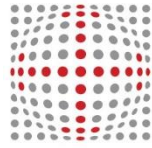




Comune di Pisa



Comune di San Giuliano Terme



PISAMO
AZIENDA PER LA MOBILITÀ SPA

SISTEMA TRANVIARIO DI PISA – LINEA 1 PIAZZA DEI MIRACOLI – OSPEDALE CISANELLO/CNR

OPERE D'ARTE Nuovo ponte della Vittoria Relazione di predimensionamento strutturale

 COMUNE DI PISA IL DIRIGENTE Ing. Maurizio Iannotta	 PISAMO s.p.a. IL DIRETTORE TECNICO Ing. Alessandro Fiorindi	 ARCHITECNA ENGINEERING s.r.l. COORDINATORE DELLA PROGETTAZIONE: Ing. Santi Caminiti
---	--	--

PROGETTISTI			
 architecna engineering	 GO Mobility	 ambiente s.p.a. consulenza & ingegneria esperienza per l'ambiente	 Ing. Andrea Spinosa

COMMESSA	FASE	CATEGORIA	DISCIPLINA	TIPO	NUMERO	REV.	NOME FILE
T R P I	I M	O A R	P O N	R L	0 0 1	A	TRPI-IM-OAR-PON-RL001-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	DIC. 24	PRIMA EMISSIONE	A. AMBROSIO	S. CAMINITI	S. CAMINITI
B					
C					
D					

Indice

Indice	3
SOMMARIO.....	4
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
ANALISI DELL’ ESISTENTE.....	5
IPOTESI PROGETTUALI VALUTATE	8
DESCRIZIONE DELL’INTERVENTO.....	13
CARATTERISTICHE DELL’OPERA	17
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI [§ 11 NTC18]	18
VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA [§ 2.3 NTC18].....	29
DEFINIZIONE DELLE AZIONI [§ 3 NTC18].....	32
METODI DI ANALISI	44
VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)	50
APPENDICE A – Dettaglio calcoli preliminari Fondazione	60

SOMMARIO

La presente Relazione Tecnica si riferisce al Progetto Preliminare per la realizzazione delle opere d'arte necessarie per la realizzazione della nuova tranvia Centro-Cisanello nel comune di Pisa (PI). In particolare, la relazione si riferisce allo studio di fattibilità tecnico economica del nuovo Ponte della Vittoria.

La relazione illustra lo sviluppo degli studi tecnici specialistici del progetto, i calcoli preliminari per il dimensionamento delle varie parti dell'opera.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **D.M. LL.PP. 17 gennaio 2018, Norme tecniche per le costruzioni.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019, Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.**
- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006** - Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e O.P.C.M. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006
- **Deliberazione GRT n. 421 del 26/05/2014, Aggiornamento della classificazione sismica regione**
- **D.P.R. 380/01, Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia**
- **Legge Regionale 10 novembre 2014, n. 65, Norme per il governo del territorio**
- **D.M. 21 giugno 2004 n. 2367, Istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali.**
- **UNI EN 1990, Eurocodice** – Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 1991, Eurocodice 1** – Azioni sulle strutture.
- **UNI EN 1992, Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1994, Eurocodice 4** – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- **UNI EN 1997, Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica.

- **UNI EN 1998, Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- **UNI EN 1090-2:2018** - Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio
- **CNR 10018/87**, Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. *Istruzioni per il calcolo e l'impiego.*

ANALISI DELL' ESISTENTE

Cenni storici

Il ponte della Vittoria ha avuto una storia tormentata. Realizzato per la prima volta nel 1934 con tre archi, sovraccarico di marmi e bassorilievi celebrativi, crollò il giorno prima dell'inaugurazione per rifluimento delle argille su cui posava una pila (si veda l'analisi condotta da Cestelli Guidi nel testo "Geotecnica e tecnica delle fondazioni"). Fu quindi ricostruito sei anni dopo, ma questa volta in cemento armato con travatura Gerber. Inaugurato in pompa magna il 3 dicembre 1939, fu però fatto saltare dai tedeschi nel 1944. Il ponte attuale è quindi quello che fu ricostruito con lo stesso schema statico del precedente, dal febbraio 1949 al marzo 1950. Privo di qualsiasi apparato decorativo, ha tre luci, di cui la centrale di 49 m. e le due laterali di m. 35,5. La trave centrale della Gerber ha una luce di 17 m., appoggiata su due sbalzi di 16 m. La larghezza complessiva è di m.12,40. Il ponte comprende due finte spalle realizzate in c.a., raccordate da solette in c.a. ai muri in pietrame in parte (a valle) a faccia vista ed in parte (a monte) rivestiti in marmo, rimasti dalla versione prebellica, a loro volta collegati ai muri dei lungarni. La presenza delle finte spalle è dovuta all'esigenza di sagomare gli archi del ponte come in passato, ma con l'impossibilità di utilizzare le vecchie spalle, divenute inaffidabili dopo averne riscontrato lievi cedimenti.

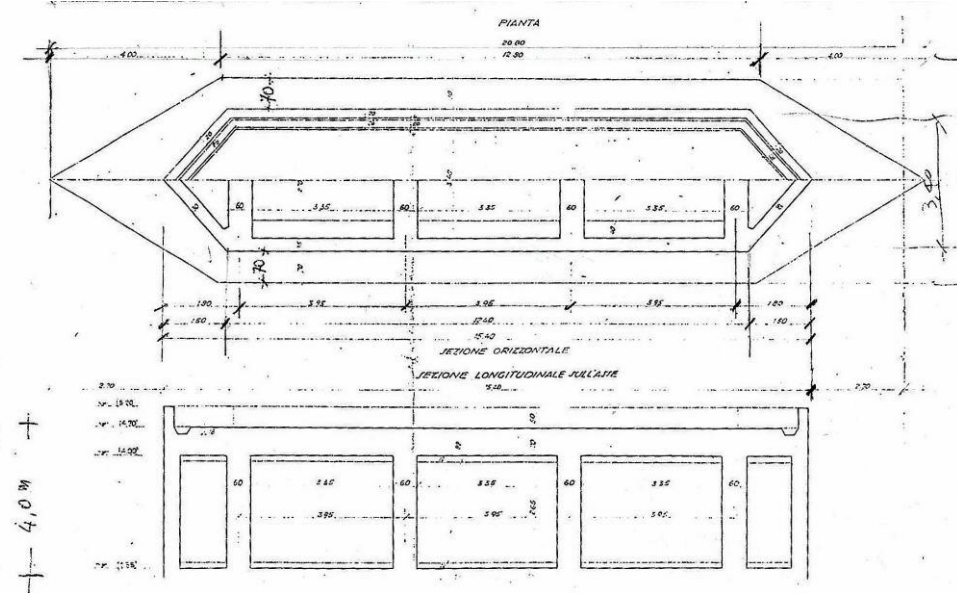
Già oggetto di lavori di consolidamento nel 1970 nel corso dei quali furono rinforzati gli appoggi della trave Gerber, indagini svolte nel gennaio 1990 hanno consentito di intervenire successivamente per ovviare a fenomeni di degrado dovuti principalmente a danni superficiali al calcestruzzo causati da errato dimensionamento dei copriferrati ed al dilavamento delle acque meteoriche sia sui prospetti laterali, non protetti da alcuna sporgenza orizzontale, sia all'intradosso per scarsa manutenzione dei discendenti.

L'aspetto attuale del ponte è quindi quello conseguente agli interventi di protezione attuati nel 1990. Progettato nel 1934 per essere il ponte con il più ricco apparato decorativo, è invece ridotto oggi ad un'anonima essenzialità strutturale, divenendo in realtà il più spoglio ed insignificante tra quelli presenti sull'Arno a Pisa.

Stato di fatto

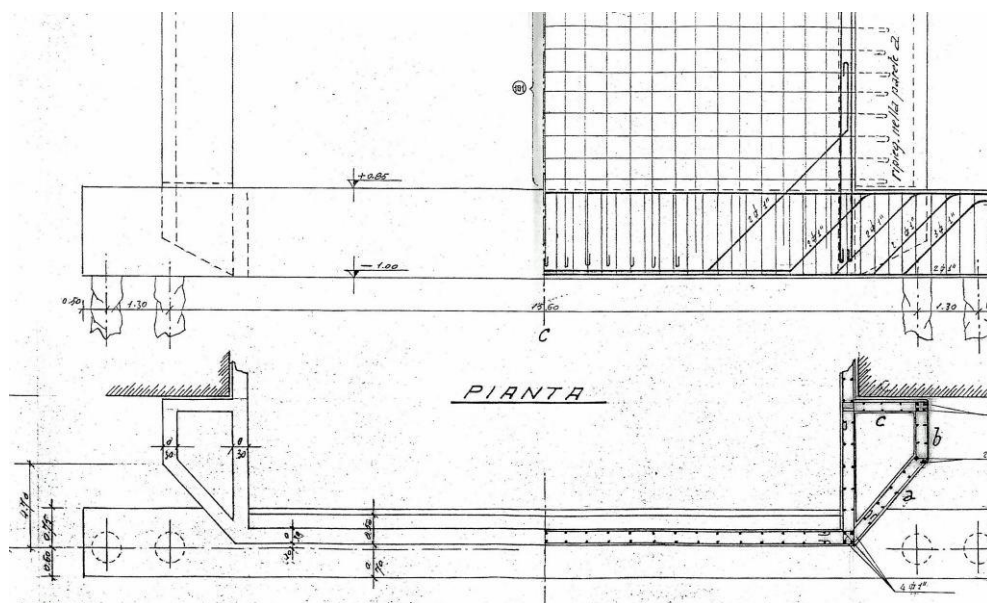
Il ponte attuale si presenta nello stato conseguente agli interventi richiesti a seguito delle indagini effettuate nel 1990. La superficie esterna è del tutto priva dei rivestimenti presenti nella versione prebellica. La struttura dell'impalcato è rivestita con intonaco plastico impermeabile ben rasato di colore bianco, posto senza alcuna soluzione di continuità

anche all'esterno delle spallette; quella delle pile e delle false spalle è invece lasciata in calcestruzzo a faccia vista, posto in opera con scarsa attenzione nei confronti del disegno della carpenteria. I muri che sostengono le piazzuole laterali d'invito conservano invece in buona parte, anche se alquanto degradato, il rivestimento prebellico in marmo, ma solo nel versante a monte, essendo quello a valle in pietrame a faccia vista. Le pile sono state ricostruite, secondo il tipo preesistente, in cemento armato con struttura cellulare.



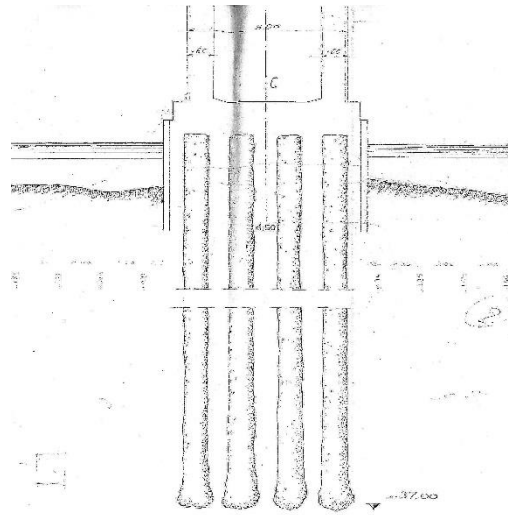
Stato attuale – Pianta e sezione delle pile

Anche le false spalle sono costituite da due strutture cellulari laterali in cemento armato collegate da una soletta verticale dello spessore di 30 cm.

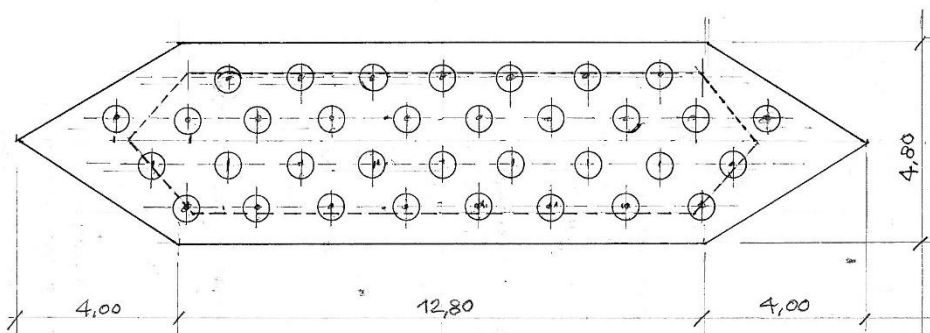


Stato attuale – Sezione e pianta delle false spalle

Incomplete sono le informazioni che si hanno sulle fondazioni, rimaste comunque quelle presenti prima della guerra. Dalla relazione allegata al progetto di ricostruzione del 1948 si apprende che “sono state riutilizzate le fondazioni del ponte preesistente, costituite da pali trivellati in cemento armato spinti alla profondità media di ml.40,00 collegati da zatteroni in cemento armato”, senza però che ne venga precisato né il numero né il diametro. Nei disegni dello stesso progetto si osserva comunque nella sezione trasversale delle pile che i pali sembrano avere un diametro di 60 cm. ed appaiono disposti presumibilmente “a quinconce” per un totale di 4 sulla stessa sezione, per cui si deduce che l'intera palificata di ogni pila potrebbe essere costituita da 34 pali disposti come rappresentato in figura.



Sezione della fondazione delle pile allo stato attuale



Rappresentazione ipotetica della palificata sotto le pile allo stato attuale

Allo stato attuale la carreggiata del ponte è suddivisa in tre corsie, una nel verso Ovest – Est, le altre due in senso opposto. Tutte e tre le corsie hanno uso promiscuo, per autovetture e autobus. Ai pedoni sono riservati i marciapiedi della larghezza di circa m.1,20. Non vi sono piste ciclabili; la prova di inserimento di una ciclopista a scapito di una corsia, effettuata nel settembre 2017, non ha dato esiti soddisfacenti, provocando numerose proteste da parte degli automobilisti per l'aumento delle code nelle ore di punta del traffico.

Il ponte non presenta attualmente visibili fenomeni fessurativi o di cedimenti strutturali; tenendo conto dell'uso intenso

cui è sempre stato sottoposto nei suoi 68 anni di vita, è da ritenere comunque opportuno un monitoraggio continuo del suo stato.

IPOSTESI PROGETTUALI VALUTATE

Obiettivi generali del progetto

Gli obiettivi di riqualificazione dell'attraversamento dell'Arno risultano essenzialmente i seguenti:

- garantire il transito della nuova linea tramviaria a doppio binario;
- aumentare la capacità di deflusso del traffico veicolare costituite dalle attuali tre corsie di dimensioni ridotte.
- disporre di un manufatto strutturale conforme alle normative vigenti in materia di sicurezza delle costruzioni, di sicurezza sismica e di sicurezza idraulica;

L'eventuale riqualificazione del manufatto esistente comporterebbe la necessità di fare degli investimenti ingenti ed immediati imprescindibili per eseguire gli interventi di adeguamento alle normative sulle costruzioni vigenti. I vincoli da superare per l'inserimento del tracciato tramviario sulle due rive dell'Arno rende necessaria l'ubicazione della linea tramviaria sul manufatto esistente. Tutto il traffico veicolare dovrebbe essere invece convogliato su un nuovo manufatto realizzato in adiacenza a quello esistente. I costi della riqualificazione del manufatto esistente sarebbero comparabili con quello della nuova costruzione, ma avrebbero tutte le limitazioni connesse al reimpiego di una opera obsoleta che porrebbe inoltre seri vincoli funzionali e paesaggistici alla realizzazione del nuovo ponte affiancato.

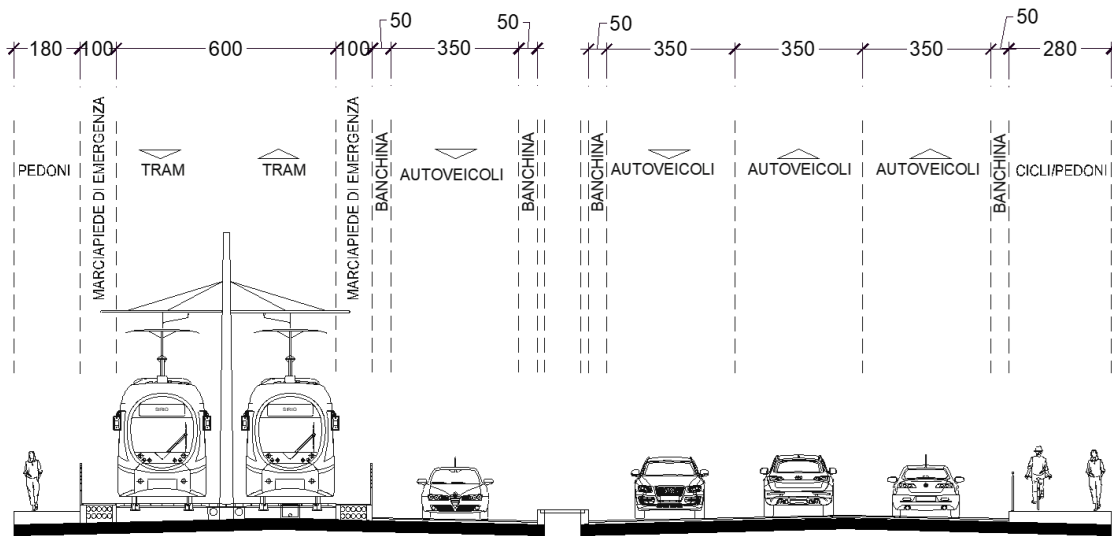
Da qui, accertata la necessità di demolire il manufatto esistente per ricostruirne uno nuovo di sezione adeguata alle nuove esigenze, si tratta di individuare le possibili strategie da adottare, che dovranno tener conto della complessa situazione dei luoghi nei quali l'intervento si colloca.

Una delle esigenze manifestate dalle amministrazioni interessate riguardava la necessità di garantire, durante la fase di realizzazione, l'attraversamento del fiume Arno sia da parte dei veicoli sia dei pedoni, senza peraltro ulteriormente aggravare la circolazione stradale, consentendo allo stesso tempo il mantenimento di taluni strategici sottoservizi presenti sul manufatto esistente.

Per di più, l'analisi dei flussi di traffico veicolari mette in evidenza la necessità di aumentare la capacità di deflusso del traffico sull'attraversamento attuale, obiettivo perseguibile solo mediante l'aumento della sezione stradale attuale.

Per quanto riportato al paragrafo precedente, si ritiene difficilmente perseguibile, sia in termini tecnici che in termini economici, il reimpiego del manufatto esistente.

Pertanto, si prevede in questo studio la realizzazione di un nuovo ponte avente una sezione stradale composta da due corsie veicolari e una pista ciclopedonale per ogni direzione di marcia oltre a due linee ferro-tramviarie.



Ipotesi progettuali valutate per il nuovo ponte

Per la costruzione del nuovo ponte sono state prese in considerazione due ipotesi progettuali tenendo in conto i vari vincoli legati al contesto e alle esigenze della committenza: una prevedeva la realizzazione di un ponte provvisorio (tipo Bailey) nelle vicinanze del ponte esistente, la demolizione di questo e la realizzazione del nuovo ponte; mentre l'altra prevedeva la realizzazione di un primo impalcato avente una carreggiata pari a metà di quella del ponte finale, la messa in servizio provvisoria del nuovo impalcato, la demolizione del ponte esistente ed infine la realizzazione del secondo impalcato nella stessa posizione di quello esistente.

Avuto riguardo alle esigenze di mantenimento del traffico veicolare anche nella fase di costruzione del nuovo manufatto, alle stratigrafie geotecniche disponibili ed allo studio idraulico preliminare effettuato, la scrivente ha individuato nella seconda soluzione quella caratterizzata dal miglior rapporto costo benefici.

La prima soluzione se da un lato permette l'esecuzione con tempi inferiori, avrebbe però diversi svantaggi: un maggior costo legato alla costruzione di un ponte provvisorio con pile in alveo; maggiori disagi nella fase transitoria per il disimpegno dei flussi di traffico (tutt'altro che agevole).

La seconda soluzione invece presenta un minor costo, permette minori disagi sul traffico nel periodo transitorio e non necessita di onerosi spostamenti provvisori dei sottoservizi esistenti.

La necessità di garantire un franco idraulico di almeno 1.5m sul livello di piena duecentennale dell'Arno (stabilito nello studio idraulico a +7.57m slm) per una lunghezza di almeno 2/3 della larghezza dell'alveo (par. 5.1.2.3 NTC 2018) unita alla necessità di non sollevare eccessivamente la quota dell'estradosso dell'impalcato, sia per non aumentare la pendenza del in ingresso al ponte che per non alterare eccessivamente le zone di connessione con i lungarni, hanno comportato l'esigenza di contenere al massimo l'ingombro dell'impalcato.

Dal punto di vista meramente strutturale, l'impalcato verrà realizzato con una sezione mista acciaio-calcestruzzo, sufficientemente più leggera di una soluzione in c.a., al fine di contenere le opere di fondazione.

L'altezza ridotta dell'impalcato non consente l'utilizzo di una sezione a cassone chiuso che risulterebbe non ispezionabile, pertanto si è optato per una soluzione a sezione aperta con quattro travi affiancate con controvento inferiore di torsione.

La necessità di lavorare al di sotto del ponte esistente, per la realizzazione delle pile e delle fondazioni profonde, associata alla presenza dei relitti del ponte esistente crollato non consente la realizzazione di fondazioni su pali di grosso diametro, si è scelto quindi di realizzare micropali che consentono invece di avere ingombri delle attrezzature di esecuzione ridotti e di superare agevolmente eventuali trovanti (relitti del vecchio ponte).

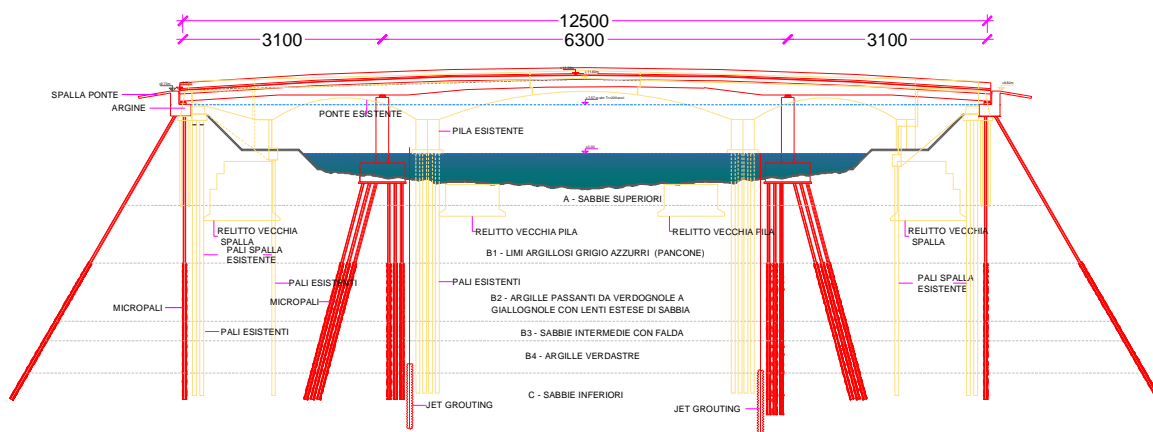


Figura 1 – Sovrapposto

Nel progetto è prevista inoltre la demolizione delle false spalle attuali, questo permette di evitare l'attuale consistente restringimento della sezione di deflusso del fiume Arno.

Soluzione prescelta

Il nuovo attraversamento del fiume Arno interessa la zona dell'attuale Ponte della Vittoria di Pisa. Il fiume, in questo tratto, ha una larghezza idraulica di circa 126 metri. Il ponte proposto è del tipo a trave continua con tre campate, più comunemente denominato "a travata" con campata centrale di 63 m e campate laterali simmetriche di 31.5 m. L'altezza della sezione di impalcato è stata vincolata dalla piena duecentennale, inferiormente, e dalle livellette della tranvia superiormente.

Una volta fissata l'altezza dell'impalcato, le nuove pile sono previste a ridosso di quelle esistenti, ma in posizione più vicina alla sponda. Infatti, subito dopo le pile esistenti ci sono le pile del

vecchio ponte, crollato prima dell'inaugurazione. Pertanto, la scelta di aumentare la luce centrale è stata dettata dalla presenza delle strutture del primo ponte della Vittoria.

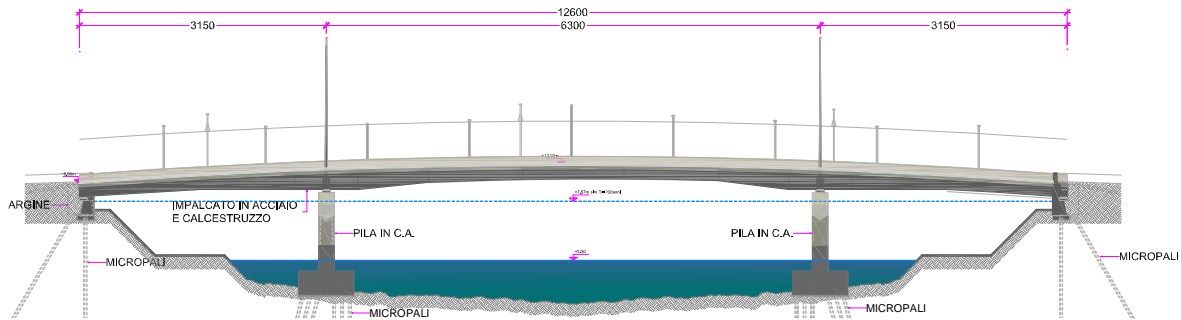


Figura 2 – Prospetto nuovo ponte

Il ponte, in sistema misto acciaio-calcestruzzo, ha una larghezza trasversale complessiva di 30 m suddivisa in due impalcati di larghezza 14,5 m con un giunto longitudinale di 1 m. Sull'impalcato lato monte è prevista la realizzazione di una carreggiata di 12.5 m, con due corsie della larghezza complessiva di 8 m, riservate alla linea tranviaria e una corsia veicolare della larghezza di 3,5 m, inoltre, è prevista una pista ciclo pedonale di 1,8 m. Sull'impalcato lato valle è prevista la realizzazione di una carreggiata di 11.5 m con tre corsie veicolari di 3.5 m ciascuna; una pista ciclopedonale di 2.8 m.

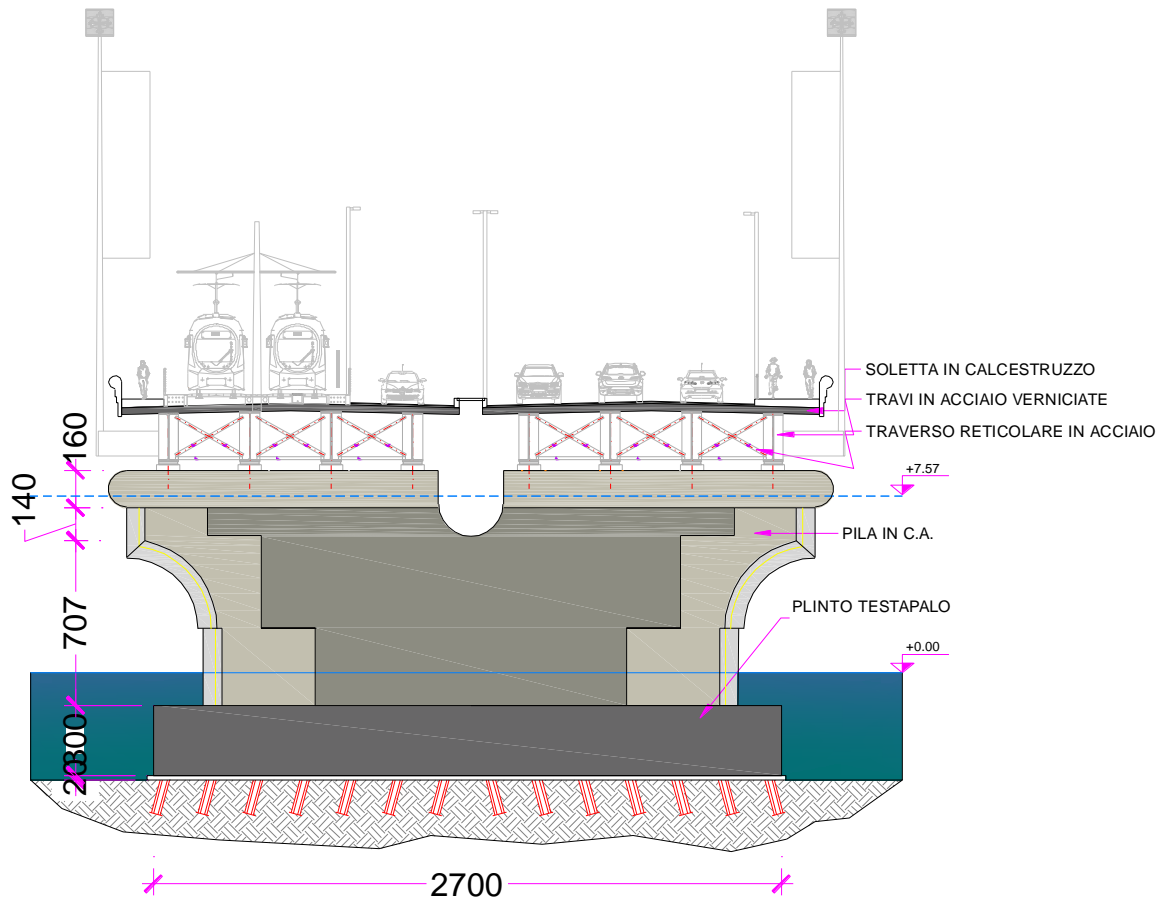


Figura 3 – Sezione trasversale sulla pila

La struttura portante dell'impalcato è costituita da un graticcio di travi costituito da 4 travi principali longitudinali a doppio T in composizione saldata ad interasse di 3.5 m ad altezza variabile da 1500 mm a 2250 mm collegate da traversi a reticolari e controvento inferiore di torsione.

Sia le travi che i traversi sono resi solidali alla soletta tramite pioli tipo Nelson saldati all'estradosso della piattabanda superiore.

Il sistema fondale è di tipo profondo, realizzato con micropali. La scelta della tecnica dei micropali è stata dettata, soprattutto, per la possibilità di poter lavorare sotto il ponte esistente senza interromperne la funzionalità, per non interferire con le fondazioni del ponte esistente e i relitti del ponte crollato, ad oggi non ancora rimossi.

Il tracciato stradale proprio in corrispondenza del ponte è rettilineo.

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Generalità

Come sopra anticipato, la sezione stradale del ponte in progetto è costituita da quattro corsie veicolari, due piste ciclopedonali e due linee ferro-tramviarie.

Il piano viario del manufatto in progetto è costituito da due impalcati a cassone a sezione mista acciaio-calcestruzzo affiancati, allo scopo di permettere la realizzazione in due successive fasi. Lo schema statico adottato è quello della trave continua su tre luci, di cui quella centrale pari a 63.0 metri e quelle laterali pari a 31.5 metri; tali luci sono state così dimensionate per tenere conto dell'interferenza in alveo con le pile esistenti.

Gli elementi di sostegno verticali saranno costituiti da due pile in alveo su micropali, e da due spalle "passanti", leggermente arretrate rispetto a quelle attuali per rimanere dietro i muri di dell'argine maestro del fiume.

L'impalcato

Ciascun impalcato sarà costituito da quattro travi in acciaio ad altezza variabile realizzate con soprastante soletta collaborante in calcestruzzo armato, aggettante lateralmente per circa 2m. L'altezza delle travi varia da 2.25 m, nella sezione adiacente alla pila, a 1.50 m, nella mezzeria della campata centrale e in corrispondenza delle spalle.

La larghezza complessiva della soletta sarà di 14.50 m per ciascun impalcato. La soletta avrà uno spessore costante, pari a circa 30 cm, per tutta la lunghezza dell'impalcato.

Le pile e le spalle

Le pile saranno costituite da elementi piani di circa 2.00 m di spessore aventi nel prospetto trasversale una conformazione a "V". L'altezza complessiva del fusto delle pile sarà di 10 m.

Lo scarso impegno statico della spalla ha consentito l'impiego di una spalla cosiddetta "passante", realizzata con pali e priva in gran parte della spinta del terreno a tergo.

Le fondazioni

Considerata la scarsa capacità portante degli strati superficiali di terreno, così come descritti dalle indagini geognostiche e dagli studi geologici eseguiti in situ, si è ritenuto opportuno

realizzare fondazioni profonde eseguite mediante micropali trivellati (diametro 300 mm) realizzati con iniezioni ripetute ad alta pressione (IRS).

Basandosi sugli studi geologici citati è stata individuata la quota di attestazione dei pali ad una profondità di circa 30 m dal livello del mare, in corrispondenza delle sabbie inferiori di buone caratteristiche meccaniche. Per evitare interferenze con i pali esistenti durante la realizzazione dei nuovi micropali, si realizzerà una barriera eseguita con colonne di jet-grouting in corrispondenza della punta dei pali.

Fasi di realizzazione dell'intervento

Le fasi di realizzazione degli interventi proposti comprendono:

ALLESTIMENTO CANTIERE E DEMOLIZIONI

- Allestimento cantiere: recinzioni, dragaggio relitti vecchi ponte e realizzazione di piste di cantiere

LAVORI IN ALVEO - FONDAZIONI PILE

- Palancole provvisorie alveo
- Movimenti terra
- Realizzazione palificate di fondazione
- Realizzazione testapali pile
- Realizzazione pile

SPALLA IMPALCATO N.1 - lato valle

- Demolizione falsa spalla lato valle
- Palancole provvisorie e scavo
- Realizzazione palificate di fondazione
- Realizzazione spalle

IMPALCATO N.1 - lato valle

- Posizionamento appoggi
- Montaggio e varo delle travate metalliche
- Varo delle lastre in c.a.

- Armatura dell'impalcato
- Getto della soletta dell'impalcato
- Impermeabilizzazione dell'impalcato e protezione del calcestruzzo a vista
- Realizzazione delle pavimentazioni
- Posizionamento giunti
- Realizzazione delle finiture
- Collaudo statico parziale del primo impalcato ed apertura al traffico

DEMOLIZIONE PONTE ESISTENTE

- Demolizione ponte esistente

SPALLA IMPALCATO N.2 - lato monte

- Completamento pile
- Demolizione falsa spalla lato valle
- Palancole provvisorie e scavo
- Realizzazione palificate di fondazione
- Realizzazione spalle

IMPALCATO N.2 - lato monte

- Posizionamento appoggi
- Montaggio e varo delle travate metalliche
- Varo delle lastre in c.a.
- Armatura dell'impalcato
- Getto della soletta dell'impalcato
- Impermeabilizzazione dell'impalcato e protezione del calcestruzzo a vista
- Realizzazione delle pavimentazioni
- Posizionamento giunti
- Realizzazione delle finiture
- Collaudo statico parziale del secondo impalcato

La durata presumibile dei lavori è di circa 24 mesi.

CARATTERISTICHE DELL'OPERA

Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica [§ 2.4 NTC18]

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 1:

Tab. 1 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Tab. 2 - Classificazione delle costruzioni

CLASSI D'USO	T_c^* [s]
<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
<i>Classe III</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
<i>Classe IV</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 3.

Tab. 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

Parametro	Valore
Classe d'uso	IV
Vita nominale V_N	50 anni
Coefficiente d'uso C_U	2.0
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	100 anni

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI [§ 11 NTC18]

Calcestruzzo strutturale

Classe di esposizione ambientale

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente contenuta nelle NTC18.

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

La classe di esposizione ambientale prevista per le strutture di fondazione (testapali e pali) e le pile, XS2 tiene conto delle condizioni di esposizione in terreno molto aggressivo, in quanto il sito è interessato da fenomeni di marea.

La classe di esposizione ambientale XC4 prevista per le strutture in elevazione (spalle) tiene conto del rischio di carbonatazione prodotto su superfici esterne non riparate dalla pioggia ciclicamente bagnate ed asciutte, definite dalla norma come "superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2". Per l'impalcato si è scelta la classe di esposizione XF4. Le classi di esposizione ambientale hanno determinato la scelta delle caratteristiche minime dei calcestruzzi e la dimensione dei copriferri.

Classe di consistenza

Le classi di consistenza sono state stabilite ipotizzando l'utilizzo della pompa. Per la classe di consistenza S5 si devono accettare abbassamenti al cono di Abrams non superiori a 250 mm.

Aggregati

Gli aggregati dovranno essere marcati CE secondo la norma UNI EN 12620, dovranno avere adeguata resistenza al gelo/disgelo, un sistema di attestazione 2+ e dovranno essere conformi alla norma UNI 8520-2.

Il diametro massimo dell'aggregato grosso prescritto tiene conto degli spessori, delle geometrie e dei copriferri e interferri degli elementi strutturali.

In funzione della disponibilità delle pezzature reperibili dai produttori di calcestruzzo in zona, sono accettabili solo diametri massimi minori o uguali a quelli prescritti.

Classe di contenuto in cloruri

Tra quelle previste dalla norma UNI EN 206-1, è stata prescritta la classe che prevede una presenza bassa di cloruri, in quanto già presenti nell'acqua in fondazione e nell'aerosol marino.

Calcestruzzo strutturale normale

Le opere di conglomerato cementizio armato normale in fondazione e in elevazione saranno realizzate utilizzando calcestruzzo strutturale normale, a prestazione garantita, in conformità alla norma UNI EN 206-1 e alla UNI 11104, "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

In particolare, dovranno essere soddisfatti i requisiti di seguito specificati:

Magrone

- classe di resistenza a compressione: C12/15 ($R_{ck} \geq 15$ MPa)
- condizioni ambientali: Ordinarie
- classe di esposizione: X0
- dimensione dell'aggregato: diametro max 32 mm
- classe di consistenza: S4

Fondazioni (Pali e Testapali)

- classe di resistenza a compressione: C35/45 ($R_{ck} \geq 45$ MPa)
- condizioni ambientali: molto aggressive

- classe di esposizione: XS2
- rapporto acqua/cemento:0.45
- tipo di cemento: rispondente alla norma UNI EN 197-1
- tipo di aggregato: rispondenti alla norma UNI EN 12620
- dimensione dell'aggregato: diametro max 32 mm
- classe di consistenza: S4

Opere in elevazione(Pile)

- classe di resistenza a compressione: C35/45 ($R_{ck} \geq 45$ MPa)
- condizioni ambientali: molto aggressive
- classe di esposizione: XS3
- rapporto acqua/cemento:0.45
- tipo di cemento: rispondente alla norma UNI EN 197-1
- tipo di aggregato: rispondenti alla norma UNI EN 12620
- dimensione dell'aggregato: diametro max 32 mm
- classe di consistenza: S4

Opere in elevazione (Spalle)

- classe di resistenza a compressione: C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ MPa)
- condizioni ambientali: Aggressive
- classe di esposizione: XC4
- rapporto acqua/cemento:0.50
- tipo di cemento: rispondente alla norma UNI EN 197-1
- tipo di aggregato: rispondenti alla norma UNI EN 12620
- dimensione dell'aggregato: diametro max 32 mm
- classe di consistenza: S4

Opere in elevazione (Impalcato)

- classe di resistenza a compressione: C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ MPa)

- condizioni ambientali: Aggressive
- classe di esposizione: XF2
- rapporto acqua/cemento: 0.50
- contenuto minimo in aria 3%
- tipo di cemento: rispondente alla norma UNI EN 197-1
- tipo di aggregato: rispondenti alla norma UNI EN 12620
- dimensione dell'aggregato: diametro max 20 mm
- classe di consistenza: S4

Alle pile e ai testa-pali è stata assegnata una classe di esposizione tipica delle strutture marine in conseguenza del fatto che in questa zona dell'Arno si verificano fenomeni di marea che comportano la presenza di cloruri di acqua di mare.

Stagionatura

Dopo la messa in opera e la compattazione, il calcestruzzo deve essere stagionato e protetto dall'essiccamento in modo da:

- evitare l'interruzione dell'idratazione
- ridurre il ritiro in fase plastica e nella fase iniziale dell'indurimento (1, 7gg)
- far raggiungere un'adeguata resistenza meccanica alla struttura
- ottenere un'adeguata compattezza e durabilità della superficie
- migliorare la protezione nei riguardi delle condizioni climatiche (temperatura, umidità, ventilazione)
- evitare vibrazioni, impatti, o danneggiamenti sia alla struttura che alla superficie, ancora in fase di indurimento.

Il calcestruzzo, dopo il getto, deve essere protetto contro la veloce evaporazione dell'acqua, dal gelo, dagli agenti atmosferici.

Eccetto che nel periodo invernale, è consentito utilizzare agenti antievvaporanti, facendo attenzione a evitare le riprese di getto. In questo periodo, si prescrive l'utilizzo di teli di plastica, in modo da proteggere il getto, oltre che dall'evaporazione dell'acqua, anche dalle basse temperature.

Nel periodo invernale, si consiglia di richiedere al fornitore di calcestruzzo un prodotto con bassi tempi di indurimento,

in modo da accorciare i tempi di stagionatura.

Acciaio da cemento armato

Acciaio in barre ad aderenza migliorata

Le armature delle opere di conglomerato cementizio armato normale saranno realizzate utilizzando acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata del tipo B450C, in conformità alle norme tecniche vigenti.

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

Caratteristiche	Simbolo	Valore
Tensione nominale di snervamento	$f_y \text{ nom}$	450 N/mm ²
Tensione nominale di rottura	$f_t \text{ nom}$	540 N/mm ²

Copriferri [§ 4.1.6.1.3 delle NTC18]

Ai sensi del paragrafo 4.1.6.1.3 delle NTC2018, il copriferro e l'interferro, al fine della protezione delle armature dalla corrosione, vengono determinati attraverso le prescrizioni indicate nella UNI EN 1992-1-1.

Il copriferro di progetto, c_{nom} , viene determinato come il copriferro minimo, c_{min} , più un margine di progetto per gli scostamenti, Δc_{dev} (4.1 – EN 1992-1-1):

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

Adottando un acciaio ordinario, il valore di c_{min} , desumibile dalla 4.2 –EN 1992-1-1, è dato da

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

nella quale, $c_{min,b}$ è il copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza e $c_{min,dur}$ è quello minimo dovuto alle condizioni ambientali.

Il copriferro minimo, $c_{min,b}$, dovuto al requisito di aderenza è fornito dalla seguente tabella dove per barre raggruppate in numero pari a n_b , il diametro equivalente delle barre è pari a $\phi_n = \phi_{n_b} \cdot 0.5$. Per armature ordinarie $c_{min,b}$ è pari al diametro della barra.

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

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}$ ^{*)}
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di aumentare $c_{min,b}$ di 5 mm.	

In accordo al prospetto 4.3 della EN 1992-1-1, una vita utile di progetto di 50 anni equivale alla classe strutturale base S4. Questa classe può essere ridotta in base al prospetto 4.3.N

 prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	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 ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ 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: soletta impalcato (XF4): classe strutturale S3; sottostrutture (XC4): classe strutturale S4

Coerentemente a quanto prevede la normativa europea e consigliato dalle Norme tecniche come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1 per dimensionare correttamente i copriferri.

Si ricorda che la normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni.

La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copriferro:

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

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

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ (annesso nazionale)}$$

$c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti 4.3N, 4.4N e 4.5N delle UNI EN 1992-1-1 in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4.

Il prospetto 4.3N consente di variare la classe strutturale nella maniera seguente:

- per vite utili di progetto di 100 anni si incrementa la classe strutturale di 2;
- se vengono utilizzati calcestruzzi con classe di resistenza superiore ai minimi previsti dal prospetto 4.3N, si riduce la classe strutturale di 1;
- per elementi strutturali assimilabili a solette si riduce la classe strutturale di 1;
- se la produzione del calcestruzzo è sottoposta a un rigoroso controllo di qualità, si riduce la classe strutturale di 1.

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

$\Delta C_{dev} = 10$ mm (annesso nazionale)

In definitiva, nel caso in esame si useranno i valori di S3 per la soletta ed S4 per le fondazioni a favore di sicurezza.

$c_{min} = 40$ mm per la soletta (S3 e XF4)

$c_{min} = 30$ mm per le spalle (S4 e XC4)

$c_{nom} = c_{min} + \Delta C_{dev} = 40\text{mm} + 10\text{mm} = 50\text{mm}$ per elementi strutturali lineari

$c_{nom} = c_{min} + \Delta C_{dev} = 30\text{mm} + 10\text{mm} = 40\text{mm}$ per elementi strutturali assimilabili a solette

Tabella riassuntiva caratteristiche calcestruzzo e dei copriferri

I calcestruzzi dovranno essere conformi alla UNI EN 206-1 e UNI EN 11104 e dovranno rispondere alle prestazioni riportate nella tabella sottostante:

Tab. 4 - Tabella riassuntiva caratteristiche calcestruzzo e dei copriferri

Normativa di riferimento	UNI EN 11104					UNI EN 206				NTC 2018	Requisiti aggiuntivi
	Elemento strutturale	Classe di esposizione	Classe di resistenza	Esposizione ambientale	min. rapporto a/c	contenuto min. di cemento [kg/m ³]	Classe di contenuto in cloruri	Aria trattenuta	Massimo diam. aggregato [mm]	Classe di consistenza	
MAGRONE	X0	C 12/15	Ordinaria	-	-	Cl 0.20	NO	20	S4	-	-
FONDAZIONI	XS2	C 35/45	Molto Aggressive	0.45	340	Cl 0.20	NO	32	S4	45+10=55	-
PILE	XS3	C 35/45	Molto Aggressive	0.45	340	Cl 0.20	NO	32	S4	45+10=55	-
SPALLE	XC4	C32/40	Aggressive	0.50	340	Cl 0.20	NO	32	S4	30+10=40	-
SOLETTA IMPALCATO	XF2	C32/40	Aggressive	0.50	340	Cl 0.20	3%	20	S4	40+10=50	-

In accordo con la sezione 8.2 della EN 1992-1-1, la distanza minima fra due barre poste sullo stesso strato, deve soddisfare la seguente relazione:

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

dove d_g è la dimensione massima degli aggregati.

Gli interferri di progetto soddisfano tale limitazione.

Strutture in carpenteria metallica

Lamiere e profili

Per le opere da realizzare in carpenteria metallica sarà impiegato un acciaio legato con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica: S355 J2 - UNI EN 10025-5, verniciato.

Le caratteristiche di resistenza dell'acciaio vengono di seguito elencate:

Tab. 5 – Caratteristiche di resistenza dell'acciaio S355J2

Caratteristiche	
Tensione di snervamento minima	355 MPa (15mm < t ≤ 40mm) 335 MPa (40mm < t ≤ 80mm)
Tensione di rottura minima	470-630 MPa (3mm < t ≤ 100mm)
Resilienza	27J a -20°

Caratteristiche	
Allungamento minimo (%)	20 (3 mm < t ≤ 40 mm)
	19 (40 mm < t ≤ 63 mm)
	18 (63 mm < t ≤ 100 mm)

Ai fini del calcolo, come previsto nelle NTC, si assume:

- Verifiche di resistenza ($\gamma_M = 1,05$)

a) per $s \leq 40$ mm: $f_{yk} = 355$ MPa → $f_{yd} = 338$ MPa

b) per 40 mm < $s < 80$ mm: $f_{yk} = 335$ MPa → $f_{yd} = 319$ MPa

- Verifiche di stabilità ($\gamma_M = 1,10$)

a) per $s \leq 40$ mm: $f_{yk} = 355$ MPa → $f_{yd} = 322$ MPa

b) per 40 mm < $s < 80$ mm: $f_{yk} = 335$ MPa → $f_{yd} = 304$ MPa

- Verifiche di resistenza a rottura nelle sezioni tese indebolite dai fori ($\gamma_M = 1,25$)

a) per $s \leq 40$ mm: $f_{yk} = 355$ MPa → $f_{yd} = 284$ MPa

b) per 40 mm < $s < 80$ mm: $f_{yk} = 335$ MPa → $f_{yd} = 268$ MPa

Saldature

Le saldature, oltre a prevedere tutti gli accorgimenti previsti dalla CNR 10011/85, dovranno essere realizzate utilizzando materiali di apporto e processi di saldatura che assicurino una resistenza migliorata alla corrosione, secondo quanto stabilito dalla UNI EN 10025 e EN 1011.

Bulloni

Le giunzioni saranno effettuate con saldature e bullonature in conformità alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

Le modalità di accettazione ed i controlli verranno effettuati in accordo alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle

NTC.

Tutte le giunzioni bullonate sono a taglio con bulloni di classe 10.9 ad alta resistenza.

Connettori a piolo dotati di testa

Pioli tipo “Nelson” [connettori a taglio] $\Phi 3/4$ ” conformi a quanto prescritto al paragrafo 11.3.4.7 delle NTC secondo le UNI EN ISO 13918 e EN ISO 10025 in acciaio S235 J2G3+C450 (ex ST 37-3K):

I pioli dovranno essere saldati in automatico alle piattabande in acciaio.

Le proprietà meccaniche specifiche di questi connettori a taglio sono:

- $f_{yk} \geq 350$ MPa;
- $f_{tk} \geq 450$ MPa;
- Allungamento >15%;
- Strizione >50%

Classe di esecuzione [§ 4.2. NTC18]

In accordo al § 4.2.9. delle NTC18 “L’esecuzione delle strutture in acciaio deve essere conforme alla UNI EN 1090-2” che prevedono, da parte del progettista, l’individuazione della classe di esecuzione dell’opera.

La classe di esecuzione viene definita come un insieme classificato di requisiti specificati per l’esecuzione delle opere in acciaio nel loro insieme, per un singolo componente o per un dettaglio di un componente.

La scelta della classe di esecuzione di una struttura/componente/dettaglio (EXC1, EXC2, EXC3 o EXC4) si basa su criteri di affidabilità, sul tipo di struttura/componente/dettaglio e sulla tipologia di carico di progetto.

Una volta definita la struttura/componente/dettaglio da realizzare, è necessario individuare la Classe di Conseguenza (CC), o in alternativa la Classe di Affidabilità (RC), secondo quanto specificato nella UNI EN 1990 (Appendice B – *Differenziazione dell’affidabilità strutturale per le costruzioni*):

Tab. 6 – Tabella tratta da Prospetto B.1 – UNI EN 1990:2006

Prospetto B.1 – Definizione della classe di conseguenze		
Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio, una sala concerti)
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze basse per perdita di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio, i magazzini), serre

È inoltre possibile valutare alternativamente la classe di affidabilità (RC), definendola attraverso il concetto di indice di affidabilità β . Le tre classi di affidabilità RC1, RC2, RC3 possono essere associate alle tre classi di conseguenze CC1, CC2, CC3. Il prospetto B.2 fornisce i valori minimi raccomandati dell'indice di affidabilità associati con le classi di affidabilità (vedere anche l'Appendice C – Criteri generali per il progetto ai coefficienti parziali e l'analisi dell'affidabilità).

Tab. 7 – Tabella tratta da Prospetto B.2 – UNI EN 1990:2006

Prospetto B.2 - Valori minimi raccomandati per l'indice di affidabilità β (stati limite ultimi)		
Classe di affidabilità	Valori minimi di β	
	Periodo di riferimento 1 anno	Periodo di riferimento 50 anni
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Individuata la Classe di Conseguenza o la Classe di Affidabilità, è possibile determinare la Classe di Esecuzione dalla Tabella C.1 della UNI EN 1993-1-1:2014 (Annex C – *Selection of execution class*):

Tab. 8 – Tabella tratta da Table C.1 – UNI EN 1993-1-1:2005/A1:2014

Table C.1 - Choice of execution class (EXC)		
Reliability Class (RC) or Consequences Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DCL ^a	Fatigue ^b or seismic DCM or DCH ^a
RC3 or CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2

^a Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low=DCL; Medium=DCM; High=DCH.
^b See EN 1993-1-9.
^c EXC4 may be specify for structures with extreme consequences of structural failure.

Il ponte è stato progettato per resistere ad azioni sismiche ed è senz'altro una struttura sensibile a problemi di fatica per via dei carichi ciclici da traffico, per questo, vista l'importanza dell'opera si ritiene opportune le seguenti assunzioni:

- Classe di Conseguenza: CC3
- Classe di Esecuzione: **EXC4**

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA [§ 2.3 NTC18]

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati.

La valutazione della sicurezza viene eseguita mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza; tale metodo è detto di primo livello.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{ki} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nei relativi paragrafi.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla 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 e 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 $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

Criteri di verifica

Le opere strutturali verranno verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Generalità

Si definisce *stato limite (SL)* uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

La valutazione del livello di sicurezza strutturale è svolta conducendo le verifiche nei riguardi degli *stati limite ultimi (SLU)* e degli *stati limite di esercizio (SLE)*. In presenza di sisma, inoltre, si considerano ulteriori stati limite, le cui definizioni sono date nel seguito. Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e di materiali in esame.

Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Stati limite in assenza di sisma

Stati Limite Ultimi

Gli *stati limite ultimi (SLU)* sono associati al collasso della struttura, o di sue parti, oppure ad altre forme simili di guasto strutturale. Generalmente, gli SLU riguardano la sicurezza delle persone e della struttura.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLU:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, connessioni, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

Stati Limite di Esercizio

Gli *stati limite di esercizio (SLE)* corrispondono a condizioni oltre le quali i requisiti funzionali specificati per una struttura o un elemento strutturale non sono più soddisfatti. Solitamente, gli SLE concernono il funzionamento della

struttura o degli elementi strutturali in condizioni di esercizio normale, il comfort delle persone.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLE:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità.

Stati Limite in presenza di azioni sismiche

Poiché la costruzione ricade in zona dichiarata sismica, agli stati limite sopra considerati se ne aggiungono altri prescritti dalle norme vigenti allo scopo di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo – SLV)

A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):

A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stato limite di Danno (stato limite di servizio – SLD)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

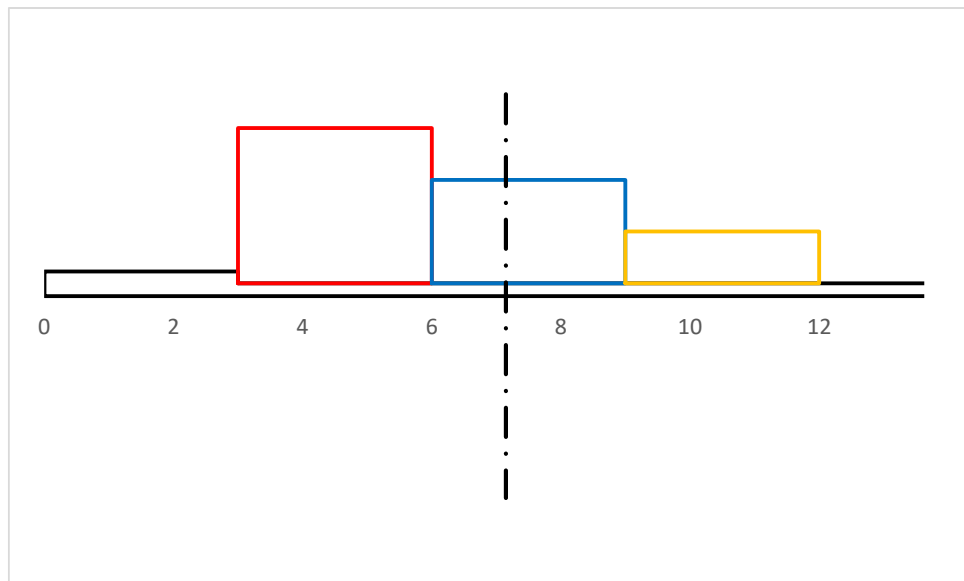
Stato Limite di Operatività (stato limite di servizio – SLO):

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

DEFINIZIONE DELLE AZIONI [§ 3 NTC18]

Carichi permanenti strutturali (g_1) per singolo impalcato

- Larghezza impalcato 14.50 m
- Spessore soletta 0.30 m
- Marciapiede sx 2.80 m
- h marciapiede sx 0.25 m
- Carreggiata 11.50 m



Peso proprio della struttura per singolo impalcato

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei materiali vengono assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati sotto:

- 25.00 kN/m³ peso di volume per il calcestruzzo armato;
- 78.50 kN/m³ peso di volume per l'acciaio.

- Peso soletta 30 cm (dei quali 5 cm di predalles) 7.5 kN/m²

(110kN/m)

Carichi permanenti non strutturali (g_2) per singolo impalcato

I carichi permanenti non strutturali comprendono il peso delle pavimentazioni stradali, dell'armamento, delle finiture dei marciapiedi, dei sicurvia e dei parapetti.

Pavimentazione stradale bituminosa: 0.10x20.00x4.50	9 kN/m
Peso dell'armamento: 0.4x25x8	80 kN/m
Finiture marciapiedi: 2x1.55x0.03x27.00	2.50 kN/m
barriera stradale: 2x1.50	3.00 kN/m
cordoli: 1x0.2x0.6x25	3 kN/m
<u>parapetto: 2x0.50</u>	<u>1.00 kN/m</u>

Totale: **98.50** kN/m

Azioni variabili da traffico

Il ponte in esame è un ponte stradale e per esso sono stati presi in considerazione i seguenti Schemi convenzionali di carico, disposti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.4 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 5: è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Nella figure seguenti sono riportati gli schemi convenzionali utilizzati per la disposizione dei carichi variabili da traffico nelle varie corsie.

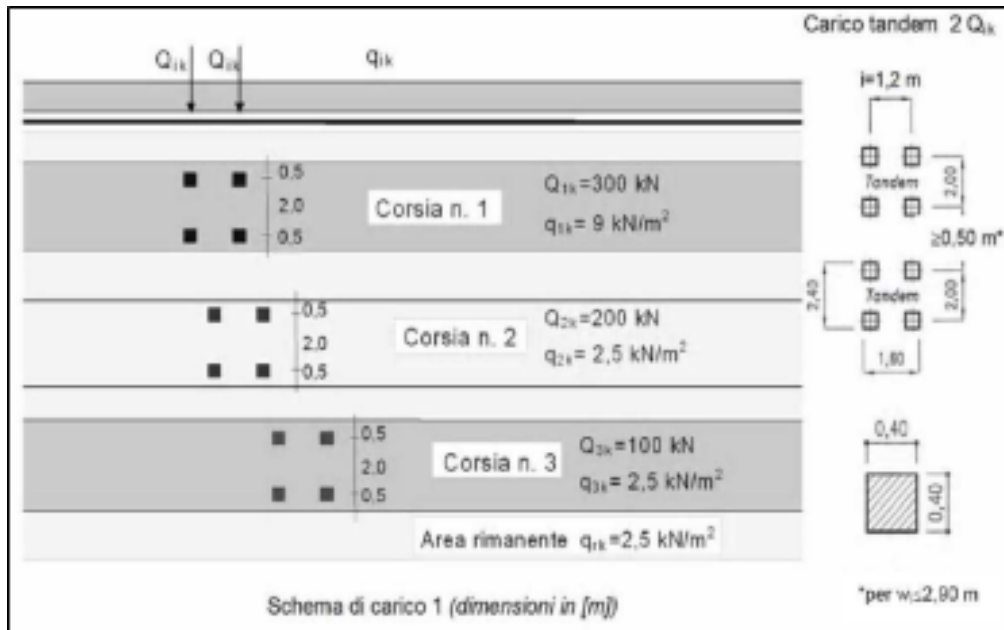


Fig. 4. - Schema di Carico 1

Nel caso specifico la larghezza della carreggiata è di 11.50 m (> 6.0 m), quindi il numero di corsie convenzionali di larghezza 3,0 m da considerare è pari a 3, la larghezza della zona rimanente è pari a 2,50 m.

Tali carichi sono stati disposti in modo da massimizzare le sollecitazioni nelle sezioni critiche.

Tab. 9 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]	Eccentricità[m]
Corsia Numero 1	300	9.00	5.46
Corsia Numero 2	200	2.50	2.55
Corsia Numero 3	100	2.50	-0.45

Il carico derivante dalla linea tramviaria, 110 kN per asse, è inferiore allo schema di carico 1 previsto dalla normativa. Pertanto, non viene usato in questa fase di pre-dimensionamento.

Incremento dinamico

I carichi mobili descritti nei paragrafi precedenti includono gli effetti dinamici.

Azione della neve

Il carico neve, che agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie dell'impalcato del ponte, è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, che per superfici orizzontali vale 0.80;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Nel caso in esame la costruzione è sita nel comune di Pisa, quindi in **Zona III** ad una altitudine di 10 m sul livello del mare e si ha:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

$C_E = 1$ per classe di topografia Normale - Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi

$$C_t = 1$$

$$\alpha_1 = 0^\circ$$

$$\mu_{i1} = 0.80$$

$$q_{sd} = 0.48 \text{ kN/m}^2.$$

Azione del vento

L'azione del vento è calcolata in funzione dell'altezza al suolo z e risulta data dalla seguente espressione:

$$P(z) = q_b c_e(z) c_p c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento pari a $0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$

v_b è la velocità di riferimento del vento pari a:

$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'aria

$c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione funzione della categoria di esposizione del sito e del coefficiente di tipografia c_t pari a:

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

$C_e(Z) = C_e(Z_{min})$ per $Z < Z_{min}$

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Area di ubicazione dell'edificio: 3

Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la Provincia di Reggio Calabria)

Tempo di ritorno: 50 <anni>

Altitudine sul livello del mare: 10 <m>

Altezza dell'edificio: 10 <m>

Parametri derivati dall'area di ubicazione (tab. 3.3.I):

$V_{b,0}$ (Velocità media del vento): 27 <m/s>

a_0 (Altitudine media): 500 <m>

K_a : 0.02 <1/s>

Velocità di riferimento: 27 <m/s>

Classificazione della costruzione: Travi ad anima piena e reticolari

Categoria di esposizione del sito: III

Parametri derivati dalla categoria di esposizione del sito (tab. 3.3.II):

k_r : 0.2 <m>

z_0 : 0.1 <m>

z_{min} : 5 <m>

Classe di rugosità del terreno: B

Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Pressione del vento = $q_b * c_e * c_p * c_d$

q_b (Pressione cinetica di riferimento): 45.56 <daN/mq>

c_t (Coefficiente topografico): 1.00

c_d (Coefficiente dinamico): 2.14

Tipologia di superficie:

Travi multiple

Superficie delimitata dal contorno della trave (S): 252 <mq>

Superficie della parte piena della trave (Sp): 252 <mq>

Rapporto Sp/S: 1

Distanza tra le travi: 3.6 <m>

Altezza tra le travi: 2 <m>

Numero 4 travi

Coefficienti di forma o aerodinamici cp:

1 cp: 1.40

2 cp: 0.28

3 cp: 0.06

4 cp: 0.01

Pressione totale agente su Sp <daN/mq>:

1 pressione: 136.36

2 pressione: 38.18

3 pressione: 7.64

4 pressione: 1.53

Azioni sismiche

L'azione sismica sulle strutture è caratterizzata da due componenti traslazionali X e Y nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, ed una componente verticale in direzione Z, considerate tra loro indipendenti.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria **A** quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella Tab. 10, nel periodo di riferimento V_R definito in 0.

Tab. 10 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati limite ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Nel caso specifico essendo:

Coordinate WGS84:

Latitudine del sito: **43°.71003380**

Longitudine del sito: **10°.40854880**

Coordinate ED 50:

Latitudine del sito: **43°.711793**

Longitudine del sito: **10°.409633**

Classe d'uso: **IV**

Vita nominale, VN: **50 anni**

Coefficiente d'uso (edificio rilevante), Cu: **2.0**

Periodo di riferimento, $V_R=VN \times CU$: **100 anni**

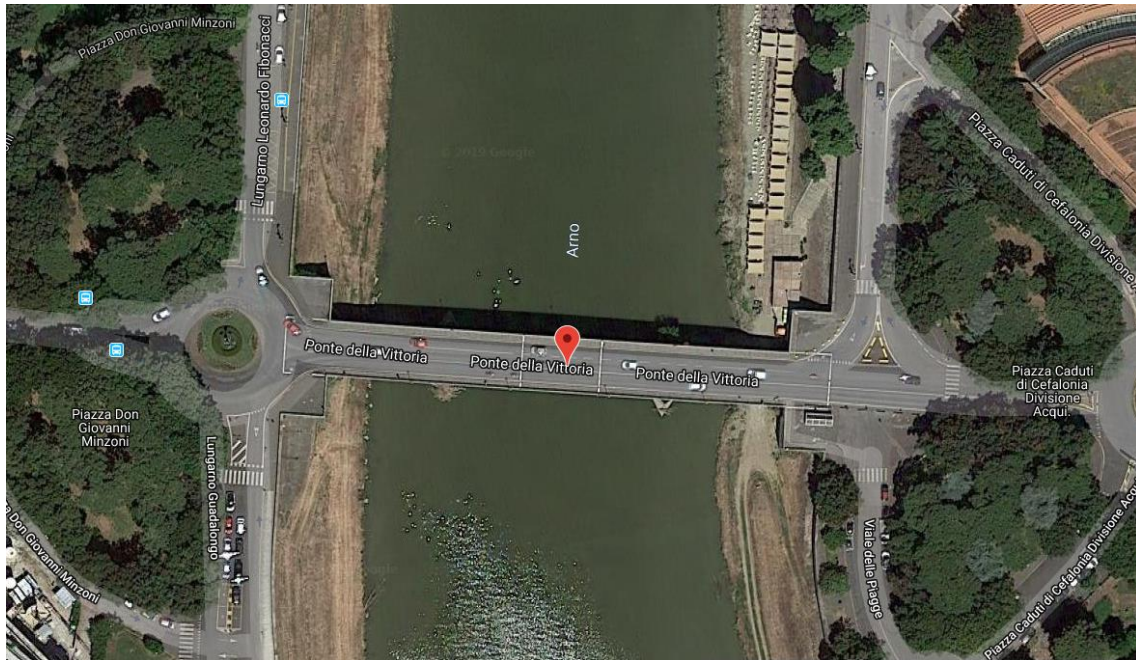


Figura 5 – Vista aerea dell’area con localizzazione del nuovo manufatto

si ha:

Tab. 11 – Parametri di pericolosità sismica del sito

Stati limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	60	0.051	2.552	0.255
Danno (SLD)	101	0.062	2.581	0.264
Salvaguardia Vita (SLV)	949	0.151	2.395	0.280
Collasso (SLC)	1950	0.189	2.383	0.287

dove:

T_r periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento PVR (definita in Tab. 10) nel periodo V_r definito in 0;

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Con riferimento alle macrozone definite a livello regionale con Deliberazione GRT n. 878 dell'8 ottobre 2012, classificazione poi aggiornata nel 2014 (Deliberazione GRT n. 421 del 26/05/2014), il Comune di Pisa e quindi il manufatto, ricadono in “**zona 3**”.

Definizione dello spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Per la definizione dello spettro si è assunto:

Caratteristiche del sito:

categoria suolo: **D** (vedi relazione geologica)

pianeggiante: **T1**

Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio e ultimi

Sia per gli stati limite di esercizio che ultimi, 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.

Condizioni di carico elementari per il pre-dimensionamento della struttura

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella Tabella che segue:

Tab. 12 – Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Peso proprio struttura	<i>Permanenti strutturali</i>
2	Permanenti portati	<i>Permanenti non strutturali</i>
3	Sisma X	<i>Azione sismica orizzontale in direzione "x"</i>
4	Sisma Y	<i>Azione sismica orizzontale in direzione "y"</i>
5	Carichi mobili	<i>Azione da traffico</i>

Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 14.01.2008, essendo:

G_1	il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
G_2	il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
ε_1	il valore caratteristico delle distorsioni;
$\varepsilon_{2,3,4}$	il valore caratteristico di ritiro e viscosità, variazioni termiche e cedimenti vincolari;
E	il valore caratteristico dell'azione sismica;
Q_k	il valore caratteristico delle azioni variabili da traffico;
q_{ki}	il valore caratteristico delle azioni variabili;
$\gamma_{\varepsilon_1}, \gamma_{\varepsilon_2}, \gamma_{\varepsilon_3}, \gamma_{\varepsilon_4}$	valori dei coefficienti parziali di sicurezza
ψ_{0i}	coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
ψ_{1i}	coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei;

SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\sum \gamma_{Gi} \cdot G_i + \gamma_{\varepsilon_1} \cdot \varepsilon_1 + \gamma_{\varepsilon_2} \cdot \varepsilon_2 + \gamma_{\varepsilon_3} \cdot \psi_{0\varepsilon_3} \cdot \varepsilon_3 + \gamma_{\varepsilon_4} \cdot \varepsilon_4 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{0Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

SLE stati limite di esercizio (in assenza di sisma)

Combinazione **caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$\sum G_i + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \psi_{0\varepsilon_2} \cdot \varepsilon_3 + \varepsilon_4 + Q_{k1} + \psi_{0Q2} \cdot Q_{k2} + \psi_{0Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$\sum G_i + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \psi_{2\varepsilon_3} \cdot \varepsilon_3 + \varepsilon_4 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum G_i + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \psi_{2\varepsilon_3} \cdot \varepsilon_3 + \varepsilon_4 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nota:

Le azioni termiche ε_3 rientrano nelle altre azioni variabili

SL in presenza di sisma

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum \varepsilon_i + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Tab. 13 – Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 5.1.VI- NTC]

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}	ψ_{2js}
Gruppo di azioni da traffico n.1 – carichi tandem schema 1	0.75	0.75	0.00	0.20
Gruppo di azioni da traffico n.1 – carichi distribuiti schema 1, 5 e 6	0.40	0.40	0.00	0.20
Gruppo di azioni da traffico n.1 – carichi concentrati schema 3 e 4	0.40	0.40	0.00	0.20
Gruppo di azioni da traffico n.1 – carichi schema 2	0.00	0.75	0.00	0.20
Vento – in fase di costruzione	0.80	0.60	0.00	0.00
Vento – a ponte scarico (senza il carico da traffico)	0.60	0.20	0.00	0.00
Vento – a ponte carico (con il carico da traffico)	0.60	0.20	0.00	0.00
Neve – solo in fase di costruzione	0.80	0.60	0.50	0.00
Variazioni termiche (ε_2)	0.60	0.60	0.50	0.00

Per i carichi mobili da traffico si assumerà ψ_{2js} pari a 0.2.

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

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

Tab. 14– Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficient e γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti strutturali	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.0	1.0	1.0
Ritiro, viscosità e cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2,3,4}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.2	1.2	1.1

La Tab. 14 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della Tab. 14.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono state eseguite con riferimento all'Approccio "2".

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nelle rispettive relazioni.

METODI DI ANALISI

Classificazione delle sezioni

Nel caso in esame si analizza l'impalcato d'acciaio utilizzando l'analisi elastica, andando a verificare la resistenza delle sezioni trasversali e verificando i fenomeni di imbozzamento per effetto di instabilità locali.

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

Essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento, Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

Classe1: quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta < 3$;

Classe2: la sezione può sviluppare il proprio momento resistente elastico, ma ha una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$;

Classe3: sono quelle sezioni trasversali dove la fibra d'acciaio estrema compressa può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale può impedire il raggiungimento del momento resistente plastico;

Classe4: quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

La definizione delle classi viene fornita dalla NTC e nel caso di una sezione composta, la classificazione è in funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima). Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dalla proporzione di ciascuno dei suoi elementi compressi quindi dai rapporti geometrici tra la larghezza e lo spessore per tutti gli elementi costituenti i conci di acciaio dell'impalcato si ricava il coefficiente adimensionale che consentirà di stabilire la classe di appartenenza dei vari elementi.

I rapporti di snellezza delle varie lamiere che compongono la sezione trasversale vengono confrontati con i valori limite suggeriti nelle tabelle tab. 4.2.I e tab. 4.2.II.

Analisi strutturale

Analisi elastica

Nel caso in esame, essendo le sezioni di classe 2, si effettuerà per l'analisi globale della struttura un'analisi plastica.

In questo tipo di analisi si tiene conto dei fenomeni non-lineari, quali la viscosità, il ritiro e la fessurazione, gli effetti della temperatura e delle fasi costruttive.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti o parzializzate (zone fessurate) con relative rigidzze;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Larghezze efficaci

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti viene determinata utilizzando nel calcolo la larghezza efficace della soletta.

La larghezza efficace, b_{eff} , della soletta in calcestruzzo risulta:

$$b_{eff} = b_c + b_{e1} + b_{e2}$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi Figura 6).

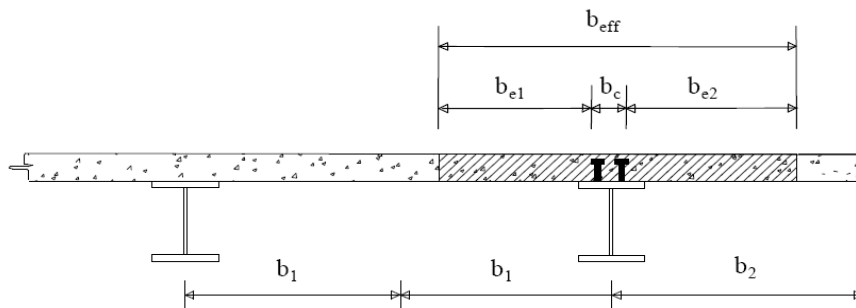


Figura 6 - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in Figura 7.

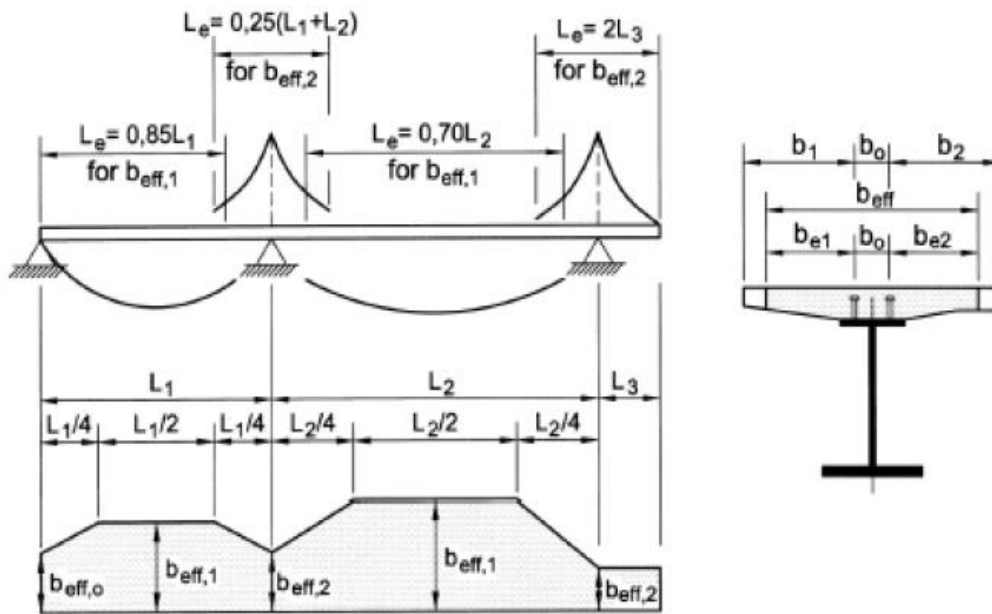


Figura 7 - Larghezza efficace, b_{eff} , e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 \cdot L_e / b_{ei}) \leq 1$$

Nel caso in esame si ha:

	L_e (m)	b_0 (m)	b_{e1} (m)	b_{e2} (m)	β_1	β_2	b_{eff} (m)	b_{eff} adottato (m)
Spalla dx-sx	26.77	0.30	1.66	1.66	1	1	3.62	3.62
Campata Spalla (dx-sx) - Pila	26.77	0.30	1.66	1.66	1	1	3.62	3.62
Pila	23.62	0.30	1.66	1.66	-	-	-	*
Campata tra le pile	44.1	0.30	1.66	1.66	1	1	3.62	3.62

*NOTA: nelle zone soggette a momento negativo (sopra la pila e i puntoni) è stata imputata la sola sezione in acciaio e le armature in acciaio della soletta

Analisi strutturale in presenza azioni sismiche

Modellazione e descrizione del sistema di vincoli

La sovrastruttura e la sottostruttura sono modellate, in accordo con quanto specificato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni, come sistemi a comportamento elastico lineare.

Pertanto, per evitare danneggiamenti significativi in particolare alle sottostrutture, le sollecitazioni di progetto degli elementi strutturali della sovrastruttura saranno determinate a partire da quelle ottenute dal calcolo, nell'ipotesi di comportamento perfettamente elastico lineare, utilizzando un fattore di struttura pari ad 1 per tutte e tre le componenti del sisma e adottando lo stesso schema di vincolo considerato per l'analisi in condizioni statiche.

Analisi dinamica lineare (con spettro di risposta) [§ 7.3.1 NTC18]

L'analisi modale ha utilizzato un modello di struttura che ne rappresenta l'articolazione plano-altimetrica ed ha tenuto conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale.

Per ciascuna direzione di eccitazione (orizzontale X , orizzontale Y), la generica componente di risposta sismica E_i è stata combinata al fine di ottenere le sollecitazioni e gli spostamenti massimi complessivi utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = (\sum_i \sum_j \mu_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

dove

E è il valore della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo i ;

E_j è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo j ;

μ_{ij} è il coefficiente di correlazione fra il modo i e il modo j

Eccentricità accidentale [§ 7.2.6 NTC18]

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze è stata attribuita al centro di massa dell'impalcato un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo pari a **0,03** volte la dimensione dell'impalcato stesso, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica [§7.9.3 NTC18].

Fattore di comportamento “q”

Il valore del fattore di comportamento q utilizzato per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia

strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Secondo le attuali normative impalcato e fondazioni devono restare in campo elastico, la duttilità va considerata solo per gli elementi resistenti verticali (spalle e pile).

Nel caso specifico, il manufatto avendo pile pressoinflesse, il valore di q_0 massimi da assumere se si ipotizzasse una classe di duttilità "A" sarebbero (Tabella 7.3.II):

Pile: $q_0=3.5$

Spalle: $q_0=1$

Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Figura 8 - Estratto Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Risposta alle diverse componenti

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$- \quad 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y \pm 0,30 \cdot E_z;$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Le sollecitazioni così ottenute sono quelle che vengono considerate nella combinazione con le sollecitazioni derivanti dalle altre condizioni elementari di carico ai fini delle verifiche di resistenza.

VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)

Sintesi dei risultati

Risultati dell'analisi lineare elastica

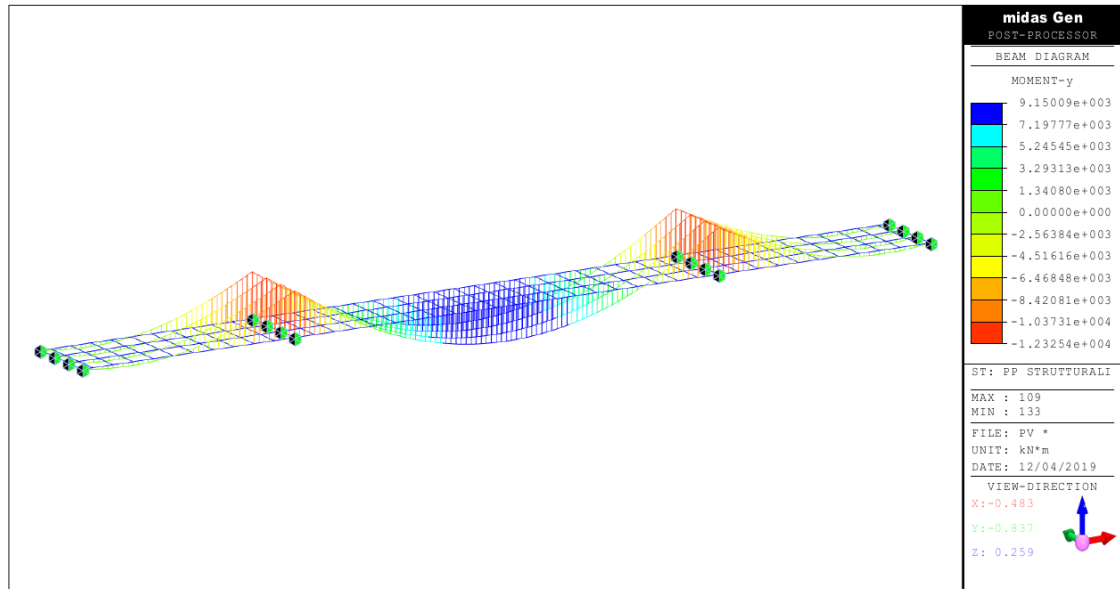


Figura 9 – Diagramma delle sollecitazioni flettenti – pesi propri

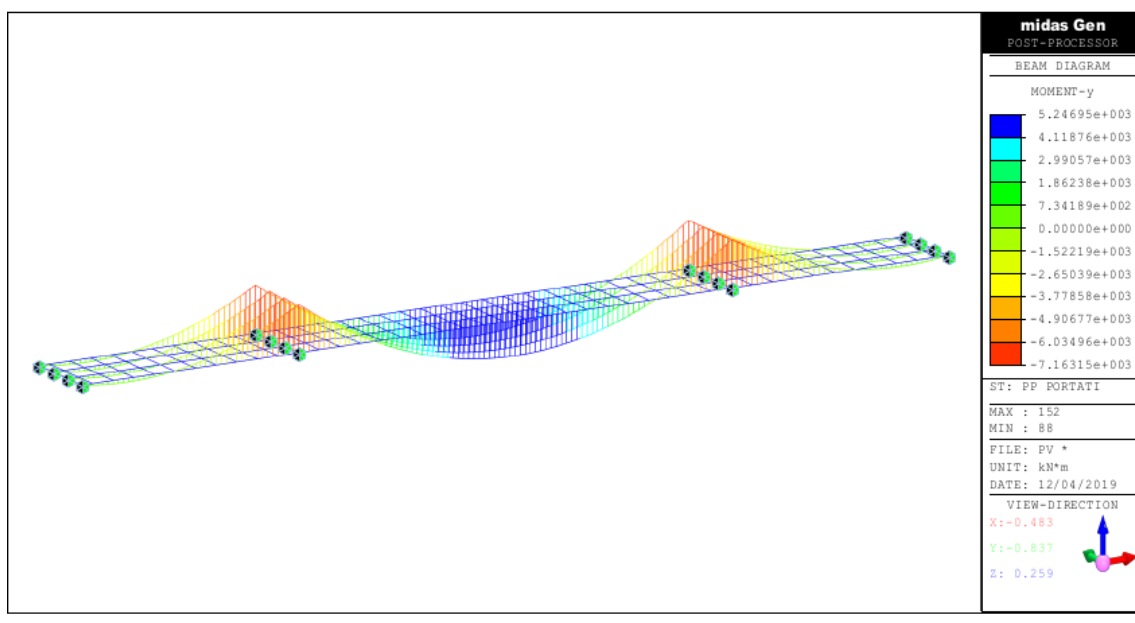


Figura 10 – Diagramma delle sollecitazioni flettenti – pesi propri e carichi permanentemente portati

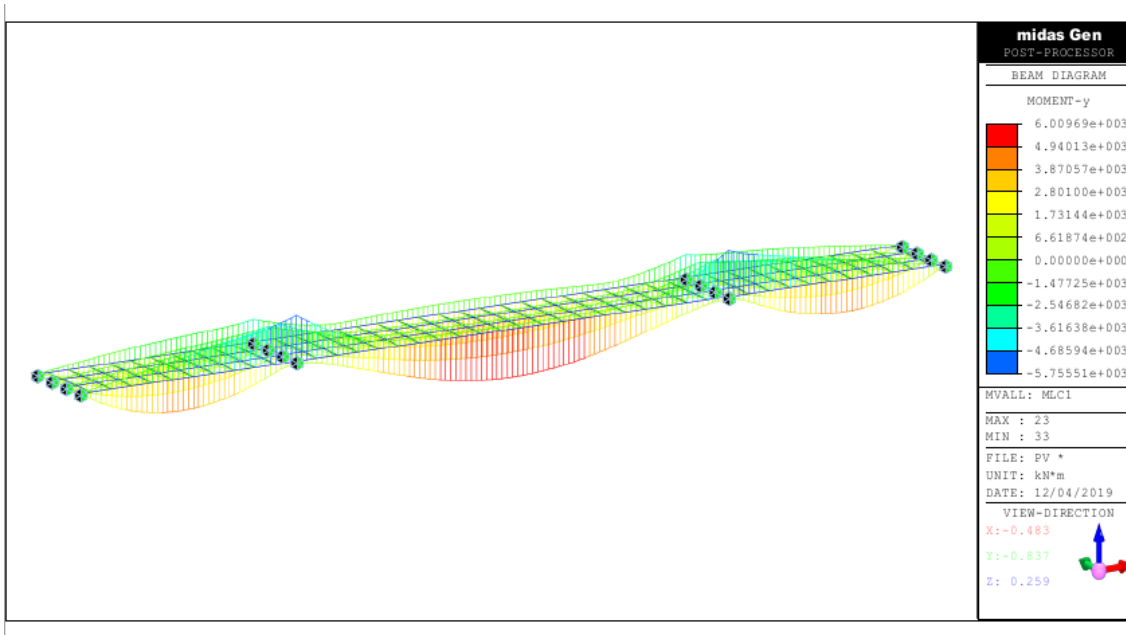


Figura 11 – Diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flettenti – carico da traffico

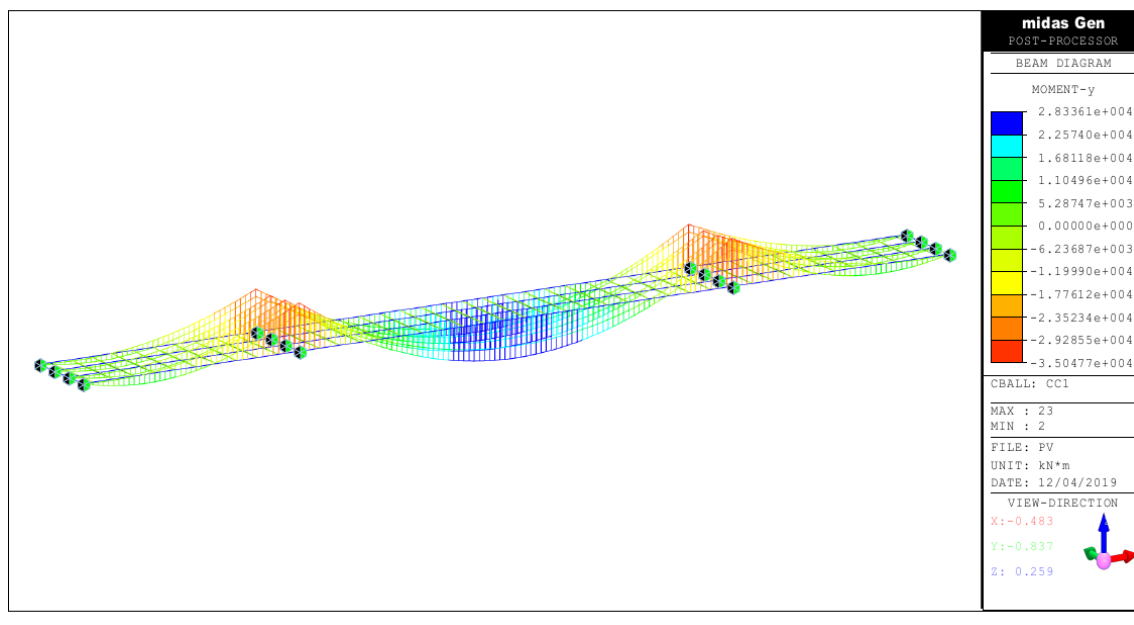


Figura 12 – Diagramma delle sollecitazioni flettenti – SLU

I valori delle singole sollecitazioni sono stati elaborati con un apposito post processore in modo da evidenziare le massime sollecitazioni per le sezioni strutturali relative ovviamente alla trave maggiormente sollecitata.

Verifiche per SLU-SLV

Per lo stato limite ultimo, deve essere rispettata la seguente relazione:

$$S_d \leq R_d \quad [S_d/R_d \leq 1]$$

dove:

S_d è il valore di progetto delle forze e dei momenti nella membratura o nell'elemento dovuti ai carichi, incrementati secondo i coefficienti di sicurezza, applicati sulla struttura e R_d è la corrispondente resistenza di progetto.

La resistenza di progetto R_d , è data dal rapporto R_k/γ_M dove R_k è la resistenza caratteristica e γ_M è un coefficiente parziale di sicurezza. La tabella che segue riporta i valori del coefficiente γ_M secondo le indicazioni delle NTC.

Valori raccomandati per γ_M (DM 17.01.2018)		
CALCESTRUZZO		
Resistenza a compressione	γ_c	1,50
ACCIAIO PER ARMATURE		
Resistenza a trazione	γ_s	1,15
ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA E CONNESSIONI		
Resistenza delle sezioni trasversali di qualunque classe	γ_{A0}	1,05
Resistenza delle membrature alla instabilità (ponti stradali)	γ_{A1}	1,10
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese indebolite dai fori	γ_{A2}	1,25
Resistenza dei bulloni e delle saldature	γ_{A2}	1,25
Resistenza delle connessioni acciaio-calcestruzzo	γ_v	1,25
Resistenza a scorrimento delle unioni per SLU	γ_{A3}	1,25
Resistenza a scorrimento delle unioni per SLV	γ_{A3}	1,10

La resistenza di calcolo dei materiali f_d è definita mediante l'espressione:

$$f_d = f_k/\gamma_M$$

dove f_k è la resistenza caratteristica del materiale.

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_M = 1$.

Nelle verifiche in situazioni di progetto eccezionali si assume $\gamma_M = 1$.

Nella presente sezione si indicano con f_{yk} , f_{sk} e f_{ck} , rispettivamente, le resistenze caratteristiche dell'acciaio strutturale, delle barre d'armatura, e del calcestruzzo.

Verifica delle travi composte dell'impalcato

La verifica a flessione delle travi di impalcato viene condotta come indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni secondo il metodo plastico per sezioni di classe 1 o 2 ovvero con il metodo elastico per sezioni di classe 3 o 4. La determinazione delle aree efficaci per sezioni in classe 4 è sviluppata secondo quanto riportato nella CM 7-2019 al par. C4.2.3.1 e nell'Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-5:2007.

La classificazione della sezione dipende dalla distribuzione tensionale all'interno dell'elemento, come rappresentato dal parametro ψ delle tabelle 4.2.III e 4.2.IV delle NTC2018 di seguito riportate.

Tabella 4.2.III – Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
1	$c/t \leq 72e$	$c/t \leq 33e$	quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{396e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36e}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83e$	$c/t \leq 38e$	quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{456e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5e}{\alpha}$			
3	$c/t \leq 124e$	$c/t \leq 42e$	quando $\psi \leq -1: c/t \leq \frac{42e}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62e(1 - \psi)(- \psi)$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
e		1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

^{*)} $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tabella 4.2.IV – Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Classe	Piattabande esterne					
	Profili laminati a caldo	Sezioni saldate				
	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione	Con estremità in trazione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9e$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10e$	$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14e$	$c/t \leq 21e\sqrt{\epsilon}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
e		1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tale parametro, particolarmente rilevante per la classificazione dell'anima, viene ricavato svolgendo preliminarmente un'analisi elastica della sezione considerando la sezione d'acciaio completamente efficace. Ottenuto il parametro ψ e determinata la classe della sezione, se risulta essere di classe 4 si procede alla determinazione della sezione efficace e al calcolo iterativo della stessa; se invece viene esclusa l'appartenenza alla classe 4, si valuta la posizione dell'asse neutro plastico per determinare il parametro α e si accerta se la sezione può essere classificata di tipo 1 o 2.

Per una sezione di classe 1 o 2 si conduce la verifica con il metodo plastico, per una sezione di classe 3 si adotta il metodo elastico, per una sezione di classe 4 si applica il metodo elastico facendo riferimento alle porzioni efficaci della sezione.

Di seguito, si riportano le verifiche effettuate.

Verifica a flessione con metodo plastico (sezioni di classe 1 o 2) o con metodo elastico (classe 3 o 4), secondo NTC2018 par. 4.2.3.2. Determinazione della sezione efficace per sezioni di classe 4 secondo UNI EN 1993-1-5:2007. Si conducono verifiche separate per la fase di getto e la sezione composta.

- Verifica di resistenza e stabilità a taglio secondo NTC2018 par. 4.2.4.1.2. Verifica all'interazione M-N-V come da identico paragrafo. Per sezioni di classe 4, si veda UNI EN 1993-1-5:2007 par. 5 e 7.
- Verifica della connessione come da NTC2018 par. 4.3.4.3.1, CM 7-2019 par. C4.3.4.3.1.1, UNI EN 1994-2:2006 par. 6.6.3, 6.8.6.2, 6.8.7.2

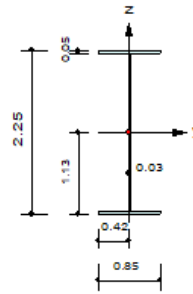
Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza per le sezioni più sollecitate.

Le verifiche sono effettuate agli SLU sia in fase di getto che nella geometria finale, e vengono evidenziate sommando i contributi delle sollecitazioni rese adimensionali rispetto alla resistenza del materiale, e verificando che tale somma risulti inferiore ad 1.

Verifica trave principale: asse pila

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	2
Material	S355 MC (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	trave pila (No:1) (Built-up Section).
Member Length	: 3.00000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1+, POS:I)
Bending Moments	$M_y = -35048$, $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{yi} = -26818$, $M_{yj} = -18223$ (for L_b) $M_{yi} = -26818$, $M_{yj} = -18223$ (for L_y) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 1+, POS:1/2) $F_{zz} = -4003.5$ (LCB: 1+, POS:I)

Depth	2.25000	Web Thick	0.03000
Top F Width	0.85000	Top F Thick	0.05000
Bot.F Width	0.85000	Bot.F Thick	0.05000
Area	0.14950	Asz	0.00750
Cyb	2.13615	Qzb	0.00412
Iyy	0.12761	Izz	0.00476
Ybar	0.42500	Zbar	1.12500
Wely	0.11343	Welz	0.01119
ry	0.02390	rz	0.17837

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 3.00000$, $L_z = 3.00000$, $L_b = 3.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio	$L/r = 16.8 < 300.0$ (Memb:2, LCB: 1+)..... O.K
Axial Resistance	$N_{Ed}/N_{tRd} = 0.0/53072.5 = 0.000 < 1.000$ O.K
Bending Resistance	$M_{Edy}/M_{Rdy} = 35047.7/40268.2 = 0.870 < 1.000$ O.K $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/3973.08 = 0.000 < 1.000$ O.K
Combined Resistance	$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{yRd} + M_{Edz}/M_{zRd}$ $R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, (R_{oom} + R_{bend})] = 0.870 < 1.000$ O.K
Shear Resistance	$V_{Edy}/V_{yRd} = 0.000 < 1.000$ O.K $V_{Edz}/V_{zRd} = 0.372 < 1.000$ O.K

Verifica trave longitudinale principali: mezzeria campata centrale

AcciaioClS/Flessione - File

File

Titolo progetto: _____

Tipo di profilo
 Campata

Materiali
 Tipo Acciaio
 S355 (Fe510)
 f_y 355 N/mm²
 f_{sk} 430 N/mm²
 f_{ck} 25 N/mm²

Tipo di soletta
 Piena
 Grecata trasv.
 Grecata paral.

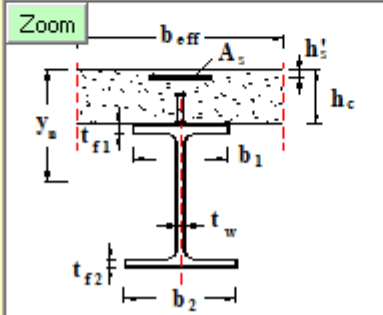
Dati soletta
 h_c 300 mm
 b 3600 mm
 A_s^{eff} 1571 mm²
 h'_s 30 mm
 M_{Sd} 28336 kNm

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

SLU
 $M_{pl,Rd}$ 30,343 kNm V_l 15,887 kN
 $M_{apl,Rd}$ 22,128 kNm y_n 346,4 mm

Dati Profilo
 b_1 700 mm
 b_2 700 mm
 t_{f1} 50 mm
 t_{f2} 50 mm
 h 1500 mm
 t_w 30 mm
 r_1 0 mm
 r_2 0 mm
 r 5 mm

Zoom



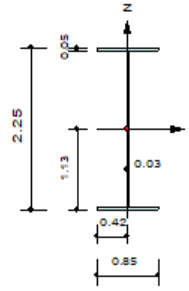
Plotta in Form

Progetto Connessione

Verifica sezione trasversi

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	202
Material	S355 MC (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	Traverso (No:4) (Built-up Section).
Member Length	: 3.62500



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1+, POS:I)
Bending Moments	$M_y = 608.332$, $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{yi} = 608.332$, $M_{yj} = 4.00701$ (for Lb) $M_{yi} = 608.332$, $M_{yj} = 4.00701$ (for Ly) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 1+, POS:1/2) $F_{zz} = 197.122$ (LCB: 1+, POS:J)

Depth	2.25000	Web Thick	0.03000
Top F Width	0.85000	Top F Thick	0.05000
Bot.F Width	0.85000	Bot.F Thick	0.05000
Area	0.14950	Asz	0.00750
Qyb	2.13615	Qzb	0.00412
Iyy	0.12761	Izz	0.00476
Ybar	0.42500	Zbar	1.12500
Wely	0.11343	Welz	0.01119
ry	0.02390	rz	0.17837

3. Design Parameters

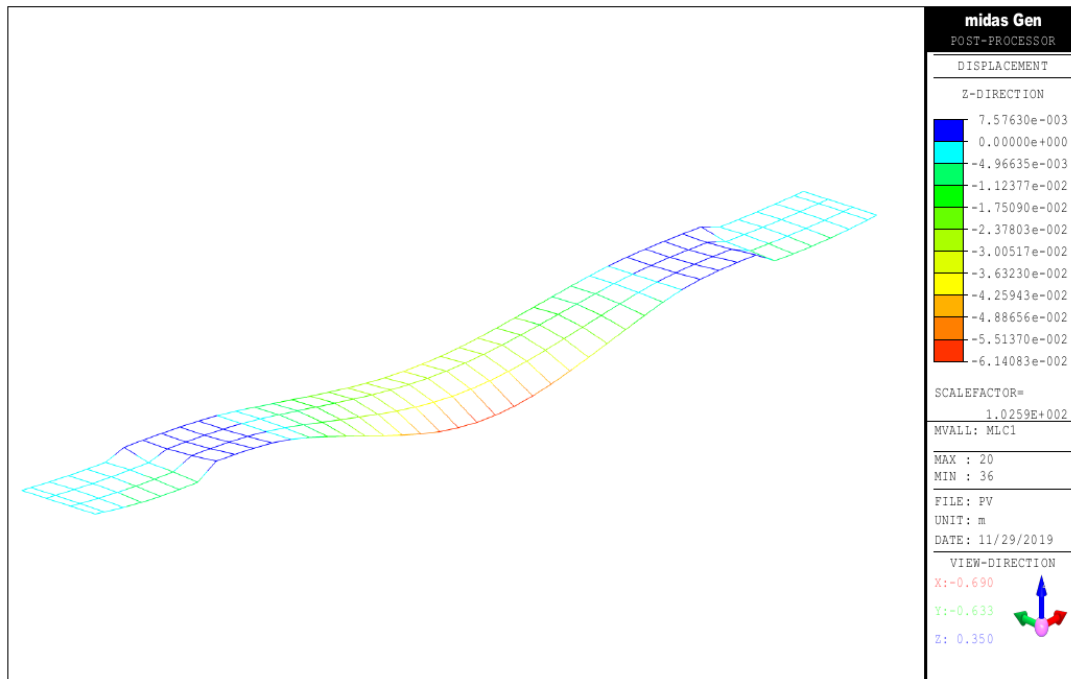
Unbraced Lengths	$L_y = 3.62500$, $L_z = 3.62500$, $L_b = 3.62500$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio	$L/r = 20.3 < 300.0$ (Memb:202, LCB: 1+)..... O.K
Axial Resistance	$N_{Ed}/N_{tRd} = 0.0/53072.5 = 0.000 < 1.000$ O.K
Bending Resistance	$M_{Edy}/M_{Rdy} = 608.3/40268.2 = 0.015 < 1.000$ O.K $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/3973.08 = 0.000 < 1.000$ O.K
Combined Resistance	Room = $N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0})$, Rbend = $M_{Edy}/M_{yRd} + M_{Edz}/M_{zRd}$ $R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, (Room + R_{bend})] = 0.015 < 1.000$ O.K
Shear Resistance	$V_{Edy}/V_{yRd} = 0.000 < 1.000$ O.K $V_{Edz}/V_{zRd} = 0.017 < 1.000$ O.K

Verifica delle pile

La pila viene dimensionata con l'ipotesi di affidare ad ogni pila metà del sisma longitudinale, in tale ipotesi il momento sollecitante allo stato limite ultimo è 61020 kN m inferiore al momento resistente:



Nella condizione di massimo carico variabile sull'impalcato, nelle posizioni più sfavorevoli per ciascuna campata, la deformata delle singole travate rimane inferiore ad $1/800$ della luce di ogni campata. Di seguito si riportano le deformate relative alle varie campate.

Campata	Lunghezza campata	Deformata sotto carichi variabili	Valore limite della deformata $l/800$	Verifica
Spalla - Pila	3150cm	0.90cm	3.93cm	OK
Pila -Pila	6300cm	6.14cm	7.87cm	OK

APPENDICE A – Dettaglio calcoli preliminari Fondazione

Sollecitazioni sulla palificata

In questa fase di pre-dimensionamento, abbiamo affidato alle spalle la componente sismica longitudinale (dir. X), eventualmente, con l'ausilio di shock transmitter. Invece, il sisma trasversale all'asse (dir. Y) del ponte è stato affidato sia alle spalle che alle pile. L'azione sismica sulle strutture di fondazione è stata calcolata considerando un comportamento non dissipativo, caratterizzato da un fattore di comportamento $q=1.5$.

Sollecitazioni Pali

L1	31.5			
L2	63			
L	126			
B	14.5			
sp	0.25			
singolo impalcato	SLE		SLU	
g_cls [kN/m]	91	1.3	118	
g_acc [kN/m]	30	1.3	39	
p_port [kN/m]	29	1.5	44	
tot	150		200	
peso impalcato				
n. impalcato	2		2	
W_imp_singolo [kN]	18853		25239	
W_imp_doppio [kN]	37706		50479	
peso pila				
B	25			
L	1.5			
H	11			
W_pila [kN]	10313	1.3	13406	
peso testapalo pila				
B	27			
L	7			
H	3			
W_testapalo [kN]	14175	1.3	18428	
peso testapalo spalla				
B	15.5			
A	11.25			
W_testapalo [kN]	4359	1.3	5667	

Azione sismica impalcato

	singolo	doppio	
W_imp [kN]	18853	37706	
ag (x)	0.272	0.272	suolo D, q=1.5, T=0 (non dissipativa)
ag (y)	0.272	0.272	suolo D, q=1.5, T=0 (non dissipativa)
Ex[kN]	5128	10256	
Ey[kN]	5128	10256	
e_pila [m]	14.5		
e_spalla [m]	3		

Azione sismica pila

W_pila [kN]	10313	
ag (x)	0.185	suolo D, q=3.5, picco (CDA)
ag (y)	0.272	suolo D, q=1.5, T=0 (non dissipativa)
Ex[kN]	1908	
Ey[kN]	2805	

e [m]	8.5				
Azione sismica testapalo pila					
W_testapalo [kN]	14175				
ag (x)	0.272	suolo D, q=1.5, T=0 (non dissipativa)			
ag (y)	0.272	suolo D, q=1.5, T=0 (non dissipativa)			
Ex[kN]	3856				
Ey[kN]	3856				
e [m]	1.5				
Azione sismica spalla					
W_testapalo [kN]	4359				
ag (x)	0.272	suolo D, q=1.5, T=0 (non dissipativa)			
ag (y)	0.272	suolo D, q=1.5, T=0 (non dissipativa)			
Ex[kN]	1186				
Ey[kN]	1186				
e [m]	1.5				
CALCOLO AZIONI FONDAZIONI					
	spalla dx	pila dx	pila sx	spalla sx	totale
Peso Impalcato singolo					
aliq.	0.088	0.413	0.413	0.088	
Fz_SLE[kN]	1650	7777	7777	1650	18853
Fz_SLU[kN]	2208	10411	10411	2208	25239
Peso impalcato doppio					
Fz_SLE[kN]	3299	15554	15554	3299	37706
Fz_SLU[kN]	4417	20822	20822	4417	50479
Peso pile/spalle/testapali					
Fz_SLE[kN]	4359	24488	24488	4359	57694
Fz_SLU[kN]	5667	31834	31834	5667	75002
Sisma X, Y - carico verticale					
Fz_SLV[kN]	4359	24488	24488	4359	57694
Sisma X longitudinale					
aliq. Imp.	0.5	0	0	0.5	1.00
Fx_SLV[kN]	3750	5763	5763	3750	19026
My_SLV[kN]	9471	22000	22000	9471	
Sisma Y trasversale					
aliq. Imp.	0.25	0.25	0.25	0.25	1.00
Fy_SLV[kN]	2468	9225	9225	2468	23385
Mx_SLV[kN]	5625	66804	66804	5625	
SLU					
Fz_SLU[kN]	7876	52656	52656	7876	
SLV (Ex+0.3Ey)					
Fz [kN]	6009	40041	40041	6009	
Fx [kN]	3750	5763	5763	3750	
Fy [kN]	740	2767	2767	740	
My [kNm]	9471	22000	22000	9471	
Mx [kNm]	1687	20041	20041	1687	

SLV (0.3Ex+Ey)

Fz [kN]	6009	40041	40041	6009
Fx [kN]	1125	1729	1729	1125
Fy [kN]	2468	9225	9225	2468
My [kNm]	2841	6600	6600	2841
Mx [kNm]	5625	66804	66804	5625

SOLLECITAZIONI SUI MICROPALI

angolo	30	15	15	30
interasse [m]	2	2	2	2

in direzione X

n. file in direzione y	1	3	3	1
n. pali per fila	15	14	14	15
braccio fila 1	1	1	1	1
braccio fila 2	0	2	2	0
braccio lia 3		3	3	
somma.q	30	392	392	30
n. ripetizioni simmetriche	2	2	2	2
i_x[m]	2	2	2	2
somma di^2	30	392	392	30
di_max	1	2	2	1

gruppo 1 vert	15	42	42	15
gruppo 2 incl	15	42	42	15
n. totale micropali	30	84	84	30

in direzione Y

n. file in direzione x	4	7	7	4
n. di pali per fila	2	6	6	2
1	0	1	1	0
2	1	3	3	1
3	2	5	5	2
4	3	7	7	3
5	4	9	9	4
6	5	11	11	5
7	6	13	13	6
8	7			7
9				
10				
11				
12				
13				
14				

somma.q	560	5460	5460	560
n. ripetizioni simmetriche	2	2	2	2
i_y[m]	2	2	2	2
somma di^2	560	5460	5460	560
di_max	7.0	13.0	13.0	7.0

gruppo 3 incl	15	42	42	15
gruppo 4 incl	15	42	42	15
n. totale micropali	30	84	84	30
<u>SLU</u>				
Fz_Fz [kN]	-263	-627	-627	-263
<u>SLV (Ex+0.3Ey)</u>				
Fp_Fz [kN]	-200	-477	-477	-200
Fp_My [kN]	316	112	112	316
Fp_Mx [kN]	21	48	48	21
Fp_Fx_gruppo 1	433	512	512	433
Fp_Fx_gruppo 2	500	530	530	500
Fp_Fy_gruppo 3	49	127	127	49
Fp_Fy_gruppo 4	49	127	127	49
Fp_min [kN]	-1086	-1294	-1294	-1086
Fp_max [kN]	686	341	341	686
<u>SLV (0.3Ex+Ey)</u>				
Fp_Fz [kN]	-200	-477	-477	-200
Fp_My [kN]	95	34	34	95
Fp_Mx [kN]	70	159	159	70
Fp_Fx_gruppo 1	130	154	154	130
Fp_Fx_gruppo 2	150	159	159	150
Fp_Fy_gruppo 3	165	424	424	165
Fp_Fy_gruppo 4	165	424	424	165
Fp_min [kN]	-680	-1253	-1253	-680
Fp_max [kN]	279	299	299	279

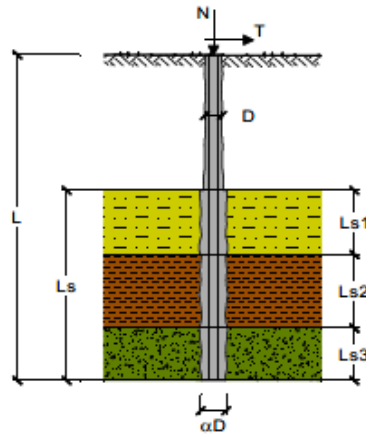
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: PV

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	1300.00	0.00	1300.00
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\ max}$
			γ_G	γ_Q		
SU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	propp.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_{s\ max}$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)
Lunghezza del micropalo (L): 40.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO
 IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 ø219,1 x 15,0

ø219,1 x 15,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 9618 (mm²)
Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 5.035E+07 (mm⁴)
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 459,629 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{am}): 338 (N/mm²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

 Coeff. di Winkler (k): 22.5 (MN/m³)
CAPACITA' PORTANTE ESTERNA
Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
B1	12.00	1.50	0.45	0.040	0.040	0.020	347.10
B2+B3+B4	13.50	1.50	0.45	0.150	0.150	0.077	1464.34
C	1.00	1.50	0.45	0.360	0.360	0.184	260.33

 $Ls = 26.50 \text{ (m)}$
 $Ql = 2071.76 \text{ (kN)}$
Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

 $\% \text{ Punta} = 0\%$
 $Qp = 0.00 \text{ (kN)}$
CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

 $Qlim = 2071.76 \text{ (kN)}$
COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

 $Fs = 1.59$
CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

 Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 4.93 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$

 $Pk = 14439.82 \text{ (MN)}$

$\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

 $\eta = 11.11$
VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

 Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$M = T / (2 \cdot b)$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot Earm \cdot Jarm}}$$

 $b = 0.632 \text{ (1/m)}$

Momento Massimo (M):

 $M = 0.00 \text{ (kN m)}$
VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$

$\tau = 2 \cdot T/Aarm$

 $\sigma_{max} = 135.16 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $\sigma_{min} = 135.16 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $\tau = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\sigma_{ed} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$

 $\sigma_{ed} = 135.16 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
verifica soddisfatta
