

**PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO**  
**PONTE SUL FIUME ORME A EMPOLI**  
**via Jacopo Carrucci ex S.S. n°67 “via Tosco Romagnola Sud”**  
(Project: TRASPORTI Baker Hughes General Electric - Ex Nuovo Pignone sede di Firenze)

**TRAVATA A CAMPATA UNICA**  
**SETTORE LAVORI PUBBLICI E PATRIMONIO**

**“COMUNE DI EMPOLI”**

**“CITTÀ METROPOLITANA DI FIRENZE”**



**RELAZIONE DESCRITTIVA, TECNICA GENERALE, DEI MATERIALI  
IMPIEGATI, GEOTECNICA, SULLE FONDAZIONI, DI CALCOLO DELLE  
STRUTTURE E FASCICOLO DEI CALCOLI**



*Studio Tecnico*

**Amedeo ROMANINI**

*Ingegnere civile strutture*

via Paladini n°294 - 55100 Antraccoli (LUCCA)



Lucca, addì luglio 2021

# INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>4</b>
1.1	Classificazione dell'intervento	12
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b>	<b>15</b>
2.1	Analisi storico-critica della struttura	15
2.2	Ipotesi sull'apparato fondale esistente	26
2.3	Dati ubicazione struttura	33
2.4	Ponte esistente	34
2.5	Valutazioni tecniche circa lo stato attuale	37
2.6	Nuovo impalcato	38
2.6.1	Considerazioni iniziali	38
2.6.2	Considerazioni su pericolosità idraulica	40
2.6.3	Travi composte Acciaio – Cls. Vantaggi	42
2.6.4	Descrizione del nuovo impalcato	44
<b>3</b>	<b>CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO</b>	<b>50</b>
3.1	Premessa	50
3.2	Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche	51
3.2.1	Interventi di "Riparazione o intervento locale"	51
<b>4</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI</b>	<b>52</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>54</b>
5.1	Strutture in calcestruzzo armato	55
5.1.1	Calcestruzzo per lastre prefabbricate predalles	55
5.1.2	Condizioni ambientali e classi di esposizione	56
5.1.3	Copriferro nominale	59
5.1.4	Distanze tra le barre - Interferro	65
5.1.5	Classe di consistenza	65
5.1.6	Diametro massimo degli aggregati	65
5.1.7	Acciaio per c.a. (B450C)	65
5.2	Acciai per strutture metalliche e strutture composte	66
5.2.1	Acciaio	66
5.2.2	Bulloni	68
5.2.3	Saldature	69
5.2.4	Pioli Nelson	70
5.2.5	Dettagli di progetto carpenterie metalliche	70
5.2.1	Dettagli di progetto attacco parapetto	74
<b>6</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA</b>	<b>75</b>
<b>7</b>	<b>AZIONI DI CALCOLO</b>	<b>76</b>
7.1	Pesi propri strutturali e non strutturali	77

7.2	Effetti reologici del calcestruzzo nella soletta	78
7.3	Cedimenti vincolari $\varepsilon_4$	91
7.4	Azioni variabili traffico – Carichi verticali $q_1$	92
7.4.1	Categoria stradale	94
7.4.2	Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose	94
7.4.3	Strutture secondarie di impalcato	94
7.5	Azioni variabili da traffico. Incremento addizionale in presenza di discontinuità strutturale – $q_2$	98
7.6	Azione longitudinale di frenamento o accelerazione – $q_3$	98
7.7	Azioni di Neve e Vento $q_5$	98
7.7.1	Azioni della Neve	99
7.7.2	Azioni del Vento	100
7.8	Azioni idrodinamiche - $q_6$	104
7.9	Azioni della Temperatura - $q_7$	104
7.10	Azioni sui parapetti e urto di veicoli in svio $q_8$	110
7.11	Resistenze passive dei vincoli $q_9$	110
7.12	Azioni sismiche E	111
7.12.1	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche	111
7.12.2	Stati limite di verifica	111
7.12.3	Valutazione dei parametri dell'azione sismica	111
7.13	Combinazioni delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite	126
7.13.1	Risposta sismica E	127
7.14	Azioni eccezionali (A)	127
7.15	Azioni nelle verifiche agli Stati Limite	127

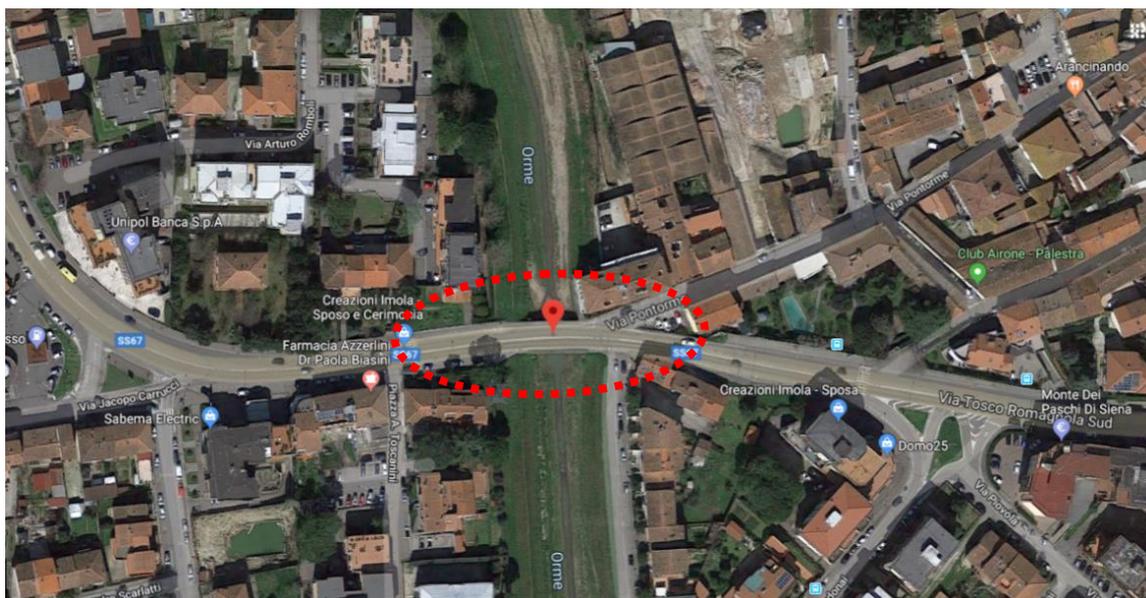


## RELAZIONE TECNICA

### 1 PREMESSA

La presente relazione tecnica riguarda il Ponte sul fiume Orme, situato sulla S.S. n°67 “via Tosco Romagnola Sud” ad Empoli, a seguito di alcune campagne di indagini conoscitive, svolte sulle strutture di impalcato, sulle spalle nonché sul terreno di sedime dell’opera stessa e delle successive valutazioni tecniche di sicurezza.

Nel presente elaborato viene infatti descritto il progetto di sostituzione dell’impalcato e dei relativi interventi di rinforzo delle spalle del ponte posto sul fiume Orme lungo la via Jacopo Carrucci ad Empoli (FI).

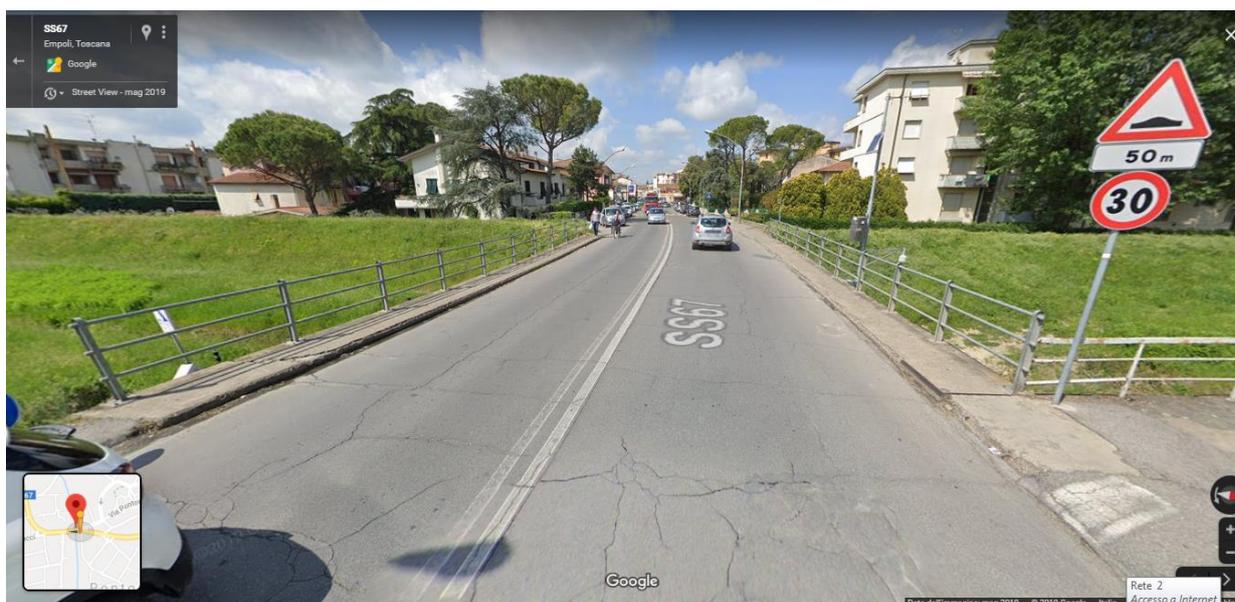


*Vista aerea del ponte, (tratta da Google Maps)*

Per l’opera d’arte in parola, le cui caratteristiche principali sono meglio riportate in seguito, era già stata richiesta da parte di FRATELLI FOPPIANI s.r.l. per conto di BHGE – Ex Nuovo Pignone S.p.A., una relazione tecnica preliminare, ovvero una valutazione sommaria della stabilità del manufatto ed un progetto preliminare degli interventi necessari per riparare/rinforzare localmente il ponte.

Preme altresì precisare che le sole informazioni (“storiche”) trovate, sono state desunte dalla documentazione, fornita dal Comune, relativa ad un Progetto, di massima, per il rifacimento del ponte in oggetto redatta in data 1995 (progetto al quale però non è stato mai dato seguito).

Non sono stati invece ritrovati, nonostante le ricerche effettuate presso ANAS, Provveditorato alle OO.PP., Genio Civile etc., documenti/elaborati di progetto e/o relativi alla fase esecutiva, per cui sono stati necessari vari sopralluoghi, effettuati sul posto, oltre ad ulteriori indagini e prove conoscitive sulle strutture del ponte.



Vista lato Firenze



Vista lato Empoli (immagini tratte da Google Maps)

A tal proposito si è provveduto infatti, congiuntamente ad altro personale tecnico (dott. geol. Pietro Barsanti di GEOPROVE s.a.s., geol. Maurizio MATTEINI di GEA e ing. Francesco POLITI di IGETECMA s.n.c.), ad eseguire, preventivamente, accertamenti e attività di indagine lungo il ponte in oggetto, al fine di reperire informazioni utili sull'opera d'arte in questione e poter eseguire le necessarie valutazioni tecniche di sicurezza con riguardo al transito stradale in quanto, come noto e ribadito, per l'opera d'arte in esame, non si è rinvenuta alcuna documentazione progettuale.

Quindi in mancanza di sopra detta documentazione, si sono dovuti effettuare sopralluoghi e rilevare i dati geometrici minimi e comunque utili ad effettuare una valutazione generale del caso in questione. Sono stati pertanto effettuati dallo Scrivente Tecnico, unitamente ai propri collaboratori di Studio, ulteriori sopralluoghi, al fine di controllare il reale stato di manutenzione del ponte in esame.

Preme altresì evidenziare che per la valutazione delle azioni sismiche è stato quindi necessario uno studio geologico/geosismico dell'area di sedime oltre all'esecuzione di indagini conoscitive, invasive sulle spalle di appoggio come meglio relazionato nella Relazione geologica e sismica corredata dalle relative indagini di supporto, redatta dal dott. geol. Pietro Barsanti di Lucca.



*Vista lato Sud*



*Vista lato Nord*



*Situazione attuale intradosso impalcato*



*Situazione attuale intradosso impalcato*



*Lesioni da cedimenti in carreggiata*

Come meglio descritto nell'apposito paragrafo, relativo allo stato attuale, la vetustà e lo stato di grave degrado dell'opera in c.a. (espulsione/ammaloramento del copriferro con esposizione e corrosione anche grave delle armature metalliche, etc.) nonché i pessimi risultati delle indagini effettuate sul cls, ovvero i risultati della valutazione della sicurezza della costruzione, hanno comportato la decisione, concordata e condivisa con l'Amministrazione Comunale, di sostituire l'intero impalcato esistente con uno nuovo, in carpenteria metallica, con sovrastante soletta collaborante in c.a. insieme alla predisposizione d'interventi di rinforzo generalizzati sulle spalle esistenti.

Si è dunque provveduto ad effettuare le verifiche tecniche di resistenza agli SLU e di vulnerabilità sismica del ponte in c.a., secondo quanto stabilito nel D.M.I. 17/01/2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018) che al capitolo 8 definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli eventuali interventi.

A tal proposito nella Circ. n°7/2019 vengono fornite utili indicazioni per la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sui ponti esistenti.

In particolare, gli esiti delle verifiche di sicurezza (valutazione della sicurezza: procedimento quantitativo volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello minimo richiesto dalla norma) ha purtroppo comportato che non vi sono calibrati provvedimenti di rinforzo dell'esistente da adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC 2018 ed alle norme funzionali e di sicurezza dell'esercizio.

Come previsto dalle Norme Tecniche, NTC 2018, la valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti per la struttura in oggetto è stata valutata secondo i seguenti passi fondamentali:

- analisi storico-critica;
- rilievo strutturale completo dell'impalcato (poiché non sono stati reperiti elaborati strutturali di progetto) e dello stato fessurativo/di degrado;
- esecuzione delle indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali e di prove geologiche per il raggiungimento del livello di conoscenza almeno pari a LC2 - il livello di conoscenza raggiunto risulta necessario per la fruibilità della struttura in oggetto e per intervenire con opportuni sistemi di miglioramento strutturale;
- modellazione e verifica delle strutture per la valutazione della sicurezza.

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate attraverso analisi strutturali di tipo lineare e successive verifiche di resistenza degli elementi principali/critici dell'impalcato.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti sono state eseguite con riferimento ai soli SLU (non si tratta infatti di costruzione in classe d'uso IV).

Ai sensi delle norme si evidenzia altresì che la verifica della sicurezza può essere limitata alle sole strutture di elevazione solo nel caso in cui non sussistano le condizioni indicate nel sesto capoverso del §8.3 delle NTC 2018.

In particolare, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dar luogo a fenomeni di instabilità globale o si verifica una delle seguenti condizioni:

- Presenza nella costruzione di **importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni** o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- Siano possibili **fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto** di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, **delle azioni sismiche di progetto**;
- Siano possibili **fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto**

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni si è fatto riferimento alla documentazione disponibile e redatta al riguardo sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni, al fine di pervenire ad un livello di conoscenza sufficiente per effettuare le valutazioni precedenti.

Nonostante non si riscontrassero le criticità summenzionate, tuttavia, le spalle, intese come muri e pulvini oltre al paraghiaia, sono state appositamente indagate per poter effettuare la progettazione esecutiva dell'intervento di rinforzo locale unitamente alla sostituzione dell'impalcato come suesposto.

Da precisare che per la valutazione delle azioni sismiche è risultato altresì necessario lo studio geologico/geosismico dell'area di sedime del ponte al fine di definire l'azione sismica del sito (RSL). Tale indagine è stata effettuata e fa parte integrante della presente progettazione definitiva/esecutiva.

Inoltre, la caratterizzazione e modellazione geotecnica è stata necessaria per effettuare le verifiche geotecniche e di stabilità delle sottostrutture (spalle).

**Sulla scorta dunque degli esiti delle valutazioni tecniche di sicurezza, laddove si evince che le costruzioni in oggetto presentano delle carenze strutturali in condizioni non sismiche, “statiche, agli SLU” (tali da imporre forti limitazioni di carico non quantificate/studiate nella presente relazione, essendo già in atti), di concerto con l’Amministrazione Comunale è stato quindi deciso di non procedere con un costoso progetto di fattibilità degli interventi di rinforzo e/o di ristrutturazione per conseguire il necessario aumento della sicurezza dell’opera, bensì procedere con un progetto di sostituzione dell’impalcato che potesse garantire i livelli di sicurezza di normativa peraltro ad un con ampio margine.**

Infatti le indagini e valutazioni svolte hanno fatto ritenere non conveniente un intervento di rinforzo dell’attuale travata, sia da un punto di vista tecnico che economico, vista peraltro la scarsa qualità dei materiali con i quali è realizzato l’impalcato, il degrado generalizzato delle armature e dei conglomerati, la pesantezza dell’opera dovuta anche a successivi interventi di realizzazione di una soletta aggiuntiva, solo sovrapposta alla precedente e vista la inadeguatezza in termini di sicurezza statica che non lo rende in grado di sostenere gli attuali carichi stradali.

E ciò senza considerare il fatto che l’impalcato è privo del benché minimo dispositivo di appoggio, essendo semplicemente appoggiato sulle spalle.

A tale riguardo, è stata conseguentemente decisa la demolizione del pesante impalcato attuale in c.a. sostituendolo con un altro in sistema misto acciaio-calcestruzzo che mantiene comunque la stessa “sagoma” stradale e lo stesso numero e posizione delle travi/nervature (n°7 travi longitudinali, n°2 trasversi ai “terzi” e n°2 agli appoggi).

Essendo il ponte ubicato in ambito urbano, si deve precisare che l’Amministrazione Comunale ha richiesto un modesto ampliamento dei marciapiedi laterali portandoli a  $L_{netta} \approx 150$  cm.

**Questo intervento che può essere inquadrato (anche alla luce delle nuove LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE E GESTIONE DEL RISCHIO, LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ED IL MONITORAGGIO DEI PONTI ESISTENTI) come “intervento locale (miglioramento sismico)” permette altresì di innalzare il franco idraulico di circa 30 cm (minore altezza travi metalliche), di risultare più leggero del precedente di circa il 30% e di ridurre ulteriormente (visti i minori carichi strutturali) le azioni sismiche agenti sulle sottostrutture esistenti mediante l’installazione di appositi apparecchi di appoggi elastomerici tipo VASOFLO della FIP (n°7+7) il cui spazio è peraltro ricavato sulle spalle grazie al minore spessore del nuovo impalcato.**

**Al riguardo si precisa che attualmente, come anzidetto, l’impalcato risulta appoggiato su dei baggioli in c.a. che devono essere sostituiti anche in virtù del loro accentuato stato di degrado.**

## 1.1 Classificazione dell'intervento

Come descritto nel precedente paragrafo, lo stato di vetustà/degrado sia delle opere in c.a. (espulsione/ammaloramento del copriferro con esposizione e corrosione delle armature metalliche, etc.) che degli appoggi sarebbe stato tale da richiedere, insieme alla valutazione della sicurezza delle costruzioni, interventi di rinforzo generalizzati comprendenti anche il recupero corticale di tutte le membrature in c.a..

Gli esiti delle indagini svolte e delle successive valutazioni tecniche, unitamente ad aver accertato sperimentalmente una scarsa qualità del conglomerato cementizio in opera, hanno dunque evidenziato gravi carenze statiche (per i carichi di norma) che unitamente allo stato di degrado di parte degli elementi strutturali che compongono l'opera rendono antieconomico un progetto di riparazione.

La ristrutturazione e messa in sicurezza dell'impalcato comporterebbe inoltre molteplici ed onerose opere di rinforzo sia a carico delle travi che anche delle solette (compresa la demolizione della soletta superiore, aggiunta successivamente alla costruzione dell'opera ed il pesante rinforzo di quella originaria). Questi interventi peraltro non potrebbero rendere l'opera meno pesante anche in considerazione della necessità di dover intervenire sui vincoli e sulle solette di appoggio in corrispondenza delle spalle (gravemente degradate) finanche il rinforzo delle spalle stesse.

Si deve notare che i lavori di ristrutturazione e mantenimento in essere dell'attuale impalcato potrebbero comportare la necessità di dover intervenire sull'intera opera con chiusura totale del traffico, viste le gravi carenze statiche a carico delle travi esterne che non permetterebbero di poter lavorare a semicarreggiate alterne, in presenza di traffico, senza il loro preventivo rinforzo/sostegno provvisorio in alveo.

In virtù di quanto sopra esposto si è ritenuto dunque necessario sostituire l'attuale impalcato con uno nuovo, più moderno, rappresentato da una travata in sistema misto acciaio-clc, in grado di sopportare i carichi transitanti, di norma.

**La nuova opera comporta peraltro una considerevole diminuzione dei pesi strutturali e portati (stimata pari a circa il 30%), dunque dei pesi sismici con un minor aggravio delle azioni a carico delle sottostrutture.**

Da precisare che la nuova opera mantiene inalterate le attuali dimensioni trasversali della carreggiata salvo un modesto aumento delle dimensioni trasversali dei marciapiedi come richiesto dalla Committenza, Amministrazione Comunale di Empoli.

Il miglior comportamento strutturale, anche sotto gli effetti di possibili eventi sismici, è conseguenza del minor peso complessivo del nuovo impalcato rispetto a quello esistente ed alla presenza di nuovi vincoli elastomerici (che trovano appoggio sulle nuove travi/solettoni in c.a. disposti in sommità dei muri di spalla) oltre che di nuovi/idonei organi di giunto a livello del manto stradale.

A questo ultimo riguardo si è ritenuto necessario prevedere il **“miglioramento sismico”** dell’intera opera previo espletamento di apposite indagini aggiuntive comprendenti anche le opere fondali che hanno riguardato l’inserimento di tiranti/micropali, nuovi muri con relative fondazioni in c.a..

Si deve peraltro notare che la sostituzione/ricostruzione dei solettoni di appoggio sulle spalle interagisce con i muri paraghiaia esistenti sulla cui effettiva consistenza non si hanno (per mancanza di documentazione progettuale iniziale e nonostante le indagini conoscitive svolte), allo stato attuale, valide informazioni.

Ovviamente al fine di poter giungere alla definizione del presente progetto definitivo/esecutivo dell’opera si sono rese necessarie, oltre ai saggi/indagini sulle spalle/fondazioni, le dovute indagini geologiche-geognostiche sul terreno di sedime dell’opera per l’esatta definizione delle azioni sismiche, di progetto.

Oggetto della presente relazione è stato dunque il calcolo dal punto di vista “statico” e dinamico (sismico) di un ponte con impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo al fine di dimensionarne e verificarne gli elementi strutturali principali.

In apposito capitolo viene descritta la geometria complessiva dell’opera e vengono indicati i parametri meccanici dei materiali assunti nei calcoli.

Nel seguito vengono invece descritti i criteri di progetto e verifica degli elementi sottoposti ad azioni di tipo statico: soletta, travi longitudinali principali e traversi di irrigidimento in acciaio, travi pulvino in c.a. e paraghiaia.

Le travi principali metalliche sono state schematizzate come un graticcio formato da travi semplicemente appoggiate (calcolo di tipo monodimensionale, unifilare) con ripartizione trasversale dei carichi alla Courbon.

In fase 1 (fase costruttiva) la sezione resistente è quella rappresentata dalla sola carpenteria metallica (che sostiene le predalles ed i getti di completamento in cls della soletta) mentre per le rimanenti fasi di esercizio - 2a, 2b e 3 - è stata considerata la sezione composta acciaio-cls valutando la larghezza di soletta collaborante con le travi in acciaio.

I parametri meccanici della sezione omogeneizzata cambiano a seconda che siano considerati carichi a breve o a lungo termine. La sezione è stata omogeneizzata ad acciaio nelle fasi esercizio - 2a, 2b e 3.

Sono stati inoltre dimensionati e verificati gli irrigidimenti trasversali a parete piena, insieme ai relativi collegamenti bullonati, necessari ad assemblare i n°3 vari conci (pre-assemblati in officina) che andranno a costituire l'intera travata in acciaio.

La soletta, per quanto riguarda il calcolo delle armature trasversali, è stata schematizzata come trave continua su più appoggi (costituiti dalle sottostanti travi) ed è stata studiata nella condizione di prima e seconda/terza fase (cambiano le sezioni resistenti).

In ulteriore capitolo è stato poi studiato il comportamento del ponte sottoposto ad azione sismica; si prevede l'utilizzo di appoggi elastomerici armati. Tali dispositivi permettono di definire l'esatto trasferimento delle azioni alle strutture di sostegno (spalle) dall'impalcato. In questo modo è stato possibile verificare le sollecitazioni e gli spostamenti e fare in modo che il comportamento di tali elementi strutturali rimanga in campo elastico anche durante un evento sismico.

Nel presente lavoro si fa riferimento alla relazione geologica con caratterizzazione geotecnica, redatta dal dott. Geol. Pietro BARSANTI dello studio GEOPROVE s.a.s. di Lucca, sulla scorta delle indagini geognostiche eseguite nel sito oggetto di intervento dallo stesso nonché dal geol. Maurizio MATTEINI di GEA e ing. Francesco POLITI di IGETECMA s.n.c..

Il calcolo è stato condotto applicando i dettami del D.M.I. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" (di seguito denominato *NTC 2018*).

La zona è classificata a media sismicità (Zona 3) nella vigente classificazione sismica regionale.

Trattandosi di una struttura di importanza ordinaria (costruzione di **tipo 2** secondo § 2.4.1 - *NTC 2018*) si assume una vita nominale  $V_N$  pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

La struttura in oggetto dell'incarico, come peraltro asserito anche dalla Amministrazione Comunale, si può ritenere di **classe III**.

$$C_U = 1,5 \text{ coefficiente di uso (Tab. 2.4.II. - NTC 2018)}$$

Pertanto, la valutazione dell'azione sismica viene fatta (vedi § 2.4.3 - *NTC 2018*) per un periodo di riferimento  $V_R$  pari a:

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1.50 = 75 \text{ anni}$$

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 2.1 Analisi storico-critica della struttura

I primi cenni storici del ponte sul fiume Orme risalgono al 1346 con lo statuto di Pontorme.

Vedasi al riguardo anche l'immagine sottostante:



Nel seguito si riportano ulteriori informazioni storiche di dettaglio rinvenute e peraltro tratte da: *“Della storia di Empoli – Osservazioni sull’antico ponte di Pontorme”* di Walter Maiuri.

I ritrovamenti archeologici compiuti negli ultimi decenni hanno permesso di confermare l’esistenza, già in età romana, di un fiorente centro urbano nell’area occupata dall’odierna città di Empoli e di delinearne le caratteristiche principali.

Per quanto riguarda invece l’assetto complessivo in antico del territorio empolese (viario ed agricolo), le ipotesi formulate fino ad oggi, anche se alquanto esaustive, necessitano tuttora di prove materiali atte a confermarle.

Per quanto concerne questa breve ricerca il nostro obiettivo consiste nella possibilità di individuare, con un buon margine di sicurezza, un importante elemento materiale del tracciato della **via consolare Quinctia** nell'area empolesse e in conseguenza di ciò di una parte del suo reale percorso. Chiarimenti a tal proposito potrebbero giungere dalla collocazione precisa della pietra miliare di Pietrafitta e dall'associazione all'area romana dell'antico ponte che sorgeva poco distante dal miliario; quest'attraversamento, oggetto del presente scritto, permetteva in antico il passaggio del turbolento torrente Orme proprio nei pressi del centro urbano di Pontorme.

Come abbiamo detto poc'anzi, tenteremo dunque di capire se è possibile parlare con certezza della presenza di un ponte romano in muratura e proveremo ad individuare, se possibile, quali caratteristiche strutturali è presumibile che avesse avuto. Cominceremo pertanto con la rilettura delle fonti scritte in nostro possesso che parlano del ponte in questione, proseguiremo con l'analisi della documentazione iconografica che lo rappresenta e concluderemo con il confronto di tutti i dati raccolti per scoprire se si può determinare una datazione attendibile del manufatto analizzato.

È importante ricordare che in data odierna non esiste alcuna testimonianza evidente dell'antico attraversamento poiché, nel luogo dove sorgeva il vetusto ponte, oggi troviamo probabilmente l'anonimo viadotto della S.S. 67 ricostruito nel XX secolo.

**Domenico Maria Manni** è il primo autore che parla del ponte presso il centro medievale di Pontorme. Nelle sue **Osservazioni Istoriche** troviamo le prime notizie al riguardo.

Il dotto fiorentino descrive, analizzando quello che lui ritiene **il più antico stemma del comune di Pontorme**, le particolarità del sigillo dove campeggia il presumibile ponte sull'Orme e scrive che *“così dal Sigillo, posto ci viene sotto l'occhio il Ponte antico essere stato di due Archi formato”* infatti il ponte settecentesco aveva solo un'arcata e come si leggeva nell'epigrafe affissa su di esso fu costruito proprio nell'anno 1700 in sostituzione di quello più antico ormai rovinato irreparabilmente dalle disastrose piene del torrente.



Il Manni poco dopo aggiunge che il Sigillo mostra *“eziandio un arco, e rovinato, che era a piè del Ponte, dandoci appunto a conoscere quel che fossero già i due pezzi di una grossa antica muraglia, che oggi non molto rilevati da terra, esistono dalla parte, che riguarda Pisa. Era esso Arco, per quello, che io avviso, una porta, per cui da quella parte entrar si dovea nel Luogo...”*. Successivamente lo stesso erudito in un'altra parte dell'opera, dopo essersi soffermato sulla controversa nascita della città di Empoli, menziona proprio i resti dell'attraversamento dicendo che molti autori del suo tempo ritenevano Empoli riedificato dal re dei Longobardi Desiderio nel luogo dove sorge tutt'oggi e che lo stesso sovrano aveva *“innalzato un Arco trionfale appiè del medesimo Ponte di Orme dalla parte, che riguarda Empoli, come le basi di quello va indovinando, e sebbene queste furono dalle alluvioni sotterrate, onde è convenuto tagliare di sopra irregolarmente l'Arco, tuttavolta par che vi conosca il luogo, ove erano incassati i quattro marmi diafani, che ornano ora la divisata facciata”* della Pieve di Sant'Andrea. Dalla lettura dei passi scritti dal Manni si deducono varie ed importanti informazioni:

1. il ponte rappresentato dal sigillo non esiste più ma al suo posto ve ne sorgeva uno ad una sola arcata costruito nel 1700;
2. secondariamente che esistevano ancora resti dell'arco *“rovinato”* sulla sponda rivolta ad ovest;
3. inoltre, si evince che l'erudito identifica l'arco con una delle porte d'accesso all'antico borgo di Pontorme;
4. quarta cosa, il Manni riferisce che secondo altri autori non meglio identificati, ma da lui utilizzati come fonte, l'arco fu edificato da re Desiderio e secoli dopo venne tagliato nella parte alta poiché gli straripamenti del torrente Orme avevano innalzato il livello del terreno circostante rendendo malagevole il passaggio dei carri;
5. infine, per concludere, si ritiene che i marmi della Collegiata provengano proprio da questo arco.

**Vincenzo Chiarugi**, agli inizi del XIX secolo, in **Della Storia di Empoli** ipotizza che i marmi di fengite che impreziosiscono ancora la parte inferiore della facciata della Pieve di S. Andrea siano appartenuti ad una *“fabbrica”* antica a cui vanno riferite le parole lette sulle lastre marmoree: *“PACIS”* e *“LEGIONIS”*.

Il Chiarugi ritiene possibile che i marmi appartenessero alla *“solida costruzione in quelle gran masse quadrate di muro di Calcestruzzo, che anno potuto una volta servire di pilastri ad un arco Trionfale quivi esistente, e che in gran parte sotterrate si devono alla coscia occidentale del Ponte, che posto sul torrente Orme in vicinanza di Pontorme à forse dato il nome a quell'antico Castello”*.

Oltre a ciò, il nostro dotto scrittore aggiunge che non esistono altre notizie sul manufatto (arco) né è possibile risalire all'epoca della sua costruzione. Immediatamente di seguito viene fatto riferimento al sigillum del comune di Pontorme illustrato dal Manni e si afferma che proprio nel luogo dove viene rappresentato l'arco in rovina è possibile trovare ancora nel XIX secolo "le attuali reliquie". Proseguendo nella sua dissertazione il Chiarugi ci informa che poco tempo prima anche Domenico Bartoloni nella sua opera *Bacco in Boemia* affermava che "esistevano in questi resti di muraglioni o pilastri, gli scavi proporzionati agli specchi di marmo fengite anzidetti". Sempre la nostra fonte ipotizza che se le quattro lastre si debbano attribuire a questo complesso manufatto (arco e ponte) si può ritenere possibile che anche le due colonne "di ricca materia" che sorreggevano un'arcata della navata centrale della Collegiata di Empoli, prima delle drastiche modifiche apportate alla fine del settecento, siano appartenute allo stesso monumento. Nondimeno nega la possibilità che l'arco sia l'antica porta del castello di Pontorme (Manni) affermando che "il nobile, e grande oggetto (arco) [...] difficilmente avrebbe potuto interessare una Nazione meno potente della Romana". Il Chiarugi evidentemente scarta l'ipotesi dell'origine longobarda dell'arco e quindi del ponte ma non ha dati certi che gli permettano di ritenere sicura l'origine romana del rudere. Inoltre, il dotto empoiese conferma le osservazioni fatte dal Manni per quanto riguarda i ruderi ancora visibili sulla sponda ovest del torrente Orme infatti, utilizzando il testo del Bartoloni, appoggia la possibile provenienza delle lastre di fengite dalla spoliatura del monumento predetto (arco). La lettura dei passi della Storia di Empoli evidenzia come il Chiarugi faccia in gran parte riferimento ai dati forniti dal Manni ma aggiunge altresì un dato inedito riguardante la composizione del rudere dell'arco: *una solida struttura composta da grandi "masse quadrate di muro" di calcestruzzo.*

Emanuele Repetti (prima metà del XIX secolo) alla voce "Pontorme" scrive: *"Ciò che è più notevole è codesto ponte del sigillo di Pontorme aveva due archi, mentre quello disfatto nel secolo attuale per riedificarsi più largo e meno a schiena di asino, era ad un solo arco. Era stato fatto nel 1700 siccome lo dichiarava l'iscrizione ivi apposta ne termini che appresso: Pontem hunc coenoso..."*.

Qui è necessario notare che anche il ponte del 1700 è stato sostituito da un altro più largo e meno a schiena d'asino; i ponti dunque sono tre, inoltre sembra chiaro che il Repetti ha utilizzato almeno come fonte primaria il testo di Domenico Maria Manni. Luigi Lazzeri tratta del ponte sull'Orme e dell'arco annesso nella sua Storia di Empoli scritta nel 1873. La citazione nasce dall'analisi della facciata della Collegiata di S. Andrea e dei marmi di rivestimento della stessa. Qui si ribadisce la provenienza delle lastre marmoree dall'antico arco presumibilmente eretto "in onore di qualche antico re d'Etruria a piè del ponte a Orme". Ne confermavano l'antica presenza "in oggi [...] le vestigia, benché in gran parte sotterrate, in due fortissime muraglie le quali sono a piè di suddetto ponte".

Sembra assai possibile che il Lazzeri abbia utilizzato come fonte primaria il Chiarugi, a lui di qualche decennio precedente, perché anche nella cronaca di eventi empolesi del canonico (Lazzeri) leggiamo il riferimento al passo del Bartoloni sui marmi “diafani” e non si aggiunge nessun’altra notizia rilevante a quelle già acquisite se non che le colonne poste nella navata centrale della Collegiata, ritenute un reimpiego da un monumento più antico, sono di marmo. Non è possibile sapere infine tramite quale analisi e studio il Lazzeri possa affermare che l’arco onorario sia stato dedicato ad un imprecisabile “antico re d’Etruria”.

Esaurite le fonti scritte a nostra disposizione passiamo adesso all’analisi della documentazione iconografica inerente al ponte sotto esame. La prima presunta immagine del ponte, come abbiamo letto, la ricaviamo dal Manni che riporta nella sua opera il **Sigillum Chomvnis de Ponturmo**. Abbiamo già sottolineato come viene rappresentato il ponte; purtroppo non sappiamo la data a cui riferire con precisione lo stemma.

È presumibile però che sia precedente al XIII secolo poiché è in questo momento che viene istituita la “liga de Empoli” nel cui stemma campeggiavano e campeggiano ancora oggi l’armi delle comunità di Empoli, Pontorme e Montrappoli uniti in un solo blasone. Prima di questo periodo, infatti, le tre comunità erano divise e sfoggiavano i loro simboli araldici separatamente. Dunque, è confermato che il ponte e l’arco fratto esistevano almeno a partire dall’XI secolo.



Per ritrovare un'altra immagine del manufatto dobbiamo però scendere al XVI secolo da cui ci sono pervenuti due documenti: uno pittorico l'altro cartografico. Il primo è l'affresco di Jan van Der Straet (latinizzato Stradanus, italianizzato Giovanni Stradano) autore fiammingo che lavorò nella cerchia di Giorgio Vasari alla corte di Cosimo I.

L'opera si trova in Palazzo della Signoria a Firenze e risale al 1560. Il secondo è la pianta del popolo di San Michele a Pontorme nella cartografia dei Capitani di Parte Guelfa risalente alla stesura delle mappe dei territori soggetti ai Medici tra il 1580 e il 1590 circa.



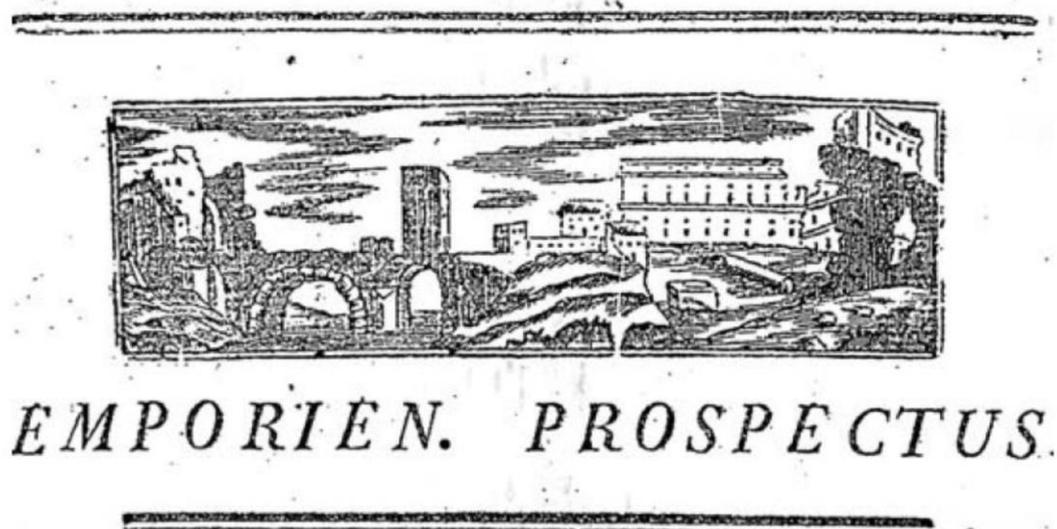
In entrambi i documenti il nostro monumento appare con caratteristiche pressoché identiche; nell'immagine proposta è ben visibile l'arco spezzato posto all'imbocco del ponte ma con gli elementi verticali molto più robusti di quelli disegnati nello stemma antico. Con queste rappresentazioni del ponte è dimostrabile altresì l'attendibilità delle descrizioni del Manni, del Chiarugi e del Lazzeri che ricordano, nei loro testi, la grandezza dei ruderi ancora visibili ai loro tempi. L'unica differenza tra i due documenti rinascimentali è l'impianto dell'arco che nel dipinto è sulla sponda rivolta a levante mentre nei Capitani è sulla sponda rivolta a ponente. Questa discrepanza è facilmente giustificabile con un errore da parte dello Stradano che nello stesso affresco, benché abbastanza attinente al vero, anche in altri particolari lascia molto spazio alla propria interpretazione.

Sempre osservando il ponte disegnato nel sigillo, nell'affresco e nella pianta si riscontra una caratteristica comune: la forte pendenza delle spalle del viadotto. Detto questo si deve altresì

prestare attenzione ad un particolare molto importante; le tre immagini, ad un'analisi più attenta, denotano un'importante differenza: il ponte del sigillo trecentesco ha due arcate mentre le altre opere ci danno un ponte con una sola arcata. Si potrebbe credere ad un errore nella pittura dello Stradano ma non esiste altrettanto margine d'errore nelle piante dei Capitani che, come dimostrano altre carte dei "popoli" limitrofi o vicini a quello di Pontorme, sono molto precise soprattutto per ciò che riguarda le rappresentazioni degli edifici caratterizzanti la zona disegnata.

Durante le ricerche, a complicare e non poco le nostre osservazioni, è successivamente venuto alla luce un documento giuridico che presenta, come frontespizio, una curiosa xilografia raffigurante presumibilmente il ponte dell'Orme. L'immagine della xilografia, oltretutto d'autore sconosciuto, riproporrebbe il nostro ponte sicuramente precedente al 1700, anno in cui come abbiamo già visto vengono apportate drastiche modifiche all'attraversamento.

Il viadotto mostra due arcate di diversa ampiezza di luce; la maggiore ha in evidenza i conci che non sono indicati nella minore e sopra quest'ultima spicca una torre con la probabile funzione di controllo e difesa del passaggio. Innestato sul muro di testa si notano dei presunti monconi di pilastri interpretabili anche come basamenti per statue. A sinistra del ponte rimangono alcuni edifici in rovina attribuibili, ma non ne possiamo essere affatto certi, al castello di Pontorme, infatti, è visibile l'arco della porta d'accesso. Questo documento, che riporta la didascalia "**EMPORIEN. PROSPECTUS**", è molto controverso e di difficile interpretazione.



Si potrebbe essere tentati di vedervi il ponte sull'Orme fortificato con i resti dell'arco accennati al centro ma alcune riflessioni rendono l'oggetto assai discutibile ed ambiguo. Il frontespizio introduce un documento con cui non sembra avere nessun collegamento se non quello di decorazione della pagina quindi la lettura del testo scritto non è di nessun aiuto per identificare con precisione la nostra rappresentazione. È pur vero che si riscontrano particolari rintracciabili nelle fonti scritte ma non abbiamo notizia né di arcate più piccole né di torri di fortificazione che avrebbero dovuto lasciare notizia di sé vistane l'imponenza.

In definitiva l'immagine sembrerebbe piuttosto l'opera fantasiosa di uno xilografo al quale erano state date alcune indicazioni sul ponte in esame ma che il nostro autore non ha mai visto creando di conseguenza una rappresentazione del monumento in larga parte irreali. Esiste un'altra immagine del nostro ponte di sicura attendibilità; questa risale però all'Ottocento. Nella stampa è raffigurato il viadotto che venne abbattuto durante l'ultimo conflitto e poi sostituito da quello odierno. Si può ammirare l'unica ampia arcata del manufatto che collega le due sponde del torrente con una pressoché assenza della "schiena d'asino" (come dice il Repetti). Nell'osservare la stampa dobbiamo nondimeno porre attenzione ai resti di un manufatto più antico che si notano presso il muro di rivolta del ponte sulla sponda sinistra del torrente (lato destro dell'immagine). Il rudere sembrerebbe composto da un conglomerato cementizio e paramento in mattoni. Da questo documento è lecito credere che alcuni resti del ponte più antico siano ancora in loco ma oggi interrati ed inglobati negli argini moderni dell'Orme.



A questo punto, vagliata la documentazione a nostra disposizione, possiamo trarre alcune conclusioni anche se la prudenza è d'obbligo in mancanza e attesa di ulteriori indagini o scoperte.

Innanzitutto si deve ritenere sicura l'esistenza di un arco all'imbocco occidentale del ponte (arco trionfale romano?; porta di controllo per l'accesso al ponte?), arco che non è stato mai visto dalle nostre fonti scritte che ne hanno potuto osservare solo i ruderi superstiti infatti, per esempio, la presenza del manufatto è solo ipotizzata dal Manni grazie al sigillo del comune di Pontorme.

La conferma della presenza dell'arco ci viene dall'affresco dello Stradano e dalla pianta dei Capitani (XVI sec.).

Esistono certezze riguardo alla sostituzione del ponte più antico, ormai inutilizzabile (epigrafe riportata dal Manni), con quello settecentesco forse sostituito a sua volta da un terzo ponte, che risulterebbe quello raffigurato nella stampa ottocentesca; abbiamo appurato che quest'ultimo venne edificato per agevolare il passaggio aumentandone l'ampiezza e riducendone la pendenza delle spalle (Repetti).

Sicura appare anche la tipologia del materiale utilizzato per la costruzione del viadotto più antico che ricaviamo dalle fonti scritte e iconografiche: malta e conglomerati (calcestruzzo) con un paramento in mattoni. Abbiamo purtroppo ancora molte incertezze sul reale aspetto del ponte più antico che presumibilmente aveva una sola arcata e non due come sembrerebbe confermare il sigillo del Manni. Infatti, sia lo Stradano ma soprattutto i Capitani raffigurano il ponte con il caratteristico arco fratto ma ad una sola arcata mentre il Manni non cita nessuna delle due fonti figurative appena ricordate e quindi è lecito supporre che non le avesse consultate.

Si deve altresì supporre che il ponte del sigillo abbia due arcate in conseguenza di una standardizzazione iconografica del manufatto cosa assai frequente nell'iconografia medievale.

È anche plausibile che il ponte trecentesco possa aver subito drastiche modifiche strutturali perdendo già prima del XVI secolo la doppia arcata, ma in questo caso siamo a livello di pura e semplice supposizione non sostenuta da alcun indizio concreto e deve essere scartata, almeno per il momento.

Si deve altresì ritenere certa ed attendibile la posizione dell'arco rotto innestato sui muri d'ala occidentali dell'attraversamento piuttosto che sulla cornice di coronamento del ponte. Altrettanto certa è la forte pendenza delle spalle del ponte più volte confermata dalle fonti.

Per quanto riguarda la cronologia sia del ponte che dell'arco si deve dire che senza un'analisi autoptica dei ruderi e delle malte utilizzate la massima cautela nelle affermazioni è d'obbligo.

**Si può affermare altresì che, come abbiamo visto, il ponte esisteva sicuramente nel trecento e che quindi, al momento, ha maggiori probabilità di essere medievale piuttosto che romano.**

**Si deve comunque rilevare che l'arco è facilmente associabile alla tipologia degli archi trionfali con i quali i romani abbellivano i loro viadotti, pertanto, nel caso venisse confermata la mano di architetti di Roma si dovrà tenere conto anche dei dati riguardanti la costruzione della via consolare Quinctia.**

Per quanto riguarda l'ipotesi di una fortificazione del ponte e di un riutilizzo dell'arco per questo fine, idea suggerita dalla curiosa xilografia vista in precedenza, ritengo che si debba scartare. Infatti, tali modifiche ai manufatti romani venivano apportate soprattutto nel primo medioevo quando il territorio era fortemente frazionato tra i signori feudali e si sentiva la necessità di difendere i propri confini, dunque nelle immagini cinquecentesche si sarebbe dovuto osservare qualcuna delle modifiche militari apportate nel medioevo e così non è. Per la datazione del complesso architettonico non ci aiuta neppure la tecnica costruttiva né il materiale impiegato perché senza alcuna analisi delle malte è praticamente impossibile stabilire l'appartenenza all'area romana del nostro ponte; secondo punto nei documenti medievali, come abbiamo ricordato, i ponti hanno forme generiche o abbreviate senza alcuna distinzione tra i manufatti di epoche diverse e ciò rende discutibile il sigillo; terzo punto da uno studio effettuato sui ponti romani o ritenuti tali della VII Regio (Etruria) si è potuto notare che la tecnica costruttiva più diffusa era l'opera quadrata nelle sue varianti ma il nostro manufatto non sembra avere questa caratteristica e quindi questo potrebbe essere un dato che colloca il ponte nell'età di mezzo. È però vero che i restauri riscontrati negli antichi viadotti toscani, dove si evidenzia l'utilizzo del mattone, sembrerebbero di età romana e ciò potrebbe essere proprio il nostro caso. È giusto ricordare, in questo frangente, che i romani utilizzavano le materie prime che abbondavano nella zona di costruzione e nel fatto in questione è chiaro che la geomorfologia del territorio empolesse permetteva il facile reperimento di malta, ciottoli di fiume ed argilla piuttosto che di blocchi di pietra impiegati per le architetture in opera quadrata.

In definitiva solo l'analisi diretta dei ruderi potrà fare maggiore chiarezza sulla reale origine dell'antico ponte presso Pontorme.

Al momento le indagini svolte (vedasi relazione geologica e relativi allegati) confermerebbero quanto sopra: durante le lavorazioni previste nel presente progetto, potremo poi con ricerche dirette sul campo validare le ipotesi fatte finora.

via Paladini n°294 – 55100 Antraccoli Lucca

Tel. +39.0583.494494 - Fax +39.0583.1806492

e-mail: amedeo@studioingromanini.com

www.studioingromanini.com

## 2.2 Ipotesi sull'apparato fondale esistente

Al riguardo di quanto indicato si rimanda alle indagini svolte ed in particolare a quanto già riportato nella relazione geologica con caratterizzazione geotecnica, redatta dal dott. Geol. Pietro BARSANTI dello studio GEOPROVE s.a.s. di Lucca, sulla scorta delle indagini geognostiche eseguite nel sito oggetto di intervento dallo stesso nonché dal geol. Maurizio MATTEINI di GEA e ing. Francesco POLITI di IGETECMA s.n.c..

Facendo altresì riferimento a pubblicazioni tecniche che descrivono l'apparato fondale tipico di opere similari coeve, si deduce che la struttura attuale poggia probabilmente su grandi pali/pozzi spinti fino alla profondità di 15 m eseguiti con uno dei metodi caratteristici dell'epoca.



Difatti dalla presunta ricostruzione storica fatta nel paragrafo precedente si possono evincere conferme nei capitoli riportati all'interno del testo del prof. Luigi Santarella soprattutto in relazione ai possibili interventi di consolidamento che potrebbero essere stati effettuati in occasione della ricostruzione del ponte post-bellica a seguito del secondo conflitto mondiale.

effetto del grado di consistenza conferito al terreno con la battitura, rimaneva un foro perfetto. Il foro veniva poi riempito di calcestruzzo, ma è ovvio che se fosse stato riempito di ciottoli ben costipati, non sarebbe risultata inferiore l'efficacia della fondazione, in quanto la sua resistenza proveniva unicamente dal costipamento del terreno ottenuto con l'infissione del palo in legno.

SISTEMA COMPRESSOL.

È un sistema <sup>(1)</sup> che si è dimostrato adatto per il consolidamento di terreni a scarsissima consistenza, i quali debbono essere gravati di forti sovraccarichi (fig. 173).

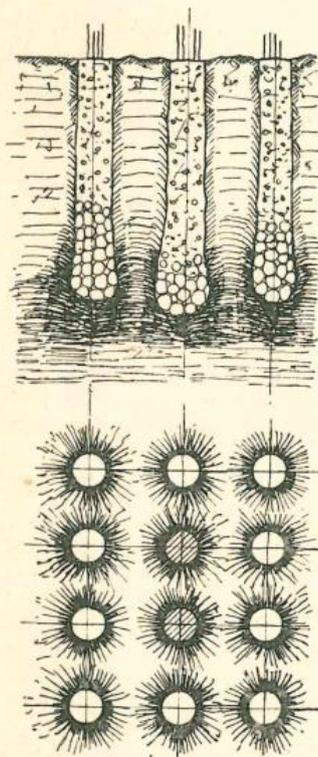


Fig. 173. — Costipamento del terreno con sistema Compressol.

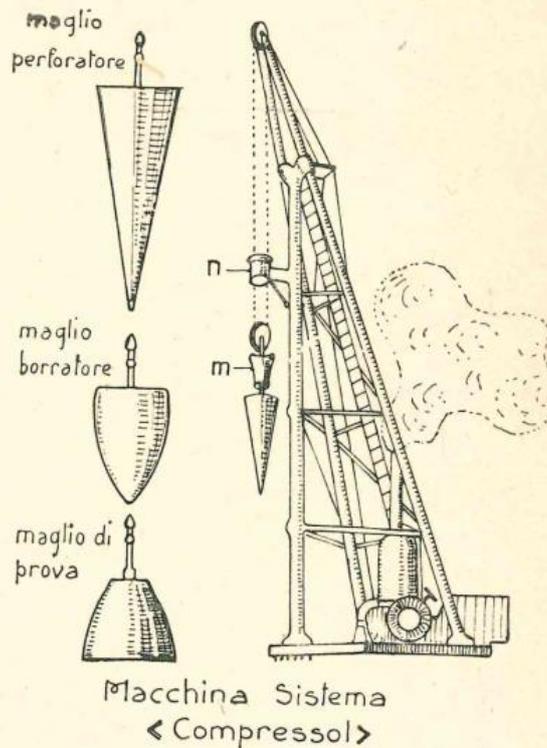


Fig. 174.

Questi piloni sono analoghi a quelli ottenuti con altri sistemi di pali di cui parliamo nel capitolo seguente, più perfezionati e preferibili sotto vari punti di vista.

Tuttavia ci occupiamo in questo capitolo del « sistema Compressol », in quanto vogliamo metterne in evidenza la caratteristica più marcata, che è quella di *consolidare* il terreno (ciò che più o meno del resto si ottiene con tutti i sistemi di palificazione), mentre i pali in genere esercitano principalmente un'azione portante per la resistenza di attrito lungo la superficie perimetrale e per la resistenza opposta dal terreno alla base del palo.

I principali apparecchi necessari per il sistema Compressol sono (fig. 174):

- 1) una macchina multipla girevole su di un carrello ed azionata con un verricello

<sup>(1)</sup> « Giornale del Genio Civile », 1909.

a vapore di 35 ÷ 40 HP., mobile in tutti i sensi del suo asse e servente sia alla perforazione che al costipamento del pilone;

2) tre magli di forma e pesi diversi: un maglio di ghisa detto *perforatore*, avente la punta di acciaio, di forma conica e peso kg. 2200, che agisce come cuneo se lasciato cadere verticalmente sotto l'azione del peso proprio; un altro maglio detto *borratore* di forma ogivale e peso da 1600 a 2000 kg. il quale cade egualmente in caduta libera, con la punta in basso; infine un maglio *di prova* di forma tronco-conica pesante kg. 1500 e con caduta libera come i precedenti, ma all'inverso, perchè sospeso per la punta;

3) uno scatto automatico *m* sostenuto da una catena, che prende periodicamente la testa del fusto col quale termina ogni maglio e poi ad una certa quota, nel passare attraverso l'anello *n*, si apre lasciandolo cadere. Indi lo scatto *m* ridiscende ed automaticamente riafferma il maglio, sollevandolo. L'altezza di caduta è regolabile secondo i casi.

La perforazione del pozzo si effettua con il primo maglio di 2200 kg. e può eseguirsi sino alla profondità di m. 15.

Le pareti del pozzo restano assai indurite sotto l'effetto delle forti compressioni del maglio; ma quando si opera in terreni soggetti a scoscendimenti o in terreni immersi oppure suscettibili di essere attraversati ad una certa profondità da falde d'acqua, si ottiene la tenuta delle pareti del pozzo applicando uno qualsiasi dei criteri già esposti altrove. Si può applicare anche il procedimento seguente:

Iniziato lo scavo, si riempie il foro con terra argillosa od altra materia plastica sino al di sopra della falda acquifera, riprendendo il lavoro del maglio perforatore ed avendo cura di gettare continuamente materiale argilloso nella cavità.

In breve tempo si giunge così a costituire, contro le pareti primitive del pozzo, una fodera plastica e resistente che si oppone al passaggio dell'acqua ed ai franamenti delle pareti stesse.

Nei terreni sommersi, come per esempio per le fondazioni di una pila da ponte, si può realizzare lo stagno con una tura di protezione, come si è visto al capitolo « Fondazioni dirette con prosciugamento ».

In alcuni casi si può sostituire alla terra argillosa del calcestruzzo che viene compresso dal perforatore.

Quando il pozzo ha raggiunto la profondità prestabilita, in dipendenza della natura del terreno e del carico, la compressione del terreno nella parte inferiore del pozzo viene ad essere ulteriormente aumentata con la *borratura* del pilone.

A tale scopo si versano sul fondo del pozzo strati successivi di grosso materiale, mescolato o no con malta, il quale viene compresso per mezzo del maglio borratore.

Secondo la natura e la compattezza del terreno, questi materiali saranno spinti verticalmente e lateralmente in modo diverso alle diverse quote.

Il pilone costituito dal materiale pigiato presenta quindi delle sporgenze e rientranze che aumentano notevolmente la sua aderenza al terreno.

Se il perforatore ha raggiunto un fondo solido, o quando il fondo del pozzo sia già diventato molto compatto per la intensa compressione subita, con la *borratura* non si ottiene che un parziale affondamento verticale dei materiali, i quali invece tendono a distribuirsi *orizzontalmente* formando un robusto nucleo di diffusione.

La miglior resistenza a sforzi di qualunque genere si può conseguire usando calcestruzzo e incorporandovi armature metalliche. Le colonne armate vengono poi collegate in sommità con architravi o solettoni in cemento armato, assicurando in tal modo la ripartizione efficace dei carichi fra tutti i pali formanti la fondazione.

Questi vantaggi sono analoghi a quelli presentati da più recenti sistemi di palificazione (di cui ci occupiamo al capitolo seguente) e che presentano caratteristiche di economia e rapidità più marcate, per modo che il sistema Compressol va perdendo di importanza. Tuttavia riteniamo utile accennare ad alcune fra le sue migliori applicazioni.

Col sistema Compressol furono eseguite le fondazioni di molti ponti noti, come ad esempio il ponte sulla Mosa a Liegi, il ponte Saint-Vaast a Valenciennes, il ponte di S. Rocco ad Avignone, e soprattutto il ponte del Risorgimento in Roma, che costituisce la più importante applicazione di questo sistema in Italia (1).

(1) *Ponti italiani in cemento armato*, Ingg. SANTARELLA e MIOZZI, Ed. Hoepli, Milano, 1925.

CONSOLIDAMENTO DI TERRENI E DI MURATURE MEDIANTE INIEZIONI DI MATERIE CEMENTANTI.

L'uso delle iniezioni di malta cementizia, nel consolidamento dei terreni, nacque dall'osservazione che in molti casi essi sono costituiti da ghiaie, sabbie e ciottoli, atti a fornire da soli, in posto, la parte grossa del conglomerato, ed a ricevere fra i meati gli elementi cementanti della malta.

Perciò, quando la composizione del terreno è favorevole (il che si verifica abbastanza facilmente), questi metodi di consolidamento possono evitare opere di sottofondazione o ricostruzioni assai onerose.

Gli stessi metodi possono poi trovare impiego anche in rocce fessurate o in vecchie murature, per ottenere compattezza, resistenza e impermeabilità.

Le cementazioni presero grande sviluppo all'estero. In Italia si cominciò più tardi, specie per merito di Imprese che si sono specializzate in questo campo. Quasi 30 anni fa l'ing. Muggia per primo usò da noi questo sistema, illustrandolo e sostenendolo <sup>(1)</sup>.

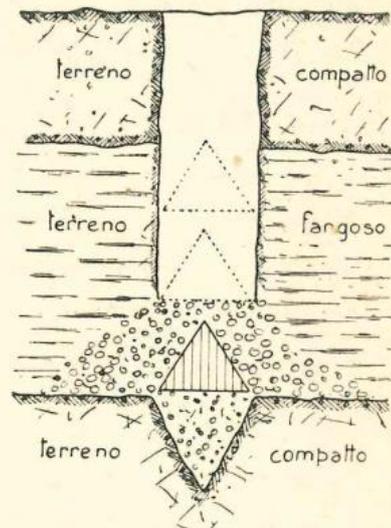


Fig. 175. — Costipamento del terreno col sistema Lolat.

Con la parola generica di « cementazioni » si vogliono indicare, in tema di costruzioni, quei procedimenti di *consolidamento* o di *impermeabilizzazione* che vengono eseguiti mediante iniezioni di latte di cemento o di prodotti chimici raggiungenti lo stesso fine. *Consolidamento* e *impermeabilizzazione* non costituiscono però due problemi separati delle cementazioni, ma due risultati che si accoppiano quasi sempre.

Per esempio si tratta la volta di un tunnel mediante iniezioni di cemento fatte con fori che raggiungono l'estradosso attraverso lo spessore del rivestimento. Il risultato è quello d'un « consolidamento » della volta, in quanto essa viene migliorata nelle sue condizioni di resistenza; ma questo lo si deve pure al fatto che si sono chiusi i passaggi alle filtrazioni nocive cioè alla aumentata impermeabilità.

Le opere di cementazione non possono essere classificate in una determinata branca di tecnica; per la loro esecuzione su larga scala esse richiedono la conoscenza di diverse discipline: geologia ed arte mineraria, con speciale riguardo all'esecuzione e all'interpretazione dei sondaggi; meccanica con speciale riguardo alle pompe, ai compressori d'aria, alle macchine ecc.; chimica riguardante i cementi e altri prodotti; studio delle costruzioni antiche, delle cause del loro deperimento, delle fessurazioni, dei cedimenti, ecc.

<sup>(1)</sup> Ing. prof. A. MUGGIA, « Genio Civile », 1907.



Fig. 215. — Palo Simplex estratto dal terreno, con allargamento alla base.

La formazione del palo è illustrata, nelle sue varie fasi, nella figura 214 ed è questa:

Dapprima si affonda, come per i pali « Simplex » comuni, uno stampo tubolare di acciaio e si riempie completamente il tubo con beton fluido (fase I<sup>a</sup>); quindi si solleva il tubo per un dato tratto, circa un metro, in modo che il tratto corrispondente della colonna di beton occupi il vano formatosi nel terreno (fase II<sup>a</sup>).

Si riempie poi nuovamente il tubo con altro conglomerato e si sovrappone un contromaglio di acciaio al cilindro di beton; battendo con il maglio lo stampo, insieme al beton contenutovi, esso viene conficcato entro il tratto più profondo di beton, che si rigonfia comprimendo il circostante terreno (fase III<sup>a</sup>).

Ripetendo più volte l'operazione (fasi IV<sup>a</sup> e V<sup>a</sup> ecc.), si può dare alla base del palo un rigonfiamento tale da rispondere alla voluta resistenza e si può anche ingrossare il fusto, in modo da assicurargli la voluta aderenza con il circostante terreno, le cui attitudini portanti restano migliorate per il costipamento esercitato dal palo.

La fig. 215 mostra la fotografia di un palo Simplex pressato, estratto dal terreno dopo l'affondamento; si osservi l'allargamento a pera della base, realizzato

con energica battitura del conglomerato durante l'estrazione dell'involucro metallico.

Questo tipo di palo ha evidentemente una maggiore capacità portante rispetto ai precedenti tipi, in quanto la base allargata difonde meglio il carico sul sottostante terreno.

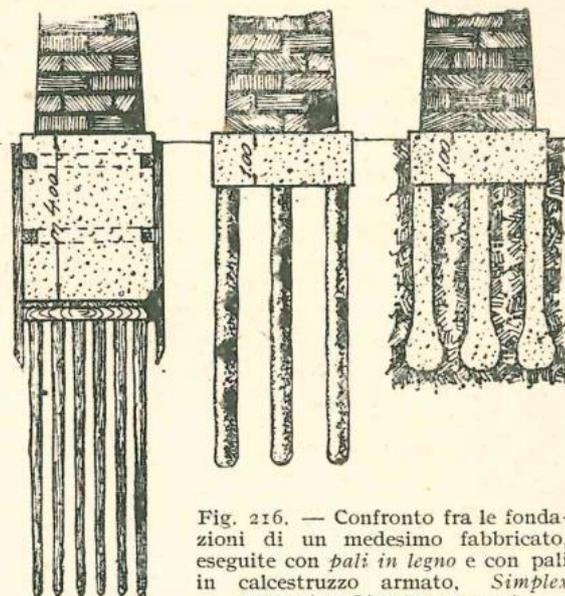


Fig. 216. — Confronto fra le fondazioni di un medesimo fabbricato, eseguite con pali in legno e con pali in calcestruzzo armato, Simplex comuni e Simplex pressati.

La fig. 216 mostra un confronto fra le fondazioni di un medesimo fabbricato, eseguite con una palificata in legno, con pali Simplex comuni e pali Simplex pressati. Si vede come, oltre ad ottenere una fondazione notevolmente più resistente e sicura, si consegue, con la sostituzione dei pali Simplex ai pali in legno, una notevole economia di scavo e di materiale per il blocco di sottofondazione.

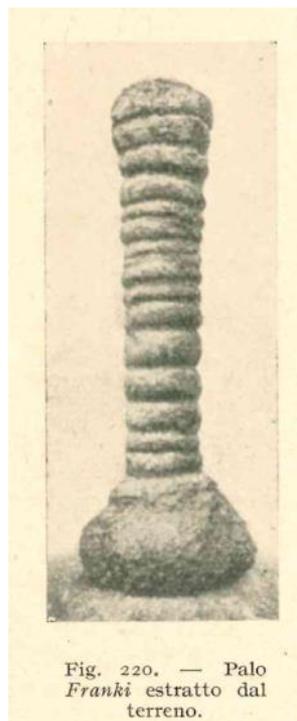
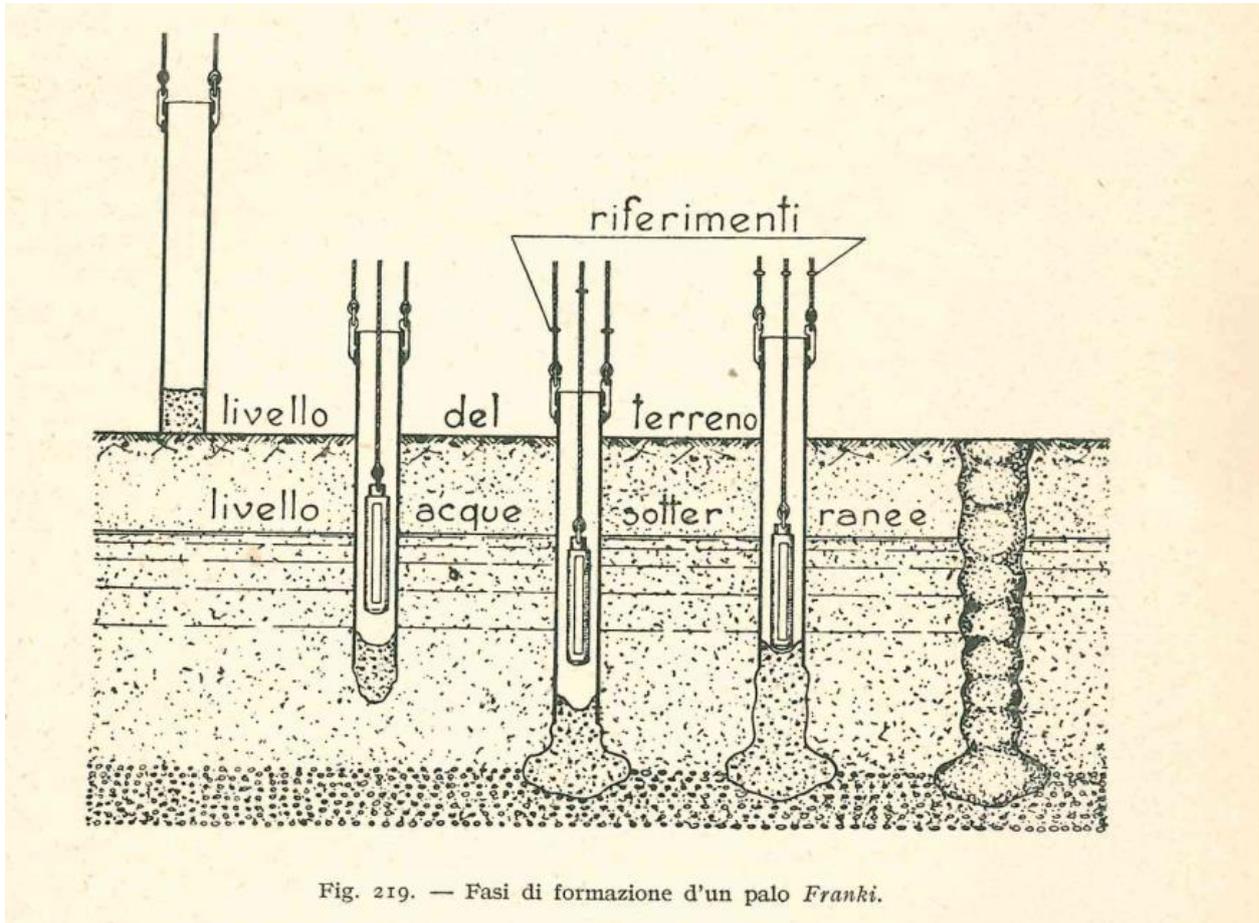
Dopo le numerose applicazioni dei pali Simplex, sia all'estero che in Italia, si può affermare che questo tipo di palo si è dimostrato adatto allo scopo anche nei terreni più incerti.

Molte applicazioni si sono fatte in Italia: ai silos, fabbricati industriali, ecc. <sup>(1)</sup>.

Va ricordata, fra le tante, la torre del Santuario della Valle di Pompei, alta 70 metri, fondata dalla Ferrobeton su 350 pali Simplex pressati, alti 10 metri e collegati in testata da uno zatterone di mq. 20 x 20 (fig. 217).

In alcune applicazioni si è avvertito uno svuotamento al di sotto della platea, o per lento e continuo richiamo d'acqua o per improvviso effetto di una piena; sostenuto dalle colonne di beton, sguarnite financo per un'altezza di circa un metro, il manufatto si è mantenuto sospeso ed intatto ed il lavoro di colmata e ricostituzione del fondo ha potuto procedere con tutta sicurezza ed efficacia.

<sup>(1)</sup> Vedi la pubblicazione della S. A. I. Ferrobeton fatta in occasione del 25° anniversario della fondazione della Società.

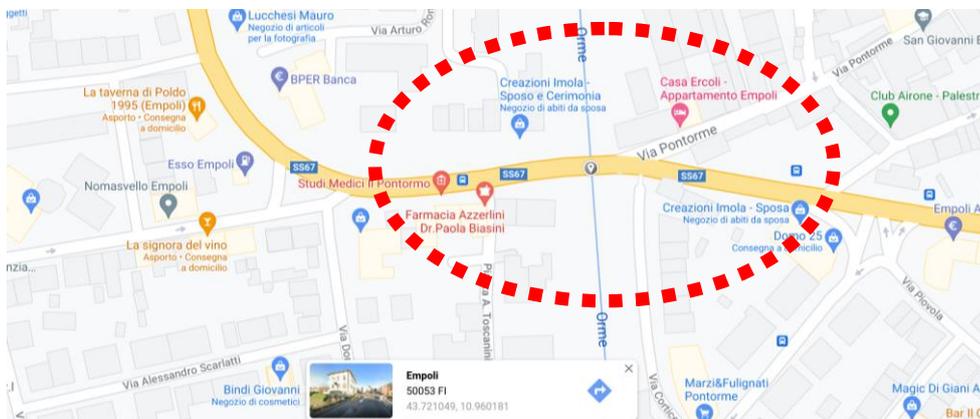


## 2.3 Dati ubicazione struttura

L'opera in oggetto riguarda il Ponte sul fiume Orme, situato sulla via Jacopo Carrucci in corrispondenza della "via Tosco Romagnola Sud", ex S.S. n°67, in località Pontorme ad Empoli (FI), geolocalizzato tramite le seguenti coordinate (espresse nel sistema di riferimento UTM/WGS84):

Sito della costruzione:		
Ponte sul fiume Orme - Empoli	Longitudine	Latitudine
Coord. WGS84	10°57 ' 36,8" 10,960234	43°43 ' 15,8" 43,721043
Coord. ED 50	10.961223	43.722004

NOTA: per l'utilizzo nel programma ministeriale (Spettri-NTCver.1.0.3.xls) come pure del database INGV pericolosità sismica le coordinate devono essere convertite nel sistema UTM/ED50 che dista, a parità di coordinate, circa 150 m dal precedente, ovvero sia quello UTM/WGS84 (ricavabile anche da google MAPS o EARTH).



## 2.4 Ponte esistente

Il ponte in oggetto, che scavalca il torrente Orme in corrispondenza della via Jacopo Carrucci sul prolungamento della ex S.S. n°67 “Tosco Romagnola Sud”, è stato molto presumibilmente ricostruito subito dopo l’ultima guerra mondiale, insieme alla variante della già menzionata Statale, secondo il percorso attuale.

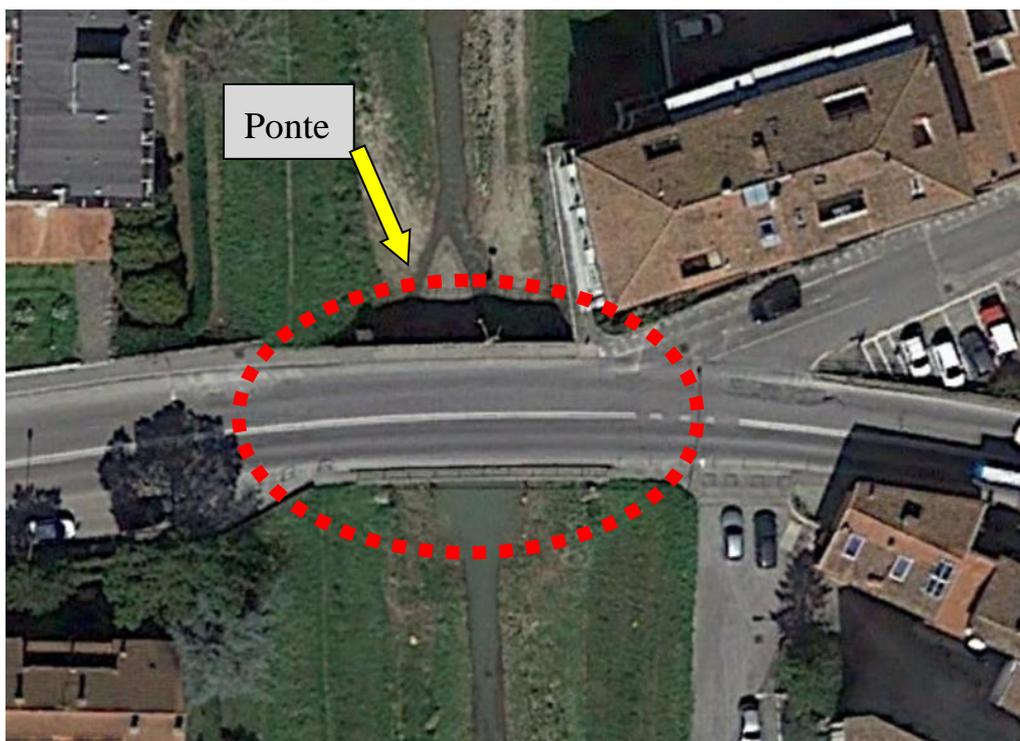


Foto aerea del ponte, elaborazione da Google Maps

In precedenza (come peraltro ampiamente descritto nei paragrafi precedenti), la strada statale attraversava l’abitato del “Pontorme” e tramite un ponte in muratura (situato circa nella stessa zona) raggiungeva il centro di Empoli lungo la strada che attuale si chiama via Jacopo Carrucci.

Il ponte, ubicato in ambito urbano, sostiene la circolazione pedonale e veicolare di un’arteria comunale molto frequentata, con limite di velocità 30 km/h, sebbene saltuariamente sia oggetto di transito anche da parte di traffico pesante. Peraltro come dichiarato dall’Amministrazione Comunale il tratto di strada che interessa il ponte non è individuata come strada strategica ai fini del piano di emergenza in quanto non rientranti fra le infrastrutture di cui al punto 4 lettera c dell’allegato A della Delibera Regionale n°633/2019.

Il ponte in c.a. è del tipo a travata, con unica campata di luce netta tra le spalle pari a circa 15,0 m, che oltrepassa il torrente Orme risultando l'intradosso della travata stessa posizionata sopra il livello di magra del torrente di circa 2,70 m.

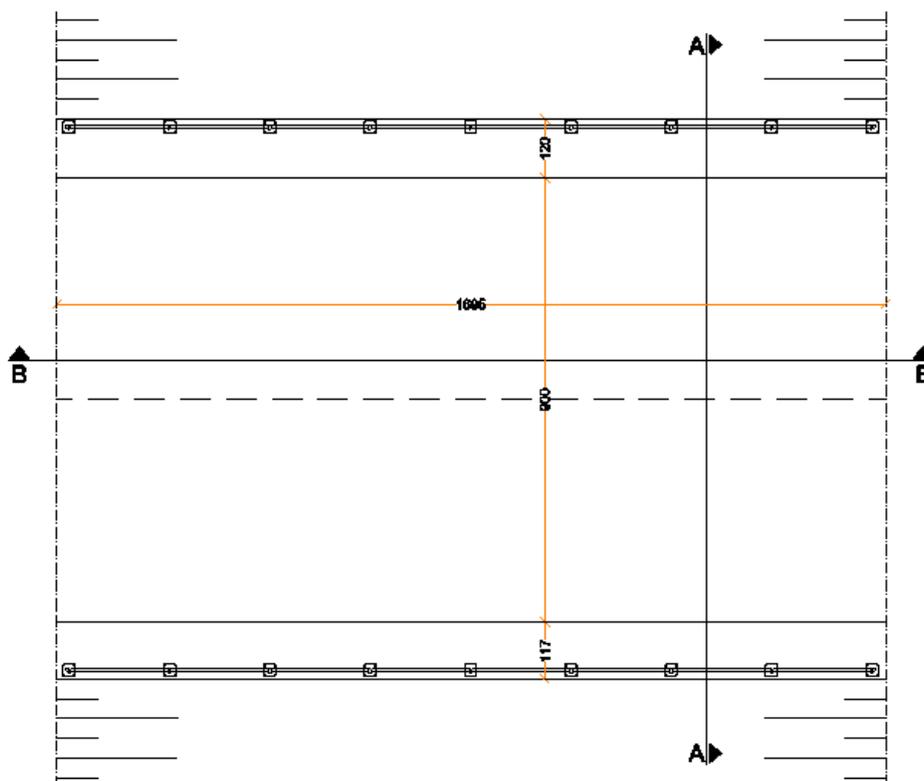
La larghezza utile della carreggiata è di 9,00 m oltre a due marciapiedi laterali rialzati (provvisi di solo parapetto metallico esterno) della larghezza ciascuno di circa 1,20 m.

L'impalcato presenta una sezione in cemento armato composta da 7 travi rettangolari di larghezza pari a 50 cm e sporgenti all'intradosso di circa 102 cm, collegate in maniera solidale alla soletta di spessore stimato pari a 20 cm.

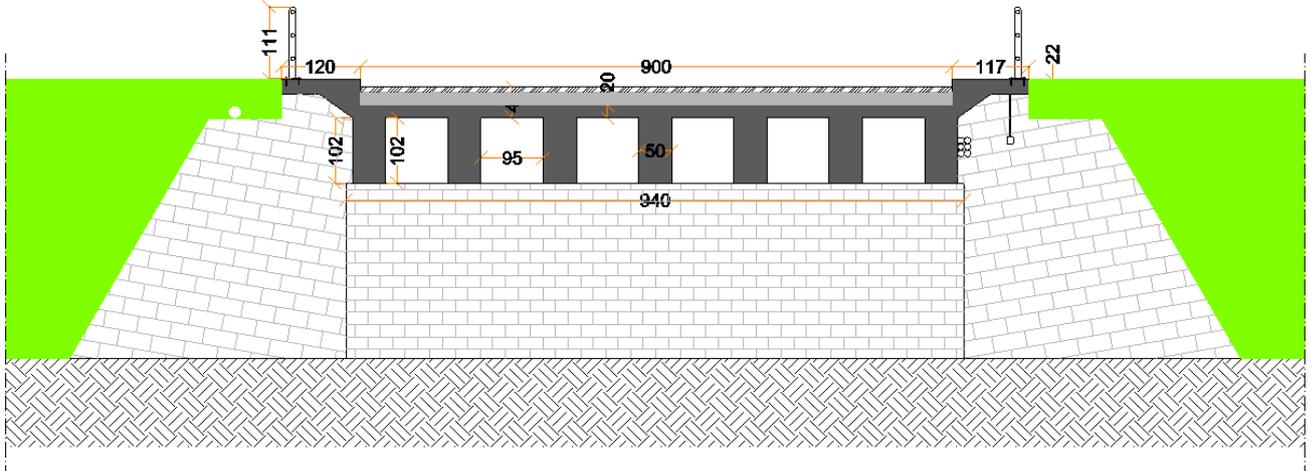
Vi è la presenza di n°2 traversi, sempre in cemento armato, a sezione rettangolare collocati ai terzi della luce della struttura oltre ai traversi di testata, agli appoggi.

L'impalcato poggia su due spalle laterali realizzate in muratura di pietra in cui la luce netta tra i fronti delle spalle (di larghezza pari a circa 9,40 m) è di circa 14,94 m. Gli appoggi della travata sono risultati arretrati rispetto al fronte spalla per cui la luce di calcolo stimata è pari a circa 16.2 m.

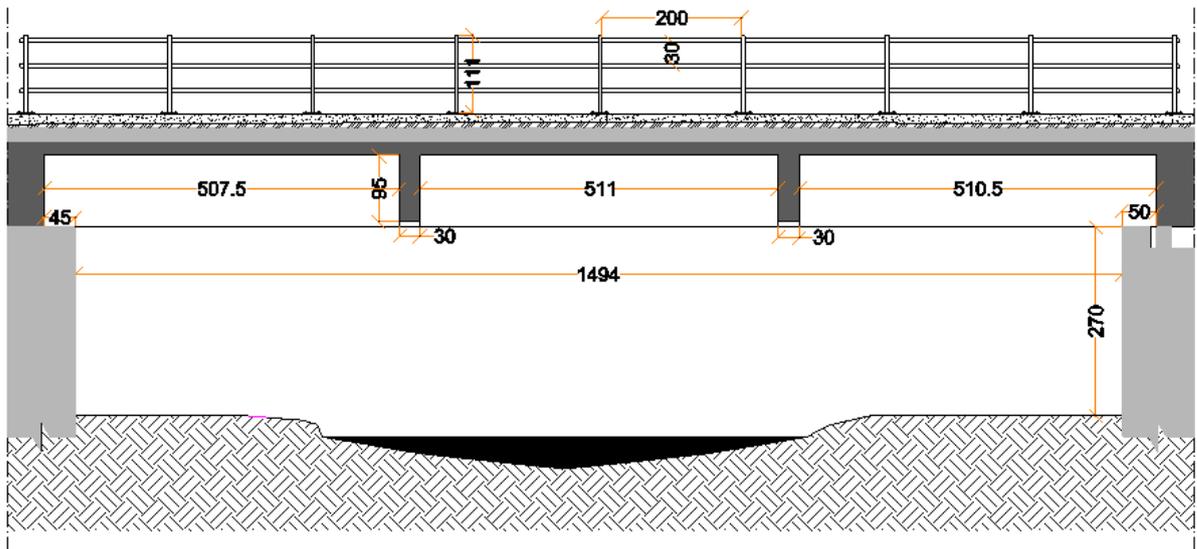
Si riportano, a seguire, alcuni disegni rappresentativi del rilievo geometrico effettuato in loco:



Vista dall'alto del ponte



Sezione trasversale



Sezione longitudinale

## 2.5 Valutazioni tecniche circa lo stato attuale

**Come già fatto presente, a seguito delle verifiche condotte, è possibile dedurre che la struttura esistente non risulta capace di adempiere alle prescrizioni delle NTC 2018.**

**Infatti, il ponte presenta numerose carenze strutturali, soprattutto derivanti dall'usura grave, dal degrado e dalle modeste/scarse qualità dei materiali, che non permettono di soddisfare le verifiche necessarie per l'idoneità statica della struttura.**

Invero, nello stato di fatto, l'opera mostra estese e gravi espulsioni del copriferro, specie nella parte inferiore delle travi di estremità, con grave ossidazione delle barre longitudinali e delle staffe, oramai esposte agli agenti atmosferici da lungo tempo. Risulta evidente una grave diminuzione delle sezioni trasversali, il peggioramento delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio corrosivo "oramai ricotto" e l'interruzione delle staffe che, in vari tratti, risultano praticamente inesistenti/inefficaci.

Questa situazione si riscontra, con maggiore gravità, nelle travi esterne, laddove si evidenzia che le stesse sono state e sono tuttora soggette a percolazione di acque provenienti dalla carreggiata ed anche dalle tubazioni appese alle travate stesse.

Si deve evidenziare altresì, come è ben visibile nelle suddette zone della travatura, anche la presenza di nidi di ghiaia e la pessima/non omogenea esecuzione dei getti di cls.

Il conglomerato cementizio contiene peraltro ciottoli arrotondati di discrete dimensioni e la matrice risulta porosa e segregata (con particolare evidenza nelle zone più degradate) e conseguentemente maggiormente soggetto ai fenomeni di degrado oltre che meno resistente.

Il calcestruzzo, dunque, risulta scarsamente resistente nel suo complesso; ne sono testimonianza le indagini sperimentali di laboratorio svolte sulle varie carote estratte (in molti casi sono peraltro risultate fessurate e/o disgregabili dunque non indagabili), che hanno evidenziato modeste/insufficienti caratteristiche meccaniche resistenti (al riguardo vedasi la relativa documentazione).

Le verifiche che si presentano come più gravose e quindi più limitative in termini di carico, risultano quella a taglio delle travi (di estremità) visto che il tranciamento/degrado delle staffe implica di verificare le travi stesse come prive di apposita armatura a taglio e risultando le medesime (dalle verifiche effettuate in situ), palesemente fessurate.

Analogamente le verifiche a flessione delle travi subiscono pesantemente l'effetto dell'ossidazione in atto, con considerevole riduzione delle sezioni resistenti.

## 2.6 Nuovo impalcato

### 2.6.1 Considerazioni iniziali

Come descritto nel precedente paragrafo, lo stato di vetustà/degrado sia delle opere in c.a. (espulsione/ammaloramento del copriferro con esposizione e corrosione delle armature metalliche, etc.) che degli appoggi è tale da richiedere, insieme alla valutazione della sicurezza delle costruzioni, interventi di rinforzo generalizzati comprendenti anche il recupero corticale delle membrature in c.a.

In conseguenza degli esiti delle indagini svolte e delle successive valutazioni tecniche, di sicurezza, sono state evidenziate condizioni di grave degrado in vari elementi strutturali, unitamente ad aver accertato sperimentalmente una scarsa qualità del conglomerato cementizio in opera.

Gli esiti delle modellazioni numeriche svolte hanno dunque evidenziato gravi carenze statiche (per i carichi di norma) che unitamente allo stato di degrado di parte degli elementi strutturali che compongono l'opera rendono antieconomico un progetto di riparazione.

La ristrutturazione e messa in sicurezza dell'impalcato comporterebbe molteplici ed onerose opere di rinforzo sia a carico delle travi che anche delle solette (compresa la demolizione della soletta superiore, probabilmente aggiunta successivamente alla costruzione dell'opera ed il pesante rinforzo di quella originaria). Questi interventi peraltro non potrebbero rendere l'opera meno pesante anche in considerazione della necessità di dover intervenire sui vincoli e sulle solette di appoggio in corrispondenza delle spalle finanche il rinforzo delle spalle stesse.

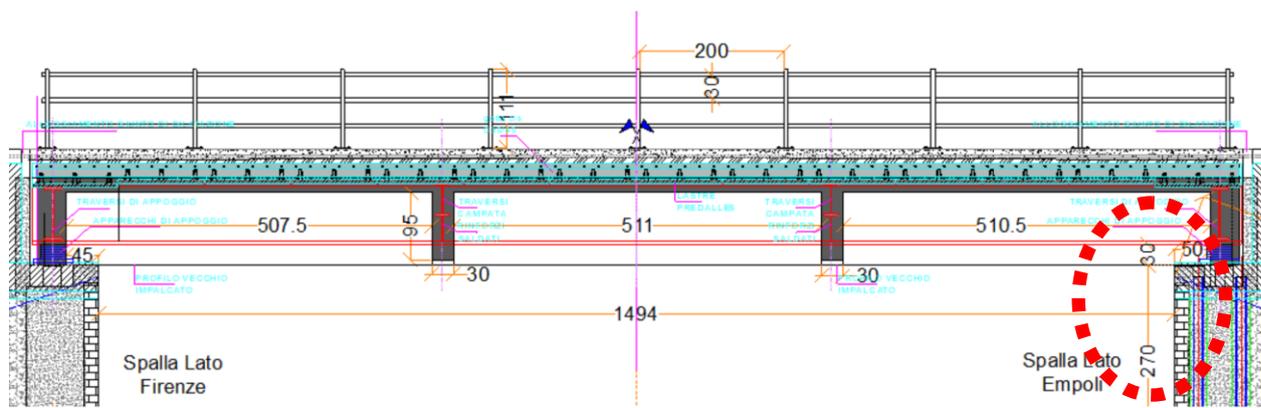
Si deve notare che i lavori di ristrutturazione e mantenimento in essere dell'attuale impalcato potrebbero comportare la necessità di dover intervenire sull'intera opera, con chiusura totale del traffico, viste le gravi carenze statiche a carico delle travi esterne che non permetterebbero di poter lavorare a semicarreggiate alterne, in presenza di traffico, senza il loro preventivo rinforzo/sostegno provvisorio in alveo.

In virtù di quanto sopra esposto si ritiene dunque necessario sostituire l'attuale impalcato con uno nuovo, più moderno, rappresentato da una travata in sistema misto acciaio-clt, in grado di sopportare i carichi transitanti, di norma.

**La nuova opera comporta peraltro una considerevole diminuzione dei pesi strutturali e portati (stimata pari a circa il 30%), dunque dei pesi sismici con un minor aggravio delle azioni a carico delle sottostrutture.**

Da precisare che la nuova opera mantiene inalterate le attuali dimensioni trasversali della carreggiata eccezione fatta per salvo un modesto aumento delle dimensioni trasversali dei marciapiedi come espressamente richiesto dall'Amministrazione Comunale.

Al riguardo, si deve evidenziare altresì che, a vantaggio del minore ingombro del pacchetto strutturale, si ottiene un innalzamento dell'intradosso della travata stessa (posizionata sopra il livello di magra del torrente) di circa 3,00 m con un miglioramento del franco di circa 30 cm.



Il miglior comportamento strutturale, anche sotto gli effetti di possibili eventi sismici, è conseguenza del minor peso complessivo del nuovo impalcato rispetto a quello esistente unitamente alla presenza di nuovi vincoli – appoggi strutturali, in cui le rotazioni attorno a qualsiasi asse orizzontale sono assicurate dalla deformabilità di un disco elastomerico confinato in una base d'acciaio monolitica.

Difatti l'elastomero si comporta come un fluido che, sotto una pressione triassiale, offre bassa resistenza alle deformazioni ma elevata rigidità verticale.

Oltre ai carichi di compressione verticali, gli appoggi previsti (tipo Vasoflon®) sono in grado di trasferire forze e/o scorrere in una o più direzioni del piano orizzontale a seconda dei diversi tipi di appoggio. Negli appoggi scorrevoli, i movimenti di scorrimento si ottengono attraverso lo scorrimento reciproco di due superfici di accoppiamento piatte, una in acciaio inossidabile lucidata a specchio e l'altra in PTFE.

Oltre agli appoggi anzidetti, che trovano appoggio su nuovi ed appositi baggioli, completano l'intervento nuovi ed idonei organi di giunto a livello del manto stradale.

A questo ultimo riguardo, nel rispetto dell'intervento proposto di "miglioramento sismico" dell'intera opera, è stato previsto, previo espletamento delle necessarie indagini aggiuntive

comprendenti anche le opere fondali, l'inserimento di tiranti/micropali, nuovi pulvini, muri paraghiaia con relative fondazioni in c.a. e baggioli.

Si deve infatti notare che la sostituzione/ricostruzione dei solettoni di appoggio sulle spalle interagisce con i muri paraghiaia esistenti, sulla cui effettiva consistenza, peraltro, non si sono potute ottenere valide informazioni.

Ovviamente, al fine di poter giungere alla definizione del presente progetto definitivo/esecutivo dell'opera, si sono rese necessarie, oltre ai saggi/indagini sulle spalle/fondazioni, le dovute indagini geologiche-geognostiche sul terreno di sedime dell'opera per l'esatta definizione delle azioni sismiche, di progetto.

### **2.6.2 Considerazioni su pericolosità idraulica**

In merito alla pericolosità idraulica locale si fa presente che il Torrente Orme è stato oggetto di appositi studi idraulici, specifici, realizzati a supporto della Variante 2019 al RU per interventi puntuali.

Da questi si evince che l'impalcato del ponte risulta purtroppo in pressione sia per eventi con tempo di ritorno 30 che 200 anni con riferimento alla portata idraulica (che tiene conto delle esondazioni a monte).

Al riguardo vi è altresì da evidenziare che non è però possibile alzare il profilo del ponte giacché lo stesso confina con alcuni manufatti esistenti dotati dei relativi accessi che non permettono modifiche.

**In ogni caso con la sostituzione dell'impalcato e la conseguentemente surrogazione del materiale costitutivo portante da cls armato in carpenteria metallica, è stato comunque possibile un contenimento della sezione complessiva dell'impalcato di 30 cm, a tutto vantaggio della sezione libera sottostante come riportato nel paragrafo precedente.**

La sezione di modello del ponte è la 12.5.

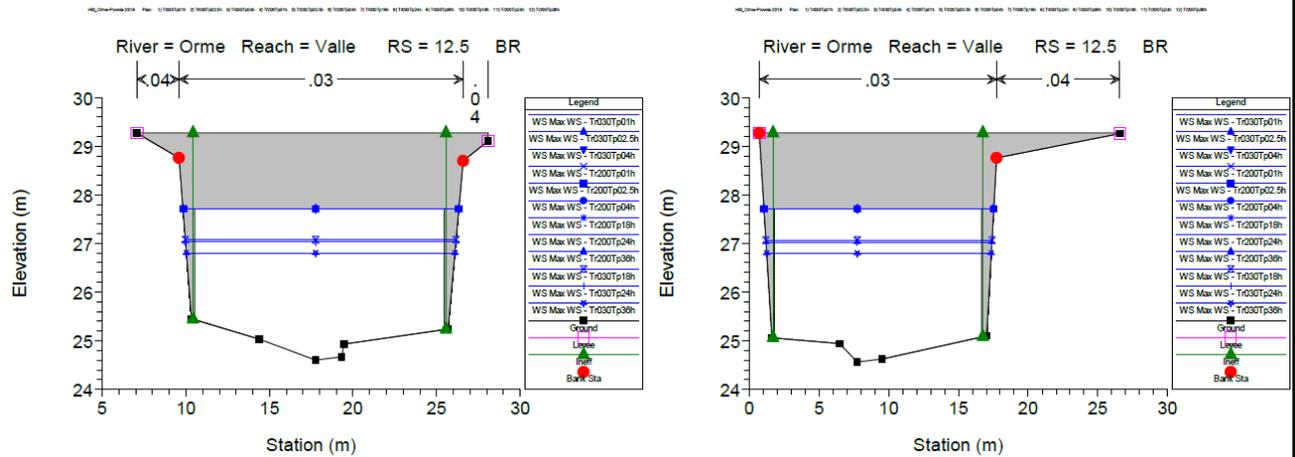
Massima portata idraulica in corrispondenza del ponte:  $Q_{max} = 120,75 \text{ m}^3/\text{s}$  (TR 200 anni)

Quota intradosso ponte stato attuale: 27.71 m slm

Quota massima pelo libero a monte del ponte (sezione 13): 28.46 m slm (TR200 anni pioggia 1 ora)

Quota massima pelo libero a valle del ponte (sezione 12): 27.96 m slm (TR200 anni pioggia 1 ora)





HEC-RAS Locations: User Defined Profile: Max WS (Continued)

River	Reach	River Sta	Profile	Plan	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Orme	Valle	13	Max WS	Tr030Tp01.0h	116.39	24.60	28.36	26.83	28.63	0.000969	2.30	50.59	16.80	0.40
Orme	Valle	13	Max WS	Tr030Tp02.5h	117.21	24.60	28.38	26.84	28.65	0.000966	2.30	50.86	16.81	0.40
Orme	Valle	13	Max WS	Tr030Tp04h	117.04	24.60	28.37	26.84	28.64	0.000966	2.30	50.80	16.81	0.40
Orme	Valle	13	Max WS	Tr030Tp18h	47.86	24.60	27.07	26.02	27.19	0.000836	1.54	31.03	16.19	0.34
Orme	Valle	13	Max WS	Tr030Tp24h	38.12	24.60	27.03	25.88	27.11	0.000564	1.25	30.46	16.17	0.28
Orme	Valle	13	Max WS	Tr030Tp36h	28.39	24.60	26.79	25.72	26.85	0.000475	1.06	26.88	16.06	0.25
Orme	Valle	13	Max WS	Tr200Tp01h	120.75	24.60	28.46	26.88	28.73	0.000950	2.32	52.04	16.85	0.40
Orme	Valle	13	Max WS	Tr200Tp02.5h	117.51	24.60	28.38	26.85	28.66	0.000964	2.31	50.96	16.82	0.40
Orme	Valle	13	Max WS	Tr200Tp04h	117.51	24.60	28.38	26.85	28.66	0.000964	2.31	50.96	16.82	0.40
Orme	Valle	13	Max WS	Tr200Tp18h	67.88	24.60	27.93	26.29	28.05	0.000522	1.54	44.08	16.60	0.29
Orme	Valle	13	Max WS	Tr200Tp24h	55.85	24.60	28.04	26.13	28.11	0.000313	1.22	45.69	16.65	0.22
Orme	Valle	13	Max WS	Tr200Tp36h	42.50	24.60	27.88	25.95	27.93	0.000217	0.98	43.31	16.57	0.19
Orme	Valle	12.5		Bridge										
Orme	Valle	12	Max WS	Tr030Tp01.0h	116.39	24.56	27.92		28.24	0.001299	2.52	46.10	16.57	0.46
Orme	Valle	12	Max WS	Tr030Tp02.5h	117.21	24.56	27.93		28.26	0.001306	2.54	46.22	16.57	0.46
Orme	Valle	12	Max WS	Tr030Tp04h	117.04	24.56	27.93		28.25	0.001305	2.53	46.19	16.57	0.46
Orme	Valle	12	Max WS	Tr030Tp18h	47.86	24.56	27.07		27.17	0.000649	1.44	33.30	16.22	0.31
Orme	Valle	12	Max WS	Tr030Tp24h	38.09	24.56	27.03		27.10	0.000437	1.16	32.71	16.20	0.25
Orme	Valle	12	Max WS	Tr030Tp36h	28.39	24.56	26.79		26.84	0.000356	0.97	29.15	16.10	0.22
Orme	Valle	12	Max WS	Tr200Tp01h	120.75	24.56	27.96		28.30	0.001339	2.59	46.71	16.58	0.47
Orme	Valle	12	Max WS	Tr200Tp02.5h	117.51	24.56	27.93		28.26	0.001309	2.54	46.26	16.57	0.46
Orme	Valle	12	Max WS	Tr200Tp04h	117.50	24.56	27.93		28.26	0.001309	2.54	46.26	16.57	0.46
Orme	Valle	12	Max WS	Tr200Tp18h	65.99	24.56	27.83		27.94	0.000461	1.47	44.76	16.53	0.27
Orme	Valle	12	Max WS	Tr200Tp24h	55.85	24.56	27.96		28.04	0.000285	1.19	46.76	16.58	0.22
Orme	Valle	12	Max WS	Tr200Tp36h	42.50	24.56	27.84		27.89	0.000189	0.95	44.93	16.53	0.17

### 2.6.3 Travi composte Acciaio – Cls. Vantaggi

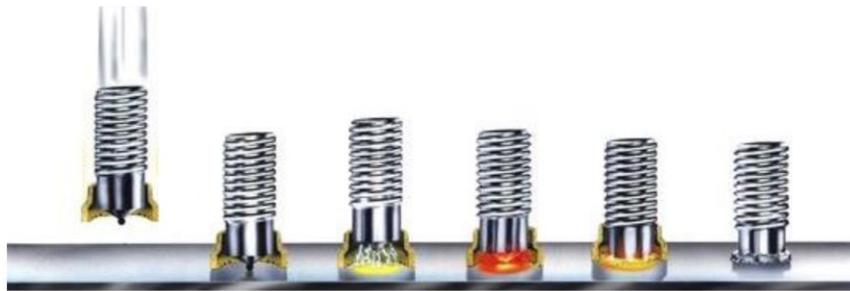
I vantaggi di una trave composta acciaio-clt rispetto ad una trave in c.a. normale (come per l’impalcato esistente, in semplice appoggio, nel nostro caso), sono evidenti:

- Stabilità** l’acciaio strutturale della sezione composta è teso e quindi vengono eliminati tutti i problemi alla compressione come l’instabilità locale e flessione-torsionale.
- Leggerezza** il calcestruzzo è compresso. Ciò produce un buon utilizzo dei materiali e quindi una riduzione dei pesi.
- Durabilità** i problemi di fessurazione sono eliminati.
- Praticità** è spesso possibile eliminare la cassetta in fase di getto, sostituita dalla lamiera grecata o dalle predalles.

**Funzionalità** le deformazioni sono ridotte rispetto a quelle di sezioni in c.a. di dimensioni paragonabili.

## Sezioni composte acciaio-calcestruzzo

### Connettore a piolo



La pistola è  
posizionata  
opportunamente

Il grilletto è  
premuta e il  
piolo è sollevato  
dalla piastra.

Un arco fonde il  
piolo e il materiale  
della piastra

Una volta che la  
fusione è completa  
il piolo è spinto nel  
materiale di fusione

La pistola è rimossa  
e il materiale ceramico  
è rotto e eliminato

27

## 2.6.4 Descrizione del nuovo impalcato

Il presente progetto prevede la demolizione dell'impalcato esistente di un ponte situato in ambito urbano e la sua sostituzione con un nuovo impalcato in sezione mista, acciaio - cls.

Le dimensioni della carreggiata e la larghezza dei marciapiedi rimangono pressoché invariati rispetto alla configurazione stradale attuale con carreggiata di larghezza pari a 9,00 m (formata da due corsie di marcia con banchine laterali) e due marciapiedi laterali, simmetrici, di larghezza pari a 1,50 m (espressa richiesta avanzata dall'Amministrazione Comunale proprietaria dell'infrastruttura), incrementando di poco la sagoma trasversale del ponte.

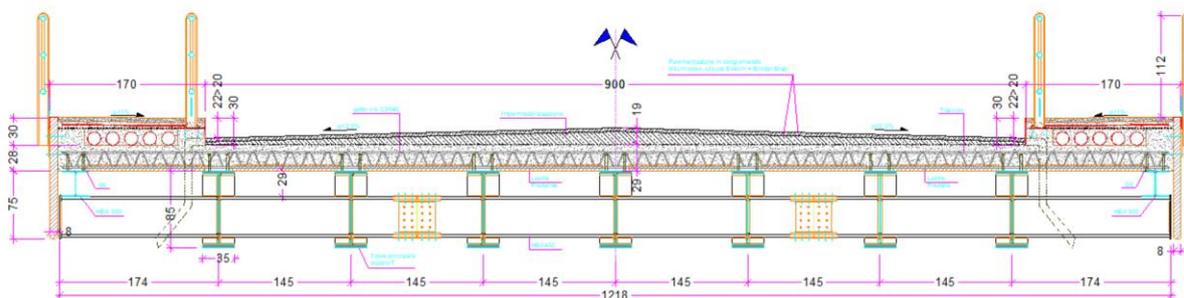
La superficie carrabile del ponte è rappresentata dalla sola carreggiata di larghezza pari a 9.00 m, poiché i marciapiedi laterali risultano essere insormontabili a motivo della loro altezza, maggiore di 20 cm rispetto al piano viabile (§5.1.2.1 NTC 2018).

Il nuovo impalcato riproduce inoltre lo stesso schema statico del precedente (grigliato di travi) con soletta in c.a. avente lo stesso numero e posizione delle nervature/travi emergenti (intradossate) salvo la sostituzione delle travi in c.a. con profili saldati a doppio T in acciaio.

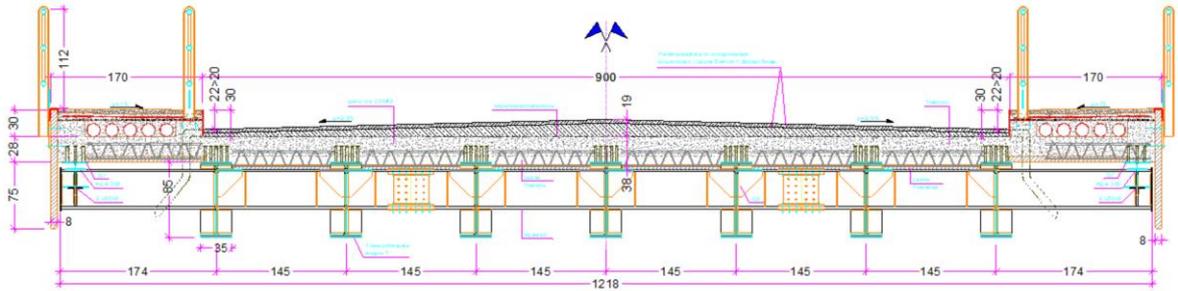
Lo stesso dicasi per le nervature trasversali.

La luce (di calcolo) del ponte rimane sostanzialmente la medesima, pari  $L_c=16,2$  m.

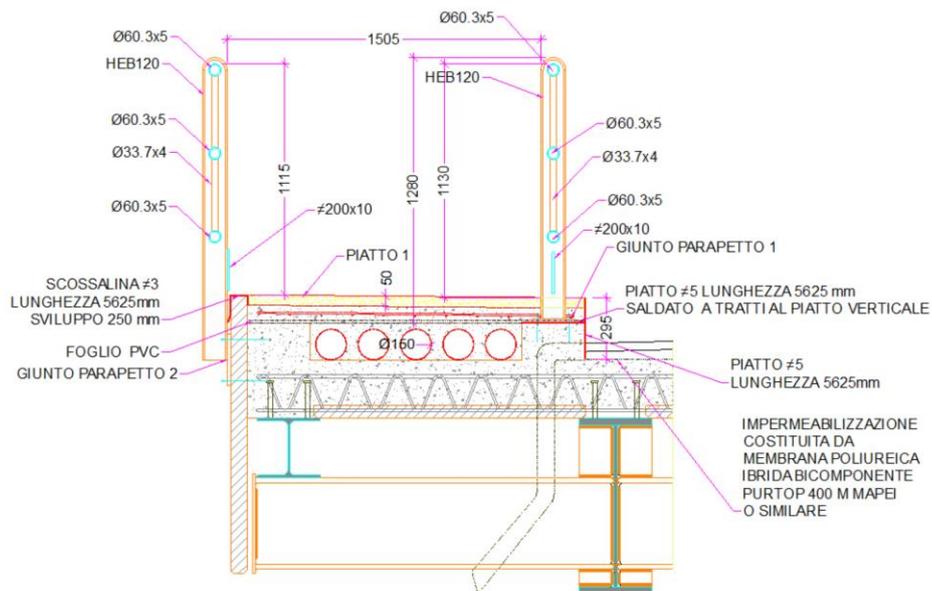
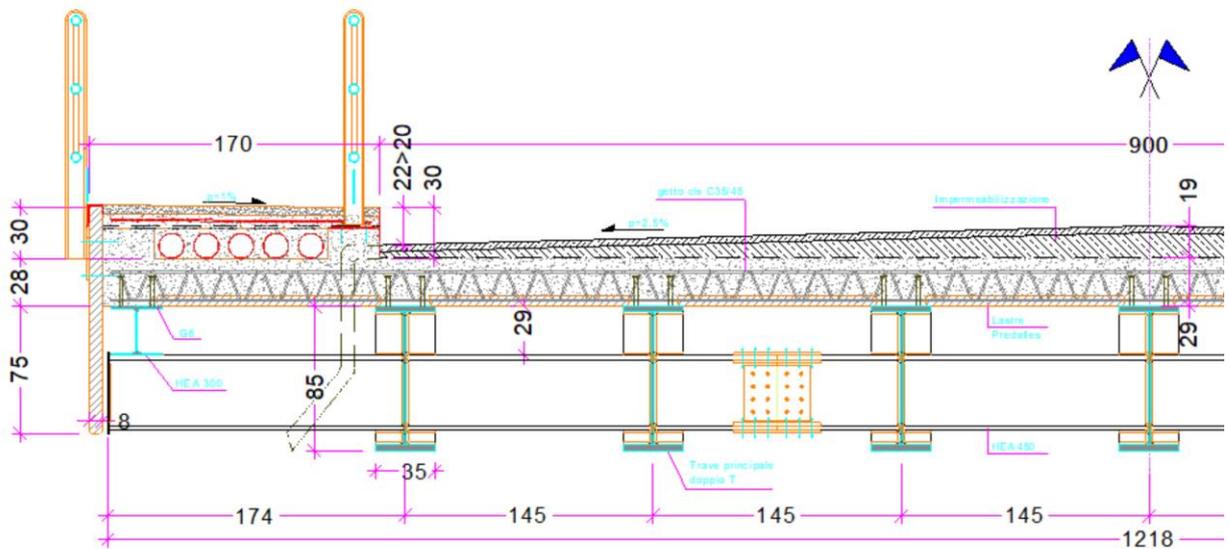
Le caratteristiche geometriche della sezione corrente sono riportate nella seguente figura:



SEZIONE TRASVERSALE CORRENTE A-A



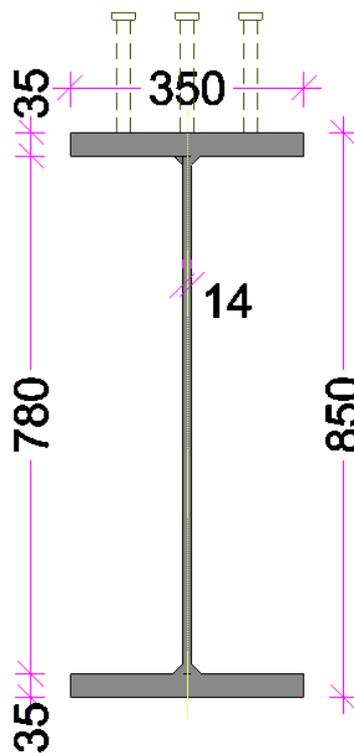
SEZIONE TRASVERSALE SU APPOGGIO B-B



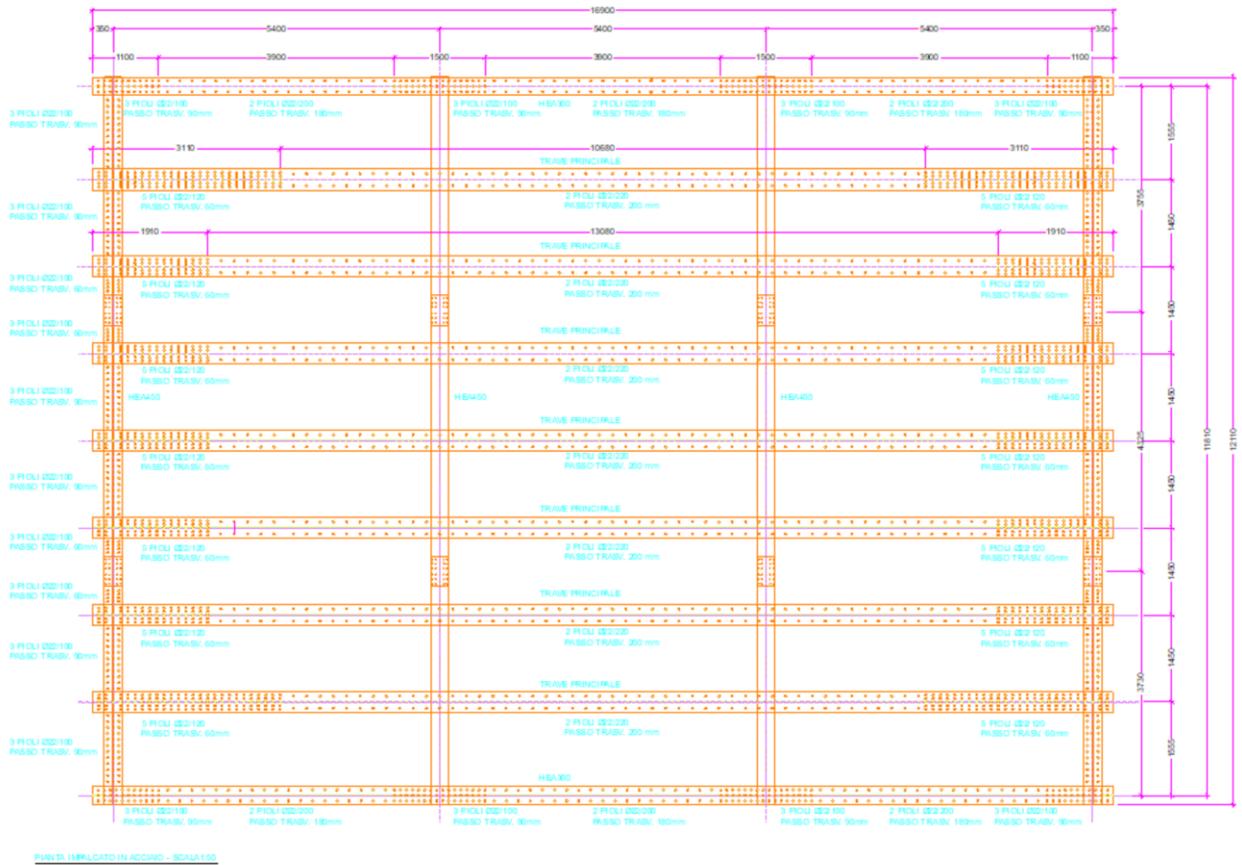
Sezione trasversale impalcato

L'impalcato è dunque costituito da n°7 travi metalliche a doppio T simmetriche, collegate da traversi ad anima piena; le travi principali sono rese collaboranti alla soletta superiore in c.a. con pioli tipo Nelson. Le travi metalliche sono poste ad interasse pari a 1,45 m ed hanno altezza costante pari a 850 mm.

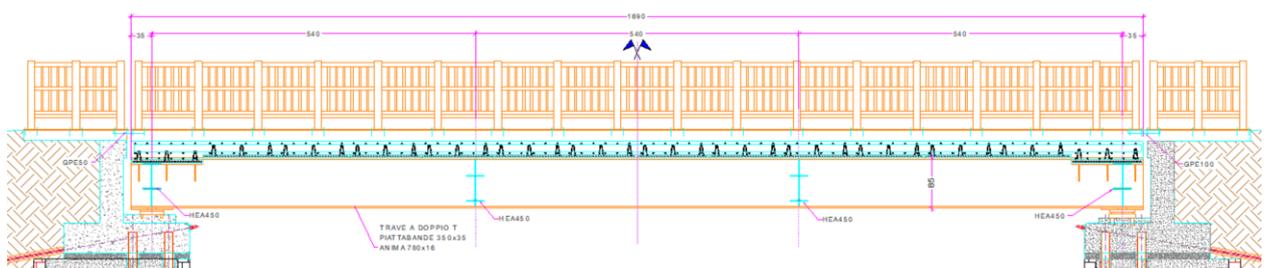
I traversi testata sono anch'essi resi collaboranti alla sovrastante soletta e presentano sbalzi laterali, contrariamente a quanto accade per i traversi di campata (disposti ai terzi).



Sezioni trave principale



Pianta impalcato



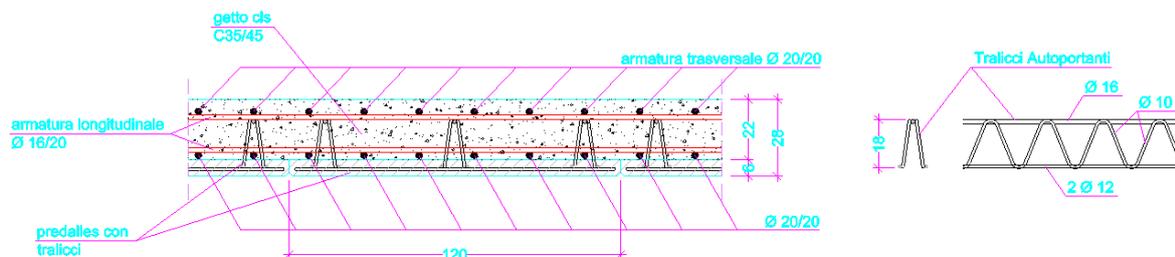
Sezione longitudinale

I traversi di spalla sono stati dimensionati per le fasi di sollevamento dell'impalcato, sollevamento previsto per la sostituzione/manutenzione degli appoggi,

I carichi agenti durante il sollevamento sono i pesi propri ed i carichi permanenti portati.

La soletta costituisce l'elemento orizzontale dell'impalcato, a forma di lastra/piastra, che sorregge i carichi verticali derivanti dai propri pesi propri, dai permanenti portati (manto in conglomerato bituminoso) e dalle azioni variabili da traffico.

La soletta d'impalcato in c.a. del ponte è prevista mediante getto di cls su apposite casseforme formate da lastre in cls armato, tralicciate "predalles" (marcate CE - UNI EN 15050:2012) ed ha spessore totale pari a  $S=28$  cm, di cui 6 cm rappresentati dalle lastre prefabbricate e 22 cm di getto in opera. La larghezza delle predalles è tipicamente pari a 120 cm.

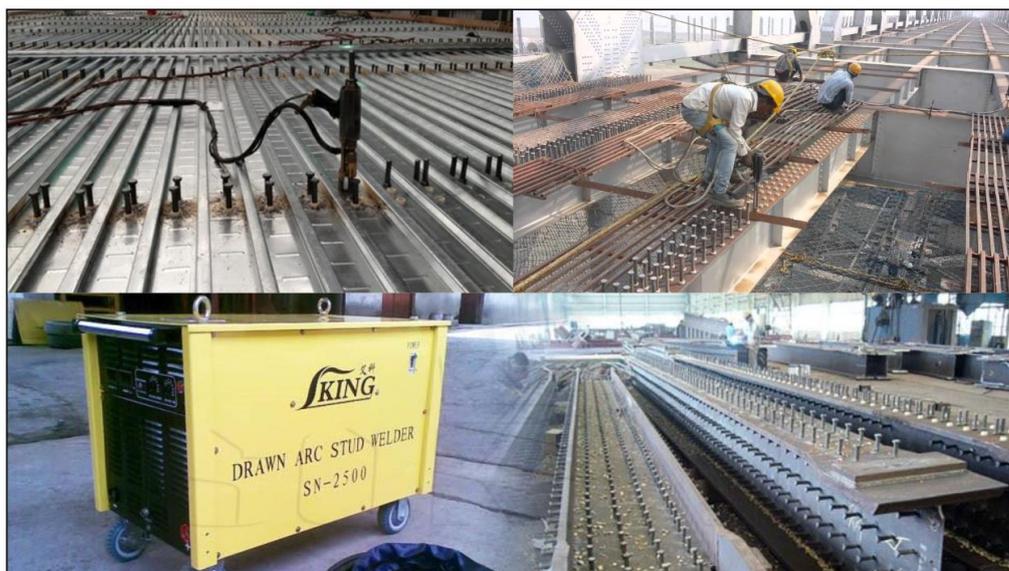


**PARTICOLARE SOLETTA  
DETTAGLIO SEZIONE TRASVERSALE**

Queste lastre sono progettate, per le fasi iniziali di costruzione del ponte, con funzione di cassero autoportante del getto di conglomerato cementizio. Successivamente, a maturazione avvenuta del cls, diventano collaboranti con la travata metallica tramite le "piolature" disposte sulle piattabande superiori delle membrature.

## Sezioni composte acciaio-calcestruzzo

### Saldatura di pioli Nelson

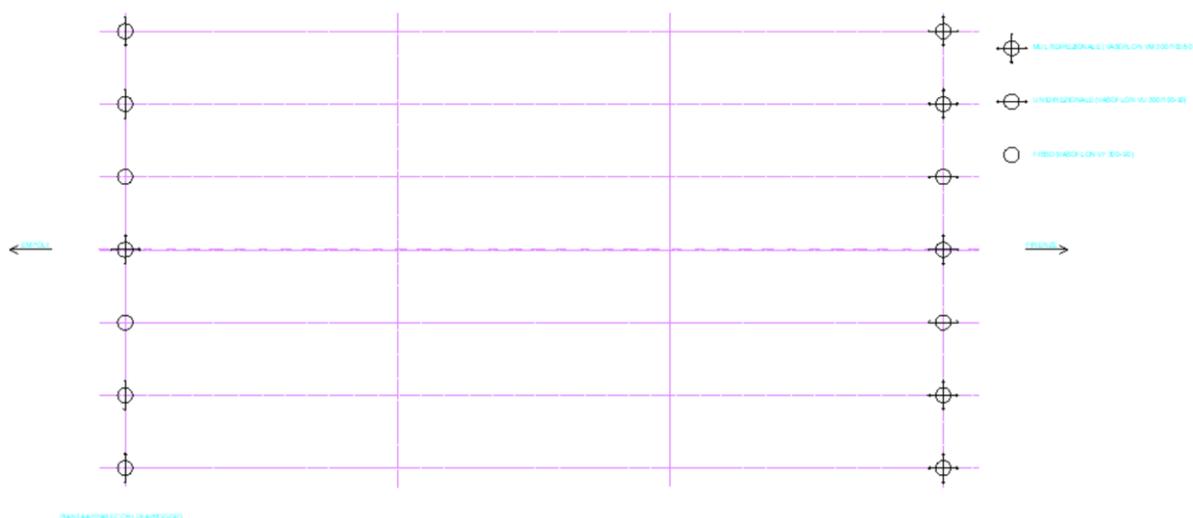


Dal punto di vista del comportamento generale si prevede di caratterizzare il ponte con un sistema di appoggi, costituito da appoggi strutturali, in cui le rotazioni attorno a qualsiasi asse orizzontale sono assicurate dalla deformabilità di un disco elastomerico confinato in una base d'acciaio monolitica. Difatti l'elastomero si comporta come un fluido che, sotto una pressione triassiale, offre bassa resistenza alle deformazioni ma elevata rigidità verticale.

Oltre ai carichi di compressione verticali, gli appoggi previsti (tipo Vasoflon®) sono in grado di trasferire forze e/o scorrere in una o più direzioni del piano orizzontale a seconda dei diversi tipi di appoggio. Negli appoggi scorrevoli, i movimenti di scorrimento si ottengono attraverso lo scorrimento reciproco di due superfici di accoppiamento piatte, una in acciaio inossidabile lucidata a specchio e l'altra in PTFE.

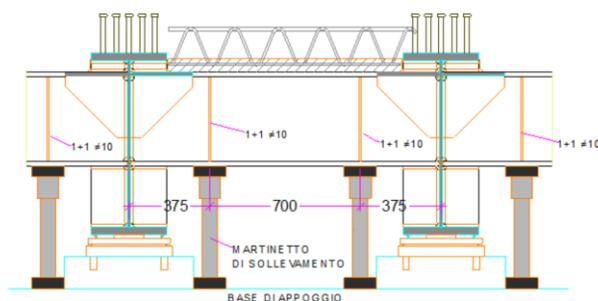
Oltre agli appoggi anzidetti, che trovano appoggio su nuovi ed appositi baggioli, completano l'intervento nuovi ed idonei organi di giunto a livello del manto stradale.

Le caratteristiche principali vengono riportate di seguito e nelle tavole grafiche di progetto:



Nello specifico vengono impiegati per ogni spalla n°7 dispositivi.

È stato infine prevista anche l'operazione relativa alla futura sostituzione degli stessi, come prescritto dalle norme tecniche.



TIPOLOGICO POSIZIONAMENTO MARTINETTI DI SOLLEVAMENTO SU SPALLE SCALA 1:25

### 3 CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

A parere dello Scrivente l'inquadramento normativo dell'intervento del presente progetto dal punto di vista strutturale, ancorché dovrà essere sottoposto ad apposita verifica e validazione, può essere sintetizzato in una nuova costruzione (limitatamente al nuovo impalcato) con contestuale, a favore di sicurezza, miglioramento sismico.

#### 3.1 Premessa

Le NTC 2018, specificatamente nel Capitolo 8, relativamente alle strutture esistenti individuano tre categorie di intervento:

1. *Adeguamento;*
2. *Miglioramento;*
3. *Riparazioni o interventi locali.*

Nel caso in specie non sussistono i "requisiti" per inquadrare l'intervento come di "adeguamento", infatti:

- Non vi è sopraelevazione o ampliamento;
- Non vi sono variazioni di classe o di destinazione d'uso tali da comportare incrementi dei carichi globali in fondazione (superiori al 10%);
- L'intervento non è sistematico né tale da portare ad un organismo edilizio diverso da quello iniziale;
- Non viene alterato il comportamento globale dell'edificio.

L'intervento non è dunque classificabile come "Adeguamento" sismico ai sensi del §8.4.1 delle NTC 2018 ma, a stretto rigore, non sarebbe neppure di "Miglioramento" sismico ai sensi del §8.4.2 delle NTC 2018 e delle nuove LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE E GESTIONE DEL RISCHIO, LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ED IL MONITORAGGIO DEI PONTI ESISTENTI.

Trattasi infatti di lavori che riguardano singole parti e/o elementi della struttura ed interessano porzioni limitate della costruzione; il progetto e la valutazione della sicurezza vengono perciò riferiti alle sole parti e/o elementi interessati.

Rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado od alla variante, non sono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e gli interventi comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

L'intervento potrebbe dunque essere considerato come "**Riparazione o intervento locale**" ai sensi del §8.4.3 delle NTC 2018. Tuttavia, a favore di sicurezza si prevede di effettuare il deposito come progetto di **miglioramento sismico** con la nomina del relativo collaudatore.

## **3.2 Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche**

### **3.2.1 Interventi di “Riparazione o intervento locale”**

Nella valutazione della sicurezza e nel progetto di questi tipi di intervento sulle costruzioni esistenti, la normativa consente che il progetto e la valutazione stessa possano essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati dall'intervento ed a quelli con essi interagenti tenendo comunque presente la loro funzione nel complesso strutturale.

In questi casi viene documentato che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Devono essere altresì documentate le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti indicando le eventuali limitazioni all'uso della costruzione.

Negli interventi di “Adeguamento” e “Miglioramento” sismico, la valutazione ed il progetto non possono prescindere dalla schematizzazione e modellazione dell'intera struttura oltre che dell'azione sismica ponendo particolare attenzione agli aspetti che riguardano la duttilità (*dettagli costruttivi, materiali utilizzati, meccanismi resistenti locali e globali*) cioè la capacità delle strutture di continuare a sostenere cicli di sollecitazioni o deformazioni anche dopo il superamento delle soglie di plasticizzazione o di frattura.

Nella pratica progettuale gli “interventi locali” usuali comprendono (in genere) valutazioni numeriche “locali” (SLU ed SLE) che non portano in conto le sollecitazioni sismiche che interesserebbero gli elementi medesimi nel meccanismo globale dell'intera struttura sotto le azioni sismiche di progetto.

Nondimeno gli elementi interessati dagli interventi “locali” o di “riparazione” dovranno esibire comportamenti sotto azioni sismiche che in qualche modo migliorano le condizioni di sicurezza preesistenti senza alterare il funzionamento globale e delle parti interagenti.

Con questa prospettiva i criteri e tipi di intervento che si intendono effettuare dovranno tenere in conto le indicazioni generali valedoli anche per gli interventi di “Adeguamento” e “Miglioramento” sismico.

## 4 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il progetto degli elementi strutturali e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

- ✓ *Legge del 5 novembre 1971 n°1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;*
- ✓ *Legge 2 Febbraio 1974 n°64: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;*
- ✓ *D.P.R. n°380 del 6 giugno 2001: “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia”;*
- ✓ *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri 20 marzo 2003 n°3274: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e ss.mm.ii.;*
- ✓ *D.M.I. 17 gennaio 2018 (S.O. n°8 della G.U. del 20 febbraio 2018, n.42): Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (nel seguito **NTC 2018**);*
- ✓ *Circolare M.I. del 21 gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M.I. 17 gennaio 2018 (nel seguito **Circ.7/2019**);*

Per quanto non diversamente specificato dalle suddette norme e per quanto con esse non in contrasto le disposizioni sono conformi con i seguenti documenti tecnici:

Eurocodici UNI EN 1990, 1991, 1992, 1993, 1994, 1997, 1998 ed in particolare

- UNI EN 1991-1-1: 2004 - Eurocodice 1 - “Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per edifici”;
- UNI-EN 1991-1-4: 2005 - Eurocodice 1 - “Azioni sulle costruzioni – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- UNI-EN 1991-1-5: 2004 - Eurocodice 1 - “Azioni sulle costruzioni – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni Termiche”;
- UNI EN 1991-1-6: 2005 - Eurocodice 1 - “Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione”;
- UNI-EN-1991 – 2: 2005 - Eurocodice 1 - “Azioni sulle strutture – Parte 2 – Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI-EN1992-1-1: 2005 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Part 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI-EN-1992 – 2: 2006 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2 – Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI-EN-1993-1-1: 2005 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;

- UNI-EN-1993-1-5: 2007 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio: Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- UNI-EN-1993-1-8: 2005 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”;
- UNI EN 1993-1-9: 2005 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica”;
- UNI EN 1993-2: 2007 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1994-1-1: 2004 - Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1994-2: 2006 - Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1997-1: 2005 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1: 2005 - Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2: 2006 - Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5: 2005 - Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

Appendici tecniche per gli Eurocodici NAD, approvate dal Consiglio Superiore LL.PP. in data 25 febbraio 2011

- UNI EN 206:2016 “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104 “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.
- UNI EN 10025 “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali”.
- UNI EN 1090 “Esecuzione di strutture in acciaio e alluminio”.

Linee guida e istruzioni del C.S.LL.PP.

## **5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalla Normativa, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle norme riguardanti i materiali.

La fornitura di componenti, sistemi o prodotti, impiegati per fini strutturali, deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare alla documentazione dell'opera. I componenti, i sistemi e i prodotti edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni indicate nella Normativa.

Si riportano, nel seguito, le caratteristiche dei materiali previsti nel progetto per la realizzazione del nuovo impalcato metallico, della soletta ed in generale per le opere di ristrutturazione delle spalle e dei relativi pulvini.

La presente relazione contiene quindi le disposizioni riguardo le caratteristiche dei materiali, la loro confezione ed il loro impiego nell'esecuzione delle strutture in calcestruzzo semplice ed armato, in acciaio (sistema misto), desumendo i dati esposti dal progetto, dalla relativa relazione di calcolo e da tutti gli elaborati che fanno parte integrante del presente progetto.

Si precisa che le tabelle infra riportate non sono esaustive, per quanto non specificato si rimanda al Capitolato Speciale d'Appalto o alle specifiche tecniche allegate al progetto.

I materiali per uso strutturale devono essere conformi al regolamento Prodotti da Costruzione (CPR 305/2011) e laddove previsto in possesso della Marcatura CE.

La fornitura dei materiali deve essere corredata dai seguenti allegati:

- *Certificato di conformità (CE);*
- *Dichiarazione di conformità (CE);*
- *Certificato di controllo del processo di fabbrica.*

## 5.1 Strutture in calcestruzzo armato

Per tutte le strutture in calcestruzzo armato si prescrive un CLS normale a prestazione garantita (secondo le “Linee guida sul cls strutturale” del Servizio Tecnico Centrale STC del Consiglio Superiore LL.PP) e dovrà avere le seguenti caratteristiche secondo UNI-EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004 conformemente a quanto previsto al punto 4.1 e 11.2 del *NTC 2018*:

- *Classe di resistenza* **C35/45**
- *Compressione caratteristica*  $f_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$   
 $R_{ck} = 450 \text{ daN/cm}^2$
- *Classe di esposizione ambientale*  
***Per la soletta gettata in opera*** XC4, XF1  
***Per i marciapiedi*** XC4, XF3
- Classe contenuto in cloruri: CI 0.40;
- Classe di Consistenza *S4 (cono di Abrams)*
- Aggregato normale, naturale (di origine minerale);
- *Massima dimensione inerte* dimensione nominale  $D=20 \text{ mm}$  - conforme UNI EN 12620 - come indicato negli esecutivi strutturali;
- *Copriferro minimo* come indicato negli esecutivi strutturali;
- Acciaio da c.a. tipo B 450C.

### 5.1.1 Calcestruzzo per lastre prefabbricate predalles

Le solette vengono realizzate su casseri autoportanti marcati CE - UNI EN 15050:2012;

- *Classe di resistenza* **C35/45**
- *Compressione caratteristica*  $f_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$   
 $R_{ck} = 450 \text{ daN/cm}^2$
- *Classe di esposizione ambientale* XC4, XF1;
- Classe contenuto in cloruri: CI 0.40;
- Classe di Consistenza *S4 (cono di Abrams)*
- Aggregato normale, naturale (di origine minerale);
- *Massima dimensione inerte* dimensione nominale  $D=20 \text{ mm}$  - conforme UNI EN 12620 - come indicato negli esecutivi strutturali;
- *Copriferro minimo* come indicato negli esecutivi strutturali;
- Acciaio da c.a. tipo B 450C.

### 5.1.2 Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare provvedimenti necessari per limitare gli effetti del degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

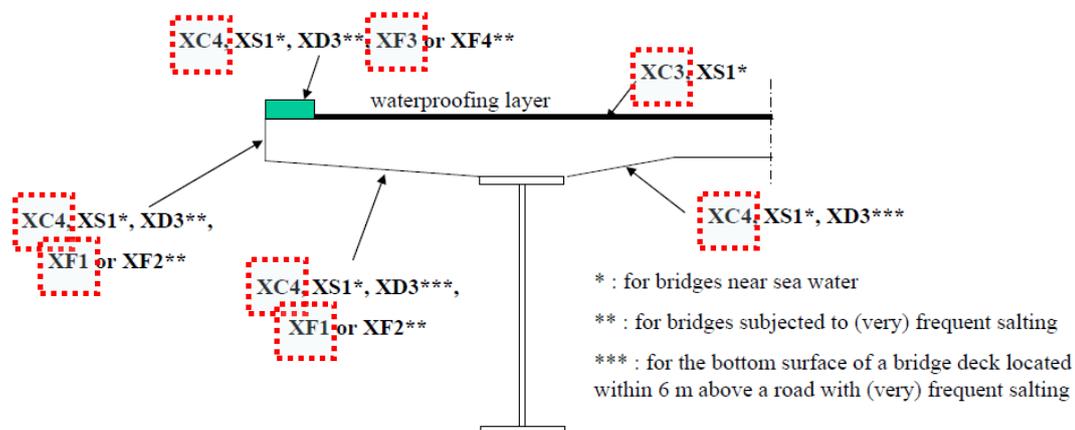
Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo le condizioni ambientali possono essere suddivise come nella seguente tabella (tab4.1.III NTC2018)

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

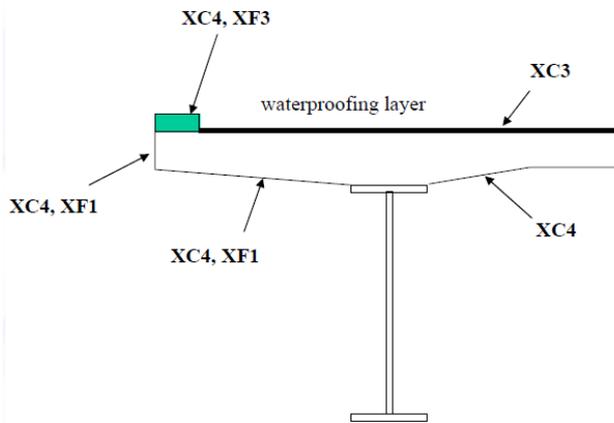
Le classi di esposizione sono definite nelle “Linee Guida per il calcestruzzo strutturale” emesse dal S.T.C. del C.S.LL.PP. nonché nella UNI 206:2016.

A tal proposito, si ritiene che le condizioni in cui si troveranno esposte le superfici in cls siano quelle Aggressive (soletta) – Molto Aggressive (marciapiedi) come appresso indicato:



	Class	Description of the environment
	X0	No risk of corrosion or attack of concrete
Risk of corrosion of reinforcement	XC1 to XC4	Corrosion induced by carbonation
	XD1 to XD3	Corrosion induced by chlorides
	XS1 to XS3	Corrosion induced by chlorides from sea water
Attack to concrete	XF1 to XF4	Freeze/thaw attack
	XA1 to XA3	Chemical attack
	XM	Mechanical abrasion

**Hypothesis : Bridge in a low-level frost area**



The choice of exposure classes leads to define :

- a minimum resistance for concrete (according to EN1992 and EN206), for instance C30/37
- a concrete makeup (maximum E/C ratio, minimum cement content) according to EN206
- a structural class (S1 to S6) for every face of the slab, chosen according to Table 4.3 in EN1992 and to the retained concrete
- a minimum concrete cover for every face of the slab according to the exposure class and the structural class

Sebbene le armature in progetto appartengano al gruppo: “armature poco sensibili” (gruppo a cui appartengono gli acciai ordinari), si potrebbe far ricorso ad acciai zincati per elevare la durabilità degli elementi in calcestruzzo armato.

Le prescrizioni sono state ricavate dunque ricavate dalla norma UNI 11104/2016, in relazione alle condizioni ambientali.

2   Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo che contiene armatura o altri inserti metallici sia esposto all'aria ed all'umidità, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XC1	Permanentemente secco, acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria bassa. Calcestruzzo permanentemente immerso in acqua o esposto a condensa.
XC2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco	Calcestruzzo a contatto con l'acqua per lungo tempo. Calcestruzzo di strutture di contenimento acqua. Calcestruzzo di molte fondazioni.
XC3	Moderata o alta umidità dell'aria	Calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo in esterni con superfici soggette ad alternanze di ambiente secco ed acquoso o saturo d'acqua. Calcestruzzo ciclicamente esposto all'acqua in condizioni che non ricadono nella classe XC2.
3   Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Nel caso in cui il calcestruzzo armato o con inserti metallici sia esposto ad acqua contenente cloruri da origini diverse da quelle dell'acqua di mare, inclusi i sali disgelanti, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XD1	Moderata umidità dell'aria	Calcestruzzo esposto all'azione aggressiva dei cloruri trasportati dall'aria per esempio derivanti dall'uso di sali disgelanti. Per esempio impalcati da ponti, viadotti o barriere stradali.
XD2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco	Calcestruzzo per impianti di trattamento acqua o esposto ad acque contenenti cloruri, per esempio acque industriali o piscine.
XD3	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo esposto a spruzzi di soluzioni di cloruri, per esempio derivanti da sali disgelanti. Per esempio su impalcati da ponti, viadotti o barriere stradali. Calcestruzzo di opere accessorie stradali (muri di sostegno), parti di ponti, pavimentazioni stradali o industriali o di parcheggi.
5   Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti		
Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad un significativo attacco da cicli di gelo/disgelo, purché bagnato, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XF1	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo, in assenza di agente disgelante.	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo.
XF2	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo, in presenza di agente disgelante.	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo in presenza di sali disgelanti, per esempio opere stradali esposte al gelo in presenza di sali disgelanti trasportati dall'aria.
XF3	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo, in assenza di agente disgelante.	Calcestruzzo di elementi orizzontali in edifici dove possono aver luogo accumuli d'acqua.
XF4	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Calcestruzzo di elementi orizzontali, di strade o pavimentazioni, esposti al gelo ed ai sali disgelanti oppure esposti al gelo in zone costiere.

## VALORI LIMITE PER LA COMPOSIZIONE E LE PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO

PROSPETTO 5 UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C32/40	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	C35/45	
Minimo contenuto in cemento (Kg/m³) (d)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)											(b)		4,0 (a)					
Altri requisiti					È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (c)			

(a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390-9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con  $D_{max} > 20\text{mm}$ ; per  $D_{max}$  inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per  $D_{max}$  tra 12mm e 16 mm).

(b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.

(c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.

(d) Quando si applica il concetto di valore  $k$  il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

### 5.1.3 Copriferro nominale

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) e gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione (§4.1.2.2.4 NTC 2018).

Per la protezione delle armature dalla corrosione il copriferro deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo conto della tolleranza di posa delle armature (a tale scopo si può fare utile riferimento alla UNI EN 1992-1-1).

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati al fine di consentire un getto omogeneo del calcestruzzo e devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

Nella seguente tabella (tratta dalla Circ. 7/2019) viene indicato il valore del copriferro, espresso in [mm], in funzione di alcuni dei parametri enunciati oltre che al tipo di elemento (piastra, travi ecc) ed alla qualità minima del calcestruzzo (in termini di classe di resistenza), che deve essere messa in opera per ottenere la necessaria protezione delle armature.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima  $C_{min}$  indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

Ai valori di tabelle vanno aggiunte le tolleranze di posa (pari a  $0 \div 10$  mm) secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Da precisare che i valori indicati nella tabella si riferiscono ad una vita nominale  $V_N=50$  anni (costruzioni **Tipo 2** - tabella 2.4.I delle NTC 2018)

Per costruzioni con vita nominale  $V_N=100$  anni (costruzioni **Tipo 3**) vanno aumentati di 10 mm.

Per classi di resistenza del cls inferiori a  $C_{min}$  i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm.

Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

Considerando dunque che nel presente progetto la vita nominale è pari a  $V_N = 50$  anni si ha:

Per la soletta gettata in opera (e le predalles):

- classe di resistenza del cls è C35/45;
- condizioni ambientali “aggressive” – XC4, XF1
- dalla tabella C4.1.IV  $\rightarrow c_{min} = 30\text{ mm}$

Al ricoprimento minimo così ottenuto deve essere aggiunto un ulteriore spessore, tolleranza di posa ( $\Delta c$ ), che innalza il margine di sicurezza. Nel seguente progetto si prevede di adottare, in fase esecutiva, idonei sistemi di controllo dello spessore del ricoprimento (distanziatori) per cui si può assumere  $\Delta c$  pari a 5 mm.

Si ottiene dunque che il valore del ricoprimento di progetto è pari a:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 30 + 5 = 35\text{ mm}$$

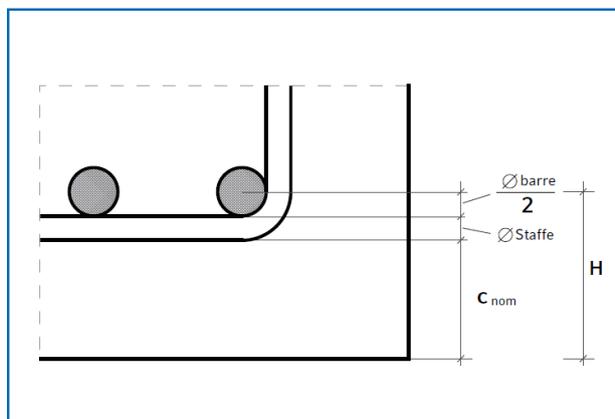
Il ricoprimento dovrà riguardare, ovviamente, sia le armature costituenti la lastra delle predalles che il getto integrativo superiore.

#### Per il getto del marciapiede in opera

- classe di resistenza del cls è C35/45;
- condizioni ambientali “molto aggressive” – XC4, XF3
- dalla tabella C4.1.IV  $\rightarrow c_{min} = 30\text{ mm}$

Con le medesime considerazioni fatte in precedenza si ottiene

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 30 + 5 = 35\text{ mm}$$



Calcolo della misura del distanziale da posizionare sulle barre longitudinali in funzione della dimensione delle armature e del copriferro  $c_{nom}$

Una volta stabilito lo spessore del copriferro  $c_{nom}$ , lo spessore del distanziatore, generalmente posizionato sulle barre longitudinali, è dato dalla relazione di seguito riportata (vedi Fig. 3.4):

$$H = c_{nom} + \varnothing \text{ staffe} + \frac{\varnothing \text{ barre}}{2}$$

#### Facendo invece riferimento alla UNI EN 1992-1-1) si ricava quanto segue:

Il copriferro, per definizione, è la distanza tra la superficie esterna dell’armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  (che deve essere specificato sui disegni) è definito come il copriferro minimo  $c_{min}$  più un margine di progetto per gli scostamenti  $\Delta c_{dev}$  :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

- $c_{min,b}$  copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza
- $c_{min,dur}$  copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali;
- $\Delta c_{dur,\gamma}$  margine di sicurezza aggiuntivo [valore raccomandato  $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$  mm];
- $\Delta c_{dur,st}$  riduzione del copriferro minimo quando si utilizza acciaio inossidabile o siano prese misure particolari [valore raccomandato  $\Delta c_{dur,st} = 0$  mm];
- $\Delta c_{dur,add}$  riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezione aggiuntiva (per esempio un rivestimento) [valore raccomandato  $\Delta c_{dur,add} = 0$  mm];

Sulla scorta dei dati i ottiene dunque la seguente relazione:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm} \}$$

Per far sì che le forze di aderenza siano trasmesse adeguatamente, e che il calcestruzzo sia sufficientemente compatto, si raccomanda che il copriferro minimo non sia inferiore ai valori di  $c_{min,b}$  dati nel prospetto 4.2.

prospetto 4.2 Copriferro minimo,  $c_{min,b}$ , richiesto con riferimento all'aderenza

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}$ <sup>*)</sup>
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente ( $\phi_n$ ) (vedere punto 8.9.1)

\*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiorare  $c_{min,b}$  di 5 mm.

$$\Phi_n = \Phi \cdot \sqrt{n_b} \text{ dove } n_b \text{ è pari al numero delle barre raggruppate.}$$

Nel caso di un calcestruzzo messo in opera in contatto con altri elementi di cls (prefabbricato o in situ) il valore minimo del copriferro rispetto all'interfaccia può essere ridotto a un valore corrispondente al requisito per l'aderenza [prospetto 4.2 di sopra], a condizione che:

- la classe del calcestruzzo sia almeno C25/30,
- il tempo di esposizione della superficie di calcestruzzo all'ambiente esterno sia breve (<28 d);
- l'interfaccia sia resa rugosa.

Con un calcestruzzo di peso normale, il copriferro minimo delle armature, in accordo con la EN 10080 e che tenga conto delle classi di esposizione e delle classi strutturali è dato da  $c_{min,dur}$ .

La classe strutturale raccomandata - *appendice nazionale NAD* - (vita utile di progetto di 50 anni) è pari a S4 per le resistenze indicative del calcestruzzo date nel Prospetto E1N con le modifiche delle classi strutturali raccomandate nel Prospetto 4.3N. La Classe Strutturale minima raccomandata è S1.

I valori raccomandati di  $c_{min,dur}$  sono dati nel Prospetto 4.4N (acciai da armatura ordinaria) e nel Prospetto 4.5N (acciai da precompressione).

prospetto 4.3N Classificazione strutturale raccomandata

Classe Strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza <sup>1)2)</sup>	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Note al Prospetto 4.3N

1) Si considera che la classe di resistenza e il rapporto a/c siano correlate. È possibile considerare una composizione particolare (tipo di cemento, valore del rapporto a/c, fini) con l'intento di ottenere una bassa permeabilità.

2) Il limite può essere ridotto di una classe di resistenza se si applica più del 4% di aria aggiunta.

Prospetto E.1N: Classi di resistenza indicativa

Classi di esposizione in accordo con il Prospetto 4.1										
<b>Corrosione</b>										
	Corrosione indotta da carbonatazione				Corrosione indotta da ioni cloro			Corrosione indotta da ioni cloro di origine marina		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classi di resistenza indicativa	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45
<b>Danni al calcestruzzo</b>										
	Nessun rischio	Attacco gelo/disgelo			Attacco chimico					
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Classi indicative di resistenza	C12/15	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45		

prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo,  $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

prospetto 4.5N Valori del copriferro minimo,  $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Il valore raccomandato di  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ . In alcune situazioni, lo scostamento accettato e quindi il valore ammesso,  $\Delta c_{dev}$ , possono essere ridotti. I valori raccomandati per la riduzione di  $\Delta c_{dev}$  sono:

- se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, la tolleranza ammessa nel progetto,  $\Delta c_{dev}$ , può essere ridotta a:  
 $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$ ;
- se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso  $\Delta c_{dev}$  può essere ridotto a:  
 $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}$ .

Per calcestruzzo messo in opera a contatto con superfici irregolari, si raccomanda che il copriferro minimo sia generalmente aumentato per tener conto dei maggiori scostamenti nel progetto. Si raccomanda che tale aumento sia in relazione con la differenza provocata dalle irregolarità e il copriferro minimo sia almeno pari a  $k_1$  mm per calcestruzzo messo in opera contro terreni trattati (incluso calcestruzzo di spianatura) e  $k_2$  mm per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno.

Si raccomanda di aumentare il copriferro anche nei casi in cui siano presenti irregolarità superficiali, quali per esempio finiture striate o aggregati a vista, in modo da tener conto dell'irregolarità superficiale [Nel caso di superfici irregolari (per esempio aggregati esposti) si raccomanda che il copriferro minimo sia aumentato di almeno 5 mm].

I valori raccomandati sono rispettivamente  $k_1=40 \text{ mm}$  e  $k_2=75 \text{ mm}$ .

Considerando dunque che nel presente progetto la vita nominale è pari a  $V_N=50$  anni e dunque la classe strutturale dell'elemento è pari a **S4** si hanno i seguenti valori:

In base al prospetto 4.4N della UNI EN 1992-1-1 si ricavano i seguenti valori  $c_{min,dur}$

Elemento/Classe di esposizione	Classe Strutturale	$c_{min,dur}$ (mm) Armatura ordinaria
Soletta / (XC4; XF1)	S3	25
Marciapiede / (XC4; XF3)	S3	25

Per la soletta gettata in opera (e le predalles):

- classe di resistenza di progetto del cls è C35/45;
- condizioni ambientali: XC4, XF1
- dal prospetto 4.4N  $\rightarrow c_{min,dur} = 25 \text{ mm} \rightarrow c_{min} = 25 \text{ mm}$
- si adotta Il valore raccomandato di  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Si ottiene dunque il valore del ricoprimento di progetto:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Il ricoprimento dovrà riguardare, ovviamente, sia le armature costituenti la lastra delle predalles che il getto integrativo superiore.

Per il getto del marciapiede in opera

- classe di resistenza del cls è C35/45;
- condizioni ambientali: XC4, XF3
- dal prospetto 4.4N  $\rightarrow c_{min,dur} = 25 \text{ mm} \rightarrow c_{min} = 25 \text{ mm}$
- si adotta Il valore raccomandato di  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Si ottiene dunque il valore del ricoprimento di progetto:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Al ricoprimento minimo così ottenuto deve essere aggiunto un ulteriore spessore, tolleranza di posa  $\Delta c_{dev}$ , che innalza il margine di sicurezza. Nel seguente progetto si prevede di adottare, in fase esecutiva, idonei sistemi di controllo dello spessore del ricoprimento (distanziatori) per cui si può assumere  $\Delta c$  pari a 5 mm.

Con le precedenti assunzioni, considerando barre di diametro massimo  $\Phi_{max} = 22 \text{ mm}$ ,

$$c_{min} > c_{min,b} = \Phi_{max}$$

Si ottengono infine i seguenti valori del copriferro minimo e di quello nominale:

Elemento/Classe di esposizione	$c_{min,dur}$ (mm) Armatura ordinaria	$c_{min}$ (mm)
Soletta / (XC4; XF1)	25	<b>35</b>
Marciapiede / (XC4; XF3)	25	<b>35</b>

### 5.1.4 Distanze tra le barre - Interferro

In accordo con il §8.2 UNI EN 1992-1-1, la distanza minima tra due barre poste sullo stesso strato, tale da consentire la messa in opera e compattazione del cls soddisfacenti per lo sviluppo dell'aderenza, deve soddisfare la seguente relazione:

$$i_{min} = \max(\emptyset; d_g + 5; 20 \text{ mm})$$

$\emptyset$  = diametro delle barre (mm);

$d_g$  massima dimensione dell'aggregato (mm).

Gli interferri di progetto rispettano tali limitazioni.

### 5.1.5 Classe di consistenza

In base ai dati di abbassamento al cono riportati nella tabella:

CLASSE	ABBASSAMENTO AL CONO
S1	10 ÷ 40 mm
S2	50 ÷ 90 mm
S3	100 ÷ 150 mm
S4	160 ÷ 210 mm
S5	≥ 220* mm



si prescrive dunque per tutti i getti in cls: Classe **S4**.

### 5.1.6 Diametro massimo degli aggregati

Come diametro massimo degli aggregati negli impasti, si adotterà per tutti i getti di calcestruzzo

$$D_{max} \leq 20 \text{ mm}$$

### 5.1.7 Acciaio per c.a. (B450C)

Per tutte le strutture in c.a. si deve impiegare acciaio a aderenza migliorata saldabile tipo B450C conformemente a quanto previsto al punto 11.3.2 del DM 2018.

Nei calcoli si assumono i seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

- $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$  Tensione di snervamento caratteristica
- $f_{tk} = 5400 \text{ daN/cm}^2$  Tensione di rottura caratteristica;
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ MPa}$  Tensione di snervamento di progetto;
- $\gamma_s = 1,15$  Coefficiente di sicurezza per la resistenza;
- $E_s = 210000 \text{ MPa}$  Modulo elastico.

Gli acciai B450C possono essere impiegati in barre di diametro  $\emptyset$  delle barre compreso tra 6 e 40 mm. L'uso di acciai B450C in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a  $\emptyset < 16 \text{ mm}$ .

Gli acciai delle reti e tralicci elettrosaldati devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare i 330 mm. Per le reti e i tralicci costituiti con acciaio B450C, gli elementi base devono avere diametro  $\emptyset$  che rispetta la limitazione  $6 \text{ mm} < \emptyset < 16 \text{ mm}$  con le caratteristiche riportate nel § 11.3.2.5. delle NTC 2018.

## 5.2 Acciai per strutture metalliche e strutture composte

### 5.2.1 Acciaio

Tutti gli elementi metallici sono studiati per essere prefabbricati in officina con conci di lunghezza massima 17.00 m.

In relazione alla loro lunghezza i conci risultano trasportabili senza oneri specifici.

Detti conci suddividono trasversalmente l'intero impalcato in tre parti in modo da poter essere facilmente trasportati in cantiere ed agevolmente posizionati in situ mediante mezzi di sollevamento ordinari.

Per la struttura metallica del ponte sono state utilizzate le seguenti tipologie di acciaio:

I tre conci di impalcato (ad eccezione dei giunti di forza, bullonati) vengono composti in officina mediante saldatura di lamiera in acciaio tipo:

Acciaio strutturale autoprotetto "Corten" UNI EN 10025-5 tipo S355J2 G2 W

Tutte le travi principali ed i traversi di appoggio vengono connessi alla soletta mediante connessioni a taglio costituite da *pioli tipo Nelson*.

Per i nuovi elementi metallici si impiegherà dunque acciaio strutturale autoprotetto "Corten" UNI EN 10025-5 tipo S355 J2 G2 W, recanti la Marcatura CE ai sensi del punto 11.3.4 del NTC 2018 e deve essere conforme alla UNI EN 1090-2:2011.

Nelle calcolazioni statiche sono stati impiegati i seguenti valori:

*Acciaio S355 ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )*

- $f_{yk} = 3550 \text{ daN/cm}^2$  Tensione di snervamento caratteristica;
- $f_{tk} = 5100 \text{ daN/cm}^2$  Tensione di rottura caratteristica;
- $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$  Modulo elastico;
- $\nu = 0,3$  Coefficiente di Poisson;
- $G = 80769 \text{ N/mm}^2$  Modulo di elasticità trasversale;
- $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  Coefficiente di espansione termica lineare ( $T \leq 100^\circ\text{C}$ );
- $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ . Densità.

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490



Come riportato al § 4.2.4.1.1 delle NTC 2018, il valore della resistenza di progetto dell'acciaio, nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, si assume pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$$

Dove i coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  sono pari a:

- $\gamma_{M0} = 1.05$  Resistenza del materiale (Sezioni di Classe 1,2,3 e 4);
- $\gamma_{M1} = 1.10$  Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti;
- $\gamma_{M2} = 1.25$  Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese indebolite dai fori;

### 5.2.2 Bulloni

I bulloni utilizzati nelle giunzioni devono appartenere alle classi sottoindicate della norma UNI EN ISO 898-:2012, associate nel modo indicato nelle tabelle sottostanti (§11.3.4.6 NTC 2018):

Per i bulloni “NON A SERRAGGIO CONTROLLATO”, conformi alla UNI EN 15048-1, viti, dadi e rondelle in acciaio devono essere associati come nella seguente tabella:

Tab. 11.3.XIII.a

Viti	Dadi	Rondelle	Riferimento
Classe di resistenza UNI EN ISO 898-1:2013	Classe di resistenza UNI EN ISO 898-2:2012	Durezza	
4.6	4; 5; 6 oppure 8	100 HV min.	UNI EN 15048-1
4.8			
5.6	5; 6 oppure 8		
5.8			
6.8	6 oppure 8		
8.8	8 oppure 10	100 HV min oppure 300 HV min.	
10.9	10 oppure 12		

Tab. 11.3.XIII.b

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

Per i bulloni “A SERRAGGIO CONTROLLATO”, conformi alla UNI EN 14399-1, viti, dadi e rondelle in acciaio devono essere associati come nella seguente tabella:

Tab. 11.3.XIV

Sistema	Viti		Dadi		Rondelle	
	Classe di resistenza	Riferimento	Classe di resistenza	Riferimento	Durezza	Riferimento
HR	8.8	UNI EN 14399-1	8	UNI EN 14399-3	300-370 HV	UNI EN 14399 parti 5 e 6
	10.9	UNI EN 14399-3	10	UNI EN 14399-3		
HV	10.9	UNI EN 14399-4	10	UNI EN 14399-4		

Bulloni “a serraggio controllato” - Sistema HR (UNI EN 14399-1):

Viti classe di resistenza 10.9 (UNI EN 14399-3);

Dadi classe di resistenza 10 (UNI EN 14399-3)

Rondelle Durezza 300-370 HV (UNI EN 14399-parti 5 e 6).

### **5.2.3 Saldature**

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011. Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale di base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno essere rispettate le norme UNI EN 1011:2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili.

Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo caso particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013.

Le saldature (conformi a quanto disposto dal cap. 11.3.4 del D.M. 17.01.2018) dovranno essere eseguite, se realizzate in officina, con saldatrice a filo continuo di diametro minimo pari a mm. 1 in atmosfera di gas inerti oppure, come per le saldature in opera, secondo UNI EN 4063:2011 qualificati WPQR con elettrodi a rivestimento basico tipo E52 classe 4B o equivalente procedimento semiautomatico omologato; la sezione di gola, da ottenersi con più passate, dovrà essere almeno pari a mm. 5.

#### 5.2.4 Pioli Nelson

I connettori piolo sono tipo "Nelson" Ø22 h=200, valgono le indicazioni del §11.3.4.7 NTC 2018 e si impiegherà acciaio tipo S235 J2 G3+C450 (ex ST 37-3K).

Nelle calcolazioni statiche sono stati impiegati i seguenti valori:

- $f_{yk} \geq 350$  MPa
- $f_{tk} \geq 450$  MPa

#### 5.2.5 Dettagli di progetto carpenterie metalliche

La classe di esecuzione dovrà essere **EXC 4** in ottemperanza alla normativa vigente - UNI EN 1090-2:2011.

La UNI EN 1090 introduce il concetto di "Execution Class", in termini di requisiti specificati, classificati per l'esecuzione di un'opera e specifica il livello di qualità di un'opera nel suo complesso, di un singolo componente o di un dettaglio di un componente.

La classe di esecuzione, dunque, seleziona e specifica il livello di qualità appropriato riguardo alla sicurezza che quel componente avrà nell'opera costruttiva.

La scelta della classe di esecuzione dovrebbe prendere in considerazione il tipo di materiale utilizzato, l'affidabilità data dalla classe di conseguenza (CC) ed i rischi potenziali dati dalla:

- Categoria di servizio SC, legata al rischio di installazione/utilizzo;
- Categoria di produzione PC, legata alla complessità di esecuzione

Nella EN 1990 "Criteri generali di progettazione", sono dunque riportate all'appendice B, Tabella B1 "differenziazione dell'affidabilità strutturale per le costruzioni" le classi di conseguenza CC in caso di malfunzionamento/rottura della struttura, definite/espresse in termini di perdita di vite umane, di conseguenze economiche, sociali ed ambientali:

CLASSE DI CONSEGUENZA (CCi)	DESCRIZIONE	ESEMPI
CC3	Gravi conseguenze per perdite di vite umane, economiche o sociali. Oppure gravi conseguenze per l'ambiente.	Tribune coperte, edifici pubblici, ove le conseguenze di errori sono alte (Esempio: sale di concerti).
CC2	Conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni residenziali oppure per uffici, uffici pubblici ove le conseguenze in caso di fallimento sono medie (Costruzioni di uffici).
CC1	Lievi conseguenze per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure basse o trascurabili conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni agricole dove le persone normalmente non entrano (esempio: Magazzini, serre).

Per quanto riguarda la Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio SC) vale la seguente tabella:

CATEGORIA DI SERVIZIO (SC)	DEFINITE IN BASE ALLE SOLLECITAZIONI PREVISTE (dinamiche / statiche)
SC1	Strutture e componenti progettati per azioni quasi-statiche (Esempio: Edifici) Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni sismiche in regioni a bassa intensità sismica e DCL Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru (Classe S0)
SC2	Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo con EN 1993 (Esempio: ponti ferroviari e stradali, gru (da S1 a S9), strutture suscettibili a vibrazioni determinate dall'azione del vento, gru oppure macchine con funzione rotazionale) Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per azioni sismiche in regioni con medio ed alto rischio sismico e in DCM e DCH
Legenda: DCL: Comportamento strutturale poco dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1) DCM: Comportamento strutturale mediamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1) DCH: Comportamento strutturale altamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)	

Bisogna tener conto che in una struttura possono esservi contenuti componenti strutturali di entrambe le classi di rischio. In questo caso, al fine di una corretta determinazione della classe di esecuzione dell'opera, la scelta dovrà cadere sulla classe di servizio superiore, maggiormente restrittiva.

Per quanto riguarda invece la determinazione della Classe di rischio connessa alla difficoltà nell'esecuzione della struttura (categorie di produzione) vale la seguente tabella:

CATEGORIA DI PRODUZIONE (PC)	DEFINITE IN BASE ALLE TECNOLOGIE PRODUTTIVE
PC1	Componenti non saldati e realizzati con qualunque grado di acciaio Componenti saldati realizzati con acciaio di grado inferiore a S355
PC2	Componenti saldati realizzati con acciaio di grado S355 e superiore Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati tramite saldatura sulla costruzione in situ Componenti con formatura a caldo oppure che abbiano ricevuto un trattamento termico durante la produzione Componenti di tralicci CHS che richiedono tagli e profilature

Sulla scorta delle precedenti categorie e/o classe è dunque possibile definire la *Classe di Esecuzione EXCi* secondo quanto previsto nella seguente tabella (Tab. B3 della EN 1090-2):

Tabella di determinazione della classe di esecuzione							
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4
La classe di esecuzione EXC4 deve essere scelta in caso di strutture con estreme conseguenze determinate dal cedimento della struttura, in base a disposizioni legislative.							

Nel caso in oggetto, trattandosi di strutture da ponte, si assume una *Classe di conseguenza CC3* ed una *Categoria di servizio SC2*.

Per quanto riguarda la classe di rischio connessa alla difficoltà nell'esecuzione della struttura, trattandosi di componenti saldati realizzati con acciaio di grado S355 si assume una *Categoria di produzione PC* pari a **PC2**.

In base alla tabella di determinazione della classe di esecuzione si ottiene pertanto che la struttura in acciaio debba essere realizzata in **Classe di esecuzione EXC4**

Il trattamento di protezione, funzione dell'ambiente di esposizione e del sistema costruttivo adottato si ritiene soddisfatto mediante l'utilizzo di acciai tipo auto passivanti – tipo Corten – UNI EN 10025-5, può comunque essere prevista ulteriore ed apposita verniciatura protettiva.

La normativa ISO 8501-3:2008 “Preparazione di substrati di acciaio prima dell'applicazione di pitture e prodotti correlati - Valutazione visiva del grado di pulitura della superficie” illustra i criteri/gradini di preparazione di saldature, bordi e altre aree con imperfezioni superficiali da attuare anche in funzione della classe di corrosività ambientale riferita al sito di installazione dell'opera.

Tali criteri sono suddivisi in 3 gradi di preparazione superficiale:

- P1 – preparazione base;
- P2 – preparazione accurata;
- P3 – preparazione molto approfondita.

Gli aspetti principali che corrispondono ai tre gradi di preparazione riguardano il livello di finitura superficiale delle saldature, le smussature degli spigoli più o meno accentuata, i diversi gradi di rimozione della superficie dei bordi da taglio termico e lo stato superficiale dell'acciaio in generale.

Per la struttura in oggetto si prescrive una classe di preparazione P3.

Le dimensioni degli elementi sono indicative e dovranno essere meglio definite nel progetto esecutivo;

Il profilo longitudinale delle travi prevede una contro-freccia di montaggio, funzione dei carichi propri e permanenti;

Le giunzioni delle travi principali sono previste saldate a completo ripristino con procedimenti secondo UNI EN 4063:2011. Le procedure di saldature (materiali, modalità operative, etc.) e le quantità ed i tipi di controlli devono essere omologati da Ente riconosciuto;

Preparazione dei lembi secondo UNI EN ISO 9692-1:2013;

Se non diversamente indicato le lunette di scarico hanno raggio R=20 mm;

In fase di redazione dei disegni di officina/costruttivi dovrà essere posta attenzione ai punti di potenziale ristagno di acqua prevedendo appositi fori per scarico.

Le giunzioni bullonate sono ad attrito; bulloni “a serraggio controllato” - Sistema HR (UNI EN 14399-1) - Bulloni classe 10.9, dadi 10. Copie di serraggio secondo UNI EN 1993-1-8:2005.

Le superfici a contatto dei giunti non vanno verniciate. Verranno sabbiate Sa 2.5 e quindi protette con pellicola adesiva che verrà rimossa al momento dell'installazione dei bulloni, entro lo stesso giorno del serraggio.

Tutte le giunzioni bullonate sono ad attrito con  $\mu=0,30$ . Le superfici di contatto dovranno presentare al montaggio pulite, prive di olii, vernici, scaglie di laminazione, macchi e di grasso ecc.;

Il diametro dei fori è pari a quello nominale aumentato di 1.0 mm per bulloni sino a M20 e pari a 1,5 mm per quelli superiori;

I bulloni che collegano gli apparecchi di appoggio alle travi devono essere dotati di piastrine opportunamente inclinate in modo da evitare flessioni nel gambo delle viti;

Le metodologie e quantità di controllo delle saldature e delle coppie di serraggio dei bulloni saranno stabilite dal D.L.;

**Le piastre di ripartizione poste in corrispondenza degli apparecchi di appoggio sulle spalle devono essere opportunamente rastremate (sezione longitudinale trapezia) con inclinazione della faccia superiore pari alla pendenza locale del profilo altimetrico e/o per effetto della contromonta.**

Gli appoggi strutturali previsti sono isolatori elastomerici, UNI EN 1337, saranno installati in accordo alla UNI EN 15129;

I giunti di dilatazione saranno del tipo in gomma armata in grado di consentire dilatazioni longitudinali e trasversali qualificati sulla base delle relative EAD (European Assessment Documents).

### 5.2.1 Dettagli di progetto attacco parapetto

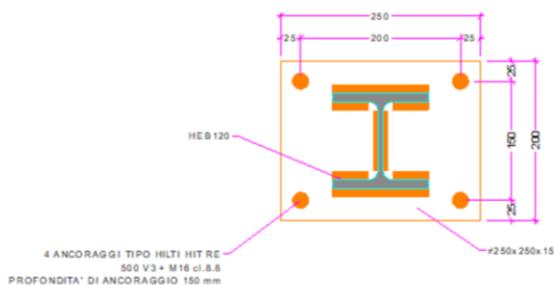
Di seguito si riportano le caratteristiche salienti della verifica dell'attacco di base del parapetto metallico.

#### BULLONI E TIRAFONDI :

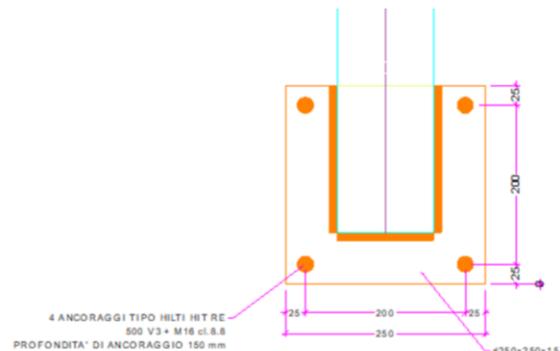
- bulloni: classe 8.8;
- tirafondi: M16 acciaio zincato a caldo, classe di resistenza 8.8;
- ancorante chimico: HILTY HIT RE 500 V3.

#### PROTEZIONE ANTICORROSIVA E FINITURA:

- ciclo di protezione: conforme alla UNI EN ISO 12944, classe di
- corrosività C2, durabilità alta (>15 anni), zincatura a caldo ed ulteriore verniciatura protettiva.



GIUNTO PARAPETTO 1 - SCALA 1:5



GIUNTO PARAPETTO 2 - SCALA 1:5

## 6 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza della costruzione, in accordo con le *NTC 2018*, le strutture vengono verificate con il metodo semi-probabilistico agli stati limite (basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili alla generalità dei casi) mediante analisi di tipo lineare utilizzando combinazioni delle azioni ai sensi della normativa tecnica (§ 2.5. delle *NTC 2018*).

La sicurezza strutturale, nell'ambito dell'applicazione del metodo semi-probabilistico degli stati limite, viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto prodotto dalle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_{ki}$  ed  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze ed il frattile (superiore od inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In generale i frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali di sicurezza" espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali (rapporto tra i valori caratteristici delle resistenze ed i fattori parziali  $\gamma_M$  di resistenza) ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = \gamma_F F_{kj}$  delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e di stato tensionale e/o deformativo in accordo a quanto previsto dalle *NTC2018*.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio si effettua attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d$$

dove:

$C_d$  rappresenta il valore limite di progetto associato all'aspetto di funzionalità in esame;

$E_d$  corrisponde al valore di progetto dell'effetto delle azioni.

## 7 AZIONI DI CALCOLO

Le azioni da prendere in conto devono essere assunte in accordo con quanto stabilito nella *Normativa* dove, in mancanza di specifiche indicazioni, si indica di far ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a documenti normativi/tecnici di comprovata validità.

Le azioni di calcolo considerate per la valutazione della sicurezza ed il progetto di rinforzo delle strutture del ponte in oggetto (§ 5.1.3 *NTC 2018*) comprendono: pesi propri degli elementi costituenti le strutture  $g_1$ , i carichi permanenti portati  $g_2$  e le altre azioni permanenti  $g_3$ , le distorsioni e deformazioni impresse  $\epsilon_i$ , le azioni variabili da traffico  $q_{1-4}$ , le azioni variabili (variazioni termiche, vento, neve e le azioni sui parapetti ecc.)  $q_{5-9}$ , l'azione sismica  $E$ .

Si è ritenuta l'azione della neve trascurabile rispetto all'azione dei carichi accidentali mobili; non si è inoltre considerata la presenza di forze centrifughe essendo l'impalcato in retto.

Per quanto riguarda i carichi da traffico si è fatto riferimento ai carichi dati dal *NTC 2018*, di cui seguono gli estratti.

Per quanto riguarda l'applicazione dell'azione sismica sulla struttura, si rimanda a quanto dettagliato nei successivi capitoli.

Nella modellazione il peso proprio degli elementi strutturali viene applicato direttamente agli elementi stessi a seconda delle caratteristiche geometriche e dei materiali costituenti.

Per quanto riguarda il peso dell'acciaio, lo stesso viene valutato automaticamente dal programma di calcolo.

Tutti i carichi ed i sovraccarichi di esercizio (SLU e SLE) si considerano agire staticamente.

Le azioni agenti sulla struttura sono state cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche (si è considerato il loro inviluppo).

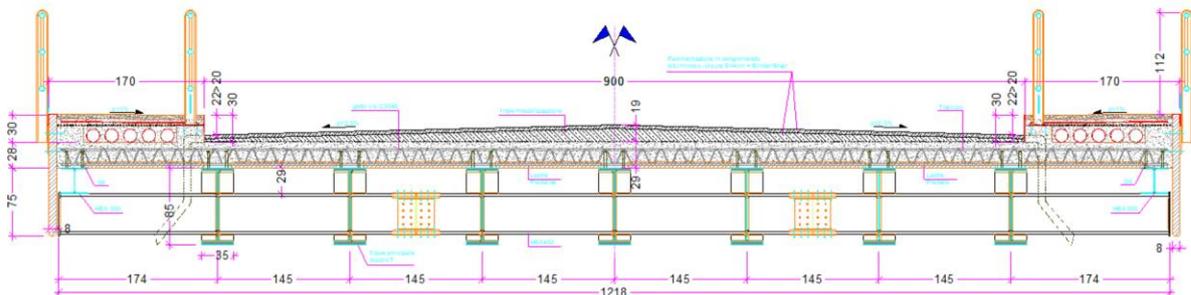
Nelle figure inserite nel listato di calcolo del programma sono illustrati i casi di carico applicati nel modello (ad esclusione del peso proprio degli elementi strutturali, computato automaticamente dal software).

## 7.1 Pesì propri strutturali e non strutturali

Si riportano di seguito i pesi specifici dei principali materiali usati per la costruzione della struttura ed i pesi propri assunti per il calcolo delle strutture principali che la costituiscono:

Calcestruzzo.....	24.0	kN/m <sup>3</sup>
Acciaio.....	78.5	kN/m <sup>3</sup>

La sezione trasversale dell'impalcato è rappresentata nella seguente figura:



SEZIONE TRASVERSALE CORRENTE A-A

Sezione impalcato

L'analisi dei pesi permanenti e di quelli portati permanentemente fornisce dunque il seguente quadro riepilogativo per metro lineare di sviluppo:

Peso proprio travata metallica .....	$G_{1, trL} =$	21.0 kN/m
Peso proprio traversi (incidenza) .....	$G_{1, trv} =$	3.5 kN/m
Peso proprio soletta e marciapiedi ( $A=5.01 \text{ m}^2$ ) .....	$G_{1, sol} =$	<u>125.5 kN/m</u>
.....	$G_{1, tot} =$	150.0 kN/m
Usura e Binder (9,00x0,10x22) .....	$G_{2us} =$	20.0 kN/m
Rasatura calpestio marciapiedi .....	$G_{2mar} =$	1.0 kN/m
Parapetti .....	$G_{2ringh} =$	3.0 kN/m
Tubazioni appese .....	$G_{2tub} =$	<u>3.0 kN/m</u>
.....	$G_{2, tot} =$	27.0 kN/m

Il peso degli impalcati metallici è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti (tramite il peso per unità di volume); tali pesi sono stati incrementati del 10% per considerare il peso di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc.

## 7.2 Effetti reologici del calcestruzzo nella soletta

Si cercherà di tener conto di questi effetti a lungo termine con una certa approssimazione, considerando lo sviluppo nel tempo delle resistenze dei getti e dei relativi effetti reologici tratte dalla normativa (NTC 2018 - §11.2.10.6/7; UNI EN 1992-1-1:2005 - §3.1 ed Appendice B).

### (§ 11.2.10.6 NTC 2018 RITIRO)

La deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 11307:2008.

In sede di progettazione strutturale, e quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

$\epsilon_{cs}$  deformazione totale per ritiro;

$\epsilon_{cd}$  deformazione per ritiro da essiccamento;

$\epsilon_{ca}$  deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tabelle 11.2.Va ed 11.2.Vb in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

Tab. 11.2.Va – Valori di  $\epsilon_{c0}$

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tab. 11.2.Vb – Valori di  $k_h$

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione  $\epsilon_{cd}$  può essere valutato come:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \epsilon_{cd,\infty}$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = (t - t_s) / \left[ (t - t_s) + 0.04 \cdot h_0^{3/2} \right]$$

in cui:

- t età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni);
- t<sub>s</sub> età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni)
- h<sub>0</sub> dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto 2A<sub>c</sub>/u
- A<sub>c</sub> area della sezione in calcestruzzo;
- u perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\epsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

con  $f_{ck}$  in N/mm<sup>2</sup>.

#### (§ 11.2.10.7 NTC 2018 VISCOSITÀ)

In sede di progettazione, se la tensione di compressione del calcestruzzo, al tempo  $t_0 = j$  di messa in carico, non è superiore a  $0.45 \cdot f_{ckj}$ , il coefficiente di viscosità  $\phi(\infty, t_0)$ , a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise (per es. § 3.1.4 di UNI EN 1992-1-1:2005), può essere dedotto dalle seguenti Tabelle 11.2.VI e 11.2.VII dove  $h_0$  è la dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6:

Tab. 11.2.VI – Valori di  $\phi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t <sub>0</sub>	h <sub>0</sub> ≤ 75 mm	h <sub>0</sub> = 150 mm	h <sub>0</sub> = 300 mm	h <sub>0</sub> ≥ 600 mm
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tab. 11.2.VII - Valori di  $\phi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t <sub>0</sub>	h <sub>0</sub> ≤ 75 mm	h <sub>0</sub> = 150 mm	h <sub>0</sub> = 300 mm	h <sub>0</sub> ≥ 600 mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Per valori intermedi è ammessa una interpolazione lineare.

Nel caso in cui sia richiesta una valutazione in tempi diversi da  $t = \infty$  del coefficiente di viscosità questo potrà essere valutato secondo modelli tratti da documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

### (§3.1.4 UNI EN 1992-1-1:2005 Viscosità e ritiro)

(1)P La viscosità e il ritiro del calcestruzzo dipendono dall'umidità dell'ambiente, dalle dimensioni dell'elemento e dalla composizione del calcestruzzo. La viscosità è inoltre influenzata dalla maturazione del calcestruzzo al momento della prima applicazione del carico e dipende dalla durata e dall'entità del carico.

(2) Il coefficiente di viscosità  $\varphi(t, t_0)$  è in relazione con il modulo tangente,  $E_c$ , che si può assumere pari a  $1,05 E_{cm}$ . Se non è richiesta una grande accuratezza, il valore ricavato dalla figura 3.1 può essere considerato il coefficiente di viscosità, a condizione che il calcestruzzo non sia soggetto a una tensione di compressione maggiore di  $0.45 \cdot f_{ck}(t_0)$  al tempo  $t_0$ , età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico.

Nota Per maggiori informazioni, ivi incluso lo sviluppo della viscosità nel tempo, si può utilizzare l'appendice B.

(3) La deformazione viscosa del calcestruzzo  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$  al tempo  $t = \infty$  per una tensione di compressione costante  $\sigma_c$  applicata all'età  $t_0$  del calcestruzzo, è data da:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right)$$

(4) Se la tensione di compressione del calcestruzzo al tempo  $t_0$  supera il valore  $0.45 \cdot f_{ck}(t_0)$ , allora si raccomanda di tener conto della viscosità non lineare. Una tensione così alta può risultare dalla precompressione, per esempio in elementi prefabbricati di calcestruzzo al livello del cavo di precompressione. In questi casi si raccomanda che il coefficiente teorico di viscosità non lineare sia ottenuto come segue:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp [k_\sigma - 0.45]$$

dove:

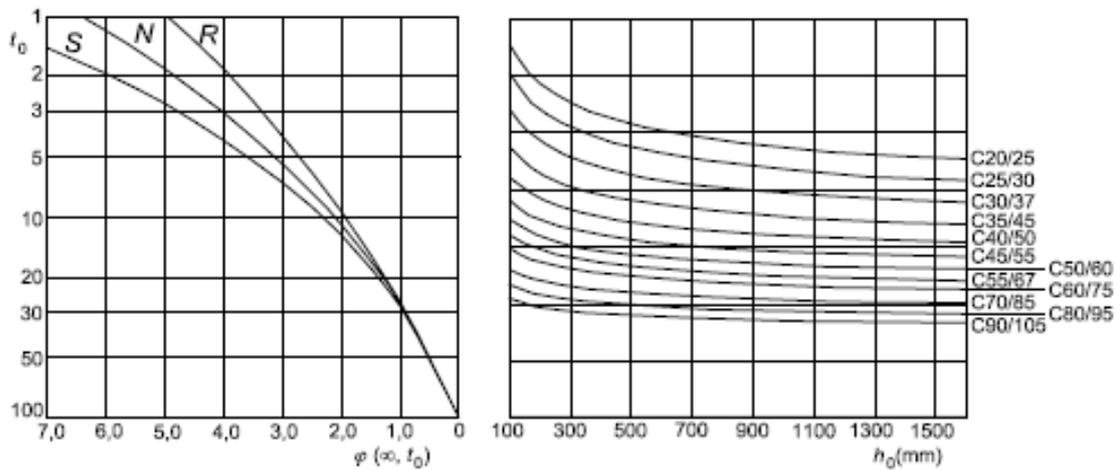
$\varphi_k(\infty, t_0)$  è il coefficiente teorico di viscosità non lineare, che sostituisce  $\varphi(\infty, t_0)$ ;

$k_\sigma$  è il rapporto tensioni-resistenza  $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$  dove  $\sigma_c$  è il valore medio della tensione di compressione sul calcestruzzo e  $f_{cm}(t_0)$  è la tensione di compressione al momento dell'applicazione del carico.

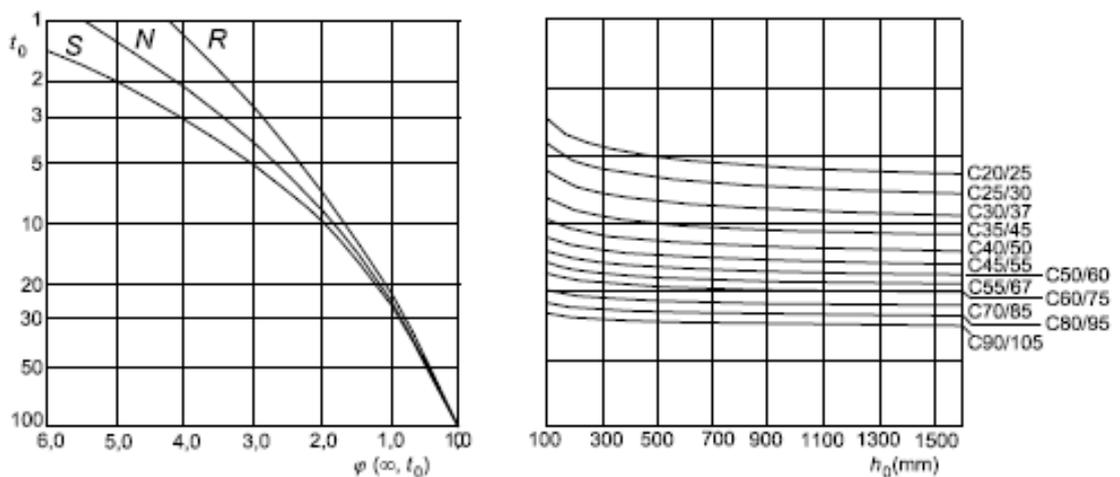
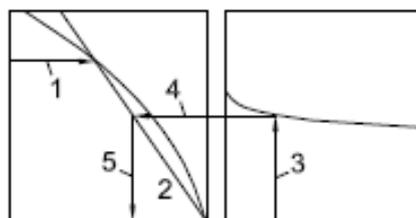
figura 3.1 Metodo per determinare il coefficiente di viscosità  $\varphi(\infty, t_0)$  di calcestruzzi in condizioni ambientali normali

Legenda

- a) Condizioni interne - RH = 50%
- b) Condizioni esterne - RH = 80%



a)



b)

Nota:

- il punto d'intersezione tra le linee 4 e 5 può anche essere al di sopra del punto 1.
- per  $t_0 > 100$  è sufficientemente accurato assumere  $t_0 = 100$  (e utilizzare la linea tangente).

- (5) I valori dati nella figura 3.1 sono validi per temperature ambientali comprese tra -40 °C e +40 °C e per umidità relativa media compresa tra RH = 40% e RH = 100%. Si utilizzano i seguenti simboli:

$\varphi(\infty, t_0)$	coefficiente finale di viscosità;
$t_0$	età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento dell'applicazione del carico;
$h_0$	dimensione convenzionale = $2A_c/u$ , dove $A_c$ è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo e $u$ è il perimetro della parte di sezione esposta a essiccamento;
$S$	Classe S, secondo il punto 3.1.2 (6);
$N$	Classe N, secondo il punto 3.1.2 (6);
$R$	Classe R, secondo il punto 3.1.2 (6).

- (6) La deformazione totale da ritiro è formata da due componenti, la deformazione da ritiro per essiccamento e la deformazione da ritiro autogeno.

La deformazione da ritiro per essiccamento si sviluppa lentamente, dal momento che è funzione della migrazione dell'acqua attraverso il calcestruzzo indurito.

La deformazione da ritiro autogeno si sviluppa durante l'indurimento del calcestruzzo: la maggior parte si sviluppa quindi nei primi giorni successivi al getto.

Il ritiro autogeno è una funzione lineare della resistenza del calcestruzzo. Esso si considera specificatamente quando un calcestruzzo fresco è gettato contro un calcestruzzo già indurito. Perciò i valori della deformazione totale da ritiro  $\varepsilon_{cs}$  discendono da:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cs}$	deformazione totale da ritiro;
$\varepsilon_{cd}$	deformazione da ritiro per essiccamento;
$\varepsilon_{ca}$	deformazione da ritiro autogeno.

Il valore finale della deformazione da ritiro per essiccamento  $\varepsilon_{cd,\infty}$ , è uguale a:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

dove:

$\varepsilon_{cd,0}$  può essere ottenuto dal prospetto 3.2 (valori medi attesi, con un coefficiente di variazione attorno al 30%).

Nota La formula per  $\varepsilon_{cd,0}$  è data nell'appendice B.

prospetto 3.2 Valori nominali del ritiro (in ‰) per essiccamento non contrastato  $\varepsilon_{cd,0}$  del calcestruzzo con cemento CEM classe N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

prospetto 3.3 Valori di  $k_h$  nell'espressione (3.9)

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Lo sviluppo del ritiro per essiccamento nel tempo è regolato dalla:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

dove:

$k_h$  è un coefficiente che dipende dalla dimensione convenzionale  $h_0$  secondo il prospetto 3.3.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$$

dove:

$t$  età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento considerato;

$t_s$  età del calcestruzzo (in giorni) all'inizio del ritiro per essiccamento (o rigonfiamento).

Generalmente questo avviene alla fine della maturazione;

$h_0$  dimensione convenzionale (in millimetri) della sezione trasversale =  $2A_c/u$

$A_c$  area della sezione trasversale di calcestruzzo

$u$  perimetro della parte di sezione esposta a essiccamento

La deformazione da ritiro autogeno è data da:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

dove:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5})$$

con  $t$  espresso in giorni.

(APPENDICE B UNI EN 1992-1-1:2005 DEFORMAZIONI CONSEGUENTI ALLA VISCOSITÀ E AL RITIRO (informativa) - B.1 Equazioni di base per determinare il coefficiente di viscosità)

(1) Il coefficiente di viscosità  $\varphi(t, t_0)$  può essere calcolato con la relazione:

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

dove:

$\varphi_0$  coefficiente nominale di viscosità e può essere valutato mediante:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$\varphi_{RH}$  coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[ \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

RH umidità ambientale relativa, in percentuale;

$\beta(f_{cm})$  coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$f_{cm}$  resistenza media a compressione del calcestruzzo, in Mega Pascal, all'età di 28 giorni;

$\beta(t_0)$  coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})}$$

$h_0$  dimensione fittizia (in millimetri) uguale a:

$$h_0 = 2A_c/u$$

$A_c$  area della sezione trasversale;

$u$  perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera;

$\beta_c(t, t_0)$  coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico e può essere valutato con la seguente espressione:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$t$  età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato;

$t_0$  età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico;

$t - t_0$  durata non corretta del carico, in giorni;

$\beta_H$  coefficiente dipendente dall'umidità relativa ( $RH$  in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento ( $h_0$  in millimetri). Può essere calcolato nel modo seguente:

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$\alpha_{1,2,3}$  sono coefficienti atti a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

- (2) L'effetto del tipo di cemento [vedere punto 3.1.2 (6)] sul coefficiente di viscosità del calcestruzzo può essere considerato modificando l'età del carico  $t_0$  nell'espressione (B.5) secondo la seguente espressione:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5$$

dove:

$t_{0,T}$  età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico, corretta in funzione della temperatura secondo l'espressione (B.10);

$\alpha$  esponente che dipende dal tipo di cemento:

= -1 per cemento di Classe S,

= 0 per cemento di Classe N,

= 1 per cemento di Classe R.

- (3) L'effetto di temperature elevate o ridotte comprese nell'intervallo 0-80 °C sulla maturazione del calcestruzzo può essere preso in conto correggendo l'età del calcestruzzo con la seguente espressione:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left\{ \frac{4000}{[273+T(\Delta t_i)]} - 13.65 \right\}} \cdot \Delta t_i$$

dove:

$t_T$  età del calcestruzzo, corretta in funzione della temperatura, che sostituisce  $t$  nelle corrispondenti espressioni;

$T(\Delta t_i)$  temperatura, in gradi centigradi, durante il periodo di tempo  $\Delta t_i$ ;

$\Delta t_i$  numero di giorni in cui risulta prevalente la temperatura  $T$ .

Il coefficiente di variazione medio dei dati di viscosità stimati sopra, dedotto da una banca dati di risultati sperimentali organizzati su calcolatore, è dell'ordine del 20%.

Si raccomanda che i valori di  $\varphi(t, t_0)$  dati precedentemente siano associati al modulo tangente  $E_c$ .

Quando è ritenuta accettabile una stima meno accurata, i valori dati nella figura 3.1 del punto 3.1.4 possono essere adottati quali rappresentativi della viscosità del calcestruzzo a 70 anni.

*(B.2 Equazioni di base per determinare la deformazione dovuta al ritiro per essiccamento)*

(1) La deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento  $\varepsilon_{cd}$  è calcolata con le espressioni:

$$\varepsilon_{cd} = 0.855 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

dove:

$f_{cm}$  resistenza media a compressione (MPa);

$f_{cm0}$  = 10 MPa;

$\alpha_{ds1}$  un coefficiente dipendente dal tipo di cemento [vedere punto 3.1.2 (6)]:

= 3 per cemento di Classe S,

= 4 per cemento di Classe N,

= 6 per cemento di Classe R.

$\alpha_{ds2}$  coefficiente dipendente dal tipo di cemento:

= 0.13 per cemento di Classe S,

= 0.12 per cemento di Classe N,

= 0.11 per cemento di Classe R.

$RH$  umidità relativa ambientale (in percentuale);

$RH_0$  = 100%.

$\exp ()$  ha lo stesso significato di  $e^{()}$ .

Considerando dunque i materiali previsti per la realizzazione dell'opera si possono dunque ricavare le caratteristiche meccaniche e reologiche (a tempo infinito) dei calcestruzzi, necessarie per le verifiche di sicurezza.

**Resistenze e moduli elastici** (§11.2.10 delle NTC 2018):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 0.83 \cdot R_{ck} + 8 = 0.83 \cdot 45 + 8 = 45.4 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625 \text{ MPa} \quad \text{Modulo elastico del calcestruzzo;}$$

$$E_a = 2100000 \text{ MPa} \quad \text{Modulo elastico dell'acciaio;}$$

**Caratteristiche geometriche**

$$A_c = 30 \cdot 1200 = 36000 \text{ cm}^2 \quad \text{Area della sezione trasversale di calcestruzzo;}$$

$$u = 30 + 30 + 1200 = 1260 \text{ cm} \quad \text{Perimetro della parte di sezione esposta a essiccamento}$$

$$h_0 = 2A_c/u = 2 \cdot 36000/1260 = 57 \text{ cm} = 570 \text{ mm}$$

**Tempo ed ambiente**

$t_0 = 1 \text{ gg}$  Età del calcestruzzo (in giorni) all'atto del carico. La norma (EN 1994-2) indica tale valore per la determinazione del ritiro;

$t_0 = 28 \text{ gg}$  Età del calcestruzzo (in giorni) ipotizzato come momento in cui vengono applicati i carichi permanenti sulla struttura composta;

$RH = 70\%$  Umidità ambientale relativa.

**Modulo elastico al tempo t**

Il fenomeno della viscosità ha come effetto l'aumento delle deformazioni nel tempo provocate da un carico mantenuto costante per un lungo periodo. Le deformazioni viscosi si manifestano peraltro senza modificare lo stato di sollecitazione. Il fenomeno della viscosità viene assimilato ad una diminuzione fittizia del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo (in realtà le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo migliorano con il trascorrere del tempo per cui il modulo di elasticità, inteso come rapporto tra sollecitazione e deformazione per carico di breve durata, aumenta nel tempo).

Il modulo elastico passa quindi dal valore iniziale all'istante  $t_0$  di applicazione del carico al valore finale convenzionale al tempo  $t = \infty$ .

Nell'ipotesi di viscosità lineare, ovvero sia di deformazioni viscosi  $\varepsilon_v$ , proporzionali a quelle elastiche  $\varepsilon_{ei}$ , all'istante  $t$  si ha:

$$\varepsilon_v = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{ei} \quad \varepsilon = \sigma/E_{cm}$$

dove  $\varphi(t, t_0)$  rappresenta la funzione di viscosità o coefficiente di viscosità.

Dopo un certo numero di anni /  $t$  giorni), alla deformazione elastica  $\varepsilon_{ei}$  (istantanea) subita dal calcestruzzo si somma quella viscosa  $\varepsilon_v$  avendo dunque una deformazione totale pari a:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{ei} + \varepsilon_v = \varepsilon_{ei} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]$$

Si ha quindi che il modulo elastico convenzionale del calcestruzzo al tempo  $t$  vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{\sigma}{\varepsilon_{tot}} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} =$$

Le **norme UNI ENV 1994-2** introducono in coefficiente moltiplicativo  $\psi_L$  per la funzione di viscosità  $\varphi(t, t_0)$ , che dipende dal tipo di carico applicato. Il modulo elastico  $E_{cm}$  del calcestruzzo al tempo  $t$  diventa dunque:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

dove:

$E_{cm}$  modulo di elasticità secante del calcestruzzo per carichi di breve durata;

$\varphi(t, t_0)$  coefficiente di viscosità che dipende dall'età  $t$  del cls nel momento considerato e l'età di maturazione  $t_0$  nel momento in cui viene caricato.

$\psi_L$  coefficiente moltiplicativo della viscosità che può essere assunto pari a 1.10 per i carichi permanenti, 0.55 per gli effetti primari e secondari del ritiro e 1.5 per la precompressione dipendente da deformazioni imposte.

Valori per i moltiplicatori della deformazione viscosa (creep)  $\psi_L$

Carichi permanenti comprendenti la presollecitazione mediante tiranti dopo che la connessione a taglio è diventata efficace.	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici dovuti al ritiro ed effetti iperstatici dipendenti dal tempo secondo (5).	0,55
Presollecitazione mediante deformazioni imposte (per esempio sollevamento mediante martinetti in corrispondenza degli appoggi).	1,50

Ne consegue che il modulo di omogeneizzazione  $n_L$  per i carichi di lunga durata - suffisso L (in rapporto al valore  $n_0$  per i carichi di breve durata) diventa:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

$$n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)]$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + 1^{0.2})} = 0.91 \quad \text{ritiro}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + 28^{0.2})} = 0.49 \quad \text{carichi permanenti e deformazioni imposte}$$

Tali valori insieme agli altri, il cui calcolo non è stato precedentemente esplicitato, sono finalmente riportati nelle seguenti tabelle (eseguite con l'ausilio di fogli di calcolo sviluppati in proprio), distinte per effetto reologico del materiale.

## VISCOSITÀ

EN 1992-1-1 §3.1 ed Appendice B

### TIPOLOGIA CLS

	Tipo cls	<b>C35/45</b>	-
	classe cemento	<b>N</b>	-
Resistenza cubica	$R_{ck}$	<b>45,0</b>	MPa
Resistenza cilindrica	$f_{ck}$	37,4	MPa
c.s. media	$f_{cm}$	45,4	MPa
R trazione media	$f_{ctm}$	3,35	MPa
R flessione media	$f_{ctm}$	4,02	MPa
Modulo elastico CLS	$E_{cm(28gg)}$	34625	MPa
Modulo elastico Acciaio	$E_a$	210000	MPa

classe CEM	s	$\alpha$	$\alpha_{ds1}$	$\alpha_{ds2}$
S	0,38	-1	3	0,13
N	0,25	0	4	0,12
R	0,20	1	6	0,11

S	CEM 32,5 N
N	CEM 32,5 R - CEM 42,5 N
R	CEM 42,5 R - CEM 52,5 N - CEM 52,5 R

### EFFETTI REOLOGICI

	$\alpha_1$	0,834	-
	$\alpha_2$	0,950	-
	$\alpha_3$	0,879	-
	s	0,25	-
	$\alpha$	0	-
	$\alpha_{ds1}$	4	-
	$\alpha_{ds2}$	0,12	-
vita nominale	$V_N$	<b>50</b>	anni

### GEOMETRIA SOLETTA IN CLS

Larghezza soletta	B	1200	cm
Altezza soletta	h	30	cm
Area sez.cls	A	36000	cm <sup>2</sup>
Perimetro esposto	u	1860	cm
	$h_0=2A/u$	<b>387</b>	mm

Età del CLS applicazione	t0	28	<b>2</b>	<b>28</b>	giorni
carichi permanenti	$\beta_{cc}(t)$	1,000	-	-	
portati	$f_{cm}(t)$	45,4	MPa	-	
$E_{cm}(t_0)$	$E_{cm}(t_0)$	34625	MPa	-	
effetto della temperatura	$t_{0,T}$	28	2	28	giorni
effetto del tipo di cemento	$t_{\Omega}$	28,0	2,0	28,0	giorni

fino a	<b>h0</b>	<b>kh</b>
	[mm]	-
	100	1,00
	200	0,85
	300	0,75
≥	500	0,70

Umidità relativa **RH(%)** **70** %

	$\varphi_{RH}$	1,2755	-		
	$\beta(f_{cm})$	2,4947	-		
coeff. nominali viscosità	$\beta(t_{\Omega})$		0,8008	0,4884	-
	$\varphi_{t=\infty}$		2,548	1,554	-
			<i>Car. Mobili</i>	<i>Ritiro</i>	<i>Perm.Portati</i>
	$t_{\Omega}$	28,0	2,0	28,0	giorni
	$t_{\infty}$	18250	18250	18250	giorni
	$\beta_H$	825,4	825,4	825,4	-
	$\beta_c(t, t_{\Omega})$	0,987	0,987	0,987	-
coeff. di viscosità	$\varphi(t_{\infty}, t_{\Omega})$		2,515	1,534	-
	$\psi_L$		0,55	1,10	-
$E_{cm(28gg)/(1+\psi_L\varphi_{\infty})}$	$E_{cm}(t_{\infty}, t_0)$	<b>34625</b>	<b>14530</b>	<b>12886</b>	MPa
coeff. Omogeneizzazione	$n_L$	<b>6,065</b>	<b>14,453</b>	<b>16,297</b>	MPa

## RITIRO

EN 1992-1-1 §3.1 ed Appendice B

### Ritiro Autogeno

$t_0$	1	giorni	L (mm)	
t	18250	giorni	16200	17000
$\beta_{as}(t-t_0)$	0,819	-		
$\varepsilon_{ca,\infty}$	6,838E-05	-		
$\varepsilon_{ca(t)}$	<b>5,598E-05</b>	-	<b>0,91</b>	<b>0,95</b>

### Ritiro per Essiccazione

$t_0$	1	giorni		
t	18250	giorni		
$k_h$	0,7282	-		
$\beta_{RH}$	1,0184	-		
$\varepsilon_{cd,0}$	3,315E-04	-		
$\beta_{ds}(t-t_s)$	0,9836	-		
$\varepsilon_{cd,\infty}$	2,414E-04	-		
$\varepsilon_{cd(t)}$	<b>2,375E-04</b>	-	<b>3,85</b>	<b>4,04</b>

### Ritiro Totale

$\varepsilon_{cs}=\varepsilon_{cd}+\varepsilon_{ca}$	<b>2,934E-04</b>	-	<b>4,75</b>	<b>4,99</b>
--	------------------	---	-------------	-------------

Nel calcolo si adotta un valore del ritiro totale pari a

$$\varepsilon_{cs}=2.934 \cdot 10^{-4} \approx 0.0295\%$$

In fase di calcolo *fem* si fa equivalere la suddetta deformazione della soletta ad una variazione termica  $\Delta T_{eq}$  partendo dall'uguaglianza

$$\varepsilon = \alpha \cdot \Delta T_{eq}$$

$$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

coefficiente di dilatazione lineare;

per cui si ottiene:

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{29.5 \cdot 10^{-5}}{1.0 \cdot 10^{-5}} = 29.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Da notare che il calcolo svolto circa gli effetti del ritiro vale in assenza di additivi speciali.

Al fine di limitare gli effetti del ritiro in fase di maturazione dei getti in cls e dunque limitare nel corso del tempo gli effetti sollecitazioni autogene oltre che avere un minore quadro fessurativo per "essiccazione" si prescrive l'utilizzo di additivi antiritiro SRA, secondo UNI EN 934-2.

A questo riguardo si ritiene dunque di poter ridurre i suddetti valori di calcolo del 50%

$$\varepsilon_{cs} \approx 0.01475\%$$

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{14.75 \cdot 10^{-5}}{1.0 \cdot 10^{-5}} = 14.75 \text{ } ^\circ\text{C}$$

### 7.3 Cedimenti vincolari $\epsilon_4$

Per norma “si devono considerare gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture”.

A tale riguardo si deve notare che per essere lo schema vincolare dell’impalcato quello di travata isostatica questo renderebbe la struttura poco sensibile rispetto ai cedimenti vincolari.

Bisogna comunque notare che essendo la larghezza di appoggio dell’impalcato piuttosto grande, anche in rapporto alla luce del ponte (9,0 m vs 16,2 m), eventuali cedimenti differenziali nel senso trasversale, di una spalla, potrebbero comportare sollecitazioni aggiuntive negli elementi strutturali.

Per tenere conto dei possibili cedimenti delle fondazioni delle sottostrutture (spalle) a sostegno dell’impalcato, durante la vita utile dell’opera, questi sono stimati/valutati convenzionalmente in ragione del 0.2‰ della lunghezza media delle campate afferenti al sostegno verticale.

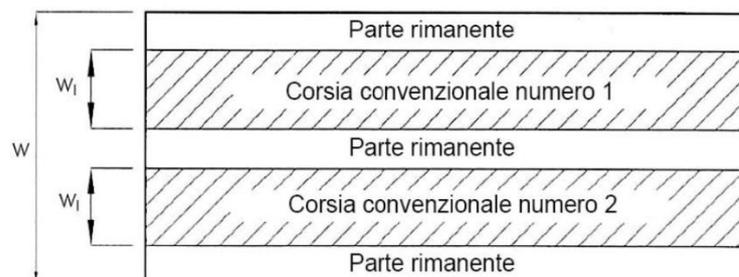
Si ha dunque che il cedimento stimato è pari a:

$$\delta = \frac{L}{5000} = \frac{16200}{5000} = 3.2 \text{ mm}$$

Nel caso in esame gli effetti dovuti ai cedimenti differenziali delle sottostrutture sono comunque poco significativi.

## 7.4 Azioni variabili traffico – Carichi verticali $q_1$

I carichi verticali dovuti all'azione del traffico (§5.1.3.3 delle NTC 2018), sono definiti da schemi di carico (successivamente riportati) disposti su corsie convenzionali come esemplificato nella figura seguente.



Le larghezze  $w_i$  delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero, intero, di tali corsie si ricavano dalla seguente prospetto:

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

La disposizione e numerazione delle corsie convenzionali (che possono essere adiacenti o meno a seconda del dettaglio considerato e della forma delle superfici di influenza) deve essere determinata, per ogni singola verifica, in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto, numerando *corsia 1* quella che dà l'effetto più sfavorevole e a seguire le altre.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

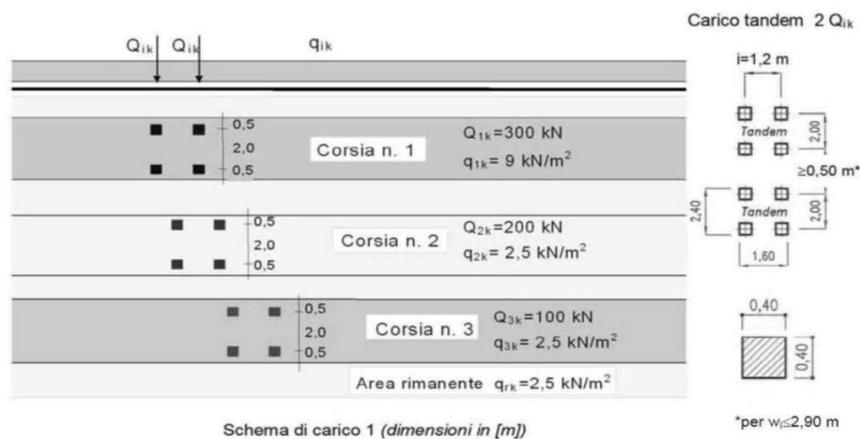
**Schema di carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando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

**Schema di carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

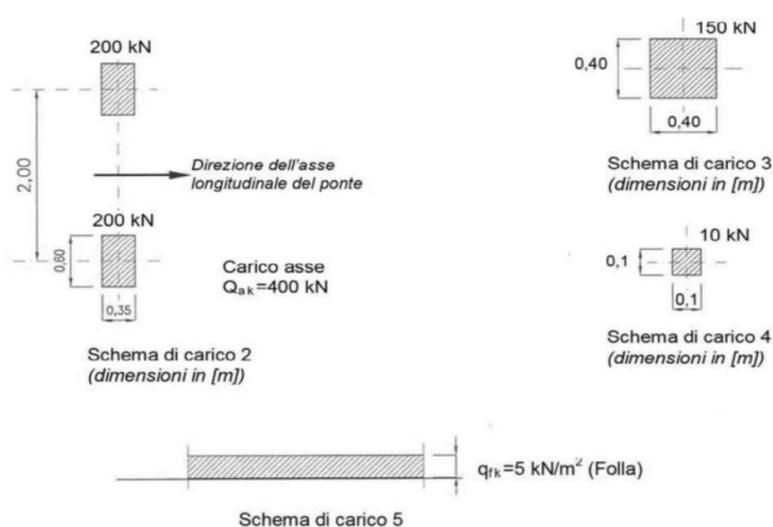
**Schema di carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

**Schema di carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per le verifiche locali sui marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

**Schema di carico 5:** è costituito da folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2.5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



Schema di carico 1



Schemi di carico 2, 3, 4 e 5

### 7.4.1 Categoria stradale

Sulla base del carico mobile ammesso al transito, il presente ponte stradale appartiene alla categoria: “**Ponti per il transito dei carichi mobili con il loro intero valore**”.

Nelle norme attuali (NTC 2018) infatti non esiste più la distinzione dei ponti (che non siano solo pedonali) di I<sup>a</sup> e II<sup>a</sup> categoria.

### 7.4.2 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Per i ponti stradali e pedonali si considera il carico associato allo schema applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche. Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare è quello massimo, compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale di ciascuna corsia di carico è pari a 3,00 m.

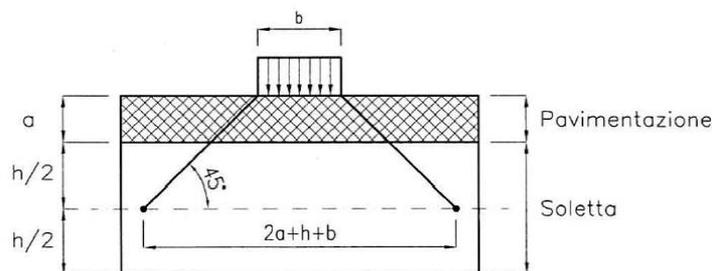
Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell’impalcato (solette, marciapiedi, traversi ecc.), si devono prendere in considerazione i carichi  $q_i$  nelle posizioni di volta in volta più gravose per l’elemento considerato.

### 7.4.3 Strutture secondarie di impalcato

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali (associati agli schemi 1÷4) si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso i vari strati e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta. Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell’impalcato (solette, marciapiedi, traversi ecc.), si devono prendere in considerazione i carichi  $q_i$  nelle posizioni di volta in volta più gravose per l’elemento considerato.

#### 7.4.3.1 Diffusione locale dei carichi – zone tipiche, di campata

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

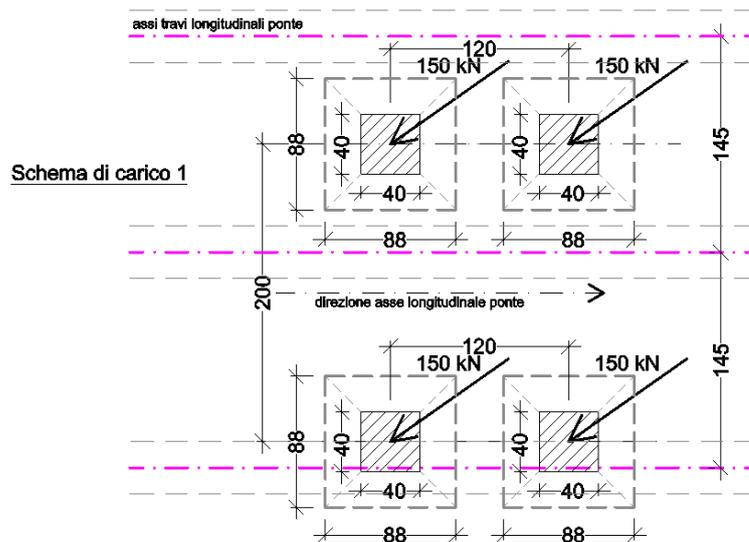


Nella soletta del ponte in oggetto si hanno dunque i seguenti valori delle impronte di carico:

#### Schema di carico 1

$$a = a_0 + 2 \cdot t_{\text{usura}} + 2 \cdot t_{\text{soletta}} / 2 = 40 + 2 \cdot 10 + 28 = 88 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2 \cdot t_{\text{usura}} + 2 \cdot t_{\text{soletta}} / 2 = 40 + 2 \cdot 10 + 28 = 88 \text{ cm}$$



Diffusione Carico 1

Bisogna inoltre considerare anche la presenza del carico distribuito  $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$ , sulla larghezza di corsia pari a 3 m, non riportato per comodità di rappresentazione nella precedente figura.

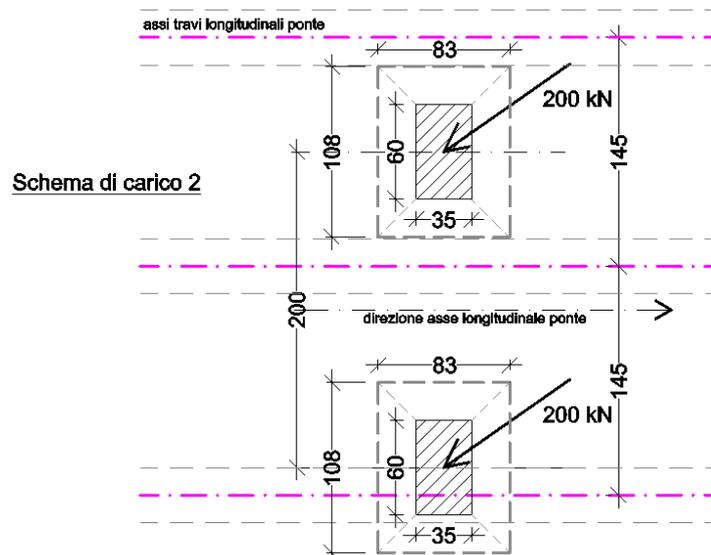
Per tener conto dell'effetto lastra, si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di una lunghezza pari alla metà dell'interasse fra gli appoggi per parte.

$$B_{cal} = 120 + 88 + 145/2 \approx 280 \text{ cm} \quad - \quad L_S = 1,45 \text{ m}$$

Schema di carico 2

$$a = a_0 + 2 \cdot t_{usura} + 2 \cdot t_{soletta} / 2 = 35 + 2 \cdot 10 + 28 = 83 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2 \cdot t_{usura} + 2 \cdot t_{soletta} / 2 = 60 + 2 \cdot 10 + 28 = 108 \text{ cm}$$



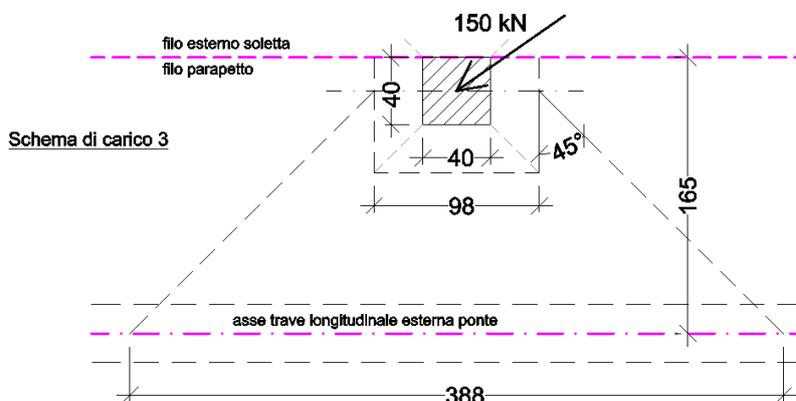
Diffusione Carico 2

Per tener conto dell'effetto lastra, si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di una lunghezza pari alla metà dell'interasse fra gli appoggi per parte.

$$B_{cal} = 83 + 145/2 \approx 155 \text{ cm} \quad - \quad L_S = 1,45 \text{ m}$$

### Schema di carico 3

Poiché i marciapiedi pedonali sono sprovvisti di sicurtia per gli sbalzi dell’impalcato si deve considerare il carico associato allo schema di carico 3 (invece dello schema 4 costituito da un carico isolato di 10 kN con impronta quadrata di lato 0.10 m).



Diffusione Carico 3 – Posizione 1

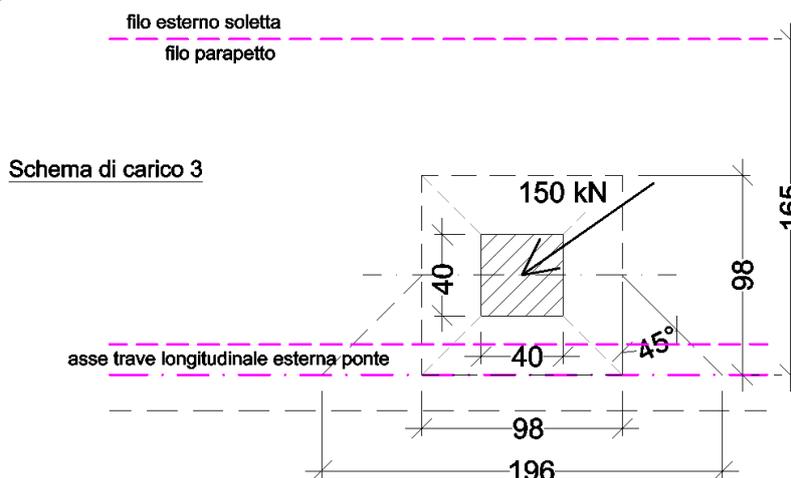
Nel calcolo dell’impronta di carico si è tenuto conto della minore diffusione del carico nel marciapiede vista la vicinanza al bordo.

$$a = a_0 + 1.5 \cdot t_{\text{marciapiede}} + 2 \cdot t_{\text{soletta}} / 2 = 40 + 1.5 \cdot 20 + 28 = 98 \text{ cm};$$

$$d_3 = 1.65 - 0.40 / 2 = 1.45 \text{ m}$$

Infine, nel calcolo della soletta a sbalzo, al fine di tener debitamente conto dell’effetto lastra, si effettua la diffusione a 45° dell’impronta di carico fino all’asse di calcolo. Si ottiene dunque:

$B_{\text{cal}} = 388 \text{ cm}$ . Per la massima sollecitazione tagliante si prende in considerazione la seguente, ulteriore, configurazione del carico:



Diffusione Carico 3 – Posizione 2

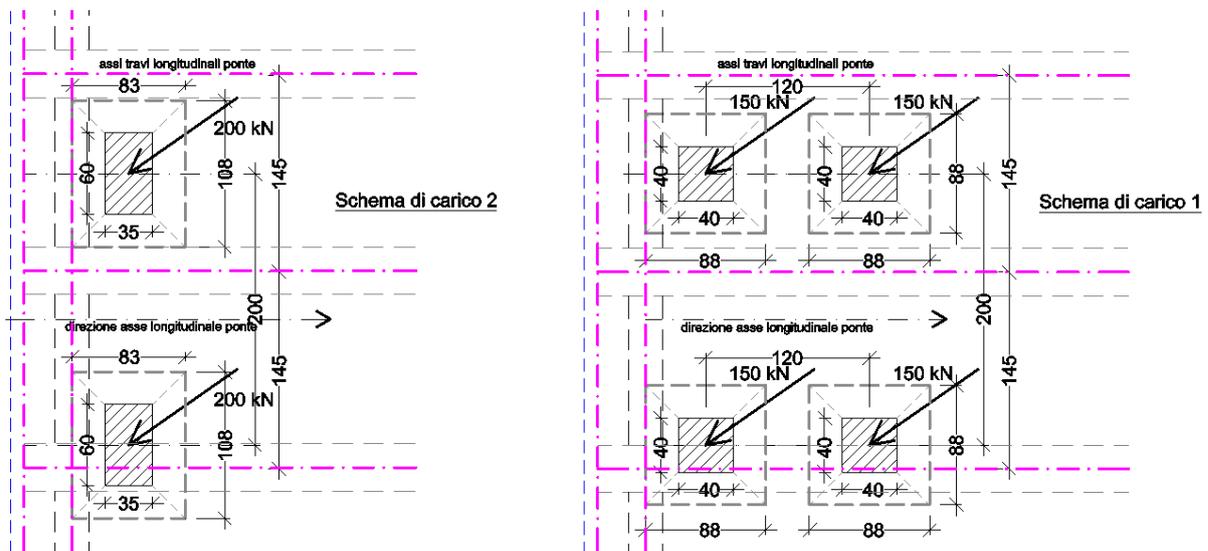
Nella quale, con le ipotesi fatte in precedenza risulta:

$$B_{\text{cal,Tag}} = 196 \text{ cm}$$

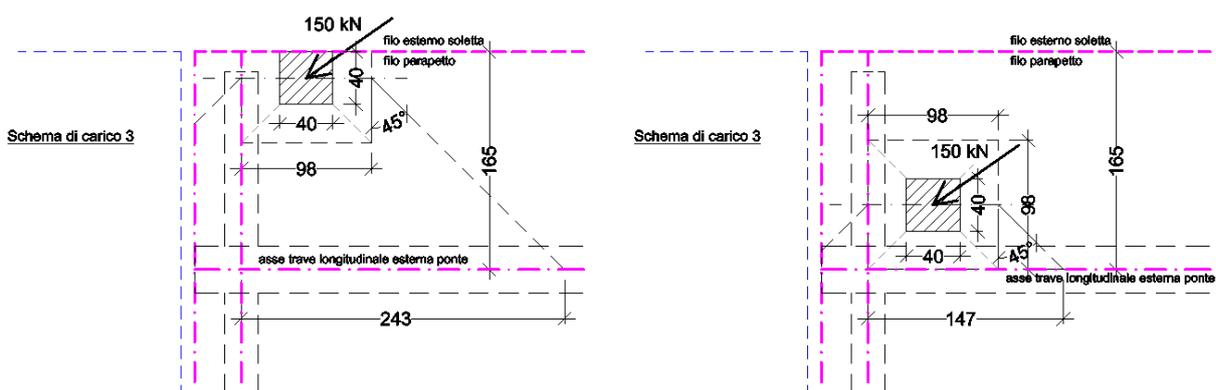
### 7.4.3.2 Diffusione locale dei carichi - zone di bordo

In presenza di discontinuità strutturali, quali le zone in prossimità dei giunti strutturali, le norme (§5.1.3.4 NTC 2018) indicano la necessità di considerare un coefficiente dinamico addizionale  $q_2$  per i carichi mobili. Per il calcolo delle sollecitazioni sulla zona di estremità dell'impalcato si assume  $q_2 = 2.0$  al fine di tenere conto dell'effetto dinamico, di martellamento, provocato dall'urto delle ruote veicolari sul giunto stesso (anche in previsione di possibili mancate/ritardate manutenzioni dei giunti stradali).

Valgono gli schemi già effettuate per le zone tipiche.



Diffusione Carico 1 e Carico 2



Diffusione Carico 3 – Posizioni 1 e 2

## **7.5 Azioni variabili da traffico. Incremento addizionale in presenza di discontinuità strutturale – $q_2$**

Tutti i carichi da traffico (mobili) includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, nel caso di discontinuità strutturali, come avviene ad esempio in prossimità dei giunti di dilatazione, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale  $q_2$ , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata (valutato e circostanziato caso per caso).

Nel caso in esame non si ritiene opportuno effettuare delle valutazioni specifiche in merito, potendo contare, in corrispondenza dei traversi di estremità/appoggio del ponte, su uno spessore maggiorato della soletta rispetto alla sezione corrente, peraltro debitamente armata.

## **7.6 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione – $q_3$**

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1. (con  $W_1$  e  $L$  rispettivamente larghezza corsia e lunghezza zona caricata) e pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in specie si ha

$$q_3 = 0,6 (2 * 300) + 0,10 * 3,00 * 9,00 * 17,0 = 405,9 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione, ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

## **7.7 Azioni di Neve e Vento $q_5$**

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale orizzontale è diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale componente principale riconsidera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti, le barriere di sicurezza e le barriere acustiche, ove previsti; al riguardo può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità di cui al § 12 (NTC 2018).

La norma stabilisce (§ 5.1.3.7) che *“La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale”*.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Il carico di neve si considera non concomitante con i carichi da traffico (salvo che per ponti coperti).

### 7.7.1 Azioni della Neve

Il carico neve viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_t$$

dove:

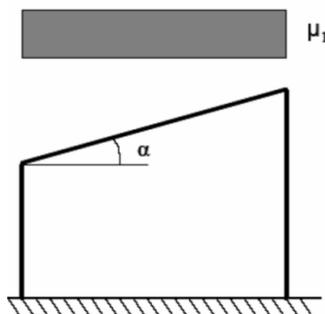
- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico neve al suolo (periodo ritorno 50 anni);
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione funzione delle caratteristiche specifiche dell'area, ovvero della classe di topografia, dove sorge l'opera;
- $C_t$  è il coefficiente termico per tener conto della riduzione del carico neve a causa del suo possibile scioglimento causato dalla perdita di calore della costruzione.

Per la definizione del carico neve sono stati assunti i parametri di seguito elencati.

<i>Empoli</i> (FI)	Zona II
$a_s$ [m] altitudine del sito sul l.m.m.	28 m < 200 m
$q_{sk}$ [daN/m <sup>2</sup> ]	100
$\alpha$ [°] angolo di inclinazione della copertura	0° < 30°
$C_E$	1 classe di topografia: Normale);
$C_t$	1 (in assenza di studi specifici deve essere utilizzato $C_t = 1$ ).

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, il coefficiente di forma  $m$  non potrà essere assunto inferiore a 0.8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

#### Copertura ad una falda:



Il valore del coefficiente di forma, per le coperture ad una falda, assume dunque il seguente valore:

$$\mu_1 [ - ] (\alpha = 0^\circ \div 30^\circ) = \dots\dots\dots 0.8$$

$$q_s = \mu_1 * q_{sk} = 0.8 * 100 = 80 \text{ daN/m}^2$$

Il carico neve non viene considerato, in quanto ampiamente inferiore al carico variabile da traffico, e non concomitante con i carichi da traffico.

### 7.7.2 Azioni del Vento

Per la definizione delle azioni dovute al vento sono stati assunti i parametri di seguito elencati.

Regione Toscana.....	Zona 3
$v_{b,0}$ [m/s] .....	27
$a_0$ [m] .....	500
$k_s$ [1/s].....	0.37
$a_s$ [m] altitudine del sito sul l.m.m.....	28 $\rightarrow a_s < a_0 \rightarrow c_a = 1$
$v_b$ [m/s] = $v_{b,0} * c_a =$ .....	27
$c_r$ [ $T_R=50$ anni] = .....	1
$v_r$ [m/s] = $v_b * c_r =$ .....	27
Distanza dalla costa: .....	$d > 30 \text{ km}$ ;
Classe di rugosità del terreno .....	B
Categoria di esposizione del sito .....	IV
$K_r$ .....	0.22
$c_t$ .....	1
$z_0$ [m].....	0.30
$z_{min}$ [m] .....	8
$z_{max}$ [m] Altezza sul suolo della costruzione .....	4.5

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  vale dunque:

$$q_b = 1/2 * \rho * v_r^2 = \dots\dots\dots 455.6 \text{ N/m}^2$$

$\rho$  (densità aria, assunta convenz. costante)  $1,25 \text{ kg/m}^3$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  vale:

$$c_e = K_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \dots\dots\dots \text{ per } z = z_{max} \geq z_{min}$$

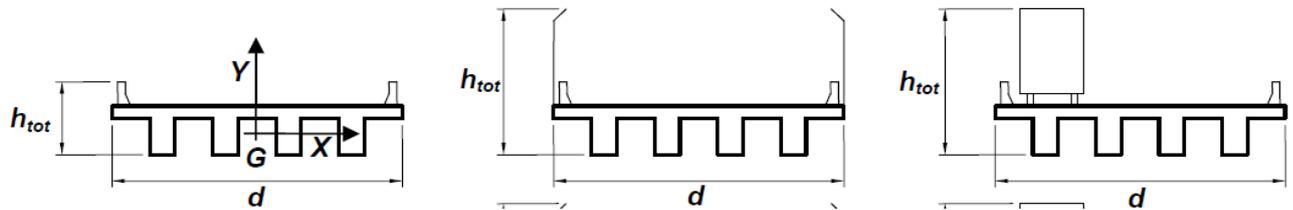
$$c_e = c_e(z_{min} > z_{max}) \dots\dots\dots 1.634 \text{ per } z \leq z_{min}$$

Il coefficiente dinamico  $c_d$  si assume pari a:

$$c_d \dots\dots\dots 1$$

Per il coefficiente di forma  $c_p$  si fa riferimento al CNR-DT 207/2008 (del febbraio 2009) “ Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni” di cui si riportano a seguire le parti di interesse dove si valuta dapprima il valore della pressione del vento al netto del coefficiente di forma:

$$q_p(z) = p_{max} / c_p = q_b * c_e * c_d = 455.6 / 10 * 1.634 * 1.0 = 74.5 \text{ daN/m}^2$$



Seguendo dunque le indicazioni della sopracitata normativa CNR si deve far riferimento al valore  $d/h_{tot}$  del ponte in oggetto che assume il seguente valore (considerando l'ingombro massimo in pianta):

Nel caso di ponte carico ( $h_{tot}=4.30$  m)

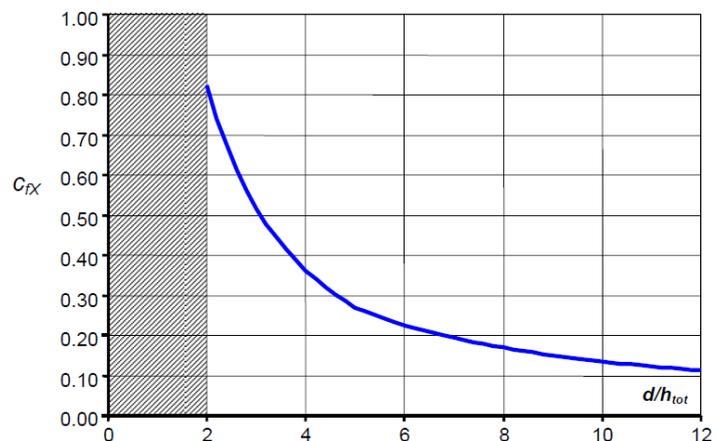
L'altezza investita in caso di ponte carico è pari a:  $h_{tot} = 4.30$  m

$d/h_{tot} = 12.00/4.30=2.79 < 5$  (si fa riferimento al §G.11.1 – *impalcato isolato*)

$$c_{fX} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{fY} = \begin{cases} \pm \left( 0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \mp 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{mZ} = \pm 0,2$$



$$c_{fX} = 1.85/(d/h_{tot})-0.10= 1.85/2.79-0.10= 0.563 \quad 2 < d/h_{tot} < 5$$

$$c_{fY} = \pm(0.7+0.1*d/h_{tot}) = \pm(0.7+0.1*2.79)=0.979 \quad 0 < d/h_{tot} < 5$$

$$c_{mZ} = \pm 0.20$$

Nel caso di ponte scarico ( $h_{tot}=1.93$  m)

L'altezza investita in caso di ponte scarico è invece pari a:  $h_{tot} = 1.33 + 0.6 = 1.93$  m

UNI EN 1991-1-4:2005: parapetto aperto (su entrambi i lati)  $\rightarrow d+0,60$  m

prospetto 8.1 Altezza da impiegarsi per il calcolo di  $A_{ref,x}$

Sistema di ritenuta	su un lato	su entrambi i lati
parapetto aperto o barriera di sicurezza aperta	$d + 0,3$ m	$d + 0,6$ m
parapetto a parete piena o barriera di sicurezza a parete piena	$d + d_1$	$d + 2 d_1$
parapetto aperto e barriera di sicurezza aperta	$d + 0,6$ m	$d + 1,2$ m

$$d/h_{tot} = 12.00/1.93=6.22 > 5$$

$$c_{fX} = 1.35/(d/h_{tot}) = 1.35/6.22 = 0.217 \quad d/h_{tot} > 5$$

$$c_{fY} = \pm 1.2 \quad d/h_{tot} > 5$$

$$c_{mZ} = \pm 0.20$$

### PRESSIONE DEL VENTO:

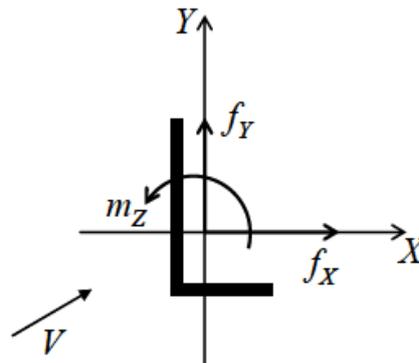
Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali  $f_x$  e  $f_y$  ed un momento torcente  $m_z$ , per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse  $z$  di riferimento della costruzione. Tali forze e momenti sono definiti convenzionalmente positivi o negativi in funzione della loro direzione secondo lo schema seguente:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx}$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fy}$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mz}$$



dove  $z$  è la quota sul suolo ed  $l$  è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti  $c_{fx}$ ,  $c_{fy}$ ,  $c_{mz}$  e pari alla larghezza  $d$  dell'impalcato:

$l$  (dimensione di riferimento) =  $d$  (larghezza impalcato) = 12.00 m

#### Nel caso di ponte carico

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot c_{fx} \cdot l = 74.5 \cdot 0.563 \cdot 12.00 = 503 \text{ daN/m}$$

$$f_y(z) = \pm q_p(z) \cdot c_{fy} \cdot l = \pm 74.5 \cdot 0.979 \cdot 12 = \pm 875 \text{ daN/m}$$

$$m_z(z) = \pm q_p(z) \cdot c_{mz} \cdot l^2 = \pm 74.5 \cdot 0.2 \cdot 12.00^2 = \pm 2146 \text{ daN} \cdot \text{m/m}$$

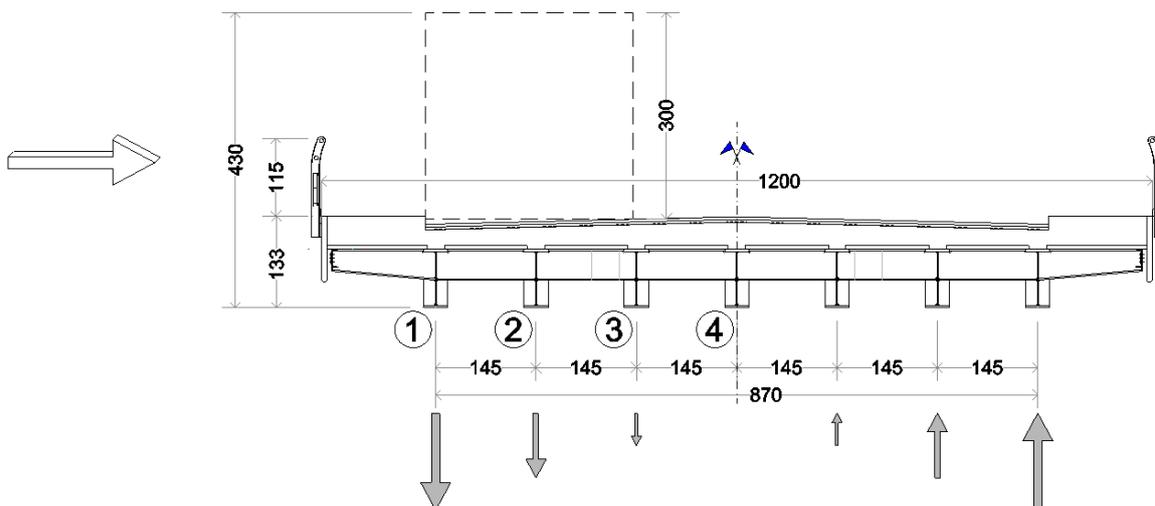
#### Nel caso di ponte scarico

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot c_{fx} \cdot l = 74.5 \cdot 0.217 \cdot 12.00 = 194 \text{ daN/m}$$

$$f_y(z) = \pm q_p(z) \cdot c_{fy} \cdot l = \pm 74.5 \cdot 1.20 \cdot 12 = \pm 1073 \text{ daN/m}$$

$$m_z(z) = \pm q_p(z) \cdot c_{mz} \cdot l^2 = \pm 74.5 \cdot 0.2 \cdot 12.00^2 = \pm 2146 \text{ daN} \cdot \text{m/m}$$

Si riporta nella seguente figura la schematizzazione delle altezze investite dall'azione del vento, a ponte carico e a ponte scarico, oltre a quelle delle reazioni a carico dell'impalcato



Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta.

Le azioni calcolate in precedenza vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali, come carico uniformemente distribuito al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse (N=7).

N=	7
$\sum x_i^2/\lambda^2=$	28
$x_1/\lambda=$	3
$x_2/\lambda=$	2
$x_3/\lambda=$	1
$x_1/\sum x_i^2*\lambda=$	0,10714
$x_2/\sum x_i^2*\lambda=$	0,07143
$x_3/\sum x_i^2*\lambda=$	0,03571

Il carico distribuito, in direzione verticale verso il basso (per l'azione su piano orizzontale questa attraverso la rigidità della soletta si ritiene venga trasferita direttamente ai traversi di appoggio sulle spalle) che sollecita ciascuna trave(nervatura) dell'impalcato, posta ad interasse costante  $\lambda=1.45$  m, è dunque pari a

#### Nel caso di ponte carico

$$q_{v,1} = f_v(z)/N + m_z(z) * x_1 / \sum x_i^2 = 1073/7 + 2146 * 0.10714 / 1.45 = 312 \text{ daN/m} = 3.1 \text{ kN/m trave } \textcircled{1}$$

$$q_{v,2} = f_v(z)/N + m_z(z) * x_2 / \sum x_i^2 = 1073/7 + 2146 * 0.07143 / 1.45 = 259 \text{ daN/m} = 2.6 \text{ kN/m trave } \textcircled{2}$$

$$q_{v,3} = f_v(z)/N + m_z(z) * x_3 / \sum x_i^2 = 1073/7 + 2146 * 0.03571 / 1.45 = 206 \text{ daN/m} = 2.1 \text{ kN/m trave } \textcircled{3}$$

$$q_{v,4} = f_v(z)/N + m_z(z) * x_4 / \sum x_i^2 = 1073/7 + 2146 * 0 = 153 \text{ daN/m} \rightarrow 1.6 \text{ kN/m trave } \textcircled{4}$$

### Nel caso di ponte carico

$$q_{v,1} = f_V(z)/N + m_Z(z) \cdot x_1 / \sum x_1^2 = 875/7 + 2146 \cdot 0.10714 / 1.45 = 284 \text{ daN/m} = 2.9 \text{ kN/m} \quad \text{trave ①}$$

$$q_{v,2} = f_V(z)/N + m_Z(z) \cdot x_2 / \sum x_2^2 = 875/7 + 2146 \cdot 0.07143 / 1.45 = 231 \text{ daN/m} = 2.3 \text{ kN/m} \quad \text{trave ②}$$

$$q_{v,3} = f_V(z)/N + m_Z(z) \cdot x_3 / \sum x_3^2 = 875/7 + 2146 \cdot 0.03571 / 1.45 = 178 \text{ daN/m} = 1.8 \text{ kN/m} \quad \text{trave ③}$$

$$q_{v,4} = f_V(z)/N + m_Z(z) \cdot x_4 / \sum x_4^2 = 875/7 + 2146 \cdot 0 = 125 \text{ daN/m} = 1.3 \text{ kN/m} \quad \text{trave ④}$$

## **7.8 Azioni idrodinamiche - $q_6$**

Non essendo previste pile in alveo, le azioni idrodinamiche sono nulle.

## **7.9 Azioni della Temperatura - $q_7$**

Gli effetti che le variazioni termiche, stagionali o giornaliere, inducono nella struttura, in termini di spostamenti e sollecitazioni, vengono modellati in via semplificativa definendo il valore di deformazioni assiale e di curvatura:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \Delta T_0$$

$$k = \alpha \cdot \Delta T / h$$

che corrispondono rispettivamente a variazioni termiche uniformi e differenziali.

### **7.9.1.1 Componente di temperatura uniforme**

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nel §3.5 delle *NTC 2018* (rif. UNI EN 1991-1-5). Poiché tale riferimento normativo non riporta prescrizione specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per la verifica dei ponti si farà riferimento ai criteri indicati negli Eurocodici sebbene in accordo al carattere ed all'intensità delle variazioni termiche definite al §3 *NTC 2018*.

Per la norma infatti il "range" di Temperature (Zona II -  $a_s=28$  m) che rappresentano la temperatura minima e massima dell'aria esterna (rispettivamente  $T_{\min}$  e  $T_{\max}$ ), è definito dai seguenti valori (§3.5.2. *NTC 2018*):

$$T_{\min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 = -8 - 6 \cdot 28 / 1000 \approx -8,2 \text{ °C}$$

$$T_{\max} = +42 - 2 \cdot a_s / 1000 = +42 - 2 \cdot 28 / 1000 \approx +42 \text{ °C}$$

A cui corrispondono (UNI EN 1991-1-5), per i ponti del gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$T_{e,\min} = -11,5 \quad \rightarrow \quad -12 \text{ °C}$$

$$T_{e,\max} = +47 \quad \rightarrow \quad +48 \text{ °C}$$

Fissando  $T_0 = +15,0 \text{ }^\circ\text{C}$  come temperatura di riferimento, dedotta dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottengono i seguenti valori dell'escursione termica uniforme:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\text{min}} = 27 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{valore caratteristico dell'intervallo di massima contrazione } \Delta T;$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\text{max}} - T_0 = 33 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{valore caratteristico dell'intervallo di massima espansione } \Delta T.$$

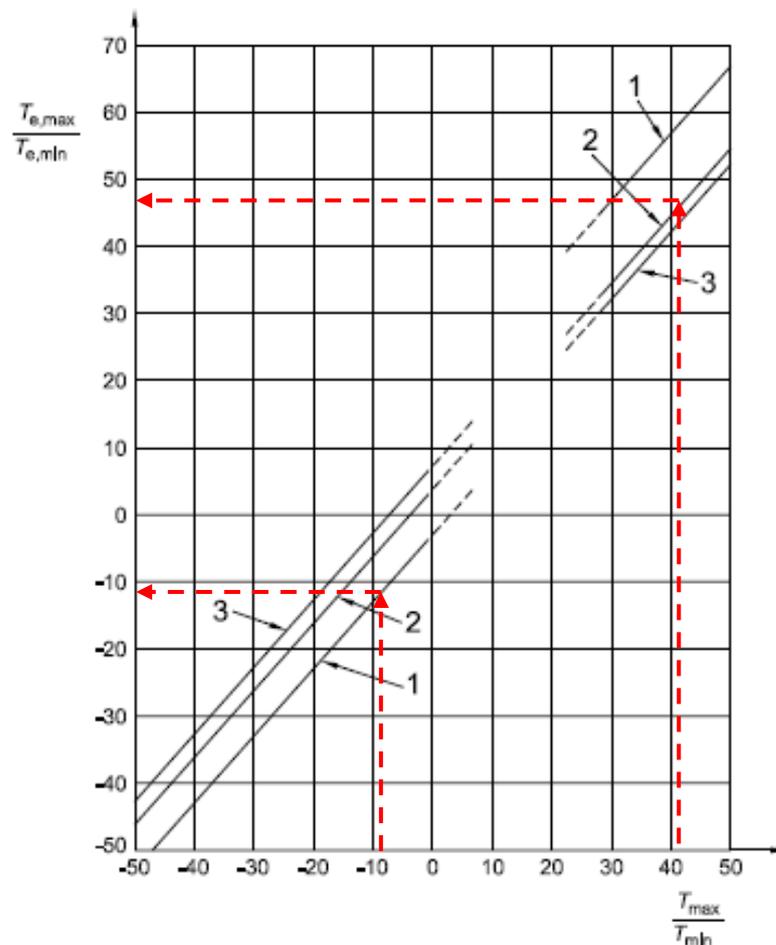
A cui corrisponde complessivamente l'intervallo complessivo della componente di temperatura uniforme pari a:

$$\Delta T_N = T_{e,\text{max}} - T_{e,\text{min}} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$$

figura 6.1 Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima ( $T_{\text{min}}/T_{\text{max}}$ ) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ( $T_{e,\text{min}}/T_{e,\text{max}}$ )

Legenda

- 1 Tipo 1
- 2 Tipo 2
- 3 Tipo 3



### 7.9.1.2 Gradiente temperatura verticale

Per quanto riguarda la temperatura variabile nella sezione si precisa che detta variazione, in generale, può avere andamento lineare tra l'intradosso e l'estradosso della struttura mista (variazione termica lineare ossia gradiente termico lineare) oppure presentare una discontinuità tra soletta e la sottostante struttura metallica (variazione termica differenziale trave-soletta).

L'effetto di detta variazione termica può essere assimilato a quello prodotto dal ritiro del cls della soletta d'impalcato.

Come per il ritiro, vengono valutati gli effetti primari della variazione termica e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura).

Il valore della temperatura media in soletta risulta di norma e per una diffusa casistica di strutture miste acciaio-cls, sempre più "caldo" di quello della temperatura media nella struttura metallica, anche nel caso di differenza termica negativa a motivo della maggiore inerzia termica della soletta rispetto alle strutture metalliche "nude".

Il riscaldamento ed il raffreddamento di una superficie superiore di un impalcato da ponte hanno dunque come effetto una massima variazione di temperatura in fase di riscaldamento (superficie superiore più calda) ed una massima variazione di temperatura in fase di raffreddamento (superficie inferiore più calda).

A questo proposito la differenza di temperatura verticale, nello spessore dell'impalcato, può produrre effetti all'interno della struttura a causa di stati di auto tensioni, attrito negli apparecchi di vincolo (nel caso in specie le deformazioni degli appoggi elastomerici e dunque la nascita di forze parassite nei vincoli), ecc.

Per quanto sopra esposto, l'effetto della variazione termica differenziale nella sezione mista si traduce quindi in uno stato di coazione, interno alla sezione dell'impalcato, rappresentato da:

- Una sollecitazione di compressione nella soletta;
- Una sollecitazione di tenso-flessione per l'intera sezione mista in Fase 3.

Gli effetti primari della variazione termica vengono dunque valutati mediante la seguente formula:

$$N_{\Delta T} = \frac{E_S}{n_0} \cdot A_C \cdot \alpha \cdot \Delta T$$
$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot e$$

Gli effetti primari vengono calcolati mediante un foglio di calcolo sezione per sezione.

Gli effetti secondari vengono invece calcolati con un programma di calcolo *fem* imponendo al modello in Fase 3 un opportuno gradiente termico derivante dalla seguente espressione:

$$\text{grad } \Delta T_{eq} = \frac{N_{\Delta T} \cdot e}{E_S \cdot J_3 \cdot \alpha}$$

Dove si ha:

- e = distanza tra il baricentro della soletta ed il baricentro della struttura mista in Fase 3;
- $E_S = 210000 \text{ N/mm}^2$  - modulo elastico acciaio;
- $J_3 =$  momento d’inerzia della sezione mista “omogeneizzata” in Fase 3;
- $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  - coefficiente di dilatazione termica per struttura mista

Nel caso in esame gli effetti secondari dovuti alla variazione termica differenziale sono nulli in quanto si tratta di un ponte isostatico.

Per la componente lineare verticale (Approccio 1 – prescritto nell’Appendice Nazionale NAD alla UNI EN 1991-1-5) viene raccomandato che l’effetto di differenze di temperatura verticali sia considerato attraverso l’utilizzo di una componente di differenza di temperatura lineare equivalente 6.1.2(2) con  $\Delta T_{M,heat}$  e  $\Delta T_{M,cool}$  forniti nel prospetto 6.1, applicando tali valori tra la superficie superiore e la superficie inferiore dell’impalcato da ponte.

prospetto 6.1 Valori raccomandati della componente di differenza di temperatura lineare per differenti tipi di impalcato da ponte per ponti stradali, pedonali e ferroviari

Tipo di impalcato	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
	$\Delta T_{M,heat} \text{ (}^\circ\text{C)}$	$\Delta T_{M,cool} \text{ (}^\circ\text{C)}$
Tipo 1: Impalcato di acciaio	18	13
Tipo 2: Impalcato a struttura composta	15	18
Tipo 3: Impalcato di calcestruzzo: - trave scatolare di calcestruzzo - trave di calcestruzzo - piastra di calcestruzzo	10 15 15	5 8 8

Nota 1 I valori forniti nel prospetto rappresentano i limiti superiori dei valori della componente di differenza di temperatura variabile linearmente per campioni rappresentativi della geometria del ponte.  
 Nota 2 I valori forniti nel prospetto sono basati su una profondità di rivestimento di 50 mm per ponti stradali e ferroviari. Si raccomanda che, per altre profondità di rivestimento, questi valori siano moltiplicati per un fattore  $k_{sur}$ . I valori raccomandati per il fattore  $k_{sur}$  sono forniti nel prospetto 6.2.

prospetto 6.2 Valori raccomandati di  $k_{sur}$  per tenere conto dei diversi spessori di rivestimento

Ponti stradali, pedonali e ferroviari						
Spessore della superficie	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
[mm]	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
Non rivestito	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Impermeabilizzato <sup>1)</sup>	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Massicciata (ballast) (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

1) Questi valori rappresentano i valori di limite superiore per colori scuri.

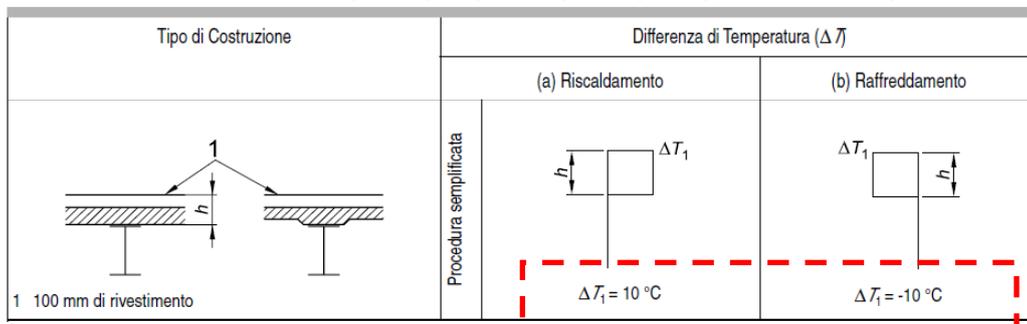
Nel caso in oggetto, seguendo dunque l'approccio 1 (§6.1.4.12 - *Tabella 6.1*) indicato nella *UNI EN 1991-1-5*, dovrebbe essere considerata una variazione termica differenziale lineare equivalente trave-soletta (azione di breve durata) di valore rispettivamente pari a:

- $\Delta T_{M,heat}=15\text{ °C}$  nel caso di parte superiore più calda della parte inferiore dell'impalcato;
- $\Delta T_{M,cool}=18\text{ °C}$  nel caso di parte inferiore più calda della parte superiore dell'impalcato

Ai fini del calcolo si ritiene comunque che, nel caso in oggetto, trattandosi di una struttura isostatica, gli effetti "primari" della variazione termica differenziale possano essere valutati con la procedura semplificata compresa nell'approccio 2 (figura 6.2b) nella quale, le differenze di temperatura, in fase di calcolo, sono a carico della sola soletta (**calcolo convenzionale classico**).

Da notare che nelle Appendici Nazionali NAD alla UNI EN 1991-1-5 tale approccio (n.2) non era stato indicato "Poiché si utilizza l'Approccio 1, il punto 6.1.4.2 non viene applicato"

figura 6.2b Differenze di temperatura per impalcati da ponte - Tipo 2: Impalcati a struttura composta



A tal proposito nelle analisi si terrà conto, proprio al fine di evidenziare gli sforzi di sconnessione – a carico del sistema di connessione (pioli) - nascenti dalle suddette variazioni

termiche differenziali tra soletta in calcestruzzo e travi in acciaio, di una variazione termica differenziale a carico della soletta pari a:

$$\Delta T = \pm 10^\circ \text{C}$$

### 7.9.1.3 Spostamenti negli appoggi e nei giunti espansione

Al fine del calcolo degli appoggi e dei giunti espansione sono raccomandati i valori dell'escursione termica uniforme:

$$(\Delta T_{N,con} + 20)^\circ \text{C} = 47^\circ \text{C} \quad \text{valore caratteristico dell'intervallo di massima contrazione } \Delta T;$$

$$(\Delta T_{N,exp} + 20)^\circ \text{C} = 53^\circ \text{C} \quad \text{valore caratteristico dell'intervallo di massima espansione } \Delta T.$$

A cui corrisponde complessivamente l'intervallo complessivo della componente di temperatura uniforme pari a:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 100^\circ \text{C}$$

[ Se la temperatura, a cui gli appoggi e i giunti di espansione sono calibrati, è specificata, allora i valori raccomandati sono  $(\Delta T_{N,exp} + 10)^\circ \text{C}$  e  $(\Delta T_{N,con} + 10)^\circ \text{C}$ . ]

Per il calcolo dell'escursione termica della travata dovuta alla variazione termica uniforme complessiva  $\Delta T_N = 100^\circ \text{C}$ , si ottiene dunque un'escursione pari a:

$$\Delta L = 10 \cdot 10^{-6} \cdot 17000 \cdot (\pm 100/2) = 8,5 \text{ mm}$$

dove per strutture composte il coefficiente di espansione lineare della componente di acciaio può essere preso pari a  $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ \text{C}^{-1}$  (al pari di quella del cls) per trascurare gli effetti di vincolo derivanti dai differenti valori di  $\alpha_T$ .

### 7.9.1.4 Simultaneità delle componenti uniformi e delle componenti di differenza di temperatura

Se è necessario tenere conto sia della differenza lineare (gradiente) di temperatura  $\Delta T_{M,heat}$  (o  $\Delta T_{M,cool}$ ) sia del massimo intervallo della componente di temperatura uniforme del ponte  $\Delta T_{N,exp}$  (o  $\Delta T_{N,con}$ ), assumendo la simultaneità, può essere utilizzata la seguente espressione, da interpretare come una condizione di carico:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (oppure } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (oppure } \Delta T_{N,con})$$

oppure

$$\omega_M (\Delta T_{M,heat} \text{ o } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (oppure } \Delta T_{N,con})$$

Dove viene raccomandato di scegliere l'effetto più gravoso.

I valori di combinazioni raccomandati sono i seguenti

$$\omega_N = 0,35; \omega_M = 0,75.$$

### **7.10 Azioni sui parapetti e urto di veicoli in svio $q_8$**

In accordo con il §5.1.3.10 NTC 2018, l'altezza dei parapetti deve essere non minore di 1,10 m ed il proporzionamento degli stessi viene condotto per una azione orizzontale di 1.5 kN/m applicata al corrimano (applicati dunque a 1.10 m dal piano di calpestio).

**Da notare che trattasi della sostituzione di un impalcato da ponte su strada in ambito urbano, con velocità limitata a 30 km/h e con impossibilità materiale di modifiche dimensionali giacché sono presenti, peraltro, costruzioni limitrofe che impediscono ulteriori ampliamenti, conseguentemente, nel progetto in parola non sono state previste barriere di sicurezza bensì marciapiedi "insormontabili" comunque dotati di idonei e robusti parapetti metallici.**

### **7.11 Resistenze passive dei vincoli $q_9$**

Nel calcolo delle sottostrutture (spalle, fondazioni) degli apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze passive parassite dei vincoli e devono essere associate a quelle azioni per le quali danno effetto con il coefficiente parziale di combinazione agli SLU assunto come per le azioni variabili.

Nel caso di appoggi elastomerici dette forze, parassite, devono essere valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

Per il calcolo di verifica delle sottostrutture si rimanda alla pertinente relazione di calcolo.

## 7.12 Azioni sismiche E

Nelle espressioni di combinazione dei carichi sismici si assume, di regola, per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2j}=0.0$  (salvo che per situazioni specifiche ove necessario, ad esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, quando rilevante, si assume  $\psi_{2j}=0.2$ ).

Nel caso specifico è stato considerato il valore  $\psi_{2j}=0.2$

L'azione sismica è stata determinata nel rispetto della normativa vigente (NTC 2008 - "Nuove norme tecniche per le costruzioni"), seguendo la classificazione sismica del territorio seguita all'Ordinanza n°3274 del Presidente del Consiglio dei ministri del 20.03.2003 e s.m.i., nonché la vigente normativa Regionale Toscana.

### 7.12.1 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Sulla scorta della caratterizzazione geotecnica dei terreni di sedime come si evince dalla relazione geologica e geotecnica redatta dal dott. geol. Pietro BARSANTI, si individua la seguente categoria di sottosuolo necessaria per valutare l'effetto della risposta sismica locale:

#### **Categoria C**

Per quanto riguarda le condizioni topografiche si può far riferimento, ai fini dell'analisi della risposta sismica locale, alla seguente categoria: **Categoria T1**

### 7.12.2 Stati limite di verifica

STATI LIMITE DI ESERCIZIO: → Stato Limite di Danno - **SLD**.

STATI LIMITE ULTIMI: → Stato Limite di Salvaguardia della Vita - **SLV**;

### 7.12.3 Valutazione dei parametri dell'azione sismica

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti per la verifica a SLV e la verifica a SLD sono riportati nelle figure e tabelle seguenti:

Spettro di risposta Elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

Data la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * [T/T_B + (1 - T/T_B) / (\eta * F_0)] \quad \text{per } 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 \quad \text{per } T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * (T_C / T) \quad \text{per } T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * (T_C * T_D / T_B^2) \quad \text{per } T_D \leq T$$

nelle quali

$T$  [s]= periodo di vibrazione;

$S_e$  [g]= accelerazione spettrale orizzontale (in rapporto all'accelerazione di gravità  $g$ );

- $S[-] = S_S * S_T =$  coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $S_S [-] =$  coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- $S_T [-] =$  coefficiente di amplificazione topografica;
- $\eta [-] = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55$   
fattore che altera lo spettro elastico, funzione del coeff. di smorzamento viscoso  $\xi$  diverso dal convenzionale ( $\xi=5\%$ );
- $\eta [\xi=5\%] = 1$
- $T_C [s] = C_C * T_C^*$  periodo corrispondente inizio tratto a velocità costante dello spettro;
- $T_B [s] = T_C/3$  periodo corrispondente inizio tratto ad accelerazione costante dello spettro;
- $T_D [s] = 4,0 * a_g/g + 1,6$   
periodo corrispondente inizio tratto a velocità costante dello spettro;
- $C_C [-] =$  coefficiente che modifica il periodo  $T_C^*$ ;
- $a_g [g] =$  accelerazione al sito per ogni punto del reticolo di riferimento;
- $T_C^* [s] =$  periodo riferimento per ogni punto del reticolo di riferimento;
- $F_0 [-] =$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale max su sito riferimento rigido orizzontale;
- $F_0 [-] \geq 2,2$

#### ***Spettro di progetto per gli Stati Limite Ultimi:***

Le capacità dissipative delle strutture sono messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovreresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, con le ordinate ridotte di un fattore  $q$  detto fattore di struttura.

Si deve comunque assumere nei calcoli

$$S_d(T) \geq 0,2 * a_g$$

#### ***Spettro di progetto per gli Stati Limite di Esercizio:***

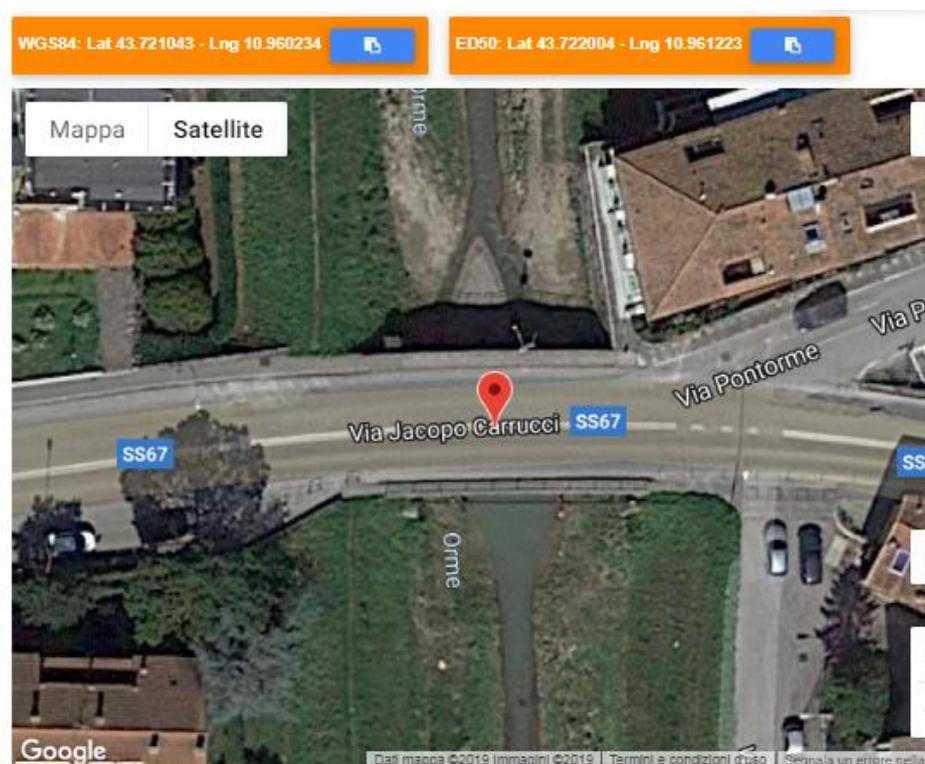
Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata.

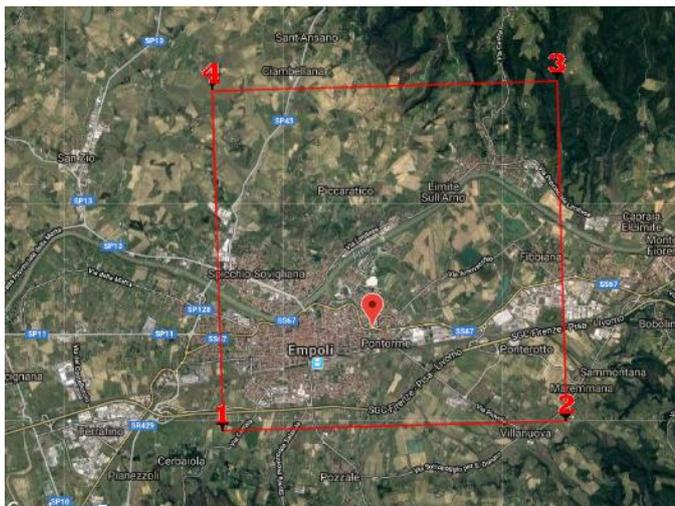
Si riportano nel seguito i principali valori dei parametri assunti per la valutazione delle azioni sismiche:

Zona sismica: **Zona 3**

Le coordinate del sito sono le seguenti:

Sito della costruzione:		
Ponte sul fiume Orme - Empoli	Longitudine	Latitudine
Coord. WGS84	10°57 ' 36,8" 10,960234	43°43 ' 15,8" 43,721043
Coord. ED 50	10.961223	43.722004





### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.044	2.563	0.246
50	0.053	2.581	0.257
72	0.060	2.612	0.268
101	0.068	2.593	0.274
140	0.076	2.603	0.278
201	0.087	2.581	0.285
475	0.121	2.477	0.290
975	0.158	2.401	0.295
2475	0.209	2.407	0.306

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

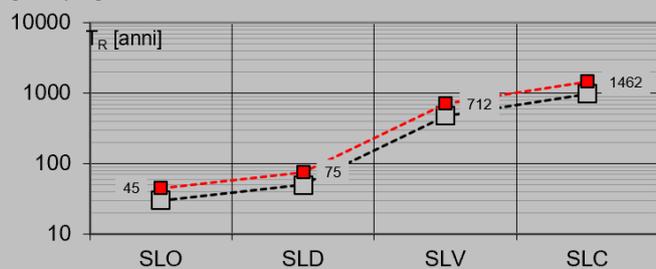
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

### Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

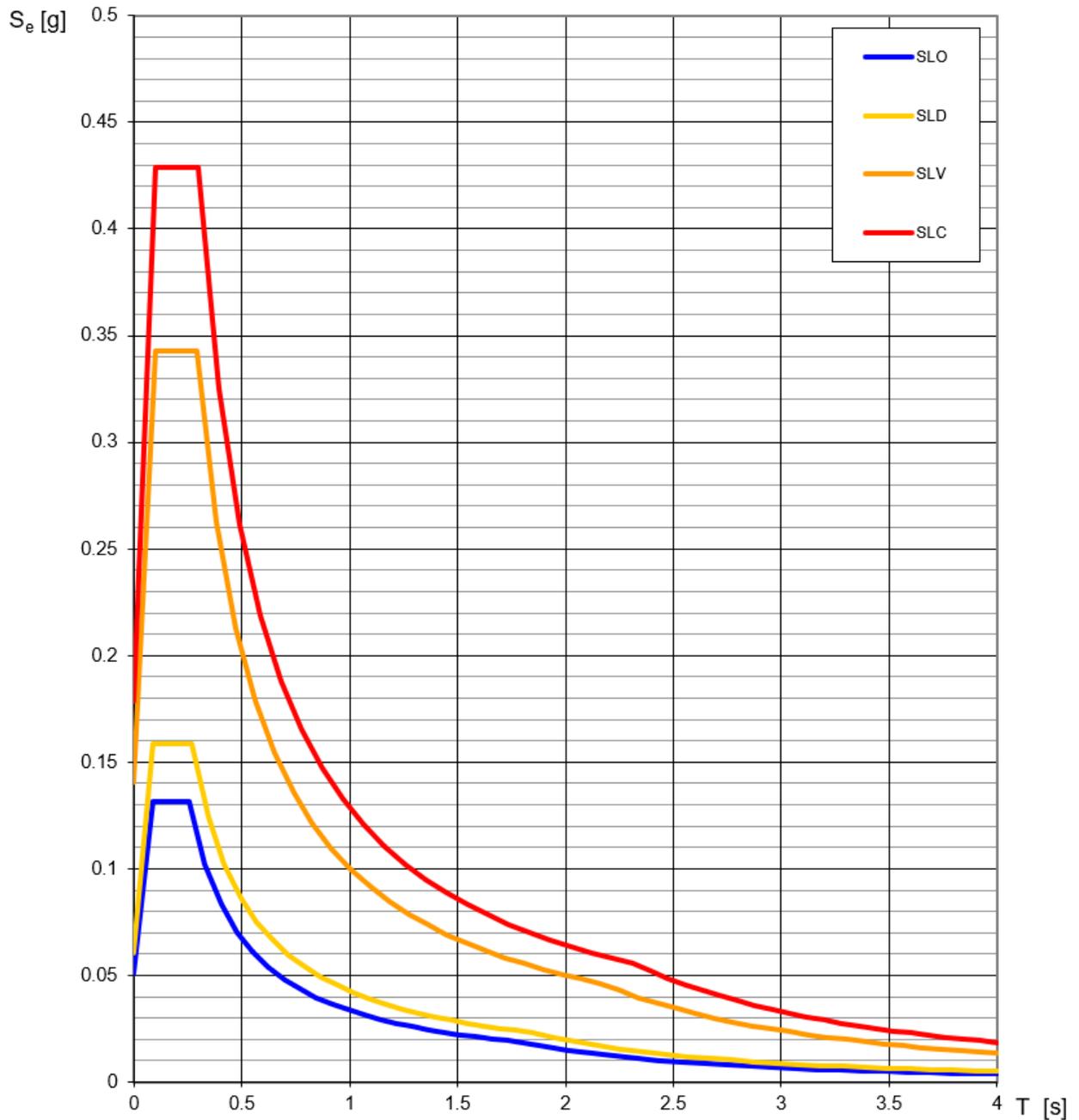
**FASE 2**

FASE 3

### Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.051	2.578	0.255
SLD	75	0.061	2.610	0.269
SLV	712	0.141	2.434	0.293
SLC	1462	0.179	2.404	0.300

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

$S_s =$

$C_c =$   info

Categoria topografica  info

$h/H =$

$S_T =$   info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%)

$\eta =$   info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$

Regol. in altezza  info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$

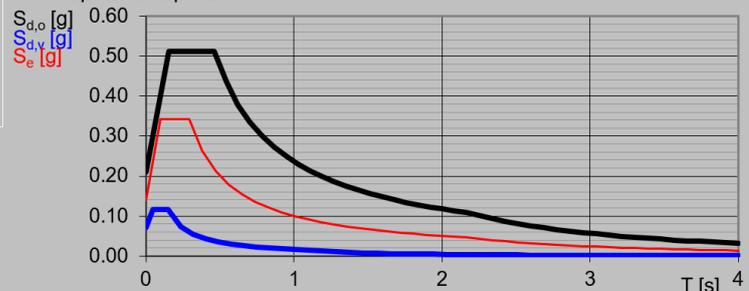
$\eta = 1/q =$   info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.141 g
$F_o$	2.434
$T_C^*$	0.293 s
$S_S$	1.494
$C_C$	1.575
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.494
$\eta$	1.000
$T_B$	0.154 s
$T_C$	0.461 s
$T_D$	2.163 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

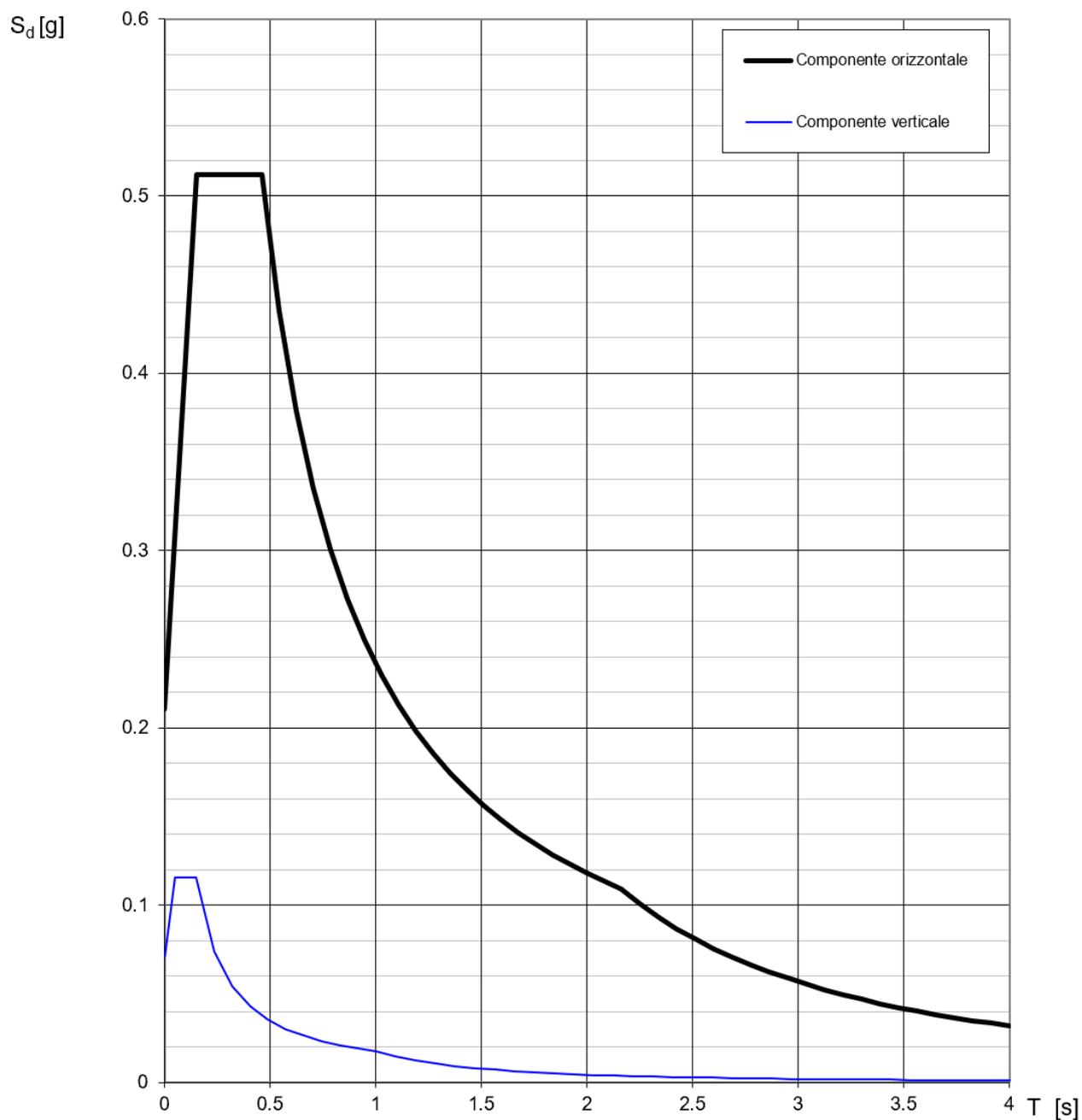
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.210
$T_B$ ←	0.154	0.512
$T_C$ ←	0.461	0.512
	0.542	0.435
	0.623	0.379
	0.704	0.335
	0.785	0.301
	0.866	0.273
	0.947	0.249
	1.028	0.230
	1.109	0.213
	1.190	0.198
	1.272	0.186
	1.353	0.175
	1.434	0.165
	1.515	0.156
	1.596	0.148
	1.677	0.141
	1.758	0.134
	1.839	0.128
	1.920	0.123
	2.001	0.118
	2.082	0.113
$T_D$ ←	2.163	0.109
	2.250	0.101
	2.338	0.093
	2.425	0.087
	2.513	0.081
	2.600	0.076
	2.688	0.071
	2.775	0.066
	2.863	0.062
	2.950	0.059
	3.038	0.055
	3.125	0.052
	3.213	0.049
	3.300	0.047
	3.388	0.044
	3.475	0.042
	3.563	0.040
	3.650	0.038
	3.738	0.037
	3.825	0.035
	3.913	0.033
	4.000	0.032

## Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

### Stato Limite

Stato Limite considerato **SLC** ▼ info

### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** ▼ info

$S_S =$  1.443

$C_C =$  1.562 ▼ info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$h/H =$  0.000

$S_T =$  1.000 ▼ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

### Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**

$\eta =$  1.000 ▼ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$  **3**

Regol. in altezza **no** ▼ info

### Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1.5**

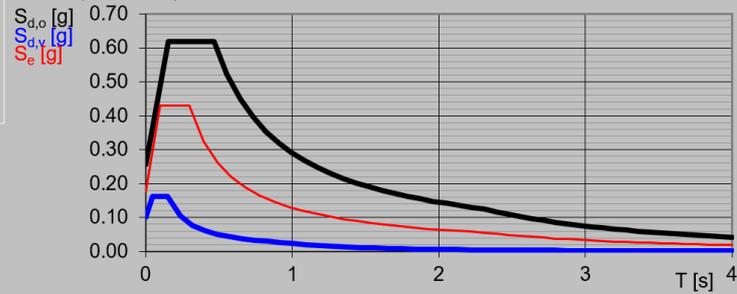
$\eta = 1/q =$  0.667 ▼ info

### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

### Spettri di risposta



- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
$a_g$	0.179 g
$F_0$	2.404
$T_C^*$	0.300 s
$S_S$	1.443
$C_C$	1.562
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.443
$\eta$	1.000
$T_B$	0.156 s
$T_C$	0.469 s
$T_D$	2.314 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

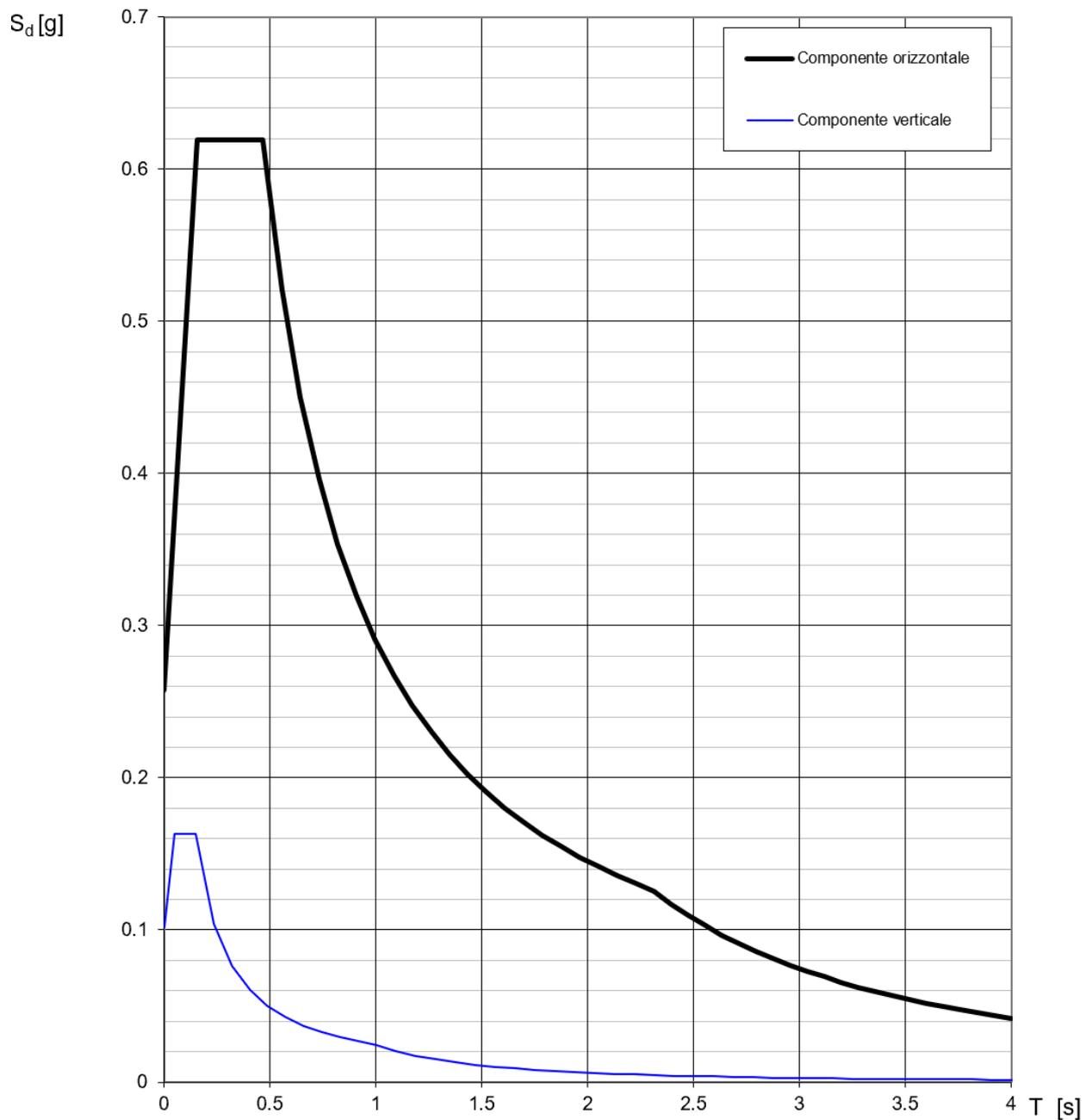
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.257
$T_B \leftarrow$	0.156	0.619
$T_C \leftarrow$	0.469	0.619
	0.556	0.521
	0.644	0.450
	0.732	0.396
	0.820	0.354
	0.908	0.319
	0.996	0.291
	1.084	0.268
	1.172	0.248
	1.259	0.230
	1.347	0.215
	1.435	0.202
	1.523	0.190
	1.611	0.180
	1.699	0.171
	1.787	0.162
	1.875	0.155
	1.962	0.148
	2.050	0.141
	2.138	0.136
	2.226	0.130
$T_D \leftarrow$	2.314	0.125
	2.394	0.117
	2.475	0.110
	2.555	0.103
	2.635	0.097
	2.715	0.091
	2.796	0.086
	2.876	0.081
	2.956	0.077
	3.037	0.073
	3.117	0.069
	3.197	0.066
	3.277	0.062
	3.358	0.060
	3.438	0.057
	3.518	0.054
	3.599	0.052
	3.679	0.050
	3.759	0.047
	3.839	0.046
	3.920	0.044
	4.000	0.042

## Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_s = 1.500$

$C_c = 1.619$  info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 0.000$

$S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$  **3**

Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1.5**

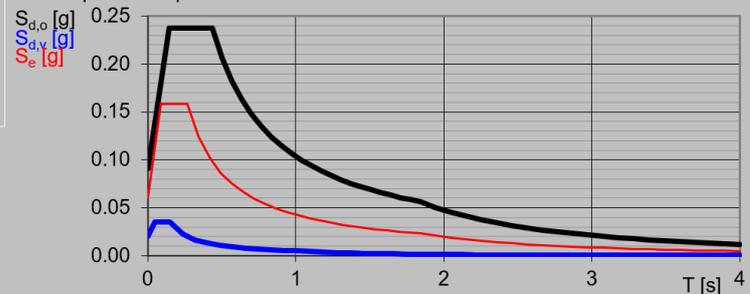
$\eta = 1/q = 0.667$  info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.061 g
$F_0$	2.610
$T_C^*$	0.269 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.619
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.145 s
$T_C$	0.436 s
$T_D$	1.843 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

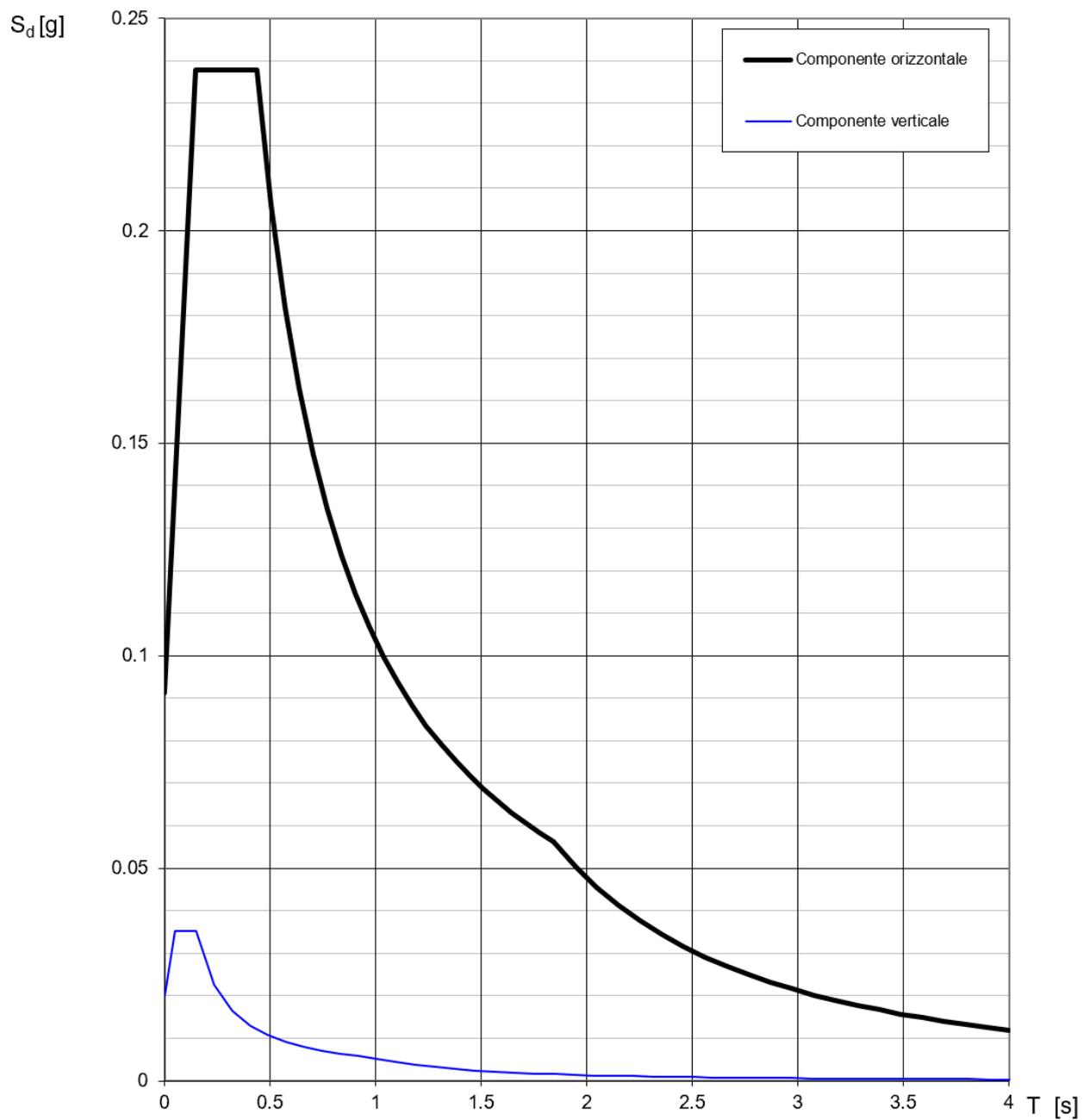
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.091
$T_B \leftarrow$	0.145	0.238
$T_C \leftarrow$	0.436	0.238
	0.503	0.206
	0.570	0.182
	0.637	0.163
	0.704	0.147
	0.771	0.134
	0.838	0.124
	0.905	0.115
	0.972	0.107
	1.039	0.100
	1.106	0.094
	1.173	0.088
	1.240	0.084
	1.307	0.079
	1.374	0.075
	1.441	0.072
	1.508	0.069
	1.575	0.066
	1.642	0.063
	1.709	0.061
	1.776	0.058
$T_D \leftarrow$	1.843	0.056
	1.946	0.050
	2.048	0.046
	2.151	0.041
	2.254	0.038
	2.357	0.034
	2.459	0.032
	2.562	0.029
	2.665	0.027
	2.767	0.025
	2.870	0.023
	2.973	0.022
	3.076	0.020
	3.178	0.019
	3.281	0.018
	3.384	0.017
	3.486	0.016
	3.589	0.015
	3.692	0.014
	3.795	0.013
	3.897	0.013
	4.000	0.012

## Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



### 7.13 Combinazioni delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano di seguito le espressioni generiche delle combinazioni di carico nel caso di verifiche allo SLU (Stato Limite Ultimo), allo SLE (Stato Limite di Esercizio) e nel caso di combinazione sismica, in accordo alla normativa (cap. 2 NTC 2018).

Si riporta innanzitutto la suddivisione tipologica delle azioni:

- G<sub>1</sub> = pesi propri elementi strutturali;
- G<sub>2</sub> = pesi propri elementi non strutturali;
- P = pretensione o precompressione;
- Q<sub>k</sub> = azioni variabili caratteristiche (frattile 95%);
- A = azioni eccezionali;
- E = azioni derivanti dai terremoti;

Nelle verifiche strutturali, per i vari stati limite, si devono dunque considerare le seguenti combinazioni delle azioni:

#### Combinazioni "STATICHE"

##### **Combinazione fondamentale:**

$$\text{SLU: } \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

##### **Combinazione caratteristica (cosiddetta rara):**

$$\text{SLE irreversibili: } G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

##### **Combinazione frequente:**

$$\text{SLE reversibili: } G_1 + G_2 + P + \psi_{11} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

##### **Combinazione quasi permanente:**

$$\text{SLE effetti a lungo termine: } G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

#### Combinazioni "DINAMICHE"

##### **Combinazioni dell'azione sismica (SL ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E):**

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

$$( E + G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} * Q_{kj} ) \text{ in forma più contratta}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} * Q_{kj}$$

##### **Combinazione eccezionale (azione eccezionale di progetto A<sub>d</sub>):**

$$\text{SLU: } G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

Nelle combinazioni vengono omissi i carichi Q<sub>kj</sub> che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, anche i carichi G<sub>2</sub>. Nelle formule il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

### 7.13.1 Risposta sismica E

La risposta sismica E, è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi. In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti dalla *Normativa*;
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1 (*NTC 2018*), utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 (*NTC 2018*) in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

### 7.14 Azioni eccezionali (A)

L'opera in oggetto non risulta soggetta ad azioni eccezionali rilevanti (quali incendi, esplosioni ed urti) ai fini della sicurezza strutturale ritenendo l'opera dotata di un adeguato / buon livello di robustezza e non essendo state fatte specifiche richieste da parte del Committente (Amministrazione Comunale di Empoli) circa verifiche nei confronti di particolari scenari di rischio.

Anzi, al riguardo si ribadisce che trattasi di strada di ambito urbano con velocità massima pari a 30 km/h.

### 7.15 Azioni nelle verifiche agli Stati Limite

Ai sensi del paragrafo 2.6.1 delle NTC2018, per le verifiche nei confronti degli stati limite strutturali (*SLU STR*) e geotecnici (*SLU GEO* - dove viene adottato l'APPROCCIO 2), si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali, per le azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) ed eventualmente per la resistenza globale ( $\gamma_R$ ).

Per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  della colonna **A1**

Le azioni agenti sulla struttura sono state cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche dove i valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  e di combinazione  $\psi$  sono dati dalla seguente tabella (vedi § 5.1.3.14 e tab. 5.1.IV/V/VI DM 17/01/2018):

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Lo schema 5 non viene considerato, non essendo previsti particolari veicoli speciali.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti g <sub>1</sub> e g <sub>3</sub>	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> g <sub>2</sub>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i v.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi perm carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

La tabella 5.1.IV in particolare, con riferimento al § 2.6.1. NTC 2018, fornisce i valori dei coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche agli SLU.

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

◇ ◇ ◇

La presente relazione riporta dunque le informazioni necessarie per la modellazione delle strutture in oggetto, in particolare le Indicazioni dei carichi agenti sulle varie strutture (come da normativa vigente), le combinazioni delle azioni i principi alla base della modellazione numerica unitamente ai metodi di analisi e verifica.

Alla presente relazione vengono comunque allegati e fanno parte integrante sostanziale anche gli altri documenti quali elaborati grafici, relazione sulle indagini geologiche e sismiche di supporto, relazione geologica con caratterizzazione geotecnica, relazioni sui risultati delle indagini conoscitive, listati di calcolo, etc..

◇ ◇ ◇