.0		898.8696
* 20	380.0	1337.17	-665.81	-2603.0900	-194.7	26.5	8.907	0.0		919.2895

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1418.17	-665.81	-2603.0900	-183.6	0.158	0.000	Fondazione ribaltata

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $fmd = fm / \gamma M / F' C / \gamma D = 8.907$ N/mm², dove:

$fm = 10.100$ N/mm²

$\gamma M = 1.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma C = 0.945$

$\gamma D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N compr. con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
* 1	0.0	912.81	749.62	739.4500	81.0	39.4	8.907	0.0		631.1710
* 2	20.0	992.19	898.31	864.7800	87.2	42.2	8.907	0.0		685.3221
* 3	40.0	1075.93	1058.54	1025.4700	95.3	44.5	8.907	0.0		742.3198
* 4	60.0	1164.04	1230.30	1217.2900	104.6	46.6	8.907	0.0		802.1502
* 5	80.0	1256.52	1413.59	1430.1000	113.8	48.4	8.907	0.0		864.7916
* 6	100.0	1353.37	1608.42	1689.6700	124.8	49.9	8.907	0.0		930.2216
* 7	120.0	1454.59	1814.79	1987.5100	136.6	51.3	8.907	0.0		998.4163
* 8	140.0	1560.17	2032.68	2307.8700	147.9	52.5	8.907	0.0		1069.3440
* 9	160.0	1670.12	2262.12	2687.4200	160.9	53.6	8.907	0.0		1142.9860
* 10	180.0	1784.44	2503.08	3112.3900	174.4	54.5	8.907	0.0		1219.3150
* 11	200.0	1903.12	2755.58	3560.3800	187.1	55.4	8.907	0.0		1298.2960
* 12	220.0	2026.17	3019.62	4081.0200	201.4	56.1	8.907	0.0		1379.9080
* 13	240.0	2153.59	3295.19	4654.2300	216.1	56.8	8.907	0.0		1464.1180
* 14	260.0	2285.38	3582.29	5249.9100	229.7	57.5	8.907	0.0		1550.8980
* 15	280.0	2421.54	3880.93	5932.7400	245.0	58.0	8.907	0.0		1640.2130
* 16	300.0	2562.06	4191.10	6675.3000	260.5	58.6	8.907	0.0		1732.0250
* 17	320.0	2706.95	4512.81	7438.7400	274.8	59.0	8.907	0.0		1826.3050
* 18	340.0	2856.21	4846.05	8304.8800	290.8	59.5	8.907	0.0		1923.0180

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

* 19	360.0	3009.84	5190.83	9237.8900	306.9	59.9	* 8.907	0.0	2022.1270
* 20	380.0	3167.83	5547.14	10189.1600	321.6	60.3	* 8.907	0.0	2123.5880

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
3248.83	5547.14	10189.1600	313.6	0.361	0.000	Fondazione ribaltata

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE VERTICALE

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): n.d.
- Attrito (Taglio nei giunti): n.d.
- Compressione della muratura: n.d.

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 1): n.d.

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
- Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
- Compressione della muratura: 0.524

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 2): 0.524

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
- Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
- Compressione della muratura: 0.585

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 3): 0.585

Minimo valore (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 fra tutte le CCC): 0.524

Riassumendo:

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale

(= Minimo assoluto fra tutte le CCC): **0.524**

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE ORIZZONTALE

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X

- Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.975
- Attrito (Taglio nei giunti): 0.626
- Compressione della muratura: 0.975

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella Comb. Sismica +X): 0.626

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X

- Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.975
- Attrito (Taglio nei giunti): 0.626
- Compressione della muratura: 0.975

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella Comb. Sismica -X): 0.626

Riassumendo:

Moltiplicatori di collasso in direzione orizzontale

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 0.626

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 0.626

- CAPACITA' in termini di ACCELERAZIONE AL SUOLO: PGA,CLV

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X

ANALISI SISMICA CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20

(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)

Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (* g) = 0.179

Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.200

Primo periodo di vibrazione della struttura T₁ (sec) = 0.114

Spettro elastico Se(T₁) (* g) = 0.468

Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo

tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 3.80

Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 4.85

Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: ψ(Z)=Z/H = 0.784

Coefficiente di partecipazione modale: γ = 1.200

Fattore di struttura q = 2.0

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso α₀ = 0.626

Peso sismico totale P_{tot} = g * Massa totale = ΣPi (kN) = 841.77

Massa sismica totale = ΣPi/g (k*kgm) = 85.84

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

$g * \text{Massa partecipante} = gM^* = g * (\sum(\text{Pi}^*\delta_i))^2 / \sum(\text{Pi}^*\delta_i^2)$ (kN) = 841.77
Massa partecipante $M^* = (\sum(\text{Pi}^*\delta_i))^2 / (g * \sum(\text{Pi}^*\delta_i^2))$ (k*kgm) = 85.84
Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo $a_{0^*} (* g) = \alpha_{0^*} g / (e^* FC) = 0.131$
PGA,DLV: Domanda in termini di PGA per SLV (* g) = [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] 0.215
Accelerazione spettrale richiesta:
- per corpo rigido (* g) (C8A.4.7): $a^*,1: a_{0^*} S/q = 0.107$
- per costruzione deformabile posto in quota (* g) (C8A.4.8): $a^*,2: Se(T1)*\psi(Z)*\gamma/q = 0.000$
- massima accelerazione spettrale richiesta PGA,DLV (*g) = 0.143

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_0^*=a^*$) (*g) = 0.197
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (*g) = 624

Indicatore di Rischio Sismico ζ,E (verifica soddisfatta se $\zeta,E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 0.917
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.314
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.118

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X

ANALISI SISMICA CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20
(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)
Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (* g) = 0.179
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.200
Primo periodo di vibrazione della struttura T1 (sec) = 0.114
Spettro elastico $Se(T1)$ (* g) = 0.468
Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 3.80
Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 4.85
Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: $\psi(Z)=Z/H = 0.784$
Coefficiente di partecipazione modale: $\gamma = 1.200$
Fattore di struttura $q = 2.0$

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.626$

Peso sismico totale $P_{tot} = g * \text{Massa totale} = \sum Pi$ (kN) = 841.77
Massa sismica totale = $\sum Pi/g$ (k*kgm) = 85.84
 $g * \text{Massa partecipante} = gM^* = g * (\sum(\text{Pi}^*\delta_i))^2 / \sum(\text{Pi}^*\delta_i^2)$ (kN) = 841.77
Massa partecipante $M^* = (\sum(\text{Pi}^*\delta_i))^2 / (g * \sum(\text{Pi}^*\delta_i^2))$ (k*kgm) = 85.84
Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo $a_{0^*} (* g) = \alpha_{0^*} g / (e^* FC) = 0.131$
PGA,DLV: Domanda in termini di PGA per SLV (* g) = [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] 0.215
Accelerazione spettrale richiesta:
- per corpo rigido (* g) (C8A.4.7): $a^*,1: a_{0^*} S/q = 0.107$
- per costruzione deformabile posto in quota (* g) (C8A.4.8): $a^*,2: Se(T1)*\psi(Z)*\gamma/q = 0.000$
- massima accelerazione spettrale richiesta PGA,DLV (*g) = 0.143

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_0^*=a^*$) (*g) = 0.197
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (*g) = 624

Indicatore di Rischio Sismico ζ,E (verifica soddisfatta se $\zeta,E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 0.917
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.314
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.118

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni.
Se $TR > 2475$ si pone $TR = 2475$. Se $TR < 30$, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k * TR^\alpha$.
Per il sito in esame risulta: $k = 0.011444047$, $\alpha = 0.469689894$
Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:
SLV: $(2475/TR,DLV) = 5.211$

RISULTATI COMPLESSIVI DELL'ELABORAZIONE:

Capacità in termini di PGA: PGA,CLV (* g)
COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 0.197
COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 0.197
In definitiva: 0.197

Capacità in termini di TR: TR,CLV (* g)
COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 624
COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 624
In definitiva: 624

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Capacità in termini di Vita Nominale

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) CU: 1

Dati in input (domanda): Vita Nominale VN (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) VR = VR * CU: 50 anni

PVR per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TRCLV = 624 anni

Dalla relazione: $TR = -VR / \ln(1-PVR)$, ponendo TR=TRCLV e assumendo PVR per SLV definita in input,

seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (VRC) e quindi di Vita Nominale (VNC):

VRC = 65.7 anni, VNC = 65.7 anni

□ **Stato rinforzato - azioni variabili da traffico (NTC2018)**

DATI PROGETTO

Tipologia: Volta cilindrica (a botte)
 Geometria della curva: arco Circolare a sesto ribassato (s=cost.)
 con rinforzo in intradosso
 Ponte ad arco in muratura posto sulla SR 325 KM65+900
 [Nome del file (archivio del software SAV): STATO_DI_PROGETTO_-_PONTE_VAIANO]

DATI STRUTTURA

- VOLTA

Tipologia strutturale: Ponte stradale
 Profondità (cm) = 600
 N° Archi Ideali di calcolo = 1

- DATI ARCHI IDEALI

N.	Ly (cm)	Catena	d (mm)	Z (cm)	f,yd (N/mm ²)
1	600				

- ARCO

> Dati in input:
 Freccia (cm) = 85
 Corda (cm) = 370
 Spessore (cm) = 35
 >>> Altri parametri:
 Angolo imposta a°,sx (°) = 139.4
 a°,dx (°) = 40.6
 Raggio Intradosso R,i (cm) = 244
 Raggio Estradosso R,e (cm) = 285
 Angolo di apertura phi (°) = 98.7
 Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:
 fattore di difformità γ_C = 0.855

- PIEDRITTI

> Piedritto Sinistro:
 Altezza (cm) = 380
 Sezione: Rettangolare
 Piedritto in asse = no
 Lx Sup (sommità) (cm) = 145
 Lx Inf (base) (cm) = 145
 Ly (cm) = 600
 Dist. int./intrad. dX (cm) = -6
 Altezza fondazione (cm) = 50
 Lx fondazione (cm) = 150
 Ly fondazione (cm) = 600
 Tipo di piedritto del ponte, a sinistra: spalla alta
 Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:
 fattore di difformità γ_C = 0.945

> Piedritto Destro:
 Altezza (cm) = 380
 Sezione: Rettangolare
 Piedritto in asse = no
 Lx Sup (sommità) (cm) = 145
 Lx Inf (base) (cm) = 145
 Ly (cm) = 600
 Dist. int./intrad. dX (cm) = -6
 Altezza fondazione (cm) = 50
 Lx fondazione (cm) = 150
 Ly fondazione (cm) = 600
 Tipo di piedritto del ponte, a destra: spalla alta
 Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:
 fattore di difformità γ_C = 0.945

- CONTORNO

> Rinfianchi (o Riempimento):
 Dist.da linea di chiave(cm) = 0
 Peso specifico (kN/m³) = 18.00
 Coefficiente kp per spinta passiva dal riempimento dell'arco = 1.000

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

(Le eventuali azioni da spinta passiva sono definite nelle Condizioni di Carico)

> Sottofondo:

Spessore (cm) = 100

Peso specifico (kN/m³) = 18.00

> Pavimentazione:

Spessore (cm) = 20

Peso specifico (kN/m³) = 20.00

PONTE: terreno a tergo della spalla

Angolo di attrito interno $\Phi' = 98.71^\circ$

coefficiente parziale $\gamma_{\Phi'} = 1.25$

- valore di progetto $\Phi'd = 30.17^\circ$

Angolo di attrito terra-paramento $\delta = 25.33^\circ$

- valore di progetto $\delta d = 20.74^\circ$

Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale $\beta = 0.00$

Angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte ψ : a sx = 90.00° , a dx = 90.00°

Coefficienti di spinta:

- Spinta statica:

a riposo: $K_0 = 0.497$

attiva (sx): $K_a = 0.295$

passiva (sx): $K_p = 6.370$

attiva (dx): $K_a = 0.295$

passiva (dx): $K_p = 6.370$

- Spinta sismica per PGA,DLV (Mononobe-Okabe, per spalla alta):

attiva (dx): $K_a = 0.388$

passiva (dx): $K_p = 2.784$

attiva (dx): $K_a = 0.388$

passiva (dx): $K_p = 2.784$

Peso specifico del terreno (kN/m³) = 18.00

Spinta statica: a riposo (K₀)

Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica = 15%

Quota superiore di inizio della spinta del terreno: dalla superficie di estradosso del sottofondo

- MURATURA VOLTA

Tipologia: MURATURA IN MATTONI PIENI E RICORSI DI MALTA (ARCO)

Resistenza media a Compressione f_m (N/mm²) = 6.210

Fattore di Confidenza FC = 1.200

Ponte: fattore di difformità γ_C : arcata: 0.855

da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.026$

Peso Specifico (kN/m³) = 18.00

Giunti: coefficiente d'attrito $f = 0.50$

Coefficiente parziale di sicurezza γ_M : in Analisi Statica =3
in Analisi Sismica =1

Coefficiente di degrado $\gamma_D = 1.00$

Resistenze di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_D / \gamma_M / FC'$; f_d :

Statica ($\gamma_M = 3.00$) : $f_{md} = 2.018$; $f_d = 0.50$ (26.6°)

Sismica ($\gamma_M = 1.00$) : $f_{md} = 6.053$; $f_d = 0.50$ (26.6°)

- MURATURA PIEDRITTI

Tipologia: MURATURA A BLOCCHI LAPIDEI SQUADRATI (SPALLE)

Resistenza media a Compressione f_m (N/mm²) = 10.100

Fattore di Confidenza FC = 1.200

Ponte: fattore di difformità γ_C : piedritto sx: 0.945

da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.134$

fattore di difformità γ_C : piedritto dx: 0.945

da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.134$

Peso Specifico (kN/m³) = 22.00

Giunti: coefficiente d'attrito $f = 0.50$

Coefficiente parziale di sicurezza γ_M : in Analisi Statica =3
in Analisi Sismica =1

Coefficiente di degrado $\gamma_D = 1.00$

Resistenze di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_D / \gamma_M / FC'$; f_d :

Statica ($\gamma_M = 3.00$) : Sx: $f_{md} = 2.969$; $f_d = 0.50$ (26.6°); Dx: $f_{md} = 2.969$; $f_d = 0.50$ (0.0°)

Sismica ($\gamma_M = 1.00$) : Sx: $f_{md} = 8.907$; $f_d = 0.50$ (26.6°); Dx: $f_{md} = 8.907$; $f_d = 0.50$ (26.6°)

- TIMPANO

Dimensioni (cm):

spessore timpano $s_t = 60$

altezza timpano $h_t = 127$

spessore massicciata gravante sul cuneo di spinta $h_m = 0$

spessore parapetto $s_p = 60$

altezza parapetto $h_p = 60$

Pesi specifici (kN/m³):

muratura (timpano, parapetto) = 22

riempimento = 20

massicciata = 18

Angolo di attrito interno $\Phi' = 36.00^\circ$

coefficiente parziale $\gamma_{\Phi'} = 1.25$

- valore di progetto $\Phi'd = 30.17^\circ$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Angolo β dalla verticale alla superficie del cuneo di spinta: $\beta = 45^\circ - \Phi/2 = 29.92^\circ$
 Fattore di comportamento $q = 2$
 Fattore di confidenza $FC = 1$

- RINFORZI

Cappa di calcestruzzo in intradosso: s (cm) = 6.0
 calcestruzzo: C28/35 (Rck35)
 armata con rete e.s. #5 mm., passo= 15 cm., B450C

CARICHI: Condizioni di Carico Elementari CCE

CCE n °1

Permanenti strutturali e non strutturali

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
1.00	x	x	x	x	x

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
1		0	0	0	0.00	0.00			x		

CCE n °2

Azioni variabili da traffico stradale: carichi concentrati in posizione eccentrica

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
0.00					

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
2		1	-159	150	0.00	300.00	x	x	x		
2		1	-39	150	0.00	300.00	x	x	x		
2		1	-159	450	0.00	200.00	x	x	x		
2		1	-39	450	0.00	200.00	x	x	x		

CCE n °3

Azioni variabili da traffico stradale: carichi concentrati in posizione centrale

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
0.00					

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y (cm)	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
3		1	-60	150	0.00	300.00	x	x	x	x	x
3		1	60	150	0.00	300.00	x	x	x	x	x
3		1	-60	450	0.00	200.00	x	x	x	x	x
3		1	60	450	0.00	200.00	x	x	x	x	x

CCE n °4

Azioni variabili da traffico stradale: carichi distribuiti

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali				
	volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
0.00					

Carichi lineari

N.	Lungo X	Dim.	X (cm)	Y (cm)	q.X: + verso dx. (kN/m)	q.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X	Pied. sx	Pied. dx
----	------------	------	-----------	-----------	-------------------------------	--------------------------	----------------	----------------	-------	-------------	-------------	-------------	-------------

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

4	x	398	-199	150	0.00	27.00			x	x			x	x
4	x	398	-199	450	0.00	7.50			x	x			x	x

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
4		0	0	0	0.00	0.00					

Carichi aggiuntivi sui piedritti

N.	Pied. sx	F.X:+ verso l'interno (kN)	F.Z:+ verso il basso	E.X:dist.da intr. arco:+ verso int.	dist. da asse pied.:+ verso int.	E.Y:dist. da asse X (cm)	Quota da somm.pied. (+ verso il basso)	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
4		0.00	0.00	0.0	78.5	0.0	0.0			

CCE n °5

Azione di frenamento

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali volta	rinfianco sx	rinfianco dx	sottof.	pavim.
0.00					

Carichi lineari

N.	Lungo X	Dim.	X (cm)	Y	q.X: + verso dx. (kN/m)	q.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X	Pied. sx	Pied. dx
5	x	412	-206	150	2.18	0.00	x		x				
5	x	412	-206	450	1.33	0.00	x		x				

Carichi concentrati

N.	Su concio	n° concio	X (cm)	Y	P.X: + verso dx. (kN)	P.Z: + verso il basso	Diff. a 45°	Molt. vert.	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
5		0	0	0	0.00	0.00			x		

Carichi aggiuntivi sui piedritti

N.	Pied. sx	F.X:+ verso l'interno (kN)	F.Z:+ verso il basso	E.X:dist.da intr. arco:+ verso int.	dist. da asse pied.:+ verso int.	E.Y:dist. da asse X (cm)	Quota da somm.pied. (+ verso il basso)	Stat.	Sism. +X	Sism. -X
5		0.00	0.00	0.0	78.5	0.0	0.0		x	

CARICHI: Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari

CCC n °1

Solo permanenti in assenza di traffico: stabilità

0.90 * CCE n.1 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.5%)

CCC n °2

Permanenti (favorevoli) + Traffico eccentrico: concentrati sfavorevoli (1.35) e distribuiti favorevoli (0.00) ai fini della verifica di stabilità

0.90 * CCE n.1 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

1.35 * CCE n.2 - Pied.sx: spinta passiva (perc.5%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

CCC n °3

Permanenti (sfavorevoli) + Traffico concentrati (centrali) e distribuito + azione di frenamento (sfavorevole) ai fini della verifica di resistenza

1.10 * CCE n.1 - Pied.sx: spinta passiva (perc.10%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

1.35 * CCE n.3 - Pied.sx: spinta passiva (perc.10%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

1.35 * CCE n.4 - Pied.sx: spinta passiva (perc.10%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

1.35 * CCE n.5 - Pied.sx: spinta passiva (perc.10%) - Pied.Dx: spinta passiva (perc.10%)

Dati: Carichi nei Conci (CCE)

Per ogni Arco Ideale, i dati sui Carichi nei Conci si riferiscono alle forze generate dalle varie CCE nei conci.

Queste forze vengono tra loro combinate secondo i coefficienti delle Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari, al fine di determinare le azioni di calcolo dei conci, utilizzate direttamente nel procedimento risolutivo dell'analisi strutturale. I carichi nei conci non sono dati in input diretto, ma

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

derivano dai dati sulla struttura voltata e sulle CCE. Insieme ai carichi, vengono anche riportate le coordinate del baricentro dei conci nel sistema di riferimento assoluto XZ.

Per ogni carico, il parametro Dx indica l'eccentricità della retta d'azione verticale del carico rispetto al baricentro del concio. Dx è positiva se la retta d'azione del carico si trova a destra rispetto al baricentro (ossia è definita da un'ascissa positiva). Nel caso di P.p., peso proprio della Volta, il carico, per sua stessa natura, è applicato nel baricentro del concio e quindi ha eccentricità nulla.

In dettaglio, i carichi sono i seguenti:

Carichi Permanenti: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione:

- **P.p.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio dell'arco (ossia del concio stesso). Per sua stessa natura, questo carico ha eccentricità nulla in quanto il peso proprio è applicato nel baricentro;

- **P.p. rinf.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del rinfianco (o riempimento);

- **P.p. sottof.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;

- **P.p. pavim.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;

Carichi di Superficie:

- **Q sup.** = Carico sul concio verticale determinato dai Carichi di Superficie, distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx;

Carichi Lineari:

- **Q lin.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Lineari verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

Carichi concentrati:

- **P conc.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Concentrati verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

DATI CONCI - Carichi in kN, Lunghezze in cm

Baricentri (cm)

N.	Xg	Zg	ang.(°)
1	-197.7	176.2	48.28
2	-190.9	183.5	46.14
3	-183.9	190.5	43.99
4	-176.7	197.3	41.84
5	-169.2	203.8	39.70
6	-161.4	210.0	37.55
7	-153.4	215.9	35.41
8	-145.2	221.4	33.26
9	-136.9	226.7	31.11
10	-128.3	231.7	28.97
11	-119.5	236.3	26.82
12	-110.6	240.6	24.68
13	-101.5	244.6	22.53
14	-92.2	248.2	20.39
15	-82.9	251.5	18.24
16	-73.4	254.5	16.09
17	-63.8	257.0	13.95
18	-54.2	259.2	11.80
19	-44.4	261.1	9.66
20	-34.6	262.6	7.51
21	-24.8	263.7	5.37
22	-14.9	264.4	3.22
23	-5.0	264.8	1.07
24	5.0	264.8	-1.07
25	14.9	264.4	-3.22
26	24.8	263.7	-5.37
27	34.6	262.6	-7.51
28	44.4	261.1	-9.66
29	54.2	259.2	-11.80
30	63.8	257.0	-13.95
31	73.4	254.5	-16.09
32	82.9	251.5	-18.24
33	92.2	248.2	-20.39
34	101.5	244.6	-22.53
35	110.6	240.6	-24.68
36	119.5	236.3	-26.82
37	128.3	231.7	-28.97
38	136.9	226.7	-31.11
39	145.2	221.4	-33.26
40	153.4	215.9	-35.41
41	161.4	210.0	-37.55
42	169.2	203.8	-39.70
43	176.7	197.3	-41.84
44	183.9	190.5	-43.99
45	190.9	183.5	-46.14
46	197.7	176.2	-48.28

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 1

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rin fianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp rinf	Dx Pp rinf	Pp sottof	Dx Pp sottof	Pp pavim	Dx Pp pavim
1	4.63	7.30	-14.9	7.67	-14.9	1.70	-14.9
2	4.63	6.98	-14.4	7.98	-14.4	1.77	-14.4
3	4.63	6.62	-13.9	8.29	-13.9	1.84	-13.9
4	4.63	6.23	-13.4	8.58	-13.3	1.91	-13.3
5	4.63	5.82	-12.8	8.86	-12.7	1.97	-12.7
6	4.63	5.39	-12.2	9.13	-12.2	2.03	-12.2
7	4.63	4.95	-11.6	9.39	-11.6	2.09	-11.6
8	4.63	4.50	-11.0	9.63	-10.9	2.14	-10.9
9	4.63	4.04	-10.4	9.86	-10.3	2.19	-10.3
10	4.63	3.59	-9.8	10.08	-9.7	2.24	-9.7
11	4.63	3.15	-9.1	10.28	-9.0	2.28	-9.0
12	4.63	2.72	-8.5	10.47	-8.3	2.33	-8.3
13	4.63	2.32	-7.8	10.64	-7.6	2.36	-7.6
14	4.63	1.93	-7.1	10.80	-6.9	2.40	-6.9
15	4.63	1.57	-6.4	10.94	-6.2	2.43	-6.2
16	4.63	1.24	-5.8	11.07	-5.5	2.46	-5.5
17	4.63	0.94	-5.1	11.18	-4.8	2.48	-4.8
18	4.63	0.68	-4.4	11.28	-4.1	2.51	-4.1
19	4.63	0.46	-3.7	11.36	-3.3	2.52	-3.3
20	4.63	0.28	-3.1	11.42	-2.6	2.54	-2.6
21	4.63	0.15	-2.6	11.47	-1.9	2.55	-1.9
22	4.63	0.05	-2.2	11.50	-1.1	2.56	-1.1
23	4.63	0.01	-2.8	11.52	-0.4	2.56	-0.4
24	4.63	0.01	2.8	11.52	0.4	2.56	0.4
25	4.63	0.05	2.2	11.50	1.1	2.56	1.1
26	4.63	0.15	2.6	11.47	1.9	2.55	1.9
27	4.63	0.28	3.1	11.42	2.6	2.54	2.6
28	4.63	0.46	3.7	11.36	3.3	2.52	3.3
29	4.63	0.68	4.4	11.28	4.1	2.51	4.1
30	4.63	0.94	5.1	11.18	4.8	2.48	4.8
31	4.63	1.24	5.8	11.07	5.5	2.46	5.5
32	4.63	1.57	6.4	10.94	6.2	2.43	6.2
33	4.63	1.93	7.1	10.80	6.9	2.40	6.9
34	4.63	2.32	7.8	10.64	7.6	2.36	7.6
35	4.63	2.72	8.5	10.47	8.3	2.33	8.3
36	4.63	3.15	9.1	10.28	9.0	2.28	9.0
37	4.63	3.59	9.8	10.08	9.7	2.24	9.7
38	4.63	4.04	10.4	9.86	10.3	2.19	10.3
39	4.63	4.50	11.0	9.63	10.9	2.14	10.9
40	4.63	4.95	11.6	9.39	11.6	2.09	11.6
41	4.63	5.39	12.2	9.13	12.2	2.03	12.2
42	4.63	5.82	12.8	8.86	12.7	1.97	12.7
43	4.63	6.23	13.4	8.58	13.3	1.91	13.3
44	4.63	6.62	13.9	8.29	13.9	1.84	13.9
45	4.63	6.98	14.4	7.98	14.4	1.77	14.4
46	4.63	7.30	14.9	7.67	14.9	1.70	14.9

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)
Nessun carico		

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X
Nessun carico			

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X
Nessun carico			

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 2

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
		rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup.	Dx Q sup.
	(kN)	(cm)
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)
Nessun carico		

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z	Dx Q lin.Z	Q lin.X		
	(kN/m)	(cm)	(kN/m)		
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico					

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z	Dx P conc.Z	P conc.X		
	(kN/m)	(cm)	(kN/m)		
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
1	19.76	-14.8			
2	19.76	-14.6			
3	22.59	-14.1			
4	22.59	-13.3			
5	22.59	-12.8			
6	25.41	-12.1			
7	22.59	-11.6			
8	39.99	-10.9			
9	44.16	-10.6			
10	49.06	-9.7			
11	44.16	-9.0			
12	49.06	-8.4			
13	49.06	-7.5			
14	49.06	-6.8			
15	49.06	-6.1			
16	49.06	-5.6			
17	53.97	-4.7			
18	49.06	-3.8			
19	49.06	-3.6			
20	34.21	-4.0			
21	22.92	-1.7			
22	20.83	-1.1			
23	22.92	-0.5			
24	22.92	0.5			
25	20.83	1.1			
26	22.92	1.7			
27	22.92	2.9			
28	20.83	3.6			
29	20.83	3.8			
30	22.92	4.7			
31	14.58	4.1			

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 3

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
		rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup.	Dx Q sup.
	(kN)	(cm)
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Nessun carico

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)		Dx Q lin.Z (cm)		Q lin.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
Nessun carico							

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)		Dx P conc.Z (cm)		P conc.X (kN/m)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
5	4.17		-9.8				
6	18.75		-12.1				
7	16.67		-11.6				
8	18.75		-11.3				
9	18.75		-10.6				
10	20.83		-9.7				
11	18.75		-9.0				
12	20.83		-8.4				
13	20.83		-7.5				
14	20.83		-6.8				
15	20.83		-6.1				
16	20.83		-5.6				
17	22.92		-4.7				
18	35.42		-3.2				
19	41.67		-3.6				
20	45.83		-2.9				
21	45.83		-1.7				
22	41.67		-1.1				
23	45.83		-0.5				
24	45.83		0.5				
25	41.67		1.1				
26	45.83		1.7				
27	45.83		2.9				
28	41.67		3.6				
29	35.42		3.2				
30	22.92		4.7				
31	20.83		5.6				
32	20.83		6.1				
33	20.83		6.8				
34	20.83		7.5				
35	20.83		8.4				
36	18.75		9.0				
37	20.83		9.7				
38	18.75		10.6				
39	18.75		11.3				
40	16.67		11.6				
41	18.75		12.1				
42	4.17		9.8				

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 4

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp		Dx Pp		Pp		Dx Pp	
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	pavim	pavim
Nessun carico								

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)		Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)
Nessun carico				

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)
----	-------------------	--------------------	-------------------

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X	sisma -X
3	1.73		-12.6				
4	2.76		-13.3				
5	2.76		-12.8				
6	3.11		-12.1				
7	2.76		-11.6				
8	3.11		-11.3				
9	3.11		-10.6				
10	3.45		-9.7				
11	3.11		-9.0				
12	3.45		-8.4				
13	3.45		-7.5				
14	3.45		-6.8				
15	3.45		-6.1				
16	3.45		-5.6				
17	3.80		-4.7				
18	3.45		-3.8				
19	3.45		-3.6				
20	3.80		-2.9				
21	3.80		-1.7				
22	3.45		-1.1				
23	3.80		-0.5				
24	3.80		0.5				
25	3.45		1.1				
26	3.80		1.7				
27	3.80		2.9				
28	3.45		3.6				
29	3.45		3.8				
30	3.80		4.7				
31	3.45		5.6				
32	3.45		6.1				
33	3.45		6.8				
34	3.45		7.5				
35	3.45		8.4				
36	3.11		9.0				
37	3.45		9.7				
38	3.11		10.6				
39	3.11		11.3				
40	2.76		11.6				
41	3.11		12.1				
42	2.76		12.8				
43	2.76		13.3				
44	1.73		12.6				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)		Dx P conc.Z (cm)		statica	sisma +X	sisma -X
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)			
Nessun carico							

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 5

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp		Dx Pp		Pp		Dx Pp	
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	pavim	pavim
Nessun carico								

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)		Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)
Nessun carico				

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)		Dx Q lin.Z (cm)		statica	sisma +X	sisma -X
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)			
1					0.23		
2					0.23		

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

3				0.27		
4				0.27		
5				0.27		
6				0.30		
7				0.27		
8				0.30		
9				0.30		
10				0.33		
11				0.30		
12				0.33		
13				0.33		
14				0.33		
15				0.33		
16				0.33		
17				0.37		
18				0.33		
19				0.33		
20				0.37		
21				0.37		
22				0.33		
23				0.37		
24				0.37		
25				0.33		
26				0.37		
27				0.37		
28				0.33		
29				0.33		
30				0.37		
31				0.33		
32				0.33		
33				0.33		
34				0.33		
35				0.33		
36				0.30		
37				0.33		
38				0.30		
39				0.30		
40				0.27		
41				0.30		
42				0.27		
43				0.27		
44				0.27		
45				0.23		
46				0.23		

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)		Dx P conc.Z (cm)		P conc.X (kN/m)	statica	sisma +X	sisma -X
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)				
Nessun carico								

PARAMETRI DI CALCOLO

> Schematizzazione geometrica

Generazione conci: conci di uguale lunghezza

Per conci di uguale lunghezza: - lunghezza conci (cm) : 10

Controllo di conci tutti uguali : Sì

Per numero di conci specificato: - numero di conci : 40

Lunghezza conci piedritto sx (cm) : 20

Lunghezza conci piedritto dx (cm) : 20

> Tipo di Analisi (statica = sempre eseguita)

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale : Sì

Analisi Sismica : Sì

- considerare la componente sismica verticale : No

- per sisma verticale: considerare sempre il 100% degli effetti : No

- con forze sismiche verticali: 1=verso l'alto, 2=verso il basso, 3=dipendenti dal cinematismo : 3

- valore del moltiplicatore orizzontale prefissato : .153

- con analisi dei piedritti: molt.prefissato = molt. di collasso del sistema : Sì

> Dati Edificio

Numero piani dell'edificio : 1

Altezza complessiva struttura rispetto alla fondazione (m) : 4.85

Imposta Sinistra della struttura voltata: Quota da fondazioni (m) : 3.8

Vita Nominale (anni) : 50

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) : 2

> Impostazione dello Spettro di Risposta elastico (componente orizzontale)

(Fo,S,TB,TC,TD: 1=dipendenti da ag, 2=indipendenti da ag : 1

> Determinazione dell'Azione Sismica

Individuazione del sito: Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 11.125556

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 43.971111
Tipo di interpolazione: 1=media ponderata, 2=superficie rigata : 2
Tab.2,All.B: 0=località non in Tab.2, i(1-20)=isola : 0
ag(g),Fo,Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento
30,.057,2.486,.252
50,.072,2.462,.268
72,.085,2.425,.27
101,.099,2.43,.27
140,.113,2.42,.278
201,.131,2.394,.28
475,.179,2.396,.288
975,.229,2.4,.288
2475,.306,2.404,.309
1.14440470649121E-02,.469689894187199
Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:
ag(TR) = k * TR^α, dove:
k = 0.011444047, α = 0.469689894

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR

SLE: SLO : 81

SLE: SLD : 63

SLU: SLV : 10

SLU: SLC : 5

ag(g),Fo,Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

SLO: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 30,.057,2.486,.252

SLD: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 50,.072,2.462,.268

SLV: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 475,.179,2.396,.288

SLC: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 975,.229,2.4,.288

SLO: S,TB,TC,TD : 1.2,.122,.365,1.828

SLD: S,TB,TC,TD : 1.2,.128,.384,1.888

SLV: S,TB,TC,TD : 1.2,.135,.406,2.316

SLC: S,TB,TC,TD : 1.18,.135,.406,2.516

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) : 1

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) : 2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico : 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST : 1

Microzonazione sismica : No

Definizione di PGA: 1=acc. su roccia (come a,g), 2=a,g*S (S=S,S*S,T) : 2

> Verifiche di Sicurezza

Verifica ad Attrito : Sì

- applicare GammaM e FC per il coefficiente d'attrito di progetto : No

Verifica a Compressione : Sì

- tensione limite sempre da diagramma di compressione su s/3 : Sì

GammaM in Analisi Statica : 3

GammaM in Analisi Sismica : 1

> Per Analisi Sismica

Capacità in termini di PGA calcolata con struttura rigida : Sì

Indicatore di rischio zeta,E target : .8

Coeff. part. modale : 1.2

Primo periodo (sec) : .114

> Parametri Vari

Non eseguire l'analisi dei piedritti : No

> Per Rinforzi in FRP

Ottimizzare larghezza dei nastri : Sì

Larghezza minima dei nastri (cm) : 5

Collasso a trazione per moltiplicatore orizzontale in input : No

> Discretizzazione curve

Archi di Cerchio (°) : 1

Archi di Ellisse (°) : .1

> Precisioni e tolleranze numeriche

Tolleranza per operazioni su matrici (std: 10⁻⁸) : .00000001

Tolleranza ||RNE|| / ||F|| (std: 0.00001) : .00001

Minima forza da considerare (kN) : .01

Minimo momento da considerare (kN m) : .01

Trazione massima consentita nella muratura non consolidata (kN) : .01

Cinematismo potenziale nel caso di collasso per superamento tolleranze : Sì

> Per Analisi del Cedimento limite

Consentire la variazione delle cerniere nel corso dell'analisi incrementale : Sì

RISULTATI ANALISI

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (3)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto $(|T| / N, \text{Compressione})$

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \text{tg } \varphi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

Resistenza a compressione di progetto: $fmd = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.018 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 6.210 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.026, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.855$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- (cm)	Asse	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Tens.Rinf.
1	93.91	395.48	-69.32	494.27	-61.82	-226.10	7.9	-12.6	8.1	0.597	0.000
2	97.16	375.22	-74.57	478.22	-57.00	-226.10	8.4	-12.1	9.0	0.576	0.000
3	101.84	353.80	-78.62	462.36	-51.65	-84.83	9.2	-11.3	9.8	0.552	0.000
4	107.73	331.53	-81.53	446.77	-45.88	-82.08	10.1	-10.4	10.5	0.485	0.000
5	114.65	308.70	-83.36	431.48	-39.78	-79.38	11.1	-9.4	11.1	0.424	0.000
6	122.39	285.59	-84.19	416.57	-33.46	-76.76	12.3	-8.2	11.7	0.369	0.000
7	130.76	262.44	-84.07	402.09	-26.99	-74.22	13.6	-6.9	12.1	0.320	0.000
8	139.59	239.50	-83.09	388.09	-20.48	-71.78	15.1	-5.4	12.4	0.276	0.000
9	148.71	216.98	-81.30	374.62	-14.00	-69.44	16.7	-3.8	12.5	0.232	0.000
10	157.96	195.09	-78.79	361.74	-7.61	-67.23	18.3	-2.2	12.6	0.189	0.000
11	167.19	174.01	-75.61	349.48	-1.40	-65.14	20.1	-0.4	12.5	0.147	0.000
12	176.28	153.90	-71.84	337.90	4.59	63.18	21.9	1.4	12.3	0.162	0.000
13	185.08	134.91	-67.53	327.04	10.29	61.37	23.7	3.2	11.9	0.191	0.000
14	193.50	117.17	-62.76	316.95	15.65	59.70	25.5	5.0	11.4	0.219	0.000
15	201.42	100.81	-57.56	307.65	20.62	58.18	27.3	6.8	10.8	0.246	0.000
16	208.75	85.91	-52.01	299.21	25.18	56.82	29.0	8.5	10.0	0.274	0.000
17	215.40	72.57	-46.14	291.65	29.28	55.61	30.7	10.2	9.1	0.310	0.000
18	221.32	60.87	-40.01	285.01	32.89	226.10	32.2	11.7	8.1	0.344	0.000
19	226.43	50.87	-33.66	279.33	35.99	226.10	33.5	13.0	6.9	0.338	0.000
20	230.68	42.62	-27.14	274.63	38.55	226.10	34.6	14.1	5.7	0.333	0.000
21	234.03	36.15	-20.47	270.95	40.56	226.10	35.5	15.0	4.3	0.329	0.000
22	236.44	31.52	-13.70	268.31	42.01	226.10	36.2	15.7	2.9	0.327	0.000
23	237.90	28.73	-6.87	266.71	42.88	226.10	36.6	16.1	1.5	0.325	0.000
24	238.39	27.80	0.00	266.18	43.17	226.10	36.7	16.2	0.0	0.325	0.000
25	237.90	28.73	6.87	266.71	42.88	226.10	36.6	16.1	1.5	0.325	0.000
26	236.44	31.52	13.70	268.31	42.01	226.10	36.2	15.7	2.9	0.327	0.000
27	234.03	36.15	20.47	270.95	40.56	226.10	35.5	15.0	4.3	0.329	0.000
28	230.68	42.62	27.14	274.63	38.55	226.10	34.6	14.1	5.7	0.333	0.000
29	226.43	50.87	33.66	279.33	35.99	226.10	33.5	13.0	6.9	0.338	0.000
30	221.32	60.87	40.01	285.01	32.89	226.10	32.2	11.7	8.1	0.344	0.000
31	215.40	72.57	46.14	291.65	29.28	55.61	30.7	10.2	9.1	0.310	0.000
32	208.75	85.91	52.01	299.21	25.18	56.82	29.0	8.5	10.0	0.274	0.000
33	201.42	100.81	57.56	307.65	20.62	58.18	27.3	6.8	10.8	0.246	0.000
34	193.50	117.17	62.76	316.95	15.65	59.70	25.5	5.0	11.4	0.219	0.000
35	185.08	134.91	67.53	327.04	10.29	61.37	23.7	3.2	11.9	0.191	0.000
36	176.28	153.90	71.84	337.90	4.59	63.18	21.9	1.4	12.3	0.162	0.000
37	167.19	174.01	75.61	349.48	-1.40	-65.14	20.1	-0.4	12.5	0.147	0.000
38	157.96	195.09	78.79	361.74	-7.61	-67.23	18.3	-2.2	12.6	0.189	0.000
39	148.71	216.98	81.30	374.62	-14.00	-69.44	16.7	-3.8	12.5	0.232	0.000
40	139.59	239.50	83.09	388.09	-20.48	-71.78	15.1	-5.4	12.4	0.276	0.000
41	130.76	262.44	84.07	402.09	-26.99	-74.22	13.6	-6.9	12.1	0.320	0.000
42	122.39	285.59	84.19	416.57	-33.46	-76.76	12.3	-8.2	11.7	0.369	0.000
43	114.65	308.70	83.36	431.48	-39.78	-79.38	11.1	-9.4	11.1	0.424	0.000
44	107.73	331.53	81.53	446.77	-45.88	-82.08	10.1	-10.4	10.5	0.485	0.000
45	101.84	353.80	78.62	462.36	-51.65	-84.83	9.2	-11.3	9.8	0.552	0.000
46	97.16	375.22	74.57	478.22	-57.00	-226.10	8.4	-12.1	9.0	0.576	0.000
47	93.91	395.48	69.32	494.27	-61.82	-226.10	7.9	-12.6	8.1	0.597	0.000

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	266.18	416.47	57.4	6.0	5.1
Destra	266.18	416.47	57.4	6.0	5.1

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $fmd = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	737.87	-178.33	314.8200	42.7	13.6	0.275	90.0	elast.parz.reag.	519.6734
2	20.0	776.15	-162.10	281.0400	36.2	11.8	0.238	109.0	elast.parz.reag.	545.7996
3	40.0	814.43	-144.49	250.7700	30.8	10.1	0.217	125.0	elast.parz.reag.	571.8435
4	60.0	852.71	-125.50	222.8700	26.1	8.4	0.204	139.0	elast.parz.reag.	597.8052
5	80.0	890.99	-105.14	200.2500	22.5	6.7	0.198	145.0	elast.inter.reag.	623.6846
6	100.0	929.27	-83.40	181.9900	19.6	5.1	0.193	145.0	elast.inter.reag.	649.4817
7	120.0	967.55	-60.28	166.3000	17.2	3.6	0.190	145.0	elast.inter.reag.	675.1966
8	140.0	1005.83	-35.79	157.3600	15.6	2.0	0.190	145.0	elast.inter.reag.	700.8292
9	160.0	1044.11	-9.92	153.6200	14.7	0.5	0.193	145.0	elast.inter.reag.	726.3795
10	180.0	1082.39	17.32	152.5300	14.1	0.9	0.197	145.0	elast.inter.reag.	751.8477
11	200.0	1120.67	45.94	159.7800	14.3	2.3	0.205	145.0	elast.inter.reag.	777.2335
12	220.0	1158.95	75.94	173.0900	14.9	3.7	0.216	145.0	elast.inter.reag.	802.5370
13	240.0	1197.23	107.31	189.0000	15.8	5.1	0.228	145.0	elast.inter.reag.	827.7584
14	260.0	1235.51	140.05	214.9600	17.4	6.5	0.244	145.0	elast.inter.reag.	852.8973
15	280.0	1273.79	174.18	247.8300	19.5	7.8	0.264	145.0	elast.inter.reag.	877.9541
16	300.0	1312.07	209.68	283.1400	21.6	9.1	0.285	145.0	elast.inter.reag.	902.9286
17	320.0	1350.35	246.55	330.3200	24.5	10.3	0.312	144.0	elast.parz.reag.	927.8209
18	340.0	1388.64	284.80	385.2700	27.7	11.6	0.345	134.0	elast.parz.reag.	952.6373
19	360.0	1426.91	324.43	442.3700	31.0	12.8	0.382	124.0	elast.parz.reag.	977.3587
20	380.0	1465.19	365.43	513.3000	35.0	14.0	0.435	112.0	elast.parz.reag.	1002.0040

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1564.19	365.43	513.3000	32.8	0.174	0.412	Fondazione parzialmente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $fmd = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969$ N/mm², dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	737.87	-178.33	314.8200	42.7	13.6	0.275	90.0	elast.parz.reag.	519.6734
2	20.0	776.15	-162.10	281.0400	36.2	11.8	0.238	109.0	elast.parz.reag.	545.7996
3	40.0	814.43	-144.49	250.7700	30.8	10.1	0.217	125.0	elast.parz.reag.	571.8435
4	60.0	852.71	-125.50	222.8700	26.1	8.4	0.204	139.0	elast.parz.reag.	597.8052
5	80.0	890.99	-105.14	200.2500	22.5	6.7	0.198	145.0	elast.inter.reag.	623.6846
6	100.0	929.27	-83.40	181.9900	19.6	5.1	0.193	145.0	elast.inter.reag.	649.4817
7	120.0	967.55	-60.28	166.3000	17.2	3.6	0.190	145.0	elast.inter.reag.	675.1966
8	140.0	1005.83	-35.79	157.3600	15.6	2.0	0.190	145.0	elast.inter.reag.	700.8292
9	160.0	1044.11	-9.92	153.6200	14.7	0.5	0.193	145.0	elast.inter.reag.	726.3795
10	180.0	1082.39	17.32	152.5300	14.1	0.9	0.197	145.0	elast.inter.reag.	751.8477
11	200.0	1120.67	45.94	159.7800	14.3	2.3	0.205	145.0	elast.inter.reag.	777.2335
12	220.0	1158.95	75.94	173.0900	14.9	3.7	0.216	145.0	elast.inter.reag.	802.5370
13	240.0	1197.23	107.31	189.0000	15.8	5.1	0.228	145.0	elast.inter.reag.	827.7584
14	260.0	1235.51	140.05	214.9600	17.4	6.5	0.244	145.0	elast.inter.reag.	852.8973
15	280.0	1273.79	174.18	247.8300	19.5	7.8	0.264	145.0	elast.inter.reag.	877.9541
16	300.0	1312.07	209.68	283.1400	21.6	9.1	0.285	145.0	elast.inter.reag.	902.9286
17	320.0	1350.35	246.55	330.3200	24.5	10.3	0.312	144.0	elast.parz.reag.	927.8209

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

18	340.0	1388.64	284.80	385.2700	27.7	11.6	0.345	134.0	elast.parz.reag.	952.6373
19	360.0	1426.91	324.43	442.3700	31.0	12.8	0.382	124.0	elast.parz.reag.	977.3587
20	380.0	1465.19	365.43	513.3000	35.0	14.0	0.435	112.0	elast.parz.reag.	1002.0040

Sf.Norm. (kN)	Taglio (kN)	Momento (kN-m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max. (N/mm ²)	Stato di sollecitazione
1564.19	365.43	513.3000	32.8	0.174	0.412	Fondazione parzialmente compressa

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (3)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto (|T| / N, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: f_d = tg φ

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

Resistenza a compressione di progetto: f_{md} = f_m / γ_M / F'C / γ_D = 2.018 N/mm², dove:

f_m = 6.210 N/mm²

γ_M = 3.00

F'C = max[1.000, FC*γ_C] = 1.026, con: FC = 1.20, γ_C = 0.855

γ_D = 1.00

Resistenza ad attrito di progetto: f_d = 0.50 (φ = 26.6°)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio (kN)	Risult. (kN)	Momento (kN-m)	Mom.ult. (kN-m)	Dist.:In.- (cm)	Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Tens.Rinf. (N/mm ²)
1	137.17	1472.41	-310.36	1639.23	-273.72	-226.10	3.5	-17.0	10.9	1.963	0.000
2	176.92	1386.26	-339.26	1599.57	-247.92	-226.10	4.6	-15.9	12.2	1.906	0.000
3	223.68	1293.21	-365.12	1560.21	-219.25	-226.10	6.0	-14.5	13.5	1.850	0.000
4	274.02	1194.26	-385.24	1517.98	-188.65	-226.10	7.7	-12.8	14.7	1.791	0.000
5	329.96	1090.40	-402.30	1476.24	-155.89	-207.85	9.5	-11.0	15.8	1.657	0.000
6	390.71	982.60	-416.41	1435.06	-121.34	-203.63	11.7	-8.8	16.9	1.308	0.000
7	453.21	871.82	-424.63	1391.41	-85.82	-199.11	14.0	-6.5	17.8	1.049	0.000
8	521.32	759.00	-433.12	1351.59	-48.73	-194.76	16.7	-3.8	18.7	0.810	0.000
9	577.56	646.86	-419.14	1294.18	-14.21	-189.08	19.3	-1.2	18.9	0.582	0.000
10	628.64	540.05	-396.94	1234.26	18.16	183.17	22.1	1.6	18.8	0.583	0.000
11	673.46	439.90	-365.54	1171.84	47.88	177.04	24.8	4.3	18.2	0.737	0.000
12	717.50	347.54	-336.78	1117.02	75.84	171.48	27.6	7.1	17.5	0.885	0.000
13	753.84	264.06	-299.11	1060.94	100.41	165.87	30.4	9.9	16.4	1.063	0.000
14	784.74	190.45	-258.65	1008.91	121.83	226.10	33.0	12.5	14.9	1.189	0.000
15	809.38	127.65	-215.69	961.54	139.75	226.10	35.4	14.9	13.0	1.143	0.000
16	827.05	76.51	-170.51	919.50	153.86	226.10	37.5	17.0	10.7	1.102	0.000
17	837.09	37.75	-123.38	883.50	163.86	226.10	39.2	18.7	8.0	1.067	0.000
18	837.47	12.05	-68.14	852.24	169.21	226.10	40.4	19.9	4.6	1.036	0.000
19	830.84	0.00	-17.94	831.03	170.32	226.10	41.0	20.5	1.2	1.013	0.000
20	815.14	2.01	33.35	817.83	166.69	226.10	40.9	20.4	2.3	0.997	0.000
21	794.54	16.21	65.50	813.38	159.56	226.10	40.2	19.7	4.6	0.989	0.000
22	773.84	35.21	82.81	813.27	151.42	226.10	39.2	18.7	5.8	0.987	0.000
23	751.35	58.55	97.43	815.73	142.02	226.10	38.0	17.5	6.9	0.988	0.000
24	726.73	86.25	114.82	821.04	131.30	226.10	36.7	16.2	8.0	0.991	0.000
25	700.21	118.28	132.05	829.08	119.30	226.10	35.1	14.6	9.2	0.998	0.000
26	671.64	154.59	146.18	839.06	106.00	226.10	33.3	12.8	10.0	1.008	0.000
27	641.43	195.06	162.69	852.16	91.50	142.58	31.4	10.9	11.0	0.972	0.000
28	609.61	239.54	178.64	867.73	75.87	144.29	29.4	8.9	11.9	0.816	0.000
29	575.82	287.84	191.13	884.55	59.04	146.24	27.3	6.8	12.5	0.702	0.000
30	540.61	339.70	202.83	903.37	41.19	148.45	25.2	4.7	13.0	0.603	0.000
31	504.94	394.85	216.34	925.43	22.57	151.02	23.0	2.5	13.5	0.500	0.000
32	465.59	452.63	217.98	943.74	2.66	153.41	20.8	0.3	13.4	0.389	0.000
33	423.91	507.66	200.08	952.81	-17.17	-155.13	18.7	-1.8	12.1	0.481	0.000
34	386.88	558.03	181.61	962.20	-35.09	-156.83	16.8	-3.7	10.9	0.593	0.000
35	354.64	603.59	162.55	971.92	-51.03	-158.51	15.2	-5.3	9.6	0.693	0.000
36	327.34	644.19	142.90	981.98	-64.95	-160.18	13.8	-6.7	8.4	0.781	0.000
37	305.11	679.65	122.61	992.37	-76.78	-161.82	12.7	-7.8	7.1	0.861	0.000
38	288.10	709.83	101.65	1003.08	-86.45	-163.44	11.8	-8.7	5.8	0.937	0.000
39	276.44	734.52	80.00	1014.12	-93.91	-165.03	11.2	-9.3	4.5	1.002	0.000
40	270.31	753.55	57.63	1025.48	-99.07	-166.59	10.8	-9.7	3.2	1.051	0.000
41	269.83	766.73	34.49	1037.14	-101.86	-168.12	10.7	-9.8	1.9	1.079	0.000
42	275.19	773.85	10.55	1049.09	-102.23	-169.60	10.8	-9.7	0.6	1.084	0.000

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

43	286.52	774.69	-14.23	1061.30	-100.07	-171.03	11.1	-9.4	0.8	1.065	0.000
44	303.99	769.02	-39.88	1073.75	-95.33	-172.41	11.6	-8.9	2.1	1.026	0.000
45	327.77	756.62	-66.43	1086.43	-87.91	-173.73	12.4	-8.1	3.5	0.972	0.000
46	358.01	737.25	-93.92	1099.28	-77.74	-174.98	13.4	-7.1	4.9	0.908	0.000
47	394.87	710.65	-122.37	1112.28	-64.73	-176.15	14.6	-5.9	6.3	0.834	0.000

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	812.97	1423.43	60.3	2.7	2.3
Destra	812.97	759.10	43.0	11.1	9.5

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N$ compr. con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1744.83	-725.12	1089.6500	62.5	22.6	1.929	30.0	elast.parz.reag.	1179.5470
2	20.0	1783.11	-708.89	946.5200	53.1	21.7	1.020	58.0	elast.parz.reag.	1203.5090
3	40.0	1821.40	-691.28	806.8800	44.3	20.8	0.718	85.0	elast.parz.reag.	1227.3950
4	60.0	1859.67	-672.29	669.6300	36.0	19.9	0.566	109.0	elast.parz.reag.	1251.1870
5	80.0	1897.95	-651.93	537.6500	28.3	19.0	0.477	133.0	elast.parz.reag.	1274.9020
6	100.0	1936.23	-630.19	410.0300	21.2	18.0	0.418	145.0	elast.inter.reag.	1298.5350
7	120.0	1974.52	-607.07	284.9900	14.4	17.1	0.363	145.0	elast.inter.reag.	1322.0920
8	140.0	2012.79	-582.58	166.6800	8.3	16.1	0.311	145.0	elast.inter.reag.	1345.5550
9	160.0	2051.07	-556.71	53.5900	2.6	15.2	0.261	145.0	elast.inter.reag.	1368.9410
10	180.0	2089.35	-529.47	-56.8500	-2.7	14.2	0.267	145.0	elast.inter.reag.	1392.2450
11	200.0	2127.64	-500.85	-158.9600	-7.5	13.2	0.320	145.0	elast.inter.reag.	1415.4730
12	220.0	2165.92	-470.85	-255.0200	-11.8	12.3	0.370	145.0	elast.inter.reag.	1438.6130
13	240.0	2204.20	-439.48	-348.4600	-15.8	11.3	0.419	145.0	elast.inter.reag.	1461.6700
14	260.0	2242.47	-406.74	-431.8600	-19.3	10.3	0.463	145.0	elast.inter.reag.	1484.6390
15	280.0	2280.75	-372.61	-508.3500	-22.3	9.3	0.504	145.0	elast.inter.reag.	1507.5320
16	300.0	2319.03	-337.11	-582.4000	-25.1	8.3	0.544	142.0	elast.parz.reag.	1530.3430
17	320.0	2357.31	-300.24	-644.5700	-27.3	7.3	0.580	135.0	elast.parz.reag.	1553.0710
18	340.0	2395.59	-261.99	-698.9800	-29.2	6.2	0.614	130.0	elast.parz.reag.	1575.7170
19	360.0	2433.88	-222.36	-751.2400	-30.9	5.2	0.650	125.0	elast.parz.reag.	1598.2870
20	380.0	2472.16	-181.36	-789.6700	-31.9	4.2	0.677	122.0	elast.parz.reag.	1620.7680

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
2571.16	-181.36	-789.6700	-30.7	0.286	0.645	Fondazione parzialmente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N$ compr. con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
-------	-------	----------	--------	---------	------	-----------	-----------	------------	-------	----

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

	(cm)	(kN)	(kN·m)	(cm)	(°)	(N/mm ²)	(cm)	(dominio)	(kN·m)	
1	0.0	1080.50	-637.28	517.2900	47.9	30.5	0.488	74.0	elast.parz.reag.	750.5921
2	20.0	1118.78	-604.81	393.6200	35.2	28.4	0.333	112.0	elast.parz.reag.	775.9820
3	40.0	1157.06	-569.58	276.9400	23.9	26.2	0.265	145.0	elast.inter.reag.	801.2897
4	60.0	1195.34	-531.61	165.0300	13.8	24.0	0.216	145.0	elast.inter.reag.	826.5150
5	80.0	1233.62	-490.88	63.6700	5.2	21.7	0.172	145.0	elast.inter.reag.	851.6581
6	100.0	1271.90	-447.40	-28.9800	-2.3	19.4	0.160	145.0	elast.inter.reag.	876.7190
7	120.0	1310.18	-401.17	-116.4800	-8.9	17.0	0.206	145.0	elast.inter.reag.	901.6976
8	140.0	1348.46	-352.19	-190.4900	-14.1	14.6	0.246	145.0	elast.inter.reag.	926.5938
9	160.0	1386.74	-300.45	-254.0900	-18.3	12.2	0.280	145.0	elast.inter.reag.	951.4079
10	180.0	1425.02	-245.97	-312.3700	-21.9	9.8	0.312	145.0	elast.inter.reag.	976.1397
11	200.0	1463.30	-188.73	-354.0000	-24.2	7.3	0.337	145.0	elast.parz.reag.	1000.7890
12	220.0	1501.58	-128.74	-383.5100	-25.5	4.9	0.355	141.0	elast.parz.reag.	1025.3560
13	240.0	1539.86	-66.00	-407.8000	-26.5	2.5	0.372	138.0	elast.parz.reag.	1049.8410
14	260.0	1578.14	-0.50	-412.0100	-26.1	0.0	0.378	139.0	elast.parz.reag.	1074.2440
15	280.0	1616.42	67.74	-402.3900	-24.9	2.4	0.377	143.0	elast.parz.reag.	1098.5650
16	300.0	1654.70	138.74	-387.9000	-23.4	4.8	0.375	145.0	elast.inter.reag.	1122.8030
17	320.0	1692.98	212.49	-349.6500	-20.7	7.2	0.361	145.0	elast.inter.reag.	1146.9590
18	340.0	1731.26	288.99	-295.8800	-17.1	9.5	0.340	145.0	elast.inter.reag.	1171.0320
19	360.0	1769.54	368.24	-237.8100	-13.4	11.8	0.317	145.0	elast.inter.reag.	1195.0240
20	380.0	1807.82	450.25	-152.0700	-8.4	14.0	0.280	145.0	elast.inter.reag.	1218.9330

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(cm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
1906.82	450.25	-152.0700	-8.0	0.212	0.280	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

- **Combinazione di Condizioni di Carico (al Collasso dell'arco): 2 (3): molt.: 1.039**

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.-	Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Tens.Rinf.
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(cm)	(cm)	(°)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
1	139.54	1514.45	-319.06	1684.48	-281.86	-226.10	3.5	-17.0	10.9	2.017	0.000
2	180.56	1425.91	-348.91	1643.92	-255.30	-226.10	4.6	-15.9	12.3	1.959	0.000
3	228.81	1330.24	-375.65	1603.66	-225.79	-226.10	6.0	-14.5	13.5	1.901	0.000
4	280.74	1228.47	-396.47	1560.42	-194.28	-226.10	7.6	-12.9	14.7	1.840	0.000
5	338.47	1121.60	-414.15	1517.67	-160.54	-211.26	9.5	-11.0	15.8	1.707	0.000
6	401.16	1010.64	-428.81	1475.49	-124.94	-207.09	11.7	-8.8	16.9	1.346	0.000
7	465.65	896.59	-437.38	1430.73	-88.34	-202.61	14.0	-6.5	17.8	1.079	0.000
8	535.96	780.39	-446.28	1389.94	-50.11	-198.28	16.7	-3.8	18.7	0.833	0.000
9	593.94	664.88	-431.86	1330.83	-14.54	-192.61	19.3	-1.2	18.9	0.598	0.000
10	646.54	554.87	-408.92	1269.10	18.79	186.67	22.1	1.6	18.8	0.600	0.000
11	692.67	451.74	-376.45	1204.74	49.39	180.51	24.8	4.3	18.2	0.759	0.000
12	737.99	356.66	-346.76	1148.26	78.17	174.91	27.6	7.1	17.6	0.910	0.000
13	775.32	270.75	-307.82	1090.43	103.44	169.25	30.4	9.9	16.4	1.095	0.000
14	807.03	195.05	-266.01	1036.78	125.46	226.10	33.0	12.5	14.9	1.222	0.000
15	832.26	130.51	-221.61	987.95	143.86	226.10	35.4	14.9	13.0	1.174	0.000
16	850.28	78.00	-174.92	944.62	158.32	226.10	37.6	17.1	10.7	1.132	0.000
17	860.42	38.31	-126.22	907.54	168.53	226.10	39.3	18.8	8.0	1.096	0.000
18	860.55	12.10	-69.11	875.37	173.93	226.10	40.4	19.9	4.5	1.064	0.000
19	853.43	0.00	-17.23	853.60	174.95	226.10	41.0	20.5	1.2	1.041	0.000
20	836.94	2.43	35.76	840.13	171.07	226.10	40.9	20.4	2.4	1.024	0.000
21	815.39	17.44	68.87	835.68	163.58	226.10	40.1	19.6	4.7	1.016	0.000
22	793.79	37.37	86.56	835.65	155.07	226.10	39.2	18.7	5.9	1.014	0.000
23	770.38	61.71	101.44	838.25	145.28	226.10	38.0	17.5	7.0	1.015	0.000
24	744.79	90.51	119.20	843.77	134.13	226.10	36.6	16.1	8.1	1.019	0.000
25	717.29	123.73	136.80	852.07	121.68	226.10	35.0	14.5	9.2	1.026	0.000
26	687.69	161.30	151.18	862.35	107.91	226.10	33.2	12.7	10.1	1.035	0.000
27	656.43	203.13	168.03	875.83	92.93	145.69	31.3	10.8	11.1	0.986	0.000
28	623.56	249.03	184.31	891.84	76.78	147.43	29.3	8.8	11.9	0.829	0.000
29	588.67	298.83	197.00	909.09	59.42	149.40	27.2	6.7	12.5	0.714	0.000
30	552.35	352.24	208.87	928.39	41.02	151.64	25.0	4.5	13.0	0.612	0.000
31	515.59	409.00	222.62	951.02	21.85	154.23	22.9	2.4	13.5	0.506	0.000
32	475.05	468.42	224.07	969.71	1.36	156.64	20.6	0.1	13.4	0.392	0.000
33	432.12	524.91	205.22	978.78	-19.02	-158.36	18.5	-2.0	12.1	0.502	0.000
34	394.05	576.49	185.79	988.17	-37.40	-160.05	16.6	-3.9	10.8	0.617	0.000
35	360.99	623.02	165.77	997.87	-53.72	-161.73	15.0	-5.5	9.6	0.720	0.000
36	333.08	664.33	145.15	1007.91	-67.91	-163.38	13.7	-6.8	8.3	0.809	0.000
37	310.45	700.26	123.89	1018.27	-79.91	-165.00	12.6	-7.9	7.0	0.892	0.000
38	293.26	730.63	101.96	1028.96	-89.66	-166.60	11.7	-8.8	5.7	0.969	0.000
39	281.65	755.28	79.34	1039.96	-97.09	-168.16	11.1	-9.4	4.4	1.035	0.000
40	275.77	774.02	55.99	1051.28	-102.14	-169.69	10.8	-9.7	3.1	1.083	0.000
41	275.77	786.64	31.89	1062.89	-104.73	-171.17	10.6	-9.9	1.7	1.109	0.000
42	281.81	792.96	6.98	1074.78	-104.79	-172.62	10.8	-9.7	0.4	1.111	0.000
43	294.04	792.74	-18.76	1086.94	-102.23	-174.01	11.1	-9.4	1.0	1.089	0.000

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

44	312.63	785.77	-45.36	1099.34	-96.99	-175.34	11.7	-8.8	2.4	1.046	0.000
45	337.74	771.82	-72.86	1111.95	-88.99	-176.61	12.5	-8.0	3.8	0.988	0.000
46	369.51	750.65	-101.29	1124.74	-78.13	-177.81	13.5	-7.0	5.2	0.920	0.000
47	408.12	722.02	-130.67	1137.67	-64.35	-178.92	14.8	-5.7	6.6	0.842	0.000

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz. (°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	835.30	1462.79	60.3	2.6	2.3
Destra	835.30	772.37	42.8	11.2	9.6

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1784.19	-747.45	1119.1200	62.7	22.7	2.028	29.0	elast.parz.reag.	1204.1840
2	20.0	1822.47	-731.22	971.5200	53.3	21.9	1.055	58.0	elast.parz.reag.	1228.0610
3	40.0	1860.75	-713.61	827.4200	44.5	21.0	0.738	84.0	elast.parz.reag.	1251.8570
4	60.0	1899.03	-694.62	685.7000	36.1	20.1	0.580	109.0	elast.parz.reag.	1275.5700
5	80.0	1937.31	-674.26	549.2600	28.4	19.2	0.488	132.0	elast.parz.reag.	1299.2010
6	100.0	1975.59	-652.52	417.1700	21.1	18.3	0.425	145.0	elast.inter.reag.	1322.7500
7	120.0	2013.88	-629.40	287.6600	14.3	17.4	0.368	145.0	elast.inter.reag.	1346.2220
8	140.0	2052.16	-604.91	164.8900	8.0	16.4	0.314	145.0	elast.inter.reag.	1369.6060
9	160.0	2090.44	-579.04	47.3200	2.3	15.5	0.263	145.0	elast.inter.reag.	1392.9080
10	180.0	2128.71	-551.80	-67.5800	-3.2	14.5	0.277	145.0	elast.inter.reag.	1416.1210
11	200.0	2166.99	-523.18	-174.1600	-8.0	13.6	0.332	145.0	elast.inter.reag.	1439.2590
12	220.0	2205.27	-493.18	-274.6800	-12.5	12.6	0.384	145.0	elast.inter.reag.	1462.3140
13	240.0	2243.55	-461.81	-372.5800	-16.6	11.6	0.435	145.0	elast.inter.reag.	1485.2860
14	260.0	2281.83	-429.07	-460.4500	-20.2	10.6	0.481	145.0	elast.inter.reag.	1508.1770
15	280.0	2320.11	-394.94	-541.4100	-23.3	9.7	0.524	145.0	elast.inter.reag.	1530.9850
16	300.0	2358.40	-359.44	-619.9200	-26.3	8.7	0.567	139.0	elast.parz.reag.	1553.7170
17	320.0	2396.67	-322.57	-686.5600	-28.6	7.7	0.607	132.0	elast.parz.reag.	1576.3550
18	340.0	2434.96	-284.32	-745.4400	-30.6	6.7	0.646	126.0	elast.parz.reag.	1598.9220
19	360.0	2473.23	-244.69	-802.1700	-32.4	5.7	0.686	120.0	elast.parz.reag.	1621.3950
20	380.0	2511.51	-203.69	-845.0600	-33.6	4.6	0.718	117.0	elast.parz.reag.	1643.7930

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
2610.51	-203.69	-845.0600	-32.4	0.290	0.680	Fondazione parzialmente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
-------	------------	---------------	--------	----------------	-----------	---------------	-------------------	-----------------	-----------------	-----------

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

1	0.0	1093.77	-659.61	523.9400	47.9	31.1	0.494	74.0	elast.parz.reag.	759.4030
2	20.0	1132.05	-627.14	395.8100	35.0	29.0	0.335	113.0	elast.parz.reag.	784.7645
3	40.0	1170.33	-591.91	274.6700	23.5	26.8	0.265	145.0	elast.inter.reag.	810.0434
4	60.0	1208.61	-553.94	158.2900	13.1	24.6	0.214	145.0	elast.inter.reag.	835.2403
5	80.0	1246.89	-513.21	52.4700	4.2	22.4	0.168	145.0	elast.inter.reag.	860.3549
6	100.0	1285.17	-469.73	-44.6600	-3.5	20.1	0.169	145.0	elast.inter.reag.	885.3873
7	120.0	1323.45	-423.50	-136.6200	-10.3	17.7	0.217	145.0	elast.inter.reag.	910.3373
8	140.0	1361.73	-374.52	-215.0900	-15.8	15.4	0.259	145.0	elast.inter.reag.	935.2051
9	160.0	1400.01	-322.78	-283.1600	-20.2	13.0	0.296	145.0	elast.inter.reag.	959.9906
10	180.0	1438.29	-268.30	-345.9100	-24.1	10.6	0.330	145.0	elast.inter.reag.	984.6939
11	200.0	1476.57	-211.06	-392.0000	-26.5	8.1	0.357	138.0	elast.parz.reag.	1009.3150
12	220.0	1514.85	-151.07	-425.9800	-28.1	5.7	0.379	133.0	elast.parz.reag.	1033.8540
13	240.0	1553.13	-88.33	-454.7400	-29.3	3.3	0.399	130.0	elast.parz.reag.	1058.3100
14	260.0	1591.41	-22.83	-463.4100	-29.1	0.8	0.408	130.0	elast.parz.reag.	1082.6840
15	280.0	1629.69	45.41	-458.2600	-28.1	1.6	0.408	133.0	elast.parz.reag.	1106.9760
16	300.0	1667.97	116.41	-448.2300	-26.9	4.0	0.406	137.0	elast.parz.reag.	1131.1860
17	320.0	1706.25	190.16	-414.4500	-24.3	6.4	0.393	145.0	elast.parz.reag.	1155.3130
18	340.0	1744.53	266.66	-365.1400	-20.9	8.7	0.374	145.0	elast.inter.reag.	1179.3590
19	360.0	1782.81	345.91	-311.5400	-17.5	11.0	0.353	145.0	elast.inter.reag.	1203.3210
20	380.0	1821.09	427.92	-230.2600	-12.6	13.2	0.319	145.0	elast.inter.reag.	1227.2020

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione				
(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(cm)	(N/mm ²)						
1920.09	427.92	-230.2600	-12.0	0.213	0.316	Fondazione interamente compressa				

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico: 3 (3)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N_{Compressione}$)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \tan \varphi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.018 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 6.210 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.026$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.855$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.-	Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Tens.Rinf.
			(kN)		(kN·m)		(cm)		(°)	(N/mm ²)	
1	313.08	1323.72	-50.50	1637.58	-207.18	-226.10	7.8	-12.7	1.8	1.996	0.000
2	313.84	1302.93	-95.60	1619.60	-202.76	-226.10	8.0	-12.5	3.4	1.972	0.000
3	324.98	1270.67	-139.24	1601.71	-193.87	-226.10	8.4	-12.1	5.0	1.946	0.000
4	344.50	1227.47	-179.71	1582.21	-181.01	-226.10	9.0	-11.5	6.5	1.917	0.000
5	372.42	1174.23	-217.60	1561.87	-164.37	-218.26	9.9	-10.6	8.0	1.741	0.000
6	405.66	1111.58	-249.53	1537.62	-144.71	-215.95	11.0	-9.5	9.3	1.538	0.000
7	432.39	1043.37	-263.46	1499.09	-125.25	-212.58	12.0	-8.5	10.1	1.365	0.000
8	465.67	971.64	-277.55	1463.86	-103.72	-209.32	13.3	-7.2	10.9	1.202	0.000
9	501.06	897.23	-286.53	1427.34	-81.22	-205.89	14.7	-5.8	11.6	1.052	0.000
10	539.85	820.89	-293.20	1391.97	-57.61	-202.47	16.3	-4.2	12.2	0.896	0.000
11	579.91	743.39	-294.78	1355.74	-33.51	-198.95	18.0	-2.5	12.6	0.737	0.000
12	623.77	665.39	-297.21	1322.98	-8.53	-195.63	19.8	-0.7	13.0	0.575	0.000
13	667.96	587.58	-294.74	1289.67	16.48	192.27	21.8	1.3	13.2	0.608	0.000
14	713.46	510.56	-290.44	1258.01	41.59	189.04	23.9	3.4	13.3	0.745	0.000
15	759.77	434.92	-284.47	1228.09	66.60	185.96	26.1	5.6	13.4	0.882	0.000
16	806.43	361.17	-276.98	1200.00	91.28	183.05	28.3	7.8	13.3	1.023	0.000
17	853.03	289.79	-268.11	1173.85	115.46	180.33	30.6	10.1	13.2	1.221	0.000
18	898.47	221.24	-254.82	1148.34	138.83	226.10	32.9	12.4	12.8	1.366	0.000
19	938.59	157.56	-224.29	1118.86	160.11	226.10	35.1	14.6	11.6	1.337	0.000
20	970.70	104.53	-184.24	1090.90	177.57	226.10	37.0	16.5	9.7	1.311	0.000
21	995.16	63.07	-137.11	1067.07	191.08	226.10	38.6	18.1	7.4	1.291	0.000
22	1012.87	33.42	-89.18	1050.08	200.79	226.10	39.7	19.2	4.9	1.276	0.000
23	1023.80	15.81	-46.80	1040.67	206.64	226.10	40.4	19.9	2.6	1.268	0.000
24	1027.19	10.44	1.89	1037.63	208.43	226.10	40.6	20.1	0.1	1.265	0.000

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

25	1023.47	17.28	50.55	1041.97	206.27	226.10	40.3	19.8	2.8	1.269	0.000
26	1012.18	36.28	92.81	1052.56	200.06	226.10	39.6	19.1	5.1	1.279	0.000
27	994.19	67.34	140.55	1070.79	190.01	226.10	38.4	17.9	7.5	1.295	0.000
28	969.50	110.14	187.41	1095.78	176.17	226.10	36.8	16.3	9.8	1.317	0.000
29	937.18	164.38	227.12	1124.73	158.42	226.10	34.9	14.4	11.7	1.343	0.000
30	896.92	229.19	257.24	1155.11	136.89	226.10	32.7	12.2	12.9	1.373	0.000
31	851.49	298.77	270.03	1181.53	113.31	181.15	30.4	9.9	13.2	1.200	0.000
32	804.97	371.00	278.35	1208.46	88.96	183.95	28.1	7.6	13.3	1.010	0.000
33	758.51	445.45	285.23	1237.28	64.18	186.94	25.8	5.3	13.3	0.871	0.000
34	712.54	521.62	290.53	1267.89	39.14	190.09	23.7	3.2	13.2	0.735	0.000
35	667.53	598.97	294.08	1300.19	14.06	193.38	21.6	1.1	13.1	0.598	0.000
36	624.00	676.90	295.75	1334.09	-10.85	-196.78	19.7	-0.8	12.8	0.593	0.000
37	580.92	754.78	292.51	1367.35	-35.64	-200.13	17.8	-2.7	12.4	0.755	0.000
38	541.88	831.95	290.00	1404.10	-59.46	-203.68	16.2	-4.3	11.9	0.912	0.000
39	504.25	907.68	282.41	1439.90	-82.70	-207.10	14.6	-5.9	11.3	1.066	0.000
40	470.24	981.22	272.47	1476.81	-104.75	-210.53	13.3	-7.2	10.6	1.214	0.000
41	438.50	1051.79	257.42	1512.37	-125.72	-213.77	12.1	-8.4	9.8	1.373	0.000
42	413.56	1118.61	242.45	1551.23	-144.53	-217.13	11.1	-9.4	9.0	1.538	0.000
43	382.29	1179.55	209.49	1575.83	-163.44	-219.42	10.0	-10.5	7.6	1.729	0.000
44	356.58	1230.81	170.55	1596.53	-179.22	-221.34	9.2	-11.3	6.1	1.915	0.000
45	339.48	1271.74	128.99	1616.37	-191.11	-226.10	8.6	-11.9	4.6	1.965	0.000
46	330.97	1301.41	84.31	1634.56	-198.94	-226.10	8.3	-12.2	3.0	1.991	0.000
47	333.05	1319.33	38.16	1652.83	-202.19	-226.10	8.3	-12.2	1.3	2.015	0.000

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione		Distanze dal piedritto (cm)	
			sull'orizz.(°)	in dir.X	in dir.Z	
Sinistra	1027.87	1274.81	51.1	6.0	5.1	
Destra	1047.39	1278.60	50.7	6.3	5.4	

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando

T/N compr. con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1652.05	-852.18	961.9400	58.2	27.3	1.286	43.0	elast.parz.reag.	1121.1280
2	20.0	1690.33	-819.71	795.3000	47.0	25.9	0.738	76.0	elast.parz.reag.	1145.2890
3	40.0	1728.61	-784.48	635.6400	36.8	24.4	0.538	107.0	elast.parz.reag.	1169.3690
4	60.0	1766.89	-746.51	480.7500	27.2	22.9	0.433	136.0	elast.parz.reag.	1193.3660
5	80.0	1805.17	-705.78	336.4100	18.6	21.4	0.367	145.0	elast.inter.reag.	1217.2810
6	100.0	1843.45	-662.30	200.7800	10.9	19.8	0.307	145.0	elast.inter.reag.	1241.1130
7	120.0	1881.73	-616.07	70.3000	3.7	18.1	0.250	145.0	elast.inter.reag.	1264.8630
8	140.0	1920.01	-567.09	-46.6900	-2.4	16.5	0.243	145.0	elast.inter.reag.	1288.5310
9	160.0	1958.29	-515.35	-153.2700	-7.8	14.7	0.298	145.0	elast.inter.reag.	1312.1170
10	180.0	1996.57	-460.87	-254.5400	-12.7	13.0	0.351	145.0	elast.inter.reag.	1335.6210
11	200.0	2034.85	-403.63	-339.1400	-16.7	11.2	0.395	145.0	elast.inter.reag.	1359.0420
12	220.0	2073.13	-343.64	-411.6300	-19.9	9.4	0.434	145.0	elast.inter.reag.	1382.3810
13	240.0	2111.41	-280.90	-478.9000	-22.7	7.6	0.470	145.0	elast.inter.reag.	1405.6380
14	260.0	2149.69	-215.40	-526.0900	-24.5	5.7	0.497	144.0	elast.parz.reag.	1428.8120
15	280.0	2187.97	-147.16	-559.4600	-25.6	3.8	0.518	141.0	elast.parz.reag.	1451.9050
16	300.0	2226.25	-76.16	-587.9400	-26.4	2.0	0.537	138.0	elast.parz.reag.	1474.9150
17	320.0	2264.53	-2.41	-592.6700	-26.2	0.1	0.543	139.0	elast.parz.reag.	1497.8420
18	340.0	2302.81	74.09	-581.8800	-25.3	1.8	0.542	142.0	elast.parz.reag.	1520.6880
19	360.0	2341.09	153.34	-566.7900	-24.2	3.7	0.539	145.0	elast.parz.reag.	1543.4510
20	380.0	2379.37	235.35	-524.0300	-22.0	5.6	0.523	145.0	elast.inter.reag.	1566.1320

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
2478.37	235.35	-524.0300	-21.1	0.275	0.508	Fondazione interamente compressa

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f_{,d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando

T/N conpr. con il coefficiente d'attrito di progetto $f_{,d}$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N° Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1655.84	-871.70	950.9500	57.4	27.8	1.221	45.0	elast.parz.reag.	1123.5230
2	20.0	1694.12	-839.23	780.4000	46.1	26.4	0.712	79.0	elast.parz.reag.	1147.6770
3	40.0	1732.40	-804.00	616.8400	35.6	24.9	0.522	111.0	elast.parz.reag.	1171.7480
4	60.0	1770.68	-766.03	458.0400	25.9	23.4	0.422	140.0	elast.parz.reag.	1195.7370
5	80.0	1808.96	-725.30	309.8000	17.1	21.8	0.355	145.0	elast.inter.reag.	1219.6440
6	100.0	1847.24	-681.82	170.2600	9.2	20.3	0.293	145.0	elast.inter.reag.	1243.4680
7	120.0	1885.52	-635.59	35.8800	1.9	18.6	0.234	145.0	elast.inter.reag.	1267.2100
8	140.0	1923.80	-586.61	-85.0100	-4.4	17.0	0.262	145.0	elast.inter.reag.	1290.8700
9	160.0	1962.08	-534.87	-195.5000	-10.0	15.2	0.319	145.0	elast.inter.reag.	1314.4480
10	180.0	2000.36	-480.39	-300.6700	-15.0	13.5	0.373	145.0	elast.inter.reag.	1337.9430
11	200.0	2038.64	-423.15	-389.1800	-19.1	11.7	0.419	145.0	elast.inter.reag.	1361.3560
12	220.0	2076.92	-363.16	-465.5700	-22.4	9.9	0.460	145.0	elast.inter.reag.	1384.6870
13	240.0	2115.20	-300.42	-536.7500	-25.4	8.1	0.499	141.0	elast.parz.reag.	1407.9360
14	260.0	2153.48	-234.92	-587.8400	-27.3	6.2	0.529	136.0	elast.parz.reag.	1431.1020
15	280.0	2191.76	-166.68	-625.1100	-28.5	4.3	0.554	132.0	elast.parz.reag.	1454.1860
16	300.0	2230.04	-95.68	-657.5000	-29.5	2.5	0.576	129.0	elast.parz.reag.	1477.1880
17	320.0	2268.32	-21.93	-666.1300	-29.4	0.6	0.584	129.0	elast.parz.reag.	1500.1080
18	340.0	2306.60	54.57	-659.2400	-28.6	1.4	0.584	132.0	elast.parz.reag.	1522.9450
19	360.0	2344.88	133.82	-648.0600	-27.6	3.3	0.581	135.0	elast.parz.reag.	1545.7000
20	380.0	2383.16	215.83	-609.2000	-25.6	5.2	0.564	141.0	elast.parz.reag.	1568.3730

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
2482.16	215.83	-609.2000	-24.5	0.276	0.547	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico (al Collasso dell'arco): 3 (3): molt.: 1.002

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult. (kN·m)	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Tens.Rinf. (N/mm²)	
1	313.49	1325.39	-50.42	1639.66	-207.44	-226.10	7.8	-12.7	1.8	1.999	0.000
2	314.25	1304.62	-95.60	1621.69	-203.03	-226.10	8.0	-12.5	3.4	1.974	0.000
3	325.39	1272.34	-139.32	1603.80	-194.12	-226.10	8.4	-12.1	5.0	1.948	0.000
4	344.94	1229.12	-179.86	1584.30	-181.26	-226.10	9.0	-11.5	6.5	1.920	0.000
5	372.89	1175.82	-217.82	1563.95	-164.60	-218.42	9.9	-10.6	8.0	1.743	0.000
6	406.18	1113.11	-249.82	1539.69	-144.92	-216.11	11.0	-9.5	9.3	1.540	0.000
7	432.94	1044.82	-263.78	1501.12	-125.44	-212.74	12.0	-8.5	10.1	1.367	0.000
8	466.26	973.01	-277.89	1465.85	-103.88	-209.49	13.3	-7.2	10.9	1.204	0.000
9	501.70	898.50	-286.89	1429.29	-81.35	-206.06	14.7	-5.8	11.6	1.053	0.000
10	540.55	822.07	-293.59	1393.88	-57.71	-202.65	16.3	-4.2	12.2	0.897	0.000
11	580.66	744.46	-295.18	1357.60	-33.58	-199.12	18.0	-2.5	12.6	0.738	0.000
12	624.59	666.35	-297.63	1324.80	-8.56	-195.81	19.8	-0.7	13.0	0.576	0.000
13	668.84	588.43	-295.16	1291.46	16.48	192.45	21.8	1.3	13.2	0.609	0.000
14	714.41	511.31	-290.87	1259.76	41.64	189.22	23.9	3.4	13.4	0.746	0.000
15	760.79	435.55	-284.90	1229.80	66.68	186.13	26.1	5.6	13.4	0.883	0.000
16	807.53	361.69	-277.40	1201.68	91.40	183.22	28.3	7.8	13.3	1.024	0.000
17	854.20	290.20	-268.54	1175.49	115.62	180.51	30.6	10.1	13.2	1.223	0.000
18	899.72	221.55	-255.23	1149.95	139.03	226.10	32.9	12.4	12.8	1.367	0.000
19	939.91	157.76	-224.66	1120.42	160.34	226.10	35.1	14.6	11.6	1.339	0.000
20	972.07	104.64	-184.55	1092.41	177.82	226.10	37.0	16.5	9.7	1.313	0.000
21	996.58	63.11	-137.34	1068.55	191.36	226.10	38.6	18.1	7.4	1.292	0.000
22	1014.32	33.41	-89.32	1051.53	201.09	226.10	39.7	19.2	4.9	1.278	0.000
23	1025.27	15.78	-46.88	1042.10	206.95	226.10	40.4	19.9	2.6	1.270	0.000
24	1028.66	10.39	1.89	1039.05	208.75	226.10	40.6	20.1	0.1	1.267	0.000
25	1024.93	17.24	50.63	1043.40	206.58	226.10	40.3	19.8	2.8	1.271	0.000

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

26	1013.63	36.28	92.96	1054.01	200.36	226.10	39.6	19.1	5.1	1.280	0.000
27	995.61	67.38	140.78	1072.27	190.29	226.10	38.4	17.9	7.5	1.296	0.000
28	970.87	110.25	187.71	1097.29	176.43	226.10	36.8	16.3	9.9	1.318	0.000
29	938.50	164.58	227.49	1126.29	158.65	226.10	34.9	14.4	11.7	1.345	0.000
30	898.17	229.49	257.65	1156.72	137.08	226.10	32.7	12.2	12.9	1.375	0.000
31	852.67	299.18	270.46	1183.17	113.46	181.33	30.4	9.9	13.2	1.202	0.000
32	806.07	371.52	278.78	1210.14	89.08	184.13	28.1	7.6	13.3	1.012	0.000
33	759.54	446.08	285.66	1238.99	64.26	187.11	25.8	5.3	13.3	0.872	0.000
34	713.49	522.36	290.95	1269.64	39.18	190.26	23.7	3.2	13.2	0.735	0.000
35	668.41	599.82	294.51	1301.98	14.06	193.55	21.6	1.1	13.1	0.599	0.000
36	624.81	677.87	296.17	1335.92	-10.88	-196.96	19.7	-0.8	12.8	0.594	0.000
37	581.67	755.85	292.91	1369.22	-35.71	-200.30	17.8	-2.7	12.4	0.756	0.000
38	542.58	833.12	290.39	1406.01	-59.56	-203.85	16.2	-4.3	11.9	0.914	0.000
39	504.89	908.95	282.78	1441.85	-82.83	-207.27	14.6	-5.9	11.3	1.067	0.000
40	470.83	982.59	272.81	1478.80	-104.91	-210.70	13.3	-7.2	10.6	1.216	0.000
41	439.05	1053.25	257.74	1514.39	-125.91	-213.94	12.1	-8.4	9.8	1.375	0.000
42	414.08	1120.14	242.73	1553.30	-144.74	-217.29	11.1	-9.4	9.0	1.541	0.000
43	382.77	1181.15	209.71	1577.91	-163.67	-219.58	10.0	-10.5	7.6	1.732	0.000
44	357.02	1232.46	170.70	1598.61	-179.47	-221.49	9.2	-11.3	6.1	1.918	0.000
45	339.90	1273.41	129.07	1618.46	-191.37	-226.10	8.6	-11.9	4.6	1.967	0.000
46	331.38	1303.10	84.31	1636.65	-199.20	-226.10	8.3	-12.2	3.0	1.993	0.000
47	333.47	1321.01	38.08	1654.91	-202.45	-226.11	8.3	-12.2	1.3	2.018	0.000

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz. (°)	Distanze dal piedritto (cm) in dir.X	Distanze dal piedritto (cm) in dir.Z
Sinistra	1029.29	1276.34	51.1	6.0	5.1
Destra	1048.81	1280.13	50.7	6.3	5.4

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f_{,d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio (kN)	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1653.58	-853.60	962.9900	58.2	27.3	1.288	43.0	elast.parz.reag.	1122.0950
2	20.0	1691.86	-821.13	796.0600	47.1	25.9	0.739	76.0	elast.parz.reag.	1146.2530
3	40.0	1730.14	-785.90	636.1200	36.8	24.4	0.538	107.0	elast.parz.reag.	1170.3290
4	60.0	1768.42	-747.93	480.9400	27.2	22.9	0.434	136.0	elast.parz.reag.	1194.3230
5	80.0	1806.70	-707.20	336.3200	18.6	21.4	0.368	145.0	elast.inter.reag.	1218.2350
6	100.0	1844.98	-663.72	200.4000	10.9	19.8	0.307	145.0	elast.inter.reag.	1242.0640
7	120.0	1883.26	-617.49	69.6400	3.7	18.2	0.250	145.0	elast.inter.reag.	1265.8110
8	140.0	1921.54	-568.51	-47.6300	-2.5	16.5	0.244	145.0	elast.inter.reag.	1289.4760
9	160.0	1959.82	-516.77	-154.5000	-7.9	14.8	0.299	145.0	elast.inter.reag.	1313.0580
10	180.0	1998.10	-462.29	-256.0500	-12.8	13.0	0.351	145.0	elast.inter.reag.	1336.5580
11	200.0	2036.38	-405.05	-340.9400	-16.7	11.3	0.396	145.0	elast.inter.reag.	1359.9760
12	220.0	2074.66	-345.06	-413.7100	-19.9	9.4	0.435	145.0	elast.inter.reag.	1383.3120
13	240.0	2112.94	-282.32	-481.2700	-22.8	7.6	0.472	145.0	elast.inter.reag.	1406.5660
14	260.0	2151.22	-216.82	-528.7400	-24.6	5.8	0.499	144.0	elast.parz.reag.	1429.7370
15	280.0	2189.50	-148.58	-562.3900	-25.7	3.9	0.520	140.0	elast.parz.reag.	1452.8260
16	300.0	2227.78	-77.58	-591.1600	-26.5	2.0	0.539	138.0	elast.parz.reag.	1475.8330
17	320.0	2266.06	-3.83	-596.1700	-26.3	0.1	0.545	139.0	elast.parz.reag.	1498.7570
18	340.0	2304.34	72.67	-585.6600	-25.4	1.8	0.544	141.0	elast.parz.reag.	1521.5990
19	360.0	2342.62	151.92	-570.8600	-24.4	3.7	0.541	144.0	elast.parz.reag.	1544.3590
20	380.0	2380.90	233.93	-528.3800	-22.2	5.6	0.525	145.0	elast.inter.reag.	1567.0360

Sf.Norm. (kN)	Taglio (kN)	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
2479.90	233.93	-528.3800	-21.3	0.276	0.510	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.969 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.945$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f_{,d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto $f_{,d}$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N° Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	1657.37	-873.12	951.9800	57.4	27.8	1.223	45.0	elast.parz.reag.	1124.4900
2	20.0	1695.65	-840.65	781.1400	46.1	26.4	0.713	79.0	elast.parz.reag.	1148.6410
3	40.0	1733.93	-805.42	617.3000	35.6	24.9	0.522	111.0	elast.parz.reag.	1172.7090
4	60.0	1772.21	-767.45	458.2200	25.9	23.4	0.422	140.0	elast.parz.reag.	1196.6940
5	80.0	1810.49	-726.72	309.6900	17.1	21.9	0.355	145.0	elast.inter.reag.	1220.5980
6	100.0	1848.77	-683.24	169.8700	9.2	20.3	0.293	145.0	elast.inter.reag.	1244.4190
7	120.0	1887.05	-637.01	35.2100	1.9	18.7	0.234	145.0	elast.inter.reag.	1268.1580
8	140.0	1925.33	-588.03	-85.9700	-4.5	17.0	0.262	145.0	elast.inter.reag.	1291.8140
9	160.0	1963.61	-536.29	-196.7400	-10.0	15.3	0.319	145.0	elast.inter.reag.	1315.3890
10	180.0	2001.89	-481.81	-302.1900	-15.1	13.5	0.374	145.0	elast.inter.reag.	1338.8810
11	200.0	2040.17	-424.57	-390.9900	-19.2	11.8	0.420	145.0	elast.inter.reag.	1362.2910
12	220.0	2078.45	-364.58	-467.6700	-22.5	9.9	0.461	145.0	elast.inter.reag.	1385.6180
13	240.0	2116.73	-301.84	-539.1200	-25.5	8.1	0.500	141.0	elast.parz.reag.	1408.8630
14	260.0	2155.01	-236.34	-590.5000	-27.4	6.3	0.531	135.0	elast.parz.reag.	1432.0260
15	280.0	2193.29	-168.10	-628.0500	-28.6	4.4	0.556	132.0	elast.parz.reag.	1455.1070
16	300.0	2231.57	-97.10	-660.7300	-29.6	2.5	0.578	129.0	elast.parz.reag.	1478.1060
17	320.0	2269.85	-23.35	-669.6400	-29.5	0.6	0.587	129.0	elast.parz.reag.	1501.0220
18	340.0	2308.13	53.15	-663.0400	-28.7	1.3	0.586	131.0	elast.parz.reag.	1523.8560
19	360.0	2346.41	132.40	-652.1400	-27.8	3.2	0.583	134.0	elast.parz.reag.	1546.6080
20	380.0	2384.69	214.41	-613.5700	-25.7	5.1	0.567	140.0	elast.parz.reag.	1569.2770

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
2483.69	214.41	-613.5700	-24.7	0.276	0.549	Fondazione interamente compressa

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE VERTICALE

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): n.d.

- Attrito (Taglio nei giunti): n.d.

- Compressione della muratura: n.d.

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 1): n.d.

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

- Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

- Compressione della muratura: 1.039

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 2): 1.039

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

- Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

- Compressione della muratura: 1.002

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 3): 1.002

Minimo valore (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 fra tutte le CCC): 1.002

Riassumendo:

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale

(= Minimo assoluto fra tutte le CCC): **1.002**

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE ORIZZONTALE

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X

- Stabilità (Equilibrio della struttura): 1.049

- Attrito (Taglio nei giunti): 0.510

- Compressione della muratura: 1.049

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella Comb. Sismica +X): 0.510

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X

- Stabilità (Equilibrio della struttura): 1.049
- Attrito (Taglio nei giunti): 0.510
- Compressione della muratura: 1.049

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella Comb. Sismica -X): 0.510

Riassumendo:

Moltiplicatori di collasso in direzione orizzontale

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 0.510
COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 0.510

- CAPACITA' in termini di ACCELERAZIONE AL SUOLO: PGA,CLV

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X

ANALISI SISMICA CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20

(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)

Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (* g) = 0.179

Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.200

Primo periodo di vibrazione della struttura T₁ (sec) = 0.114

Spettro elastico Se(T₁) (* g) = 0.468

Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo

tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 3.80

Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 4.85

Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: $\psi(Z)=Z/H = 0.784$

Coefficiente di partecipazione modale: $\gamma = 1.200$

Fattore di struttura q = 2.0

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.510$

Peso sismico totale P_{tot} = g * Massa totale = ΣP_i (kN) = 925.49

Massa sismica totale = $\Sigma P_i/g$ (k*kgm) = 94.37

g * Massa partecipante = $gM^* = g * (\Sigma(P_i \delta_i))^2 / \Sigma(P_i \delta_i^2)$ (kN) = 925.49

Massa partecipante M* = $(\Sigma(P_i \delta_i))^2 / (g * \Sigma(P_i \delta_i^2))$ (k*kgm) = 94.37

Frazione di massa partecipante e* = $gM^*/P_{tot} = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0*} (* g) = $\alpha_0 g / (e^* FC) = 0.131$

PGA,DLV: Domanda in termini di PGA per SLV (* g) = [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] 0.215

Accelerazione spettrale richiesta:

- per corpo rigido (* g) (C8A.4.7): a*,1: a_gS/q = 0.107

- per costruzione deformabile posto in quota (* g) (C8A.4.8): a*,2: Se(T₁)* $\psi(Z)$ * $\gamma/q = 0.000$

- massima accelerazione spettrale richiesta PGA,DLV (*g) = 0.143

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a_{0*}=a*) (*g) = 0.197

TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (*g) = 624

Indicatore di Rischio Sismico ζ, E (verifica soddisfatta se $\zeta, E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 0.917

- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.314

- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.118

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X

ANALISI SISMICA CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20

(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)

Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (* g) = 0.179

Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.200

Primo periodo di vibrazione della struttura T₁ (sec) = 0.114

Spettro elastico Se(T₁) (* g) = 0.468

Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo

tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 3.80

Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 4.85

Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: $\psi(Z)=Z/H = 0.784$

Coefficiente di partecipazione modale: $\gamma = 1.200$

Fattore di struttura q = 2.0

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.510$

Peso sismico totale P_{tot} = g * Massa totale = ΣP_i (kN) = 925.49

Massa sismica totale = $\Sigma P_i/g$ (k*kgm) = 94.37

g * Massa partecipante = $gM^* = g * (\Sigma(P_i \delta_i))^2 / \Sigma(P_i \delta_i^2)$ (kN) = 925.49

Massa partecipante M* = $(\Sigma(P_i \delta_i))^2 / (g * \Sigma(P_i \delta_i^2))$ (k*kgm) = 94.37

Frazione di massa partecipante e* = $gM^*/P_{tot} = 1.000$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo $a_{0*} (*g) = \alpha_{0*} g / (e*FC) = 0.131$
 PGA,DLV: Domanda in termini di PGA per SLV $(*g) = [f(TR)]$ secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] 0.215
 Accelerazione spettrale richiesta:
 - per corpo rigido $(*g)$ (C8A.4.7): $a_{*,1}: a_{*,1} = a_{*,1} * S/q = 0.107$
 - per costruzione deformabile posto in quota $(*g)$ (C8A.4.8): $a_{*,2}: S_e(T_1) * \psi(Z) * \gamma/q = 0.000$
 - massima accelerazione spettrale richiesta PGA,DLV $(*g) = 0.143$

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_{0*} = a_{*}$) $(*g) = 0.197$
 TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV $(*g) = 624$

Indicatore di Rischio Sismico ζ, E (verifica soddisfatta se $\zeta, E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): **0.917**
 - in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.314
 - in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.118

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni.
 Se TR>2475 si pone TR=2475. Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k * TR^\alpha$.
 Per il sito in esame risulta: $k = 0.011444047$, $\alpha = 0.469689894$
 Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:
 SLV: $(2475/TR,DLV) = 5.211$

RISULTATI COMPLESSIVI DELL'ELABORAZIONE:

Capacità in termini di PGA: PGA,CLV (*g)

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 0.197
 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 0.197
 In definitiva: 0.197

Capacità in termini di TR: TR,CLV (*g)

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 624
 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 624
 In definitiva: 624

Capacità in termini di Vita Nominale

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) CU: 1
 Dati in input (domanda): Vita Nominale VN (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) VR = VR * CU: 50 anni
 PVR per SLV (definita in input): 10 %
 Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TRCLV = 624 anni
 Dalla relazione: $TR = -VR / \ln(1-PVR)$, ponendo TR=TRCLV e assumendo PVR per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (VRC) e quindi di Vita Nominale (VNC):
 VRC = 65.7 anni, VNC = 65.7 anni

RISULTATI ANALISI

ARCO n. 1

- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.= 0.153 [molt.coll. dell'arco: 0.510]

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto $(|T| / N, \text{Compressione})$

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \tan \phi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 6.053 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 6.210 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1.00$

$F' C = \max[1.000, FC * \gamma_C] = 1.026$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.855$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f, d = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Tens.Rinf. (N/mm ²)
1	33.79	454.46	-122.68	503.42	-86.24	-678.30	2.8	-17.7	0.595	0.000
2	48.18	421.71	-124.01	485.98	-76.57	-678.30	4.2	-16.3	0.573	0.000
3	63.21	388.88	-124.11	468.82	-66.76	-678.30	5.7	-14.8	0.551	0.000

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

4	78.68	356.29	-123.06	452.04	-56.91	-678.30	7.4	-13.1	15.8	0.530	0.000
5	94.38	324.20	-120.96	435.71	-47.11	-83.40	9.2	-11.3	16.1	0.503	0.000
6	110.13	292.89	-117.88	419.90	-37.47	-80.38	11.2	-9.3	16.3	0.400	0.000
7	125.74	262.60	-113.93	404.70	-28.06	-77.53	13.3	-7.2	16.4	0.325	0.000
8	141.05	233.53	-109.18	390.17	-18.96	-74.86	15.4	-5.1	16.3	0.265	0.000
9	155.92	205.88	-103.74	376.38	-10.24	-72.37	17.7	-2.8	16.0	0.208	0.000
10	170.21	179.82	-97.68	363.41	-1.97	-70.07	19.9	-0.6	15.6	0.154	0.000
11	183.80	155.50	-91.09	351.31	5.80	67.97	22.2	1.7	15.0	0.172	0.000
12	196.57	133.04	-84.05	340.16	13.02	66.07	24.5	4.0	14.3	0.211	0.000
13	208.43	112.56	-76.63	330.01	19.65	64.38	26.6	6.1	13.4	0.247	0.000
14	219.31	94.12	-68.91	320.92	25.66	62.90	28.7	8.2	12.4	0.283	0.000
15	229.13	77.82	-60.95	312.95	31.02	61.63	30.6	10.1	11.2	0.328	0.000
16	237.85	63.70	-52.82	306.13	35.70	678.30	32.3	11.8	9.9	0.368	0.000
17	245.40	51.79	-44.57	300.52	39.69	678.30	33.9	13.4	8.5	0.362	0.000
18	251.77	42.12	-36.25	296.12	42.98	678.30	35.1	14.6	7.0	0.358	0.000
19	256.94	34.71	-27.93	292.98	45.56	678.30	36.1	15.6	5.5	0.356	0.000
20	260.90	29.54	-19.63	291.10	47.43	678.30	36.8	16.3	3.9	0.354	0.000
21	263.65	26.60	-11.42	290.48	48.60	678.30	37.2	16.7	2.3	0.354	0.000
22	265.21	25.87	-3.32	291.10	49.07	678.30	37.4	16.9	0.7	0.355	0.000
23	265.61	27.31	4.63	292.96	48.85	678.30	37.2	16.7	0.9	0.357	0.000
24	264.87	30.88	12.37	296.01	47.97	678.30	36.7	16.2	2.4	0.361	0.000
25	263.05	36.52	19.89	300.23	46.44	678.30	36.0	15.5	3.8	0.365	0.000
26	260.20	44.17	27.14	305.57	44.29	678.30	35.1	14.6	5.1	0.371	0.000
27	256.39	53.74	34.08	312.00	41.54	678.30	33.9	13.4	6.3	0.378	0.000
28	251.70	65.16	40.67	319.47	38.24	678.30	32.6	12.1	7.3	0.386	0.000
29	246.22	78.33	46.88	327.92	34.42	65.08	31.1	10.6	8.2	0.364	0.000
30	240.04	93.15	52.66	337.32	30.11	66.77	29.5	9.0	9.0	0.323	0.000
31	233.27	109.48	57.96	347.61	25.38	68.65	27.9	7.4	9.6	0.291	0.000
32	226.03	127.21	62.75	358.77	20.26	70.70	26.2	5.7	10.1	0.264	0.000
33	218.45	146.19	66.96	370.74	14.81	72.92	24.6	4.1	10.4	0.236	0.000
34	210.68	166.26	70.54	383.48	9.11	75.32	22.9	2.4	10.6	0.207	0.000
35	202.86	187.24	73.44	396.95	3.20	77.87	21.3	0.8	10.7	0.178	0.000
36	195.15	208.95	75.59	411.12	-2.83	-80.59	19.8	-0.7	10.6	0.181	0.000
37	187.74	231.18	76.94	425.93	-8.91	-83.46	18.4	-2.1	10.4	0.223	0.000
38	180.80	253.71	77.41	441.36	-14.95	-86.48	17.1	-3.4	10.1	0.266	0.000
39	174.54	276.30	76.94	457.35	-20.86	-89.62	15.9	-4.6	9.7	0.307	0.000
40	169.14	298.69	75.46	473.88	-26.56	-92.89	14.8	-5.7	9.2	0.348	0.000
41	164.84	320.60	72.90	490.88	-31.93	-96.27	13.9	-6.6	8.5	0.387	0.000
42	161.84	341.74	69.21	508.31	-36.88	-99.74	13.2	-7.3	7.8	0.425	0.000
43	160.39	361.79	64.30	526.13	-41.29	-103.29	12.6	-7.9	7.0	0.461	0.000
44	160.73	380.44	58.11	544.27	-45.04	-106.91	12.2	-8.3	6.1	0.494	0.000
45	163.09	397.32	50.60	562.69	-48.02	-110.56	11.9	-8.6	5.2	0.522	0.000
46	167.72	412.09	41.70	581.31	-50.10	-114.23	11.9	-8.6	4.1	0.543	0.000
47	174.89	424.37	31.36	600.08	-51.14	-117.90	12.0	-8.5	3.0	0.556	0.000

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	224.95	450.37	63.5	2.2	1.8
Destra	366.55	475.11	52.3	9.1	7.8

- Timpano: Verifica sismica a ribaltamento

Verifica Soddisfatta

DATI:

- Dimensioni (cm):
 Spessore del timpano $s, t = 60$
 Altezza del timpano $h, t = 127$
 Altezza massicciata gravante sul cuneo di spinta $h, m = 0$
 Altezza del parapetto $h, p = 60$
- Peso specifico (kN/m³):
 muratura (timpano, parapetto) = 22.00
 riempimento = 20.00
 massicciata (ballast) = 18.00
- Angolo d'attrito interno del riempimento $\Phi' = 36.00^\circ$
 Coefficiente parziale $\gamma, p' = 1.25$
 Angolo d'attrito interno di progetto $\Phi', d = 30.17^\circ$
 Coefficiente di spinta attiva in fase statica = 0.331
 Angolo dalla verticale al cuneo di spinta: $\beta = 29.92^\circ$
- Fattore di struttura $q = 1.50$
- Fattore di confidenza $FC = 1.35$

RISULTATI:

- Azioni sismiche:
 moltiplicatore sismico orizzontale $\alpha = 0.153$
- Forze verticali (kN):
 Peso del timpano $P, t = 16.76$

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Peso del parapetto $P,p = 7.92$
 Peso del cuneo di spinta $P,c = 9.28$
 - Forze statiche orizzontali (kN):
 Spinta del riempimento $S,r = 5.34$
 Spinta della massicciata $S,m = 0.00$
 - Verifica a ribaltamento:
 Momento Stabilizzante Mstab (kN·m): $P,t \cdot s,t/2 + P,p \cdot s,p/2 = 7.41$
 Momento Ribaltante Mrib (kN·m):
 - dipendente da α : $Mrib' = \alpha \cdot P,t \cdot h,t/2 + \alpha \cdot P,p \cdot (h,t+h,p/2) + \alpha \cdot P,c \cdot h,t/2 = 4.43$
 - indipendente da α : $Mrib'' = S,r \cdot h,t/3 + S,m \cdot h,t/2 = 2.26$
 - totale: $Mrib' + Mrib'' = 6.69$
 Rapporto Mstab./Mrib. = 1.108
 Molt. collasso: $(Mstab - Mrib'')/Mrib' = 0.177$
 Capacità per SLV: $PGA,CLV = q \cdot \alpha/FC = 0.170$
 Domanda per SLV: $PGA,DLV = ag \cdot S = 0.215$
 Indicatore di rischio sismico dovuto al timpano: $\zeta,E = (PGA,CLV / PGA,DLV) = 0.791$

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f,d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N$ compr. con il coefficiente d'attrito di progetto f,d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. ($^\circ$)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	812.70	-67.70	408.5700	50.3	4.8	0.406	67.0	elast.parz.reag.	583.0278
2	20.0	858.54	-41.87	392.5000	45.7	2.8	0.356	80.0	elast.parz.reag.	615.5449
3	40.0	905.03	-14.34	381.4400	42.1	0.9	0.331	91.0	elast.parz.reag.	648.4831
4	60.0	952.15	14.87	374.0200	39.3	0.9	0.318	100.0	elast.parz.reag.	681.8263
5	80.0	999.92	45.78	373.8100	37.4	2.6	0.316	105.0	elast.parz.reag.	715.5870
6	100.0	1048.33	78.39	379.6600	36.2	4.3	0.321	109.0	elast.parz.reag.	749.7566
7	120.0	1097.38	112.68	389.3900	35.5	5.9	0.329	111.0	elast.parz.reag.	784.3330
8	140.0	1147.07	148.67	408.1200	35.6	7.4	0.345	111.0	elast.parz.reag.	819.3148
9	160.0	1197.40	186.35	433.9700	36.2	8.8	0.367	109.0	elast.parz.reag.	854.7001
10	180.0	1248.37	225.73	463.8000	37.2	10.2	0.392	106.0	elast.parz.reag.	890.4870
11	200.0	1299.98	266.79	504.5900	38.8	11.6	0.429	101.0	elast.parz.reag.	926.6736
12	220.0	1352.24	309.55	553.5300	40.9	12.9	0.476	95.0	elast.parz.reag.	963.2652
13	240.0	1405.13	354.00	606.4000	43.2	14.1	0.532	88.0	elast.parz.reag.	1000.2460
14	260.0	1458.67	400.15	672.3400	46.1	15.3	0.614	79.0	elast.parz.reag.	1037.6280
15	280.0	1512.84	447.99	747.4800	49.4	16.5	0.728	69.0	elast.parz.reag.	1075.3950
16	300.0	1567.66	497.52	826.3400	52.7	17.6	0.880	59.0	elast.parz.reag.	1113.5600
17	320.0	1623.12	548.74	920.5200	56.7	18.7	1.142	47.0	elast.parz.reag.	1152.1120
18	340.0	1679.22	601.66	1024.9600	61.0	19.7	1.628	34.0	elast.parz.reag.	1191.0510
19	360.0	1735.96	656.27	1132.7500	65.3	20.7	2.661	22.0	elast.parz.reag.	1230.3750
20	380.0	1793.34	712.57	1258.2800	70.2	21.7	8.530	7.0	elast.parz.reag.	1270.0810

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max. (N/mm ²)	Stato di sollecitazione
1892.34	712.57	1258.2800	66.5	0.210	2.472	Fondazione parzialmente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f,d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N$ compr. con il coefficiente d'attrito di progetto f,d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	796.51	-303.36	349.7400	43.9	20.9	0.310	86.0	elast.parz.reag.	571.5338
2	20.0	834.79	-288.45	290.9100	34.8	19.1	0.246	113.0	elast.parz.reag.	598.7025
3	40.0	873.07	-271.78	235.3800	27.0	17.3	0.213	137.0	elast.parz.reag.	625.8438
4	60.0	911.35	-253.35	181.7200	19.9	15.5	0.191	145.0	elast.inter.reag.	652.9577
5	80.0	949.63	-233.16	133.6400	14.1	13.8	0.173	145.0	elast.inter.reag.	680.0441
6	100.0	987.91	-211.21	89.9500	9.1	12.1	0.156	145.0	elast.inter.reag.	707.1032
7	120.0	1026.19	-187.50	48.3900	4.7	10.4	0.141	145.0	elast.inter.reag.	734.1348
8	140.0	1064.47	-162.03	14.2900	1.3	8.7	0.129	145.0	elast.inter.reag.	761.1390
9	160.0	1102.75	-134.79	-14.3300	-1.3	7.0	0.134	145.0	elast.inter.reag.	788.1158
10	180.0	1141.03	-105.80	-40.7200	-3.6	5.3	0.151	145.0	elast.inter.reag.	815.0652
11	200.0	1179.31	-75.05	-57.6300	-4.9	3.6	0.163	145.0	elast.inter.reag.	841.9871
12	220.0	1217.59	-42.54	-67.9600	-5.6	2.0	0.172	145.0	elast.inter.reag.	868.8816
13	240.0	1255.87	-8.27	-76.1200	-6.1	0.4	0.181	145.0	elast.inter.reag.	895.7487
14	260.0	1294.15	27.76	-72.6100	-5.6	1.2	0.183	145.0	elast.inter.reag.	922.5884
15	280.0	1332.43	65.55	-61.4300	-4.6	2.8	0.182	145.0	elast.inter.reag.	949.4006
16	300.0	1370.71	105.10	-48.3000	-3.5	4.4	0.181	145.0	elast.inter.reag.	976.1854
17	320.0	1408.99	146.41	-21.1500	-1.5	5.9	0.172	145.0	elast.inter.reag.	1002.9430
18	340.0	1447.27	189.48	14.7600	1.0	7.5	0.173	145.0	elast.inter.reag.	1029.6730
19	360.0	1485.55	234.31	52.2400	3.5	9.0	0.196	145.0	elast.inter.reag.	1056.3750
20	380.0	1523.83	280.90	106.2500	7.0	10.4	0.226	145.0	elast.inter.reag.	1083.0510

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1622.83	280.90	106.2500	6.5	0.180	0.228	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

- **COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X (al Collasso dell'arco): molt.= 0.510**

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Tens.Rinf.
1	0.00	381.06	-190.65	426.09	-78.12	-678.30	0.0	-20.5	0.465	0.000
2	31.05	334.36	-182.34	408.37	-62.18	-678.30	3.5	-17.0	0.446	0.000
3	60.74	290.15	-173.08	391.25	-47.03	-678.30	7.1	-13.4	0.428	0.000
4	88.92	248.67	-163.01	374.88	-32.75	-67.64	10.8	-9.7	0.347	0.000
5	115.45	210.10	-152.25	359.39	-19.40	-65.28	14.5	-6.0	0.248	0.000
6	140.24	174.58	-140.93	344.92	-7.04	-63.17	18.3	-2.2	0.170	0.000
7	163.18	142.23	-129.16	331.60	4.29	61.32	21.9	1.4	0.150	0.000
8	184.20	113.15	-117.06	319.56	14.56	59.74	25.4	4.9	0.208	0.000
9	203.25	87.40	-104.74	308.95	23.75	58.42	28.7	8.2	0.262	0.000
10	220.29	65.01	-92.31	299.86	31.83	57.37	31.7	11.2	0.339	0.000
11	235.31	45.98	-79.87	292.41	38.81	678.30	34.3	13.8	0.343	0.000
12	248.31	30.30	-67.51	286.67	44.69	678.30	36.5	16.0	0.340	0.000
13	259.30	17.94	-55.32	282.70	49.48	678.30	38.3	17.8	0.338	0.000
14	268.32	8.82	-43.37	280.51	53.20	678.30	39.7	19.2	0.338	0.000
15	275.43	2.87	-31.73	280.10	55.87	678.30	40.6	20.1	0.339	0.000
16	280.67	0.00	-20.48	281.42	57.54	678.30	41.0	20.5	0.342	0.000
17	284.15	0.09	-9.68	284.40	58.23	678.30	41.0	20.5	0.347	0.000
18	285.93	3.02	0.63	288.95	58.00	678.30	40.6	20.1	0.352	0.000
19	286.14	8.65	10.38	294.97	56.89	678.30	39.8	19.3	0.359	0.000
20	284.89	16.82	19.54	302.34	54.95	678.30	38.7	18.2	0.368	0.000
21	282.29	27.39	28.07	310.95	52.26	678.30	37.4	16.9	0.378	0.000
22	278.50	40.16	35.91	320.68	48.86	678.30	35.8	15.3	0.389	0.000
23	273.66	54.97	43.04	331.44	44.83	678.30	34.1	13.6	0.401	0.000
24	267.94	71.63	49.43	343.14	40.24	678.30	32.4	11.9	0.414	0.000
25	261.49	89.92	55.03	355.70	35.17	70.34	30.5	10.0	0.372	0.000
26	254.51	109.66	59.81	369.04	29.69	72.83	28.7	8.2	0.328	0.000
27	247.18	130.61	63.73	383.12	23.90	75.48	26.8	6.3	0.296	0.000
28	239.69	152.55	66.77	397.88	17.87	78.29	25.1	4.6	0.266	0.000
29	232.26	175.24	68.87	413.28	11.69	81.25	23.4	2.9	0.235	0.000
30	225.11	198.43	70.01	429.29	5.47	84.36	21.8	1.3	0.205	0.000
31	218.46	221.87	70.14	445.88	-0.70	-87.60	20.3	-0.2	0.183	0.000
32	212.55	245.28	69.22	463.03	-6.71	-90.97	19.0	-1.5	0.226	0.000
33	207.62	268.37	67.20	480.71	-12.46	-94.46	17.9	-2.6	0.268	0.000
34	203.92	290.86	64.03	498.91	-17.82	-98.06	16.9	-3.6	0.307	0.000
35	201.72	312.42	59.67	517.60	-22.69	-101.76	16.1	-4.4	0.344	0.000
36	201.29	332.74	54.07	536.76	-26.95	-105.55	15.5	-5.0	0.377	0.000
37	202.91	351.46	47.16	556.37	-30.45	-109.41	15.0	-5.5	0.407	0.000
38	206.86	368.25	38.91	576.42	-33.08	-113.34	14.7	-5.8	0.431	0.000
39	213.43	382.72	29.26	596.86	-34.70	-117.32	14.7	-5.8	0.449	0.000
40	222.91	394.50	18.17	617.68	-35.18	-121.32	14.8	-5.7	0.460	0.000
41	235.62	403.19	5.58	638.84	-34.35	-125.34	15.1	-5.4	0.464	0.000

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

42	251.85	408.39	-8.54	660.30	-32.09	-129.35	15.6	-4.9	0.7	0.459	0.000
43	271.91	409.67	-24.22	682.01	-28.24	-133.33	16.4	-4.1	2.0	0.445	0.000
44	296.10	406.62	-41.50	703.94	-22.66	-137.26	17.3	-3.2	3.4	0.420	0.000
45	324.72	398.79	-60.40	726.03	-15.18	-141.11	18.4	-2.1	4.8	0.384	0.000
46	358.08	385.75	-80.93	748.22	-5.67	-144.87	19.7	-0.8	6.2	0.336	0.000
47	396.46	367.05	-103.09	770.45	6.03	148.49	21.3	0.8	7.7	0.346	0.000

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	103.56	413.31	75.9	0.0	0.0
Destra	575.56	512.17	41.7	16.2	13.9

- Timpano: Verifica sismica a ribaltamento

Verifica Soddisfatta

DATI:

- Dimensioni (cm):
 Spessore del timpano $s, t = 60$
 Altezza del timpano $h, t = 127$
 Altezza massicciata gravante sul cuneo di spinta $h, m = 0$
 Altezza del parapetto $h, p = 60$
- Peso specifico (kN/m³):
 muratura (timpano, parapetto) = 22.00
 riempimento = 20.00
 massicciata (ballast) = 18.00
- Angolo d'attrito interno del riempimento $\Phi' = 36.00^\circ$
 Coefficiente parziale $\gamma, p' = 1.25$
 Angolo d'attrito interno di progetto $\Phi', d = 30.17^\circ$
 Coefficiente di spinta attiva in fase statica = 0.331
 Angolo dalla verticale al cuneo di spinta: $\beta = 29.92^\circ$
- Fattore di struttura $q = 1.50$
- Fattore di confidenza $FC = 1.35$

RISULTATI:

- Azioni sismiche:
 moltiplicatore sismico orizzontale $\alpha = 0.510$
- Forze verticali (kN):
 Peso del timpano $P, t = 16.76$
 Peso del parapetto $P, p = 7.92$
 Peso del cuneo di spinta $P, c = 9.28$
- Forze statiche orizzontali (kN):
 Spinta del riempimento $S, r = 5.34$
 Spinta della massicciata $S, m = 0.00$
- Verifica a ribaltamento:
 Momento Stabilizzante M_{stab} (kN·m): $P, t \cdot s, t / 2 + P, p \cdot s, p / 2 = 7.41$
 Momento Ribaltante M_{rib} (kN·m):
 - dipendente da α : $M_{rib}' = \alpha \cdot P, t \cdot h, t / 2 + \alpha \cdot P, p \cdot (h, t + h, p / 2) + \alpha \cdot P, c \cdot h, t / 2 = 14.78$
 - indipendente da α : $M_{rib}'' = S, r \cdot h, t / 3 + S, m \cdot h, t / 2 = 2.26$
 - totale: $M_{rib}' + M_{rib}'' = 17.04$
 Rapporto $M_{stab} / M_{rib} = 0.435$
 Molt. collasso: $(M_{stab} - M_{rib}'') / M_{rib}' = 0.177$
 Capacità per SLV: $PGA, CLV = q \cdot \alpha / FC = 0.567$
 Domanda per SLV: $PGA, DLV = ag \cdot S = 0.215$
 Indicatore di rischio sismico dovuto al timpano: $\zeta, E = (PGA, CLV / PGA, DLV) = 2.638$

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f_{,d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{compr.}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

* 1	0.0	940.61	604.09	743.4300	79.0	* 32.7	* 8.907	0.0	673.6641
* 2	20.0	1016.94	724.10	850.5200	83.6	* 35.5	* 8.907	0.0	727.6054
* 3	40.0	1096.50	852.64	980.8400	89.5	* 37.9	* 8.907	0.0	783.7131
* 4	60.0	1179.28	989.69	1127.4800	95.6	* 40.0	* 8.907	0.0	841.9660
* 5	80.0	1265.29	1135.25	1308.3700	103.4	* 41.9	* 8.907	0.0	902.3560
* 6	100.0	1354.52	1289.34	1517.7700	112.1	* 43.6	* 8.907	0.0	964.8605
* 7	120.0	1446.98	1451.93	1744.7300	120.6	* 45.1	* 8.907	0.0	1029.4700
* 8	140.0	1542.67	1623.05	2015.0000	130.6	* 46.5	* 8.907	0.0	1096.1690
* 9	160.0	1641.57	1802.68	2319.0700	141.3	* 47.7	* 8.907	0.0	1164.9250
* 10	180.0	1743.71	1990.83	2641.1700	151.5	* 48.8	* 8.907	0.0	1235.7410
* 11	200.0	1849.06	2187.49	3016.4100	163.1	* 49.8	* 8.907	0.0	1308.5790
* 12	220.0	1957.65	2392.67	3430.7300	175.2	* 50.7	* 8.907	0.0	1383.4390
* 13	240.0	2069.45	2606.37	3862.7900	186.7	* 51.6	* 8.907	0.0	1460.2810
* 14	260.0	2184.49	2828.59	4358.5800	199.5	* 52.3	* 8.907	0.0	1539.1060
* 15	280.0	2302.74	3059.32	4898.7300	212.7	* 53.0	* 8.907	0.0	1619.8730
* 16	300.0	2424.23	3298.56	5455.5700	225.0	* 53.7	* 8.907	0.0	1702.5800
* 17	320.0	2548.93	3546.33	6087.5100	238.8	* 54.3	* 8.907	0.0	1787.1850
* 18	340.0	2676.86	3802.60	6769.0800	252.9	* 54.9	* 8.907	0.0	1873.6790
* 19	360.0	2808.02	4067.40	7465.5100	265.9	* 55.4	* 8.907	0.0	1962.0390
* 20	380.0	2942.40	4340.71	8249.1700	280.4	* 55.9	* 8.907	0.0	2052.2350

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max. (N/mm ²)	Stato di sollecitazione
3041.40	4340.71	8249.1700	271.2	0.338	0.000	Fondazione ribaltata

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f_{,d} = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $T/N_{\text{compr.}}$ con il coefficiente d'attrito di progetto $f_{,d}$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{,md}$]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	833.57	-679.03	269.6900	32.4	39.2	0.231	120.0	elast.parz.reag.	597.8370
2	20.0	871.85	-687.38	133.2300	15.3	38.3	0.164	145.0	elast.inter.reag.	624.9792
3	40.0	910.13	-694.79	-4.7200	-0.5	37.4	0.107	145.0	elast.inter.reag.	652.0940
4	60.0	948.41	-701.25	-144.9400	-15.3	36.5	0.178	145.0	elast.inter.reag.	679.1813
5	80.0	986.69	-706.76	-285.4400	-28.9	35.6	0.252	131.0	elast.parz.reag.	706.2413
6	100.0	1024.97	-711.32	-426.8400	-41.6	34.8	0.369	93.0	elast.parz.reag.	733.2737
7	120.0	1063.26	-714.94	-570.3700	-53.6	33.9	0.627	57.0	elast.parz.reag.	760.2859
8	140.0	1101.53	-717.61	-713.1700	-64.7	33.1	1.578	23.0	elast.parz.reag.	787.2565
* 9	160.0	1139.81	-719.34	-856.3000	-75.1	32.3	* 8.907	0.0		814.2067
* 10	180.0	1178.09	-720.11	-1001.4900	-85.0	31.4	* 8.907	0.0		841.1295
* 11	200.0	1216.38	-719.94	-1144.8600	-94.1	30.6	* 8.907	0.0		868.0319
* 12	220.0	1254.66	-718.83	-1287.9700	-102.7	29.8	* 8.907	0.0		894.8999
* 13	240.0	1292.93	-716.77	-1433.1900	-110.8	29.0	* 8.907	0.0		921.7334
* 14	260.0	1331.21	-713.76	-1575.4000	-118.3	28.2	* 8.907	0.0		948.5465
* 15	280.0	1369.49	-709.80	-1716.7600	-125.4	27.4	* 8.907	0.0		975.3322
* 16	300.0	1407.77	-704.90	-1860.3500	-132.1	26.6	* 8.907	0.0		1002.0910
* 17	320.0	1446.05	-699.05	-1999.6700	-138.3	25.8	* 8.907	0.0		1028.8210
* 18	340.0	1484.33	-692.25	-2137.5500	-144.0	25.0	* 8.907	0.0		1055.5250
* 19	360.0	1522.61	-684.51	-2277.8600	-149.6	24.2	* 8.907	0.0		1082.2010
* 20	380.0	1560.90	-675.82	-2412.5500	-154.6	23.4	* 8.907	0.0		1108.8560

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max. (N/mm ²)	Stato di sollecitazione
1659.90	-675.82	-2412.5500	-145.3	0.184	0.000	Fondazione ribaltata

ARCO n. 1

- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: $molt. = 0.153$ [molt.coll. dell'arco: 0.510]

Verifica Soddisfatta

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N$, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \tan \phi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 6.053 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 6.210 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 1.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.026$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.855$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f, d = 0.50$ ($\phi = 26.6^\circ$)

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- (cm)	Asse	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Tens.Rinf.
1	174.89	424.37	-31.36	600.08	-51.14	-117.90	12.0	-8.5	3.0	0.556	0.000
2	167.72	412.09	-41.70	581.31	-50.10	-114.23	11.9	-8.6	4.1	0.543	0.000
3	163.09	397.32	-50.60	562.69	-48.02	-110.56	11.9	-8.6	5.2	0.522	0.000
4	160.73	380.44	-58.11	544.27	-45.04	-106.91	12.2	-8.3	6.1	0.494	0.000
5	160.39	361.79	-64.30	526.13	-41.29	-103.29	12.6	-7.9	7.0	0.461	0.000
6	161.84	341.74	-69.21	508.31	-36.88	-99.74	13.2	-7.3	7.8	0.425	0.000
7	164.84	320.60	-72.90	490.88	-31.93	-96.27	13.9	-6.6	8.5	0.387	0.000
8	169.14	298.69	-75.46	473.88	-26.56	-92.89	14.8	-5.7	9.2	0.348	0.000
9	174.54	276.30	-76.94	457.35	-20.86	-89.62	15.9	-4.6	9.7	0.307	0.000
10	180.80	253.71	-77.41	441.36	-14.95	-86.48	17.1	-3.4	10.1	0.266	0.000
11	187.74	231.18	-76.94	425.93	-8.91	-83.46	18.4	-2.1	10.4	0.223	0.000
12	195.15	208.95	-75.59	411.12	-2.83	-80.59	19.8	-0.7	10.6	0.181	0.000
13	202.86	187.24	-73.44	396.95	3.20	-77.87	21.3	0.8	10.7	0.178	0.000
14	210.68	166.26	-70.54	383.48	9.11	-75.32	22.9	2.4	10.6	0.207	0.000
15	218.45	146.19	-66.96	370.74	14.81	-72.92	24.6	4.1	10.4	0.236	0.000
16	226.03	127.21	-62.75	358.77	20.26	-70.70	26.2	5.7	10.1	0.264	0.000
17	233.27	109.48	-57.96	347.61	25.38	-68.65	27.9	7.4	9.6	0.291	0.000
18	240.04	93.15	-52.66	337.32	30.11	-66.77	29.5	9.0	9.0	0.323	0.000
19	246.22	78.33	-46.88	327.92	34.42	-65.08	31.1	10.6	8.2	0.364	0.000
20	251.70	65.16	-40.67	319.47	38.24	-63.30	32.6	12.1	7.3	0.386	0.000
21	256.39	53.74	-34.08	312.00	41.54	-61.30	33.9	13.4	6.3	0.378	0.000
22	260.20	44.17	-27.14	305.57	44.29	-59.30	35.1	14.6	5.1	0.371	0.000
23	263.05	36.52	-19.89	300.23	46.44	-57.30	36.0	15.5	3.8	0.365	0.000
24	264.87	30.88	-12.37	296.01	47.97	-55.30	36.7	16.2	2.4	0.361	0.000
25	265.61	27.31	-4.63	292.96	48.85	-53.30	37.2	16.7	0.9	0.357	0.000
26	265.21	25.87	3.32	291.10	49.07	-51.30	37.4	16.9	0.7	0.355	0.000
27	263.65	26.60	11.42	290.48	48.60	-49.30	37.2	16.7	2.3	0.354	0.000
28	260.90	29.54	19.63	291.10	47.43	-47.30	36.8	16.3	3.9	0.354	0.000
29	256.94	34.71	27.93	292.98	45.56	-45.30	36.1	15.6	5.5	0.356	0.000
30	251.77	42.12	36.25	296.12	42.98	-43.30	35.1	14.6	7.0	0.358	0.000
31	245.40	51.79	44.57	300.52	39.69	-41.30	33.9	13.4	8.5	0.362	0.000
32	237.85	63.70	52.82	306.13	35.70	-39.30	32.3	11.8	9.9	0.368	0.000
33	229.13	77.82	60.95	312.95	31.02	-37.30	30.6	10.1	11.2	0.328	0.000
34	219.31	94.12	68.91	320.92	25.66	-35.30	28.7	8.2	12.4	0.283	0.000
35	208.43	112.56	76.63	330.01	19.65	-33.30	26.6	6.1	13.4	0.247	0.000
36	196.57	133.04	84.05	340.16	13.02	-31.30	24.5	4.0	14.3	0.211	0.000
37	183.80	155.50	91.09	351.31	5.80	-29.30	22.2	1.7	15.0	0.172	0.000
38	170.21	179.82	97.68	363.41	-1.97	-27.30	19.9	-0.6	15.6	0.154	0.000
39	155.92	205.88	103.74	376.38	-10.24	-25.30	17.7	-2.8	16.0	0.208	0.000
40	141.05	233.53	109.18	390.17	-18.96	-23.30	15.4	-5.1	16.3	0.265	0.000
41	125.74	262.60	113.93	404.70	-28.06	-21.30	13.3	-7.2	16.4	0.325	0.000
42	110.13	292.89	117.88	419.90	-37.47	-19.30	11.2	-9.3	16.3	0.400	0.000
43	94.38	324.20	120.96	435.71	-47.11	-17.30	9.2	-11.3	16.1	0.503	0.000
44	78.68	356.29	123.06	452.04	-56.91	-15.30	7.4	-13.1	15.8	0.530	0.000
45	63.21	388.88	124.11	468.82	-66.76	-13.30	5.7	-14.8	15.4	0.551	0.000
46	48.18	421.71	124.01	485.98	-76.57	-11.30	4.2	-16.3	14.8	0.573	0.000
47	33.79	454.46	122.68	503.42	-86.24	-9.30	2.8	-17.7	14.1	0.595	0.000

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	366.55	475.11	52.3	9.1	7.8
Destra	224.95	450.37	63.5	2.2	1.8

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	796.51	-303.36	349.7400	43.9	20.9	0.310	86.0	elast.parz.reag.	571.5338
2	20.0	834.79	-288.45	290.9100	34.8	19.1	0.246	113.0	elast.parz.reag.	598.7025
3	40.0	873.07	-271.78	235.3800	27.0	17.3	0.213	137.0	elast.parz.reag.	625.8438
4	60.0	911.35	-253.35	181.7200	19.9	15.5	0.191	145.0	elast.inter.reag.	652.9577
5	80.0	949.63	-233.16	133.6400	14.1	13.8	0.173	145.0	elast.inter.reag.	680.0441
6	100.0	987.91	-211.21	89.9500	9.1	12.1	0.156	145.0	elast.inter.reag.	707.1032
7	120.0	1026.19	-187.50	48.3900	4.7	10.4	0.141	145.0	elast.inter.reag.	734.1348
8	140.0	1064.47	-162.03	14.2900	1.3	8.7	0.129	145.0	elast.inter.reag.	761.1390
9	160.0	1102.75	-134.79	-14.3300	-1.3	7.0	0.134	145.0	elast.inter.reag.	788.1158
10	180.0	1141.03	-105.80	-40.7200	-3.6	5.3	0.151	145.0	elast.inter.reag.	815.0652
11	200.0	1179.31	-75.05	-57.6300	-4.9	3.6	0.163	145.0	elast.inter.reag.	841.9871
12	220.0	1217.59	-42.54	-67.9600	-5.6	2.0	0.172	145.0	elast.inter.reag.	868.8816
13	240.0	1255.87	-8.27	-76.1200	-6.1	0.4	0.181	145.0	elast.inter.reag.	895.7487
14	260.0	1294.15	27.76	-72.6100	-5.6	1.2	0.183	145.0	elast.inter.reag.	922.5884
15	280.0	1332.43	65.55	-61.4300	-4.6	2.8	0.182	145.0	elast.inter.reag.	949.4006
16	300.0	1370.71	105.10	-48.3000	-3.5	4.4	0.181	145.0	elast.inter.reag.	976.1854
17	320.0	1408.99	146.41	-21.1500	-1.5	5.9	0.172	145.0	elast.inter.reag.	1002.9430
18	340.0	1447.27	189.48	14.7600	1.0	7.5	0.173	145.0	elast.inter.reag.	1029.6730
19	360.0	1485.55	234.31	52.2400	3.5	9.0	0.196	145.0	elast.inter.reag.	1056.3750
20	380.0	1523.83	280.90	106.2500	7.0	10.4	0.226	145.0	elast.inter.reag.	1083.0510

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
1622.83	280.90	106.2500	6.5	0.180	0.228	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	812.70	-67.70	408.5700	50.3	4.8	0.406	67.0	elast.parz.reag.	583.0278
2	20.0	858.54	-41.87	392.5000	45.7	2.8	0.356	80.0	elast.parz.reag.	615.5449
3	40.0	905.03	-14.34	381.4400	42.1	0.9	0.331	91.0	elast.parz.reag.	648.4831
4	60.0	952.15	14.87	374.0200	39.3	0.9	0.318	100.0	elast.parz.reag.	681.8263
5	80.0	999.92	45.78	373.8100	37.4	2.6	0.316	105.0	elast.parz.reag.	715.5870
6	100.0	1048.33	78.39	379.6600	36.2	4.3	0.321	109.0	elast.parz.reag.	749.7566
7	120.0	1097.38	112.68	389.3900	35.5	5.9	0.329	111.0	elast.parz.reag.	784.3330
8	140.0	1147.07	148.67	408.1200	35.6	7.4	0.345	111.0	elast.parz.reag.	819.3148
9	160.0	1197.40	186.35	433.9700	36.2	8.8	0.367	109.0	elast.parz.reag.	854.7001
10	180.0	1248.37	225.73	463.8000	37.2	10.2	0.392	106.0	elast.parz.reag.	890.4870
11	200.0	1299.98	266.79	504.5900	38.8	11.6	0.429	101.0	elast.parz.reag.	926.6736
12	220.0	1352.24	309.55	553.5300	40.9	12.9	0.476	95.0	elast.parz.reag.	963.2652
13	240.0	1405.13	354.00	606.4000	43.2	14.1	0.532	88.0	elast.parz.reag.	1000.2460
14	260.0	1458.67	400.15	672.3400	46.1	15.3	0.614	79.0	elast.parz.reag.	1037.6280

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

15	280.0	1512.84	447.99	747.4800	49.4	16.5	0.728	69.0	elast.parz.reag.	1075.3950
16	300.0	1567.66	497.52	826.3400	52.7	17.6	0.880	59.0	elast.parz.reag.	1113.5600
17	320.0	1623.12	548.74	920.5200	56.7	18.7	1.142	47.0	elast.parz.reag.	1152.1120
18	340.0	1679.22	601.66	1024.9600	61.0	19.7	1.628	34.0	elast.parz.reag.	1191.0510
19	360.0	1735.96	656.27	1132.7500	65.3	20.7	2.661	22.0	elast.parz.reag.	1230.3750
20	380.0	1793.34	712.57	1258.2800	70.2	21.7	8.530	7.0	elast.parz.reag.	1270.0810

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione				
1892.34	712.57	1258.2800	66.5	0.210	2.472	Fondazione parzialmente compressa				

ARCO n. 1

- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X (al Collasso dell'arco): molt.= 0.510

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio	Risult.	Momento (kN·m)	Mom.ult.	Dist.:In.- (cm)	Asse	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)	Tens.Rinf.
1	396.46	367.05	103.09	770.45	6.03	148.49	21.3	0.8	7.7	0.346	0.000
2	358.08	385.75	80.92	748.22	-5.67	-144.87	19.7	-0.8	6.2	0.336	0.000
3	324.72	398.79	60.40	726.03	-15.18	-141.11	18.4	-2.1	4.8	0.384	0.000
4	296.10	406.62	41.50	703.94	-22.66	-137.26	17.3	-3.2	3.4	0.420	0.000
5	271.91	409.67	24.22	682.01	-28.24	-133.33	16.4	-4.1	2.0	0.445	0.000
6	251.85	408.39	8.54	660.30	-32.09	-129.35	15.6	-4.9	0.7	0.459	0.000
7	235.62	403.19	-5.58	638.84	-34.35	-125.34	15.1	-5.4	0.5	0.464	0.000
8	222.91	394.50	-18.17	617.68	-35.18	-121.32	14.8	-5.7	1.7	0.460	0.000
9	213.43	382.72	-29.26	596.86	-34.70	-117.32	14.7	-5.8	2.8	0.449	0.000
10	206.86	368.25	-38.91	576.42	-33.08	-113.34	14.7	-5.8	3.9	0.431	0.000
11	202.91	351.46	-47.16	556.37	-30.45	-109.41	15.0	-5.5	4.9	0.407	0.000
12	201.29	332.74	-54.07	536.76	-26.95	-105.55	15.5	-5.0	5.8	0.377	0.000
13	201.72	312.42	-59.67	517.60	-22.69	-101.76	16.1	-4.4	6.6	0.344	0.000
14	203.92	290.86	-64.04	498.91	-17.82	-98.06	16.9	-3.6	7.4	0.307	0.000
15	207.62	268.37	-67.20	480.71	-12.45	-94.46	17.9	-2.6	8.0	0.268	0.000
16	212.55	245.28	-69.22	463.03	-6.71	-90.97	19.0	-1.5	8.6	0.226	0.000
17	218.46	221.87	-70.14	445.88	-0.70	-87.60	20.3	-0.2	9.1	0.183	0.000
18	225.11	198.43	-70.01	429.29	5.47	84.36	21.8	1.3	9.4	0.205	0.000
19	232.26	175.24	-68.88	413.28	11.69	81.25	23.4	2.9	9.6	0.235	0.000
20	239.69	152.55	-66.77	397.88	17.87	78.29	25.1	4.6	9.7	0.266	0.000
21	247.18	130.61	-63.73	383.12	23.90	75.48	26.8	6.3	9.6	0.296	0.000
22	254.51	109.66	-59.81	369.04	29.69	72.83	28.7	8.2	9.3	0.328	0.000
23	261.49	89.92	-55.03	355.70	35.17	70.34	30.5	10.0	8.9	0.372	0.000
24	267.94	71.63	-49.43	343.14	40.24	678.30	32.4	11.9	8.3	0.414	0.000
25	273.66	54.97	-43.04	331.44	44.83	678.30	34.1	13.6	7.5	0.401	0.000
26	278.50	40.16	-35.91	320.68	48.86	678.30	35.8	15.3	6.4	0.389	0.000
27	282.29	27.39	-28.07	310.95	52.26	678.30	37.4	16.9	5.2	0.378	0.000
28	284.89	16.82	-19.54	302.34	54.95	678.30	38.7	18.2	3.7	0.368	0.000
29	286.14	8.65	-10.38	294.97	56.89	678.30	39.8	19.3	2.0	0.359	0.000
30	285.93	3.02	-0.63	288.95	58.00	678.30	40.6	20.1	0.1	0.352	0.000
31	284.15	0.09	9.68	284.40	58.23	678.30	41.0	20.5	2.0	0.347	0.000
32	280.67	0.00	20.48	281.42	57.54	678.30	41.0	20.5	4.2	0.342	0.000
33	275.43	2.87	31.73	280.10	55.87	678.30	40.6	20.1	6.5	0.339	0.000
34	268.32	8.82	43.37	280.51	53.20	678.30	39.7	19.2	8.9	0.338	0.000
35	259.30	17.94	55.32	282.70	49.48	678.30	38.3	17.8	11.3	0.338	0.000
36	248.31	30.30	67.51	286.67	44.69	678.30	36.5	16.0	13.6	0.340	0.000
37	235.31	45.98	79.87	292.41	38.81	678.30	34.3	13.8	15.9	0.343	0.000
38	220.29	65.01	92.31	299.86	31.83	57.37	31.7	11.2	17.9	0.339	0.000
39	203.25	87.40	104.74	308.95	23.75	58.42	28.7	8.2	19.8	0.262	0.000
40	184.20	113.15	117.06	319.56	14.56	59.74	25.4	4.9	21.5	0.208	0.000
41	163.18	142.23	129.16	331.60	4.29	61.32	21.9	1.4	22.9	0.150	0.000
42	140.24	174.58	140.92	344.92	-7.04	-63.17	18.3	-2.2	24.1	0.170	0.000
43	115.45	210.10	152.25	359.39	-19.40	-65.28	14.5	-6.0	25.1	0.248	0.000
44	88.92	248.67	163.01	374.88	-32.75	-67.64	10.8	-9.7	25.8	0.347	0.000
45	60.74	290.15	173.08	391.25	-47.03	-678.30	7.1	-13.4	26.3	0.428	0.000
46	31.05	334.36	182.34	408.37	-62.18	-678.30	3.5	-17.0	26.5	0.446	0.000
47	0.00	381.06	190.65	426.09	-78.12	-678.30	0.0	-20.5	26.6	0.465	0.000

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	575.56	512.17	41.7	16.2	13.9
Destra	103.56	413.31	75.9	0.0	0.0

- Piedritto Sinistro

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto sinistro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
1	0.0	833.57	-679.03	269.6900	32.4	39.2	0.231	120.0	elast.parz.reag.	597.8370
2	20.0	871.85	-687.38	133.2300	15.3	38.3	0.164	145.0	elast.inter.reag.	624.9792
3	40.0	910.13	-694.79	-4.7200	-0.5	37.4	0.107	145.0	elast.inter.reag.	652.0940
4	60.0	948.41	-701.25	-144.9400	-15.3	36.5	0.178	145.0	elast.inter.reag.	679.1813
5	80.0	986.69	-706.76	-285.4400	-28.9	35.6	0.252	131.0	elast.parz.reag.	706.2413
6	100.0	1024.97	-711.32	-426.8400	-41.6	34.8	0.369	93.0	elast.parz.reag.	733.2737
7	120.0	1063.26	-714.94	-570.3700	-53.6	33.9	0.627	57.0	elast.parz.reag.	760.2859
8	140.0	1101.53	-717.61	-713.1700	-64.7	33.1	1.578	23.0	elast.parz.reag.	787.2565
* 9	160.0	1139.81	-719.34	-856.3000	-75.1	32.3	8.907	0.0		814.2067
* 10	180.0	1178.09	-720.11	-1001.4900	-85.0	31.4	8.907	0.0		841.1295
* 11	200.0	1216.38	-719.94	-1144.8600	-94.1	30.6	8.907	0.0		868.0319
* 12	220.0	1254.66	-718.83	-1287.9700	-102.7	29.8	8.907	0.0		894.8999
* 13	240.0	1292.93	-716.77	-1433.1900	-110.8	29.0	8.907	0.0		921.7334
* 14	260.0	1331.21	-713.76	-1575.4000	-118.3	28.2	8.907	0.0		948.5465
* 15	280.0	1369.49	-709.80	-1716.7600	-125.4	27.4	8.907	0.0		975.3322
* 16	300.0	1407.77	-704.90	-1860.3500	-132.1	26.6	8.907	0.0		1002.0910
* 17	320.0	1446.05	-699.05	-1999.6700	-138.3	25.8	8.907	0.0		1028.8210
* 18	340.0	1484.33	-692.25	-2137.5500	-144.0	25.0	8.907	0.0		1055.5250
* 19	360.0	1522.61	-684.51	-2277.8600	-149.6	24.2	8.907	0.0		1082.2010
* 20	380.0	1560.90	-675.82	-2412.5500	-154.6	23.4	8.907	0.0		1108.8560

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
1659.90	-675.82	-2412.5500	-145.3	0.184	0.000	Fondazione ribaltata

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 8.907 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 10.100 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.134, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.945$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto piedritto destro: $f, d = 0.50$ ($\varphi = 26.6^\circ$)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando T/N con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, md]

N°Sez	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm²)	Zona reag. (cm)	Stato (dominio)	Mu (kN·m)
* 1	0.0	940.61	604.09	743.4300	79.0	32.7	8.907	0.0		673.6641
* 2	20.0	1016.94	724.10	850.5200	83.6	35.5	8.907	0.0		727.6054
* 3	40.0	1096.50	852.64	980.8400	89.5	37.9	8.907	0.0		783.7131
* 4	60.0	1179.28	989.69	1127.4800	95.6	40.0	8.907	0.0		841.9660
* 5	80.0	1265.29	1135.25	1308.3700	103.4	41.9	8.907	0.0		902.3560
* 6	100.0	1354.52	1289.34	1517.7700	112.1	43.6	8.907	0.0		964.8605
* 7	120.0	1446.98	1451.93	1744.7300	120.6	45.1	8.907	0.0		1029.4700
* 8	140.0	1542.67	1623.05	2015.0000	130.6	46.5	8.907	0.0		1096.1690
* 9	160.0	1641.57	1802.68	2319.0700	141.3	47.7	8.907	0.0		1164.9250
* 10	180.0	1743.71	1990.83	2641.1700	151.5	48.8	8.907	0.0		1235.7410
* 11	200.0	1849.06	2187.49	3016.4100	163.1	49.8	8.907	0.0		1308.5790
* 12	220.0	1957.65	2392.67	3430.7300	175.2	50.7	8.907	0.0		1383.4390
* 13	240.0	2069.45	2606.37	3862.7900	186.7	51.6	8.907	0.0		1460.2810
* 14	260.0	2184.49	2828.59	4358.5800	199.5	52.3	8.907	0.0		1539.1060
* 15	280.0	2302.74	3059.32	4898.7300	212.7	53.0	8.907	0.0		1619.8730

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

* 16	300.0	2424.23	3298.56	5455.5700	225.0	53.7	* 8.907	0.0	1702.5800
* 17	320.0	2548.93	3546.33	6087.5100	238.8	54.3	* 8.907	0.0	1787.1850
* 18	340.0	2676.86	3802.60	6769.0800	252.9	54.9	* 8.907	0.0	1873.6790
* 19	360.0	2808.02	4067.40	7465.5100	265.9	55.4	* 8.907	0.0	1962.0390
* 20	380.0	2942.40	4340.71	8249.1700	280.4	55.9	* 8.907	0.0	2052.2350

Sf.Norm. (kN)	Taglio	Momento (kN·m)	Ecc. (cm)	Tens.med. (N/mm ²)	Tens.max.	Stato di sollecitazione
3041.40	4340.71	8249.1700	271.2	0.338	0.000	Fondazione ribaltata

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE VERTICALE

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): n.d.
- Attrito (Taglio nei giunti): n.d.
- Compressione della muratura: n.d.

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 1): n.d.

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
- Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
- Compressione della muratura: 1.039

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 2): 1.039

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 (3)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
- Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
- Compressione della muratura: 1.002

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 3): 1.002

Minimo valore (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 fra tutte le CCC): 1.002

Riassumendo:

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale

(= Minimo assoluto fra tutte le CCC): **1.002**

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE ORIZZONTALE

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X

- Stabilità (Equilibrio della struttura): 1.049
- Attrito (Taglio nei giunti): 0.510
- Compressione della muratura: 1.049

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella Comb. Sismica +X): 0.510

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X

- Stabilità (Equilibrio della struttura): 1.049
- Attrito (Taglio nei giunti): 0.510
- Compressione della muratura: 1.049

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella Comb. Sismica -X): 0.510

Riassumendo:

Moltiplicatori di collasso in direzione orizzontale

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 0.510

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 0.510

- CAPACITA' in termini di ACCELERAZIONE AL SUOLO: PGA,CLV

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X

ANALISI SISMICA CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20

(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)

Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (* g) = 0.179

Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.200

Primo periodo di vibrazione della struttura T₁ (sec) = 0.114

Spettro elastico S_e(T₁) (* g) = 0.468

Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo

tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 3.80

Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 4.85

Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: ψ(Z)=Z/H = 0.784

Coefficiente di partecipazione modale: γ = 1.200

Fattore di struttura q = 2.0

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso α₀ = 0.510

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

Peso sismico totale $P_{tot} = g * \text{Massa totale} = \sum P_i$ (kN) = 925.49
Massa sismica totale = $\sum P_i/g$ (k*kgm) = 94.37
 $g * \text{Massa partecipante} = gM^* = g * (\sum (P_i * \delta_i))^2 / \sum (P_i * \delta_i^2)$ (kN) = 925.49
Massa partecipante $M^* = (\sum (P_i * \delta_i))^2 / (g * \sum (P_i * \delta_i^2))$ (k*kgm) = 94.37
Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0^*} (* g) = $\alpha_{0^*} g / (e^* FC) = 0.131$
PGA,DLV: Domanda in termini di PGA per SLV (* g) = [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] 0.215
Accelerazione spettrale richiesta:
- per corpo rigido (* g) (C8A.4.7): $a^*,1: a_{0^*} g S/q = 0.107$
- per costruzione deformabile posto in quota (* g) (C8A.4.8): $a^*,2: S_e(T_1) * \psi(Z) * \gamma/q = 0.000$
- massima accelerazione spettrale richiesta PGA,DLV (*g) = 0.143

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_0^*=a^*$) (*g) = 0.197
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (*g) = 624

Indicatore di Rischio Sismico ζ,E (verifica soddisfatta se $\zeta,E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 0.917
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.314
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.118

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X

ANALISI SISMICA CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20
(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)
Accelerazione su suolo rigido a_{g^*} per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (* g) = 0.179
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.200
Primo periodo di vibrazione della struttura T_1 (sec) = 0.114
Spettro elastico $S_e(T_1)$ (* g) = 0.468
Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 3.80
Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 4.85
Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: $\psi(Z)=Z/H = 0.784$
Coefficiente di partecipazione modale: $\gamma = 1.200$
Fattore di struttura $q = 2.0$

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_{0^*} = 0.510$

Peso sismico totale $P_{tot} = g * \text{Massa totale} = \sum P_i$ (kN) = 925.49
Massa sismica totale = $\sum P_i/g$ (k*kgm) = 94.37
 $g * \text{Massa partecipante} = gM^* = g * (\sum (P_i * \delta_i))^2 / \sum (P_i * \delta_i^2)$ (kN) = 925.49
Massa partecipante $M^* = (\sum (P_i * \delta_i))^2 / (g * \sum (P_i * \delta_i^2))$ (k*kgm) = 94.37
Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0^*} (* g) = $\alpha_{0^*} g / (e^* FC) = 0.131$
PGA,DLV: Domanda in termini di PGA per SLV (* g) = [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] 0.215
Accelerazione spettrale richiesta:
- per corpo rigido (* g) (C8A.4.7): $a^*,1: a_{0^*} g S/q = 0.107$
- per costruzione deformabile posto in quota (* g) (C8A.4.8): $a^*,2: S_e(T_1) * \psi(Z) * \gamma/q = 0.000$
- massima accelerazione spettrale richiesta PGA,DLV (*g) = 0.143

PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_0^*=a^*$) (*g) = 0.197
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (*g) = 624

Indicatore di Rischio Sismico ζ,E (verifica soddisfatta se $\zeta,E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 0.917
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.314
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.118

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni.
Se $TR > 2475$ si pone $TR = 2475$. Se $TR < 30$, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUI5 (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k * TR^\alpha$.
Per il sito in esame risulta: $k = 0.011444047$, $\alpha = 0.469689894$
Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:
SLV: $(2475/TR,DLV) = 5.211$

RISULTATI COMPLESSIVI DELL'ELABORAZIONE:

Capacità in termini di PGA: PGA,CLV (* g)
COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 0.197
COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 0.197
In definitiva: 0.197

Capacità in termini di TR: TR,CLV (* g)
COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: 624

Provincia di Prato

Intervento di consolidamento strutturale del ponte lungo la SR325 al Km 65+900 nel Comune di Vaiano (PO)

- Progetto definitivo-esecutivo -

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: 624
In definitiva: 624

Capacità in termini di Vita Nominale

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) CU: 1

Dati in input (domanda): Vita Nominale VN (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) VR = VR * CU: 50 anni

PVR per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TRCLV = 624 anni

Dalla relazione: $TR = -VR / \ln(1-PVR)$, ponendo $TR=TRCLV$ e assumendo PVR per SLV definita in input,

seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (VRC) e quindi di Vita Nominale (VNC):

VRC = 65.7 anni, VNC = 65.7 anni

Firmato da:

VANNUCCHI LUCA MARIO

codice fiscale VNNLMR78T15G999R

num.serie: 72305832756773981138366410680024421190

emesso da: ArubaPEC S.p.A. NG CA 3

valido dal 18/09/2020 al 19/09/2023