

LAVORO:

**D.M. 49/2018 - INTERVENTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL
PONTE MASIERA SUL FIUME SENIO AL KM 5+274 DELLA S.P. 9 MASIERA
CUP J33D18000100001**

Progetto Definitivo - Esecutivo

COMMESSA: **J21001**

COMMITTENTE:

Provincia di Ravenna
Settore lavori pubblici, manutenzione
e gestione rete stradale
Piazza dei Caduti per la libertà, 2
Ravenna

Dirigente e RUP: Ing. Paolo Nobile

TITOLO:

Relazione di verifica struttura esistente e valutazione sicurezza
Relazione di progetto interventi di adeguamento

PROGETTISTA:

Ing. Michelangelo Micheloni

COLLABORATORI PER LA PROGETTAZIONE:

Arch. Anna Livia Ciuffreda

Dott. Mattia Faiulo

COLLABORATORE PER ELABORATI ECONOMICI:

Arch. Leonardo Donatelli

2		
1		
0	EMISSIONE	1 agosto 2022
REV	DESCRIZIONE	DATA
Il presente documento è di proprietà dello Studio Micheloni Srl Le proprietà intellettuali sono dei rispettivi autori. A termini di legge ogni diritto è riservato.		ELABORATO: DOC.04
		N. PAG 55

INDICE GENERALE

1.	PREMESSA	4
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
3.	DESCRIZIONE DEL PROCESSO CONOSCITIVO	9
3.1.	FASI DEL PROCESSO CONOSCITIVO	9
3.2.	LIVELLO DI CONOSCENZA	9
4.	QUADRO NORMATIVO ATTUALE E DEL PROGETTO ORIGINALE	11
5.	PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI IN OPERA	14
5.1.	I MATERIALI ESISTENTI	14
5.2.	I MATERIALI NUOVI PER CEMENTO ARMATO	15
5.3.	I MATERIALI NUOVI PER CARPENTERIE METALLICHE	16
5.4.	I MATERIALI NUOVI PER RINFORZI CON MATERIALI COMPOSITI	17
6.	INTERVENTI DI RISANAMENTO DEL CALCESTRUZZO	20
7.	I CARICHI ADOTTATI PER LE VERIFICHE DELL'OPERA CON LE ATTUALI NORME	22
7.1.	I CARICHI DELLE AZIONI PERMANENTI E DA TRAFFICO	22
7.2.	I CARICHI DOVUTI ALL'AZIONE DEL VENTO	24
7.3.	I CARICHI DELLE AZIONI SISMICHE	25
7.4.	LE COMBINAZIONI DI CARICO ED I COEFFICIENTI PARZIALI	27
8.	I MODELLI DI CALCOLO E LE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	28
8.1.	DESCRIZIONE DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI	28
8.2.	LE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SULL'IMPALCATO	29
8.2.1.	LE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SULLE TRAVI	29
8.3.	LE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SU APPOGGI E PILE	33
9.	LE VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE	34
9.1.	LE VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE TRAVI	34
9.2.	LE VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE SOLETTE	40

9.3.	LE VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE PILE	44
10.	LE VERIFICHE DELLE FONDAZIONI	47
11.	PROGETTO DI SOSTITUZIONE DEGLI APPOGGI	52
12.	CARATTERISTICHE ED AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	53
12.1.	TIPO DI ANALISI SVOLTA	53
12.2.	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO PER L'IMPALCATO	53
12.3.	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO PER LE FONDAZIONI PROFONDE	53
12.4.	ALTRI SOFTWARE UTILIZZATI	54
12.5.	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	54
12.6.	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	54
12.7.	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	54
12.8.	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	54

1. Premessa

La presente relazione descrive e verifica gli interventi di adeguamento funzionale e strutturale progettati per il “Ponte Masiera” in attraversamento del fiume Senio al km 5+274 della Strada Provinciale 9 nel Comune di Fusignano (RA).

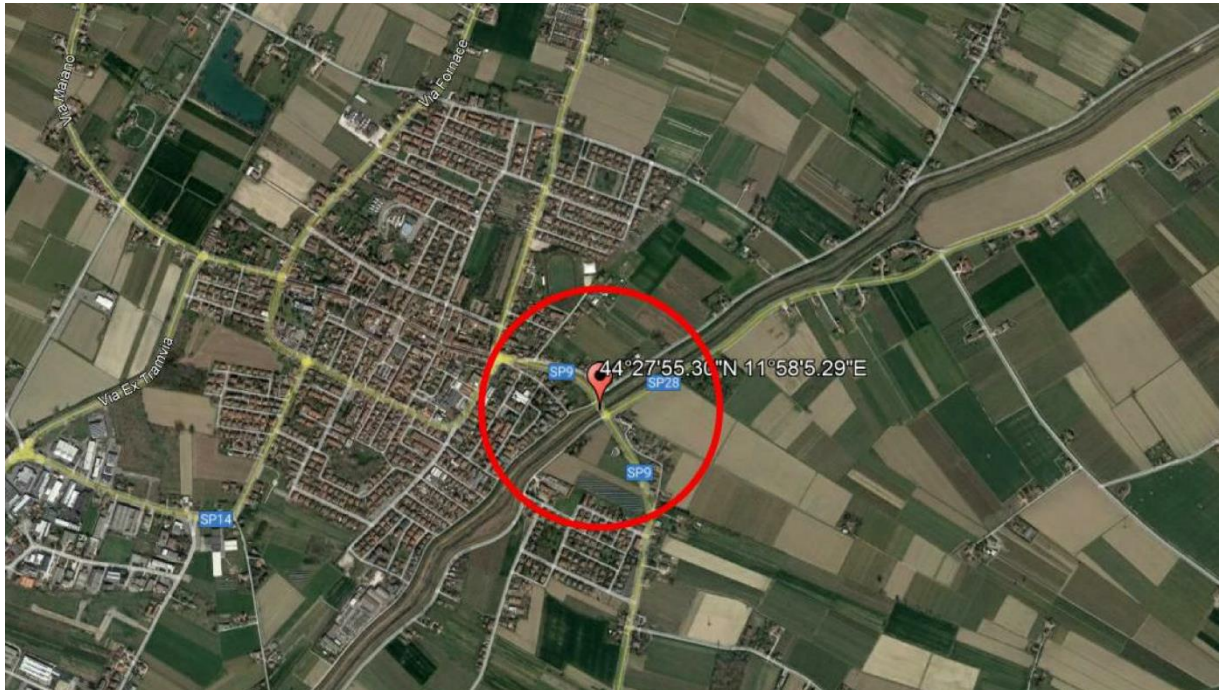
L'opera richiede un intervento di adeguamento funzionale della carreggiata con l'adeguamento della larghezza delle corsie e con l'inserimento di una sede protetta ciclo-pedonale.

Oltre a tali interventi risulta necessario l'adeguamento strutturale dell'opera sia nei confronti dei carichi mobili da traffico sia nei confronti delle azioni sismiche previste dalle vigenti norme NTC2018.

Nella presente relazione vengono descritti i calcoli eseguiti per la determinazione delle sollecitazioni agenti sull'opera ed infine vengono condotte le verifiche richieste dalla normativa.

2. Descrizione dell'opera

Il "Ponte Masiera" in attraversamento del fiume Senio si trova al km 5+274 della Strada Provinciale 9 nel Comune di Fusignano (RA).



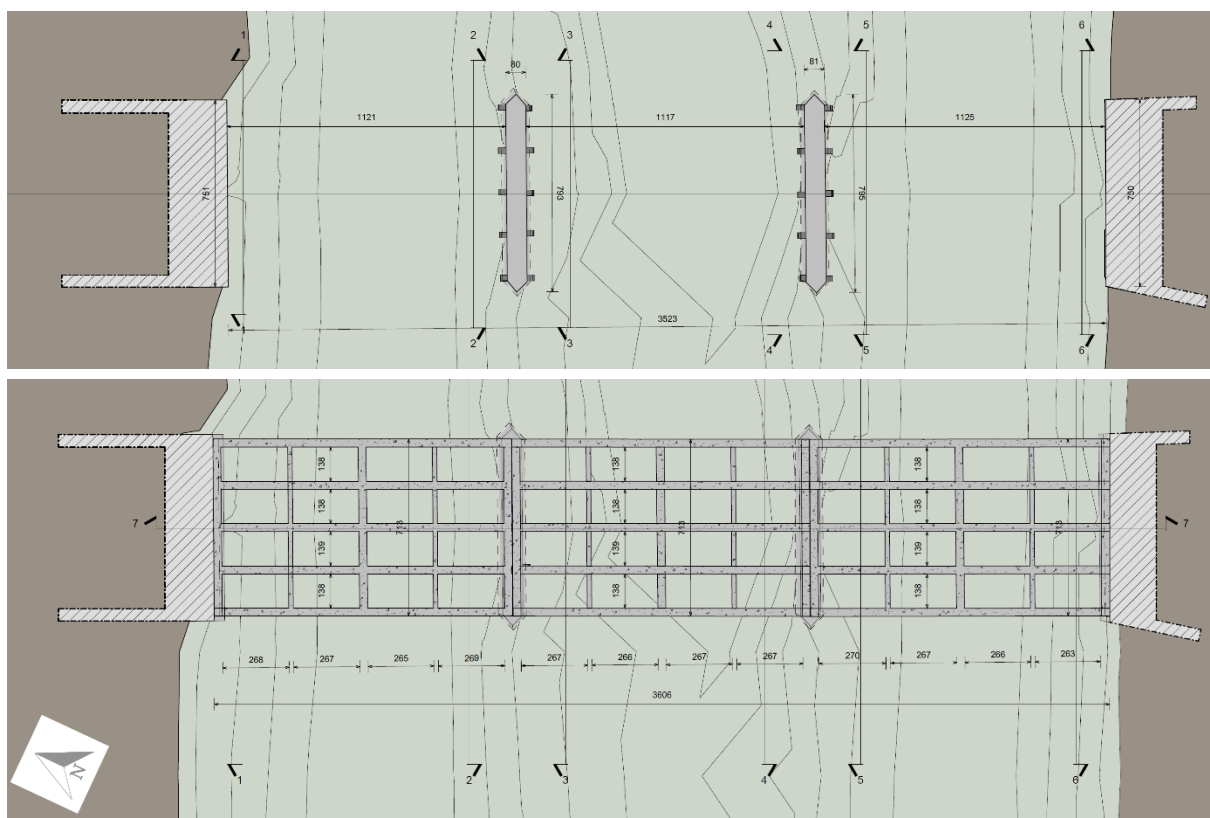
L'opera supera il sottostante fiume Senio con 3 campate, ciascuna con luce di 12 metri e larghezza di 9 metri. Le campate sono sostenute da 2 spalle laterali e da due pile in alveo.

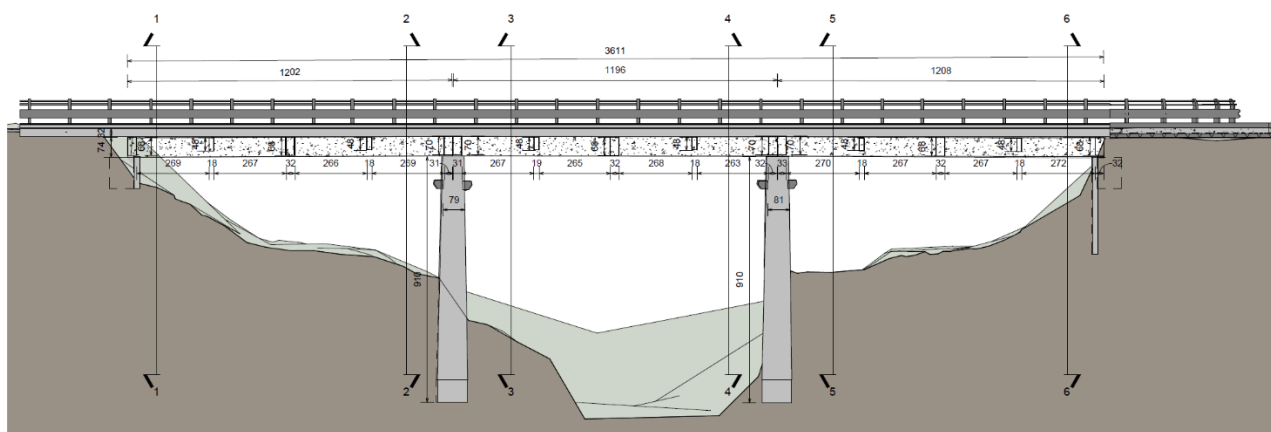


Utilizzando una tecnica combinata di laser scanner da terra e rilievo fotogrammetrico da drone con posizionamento RTK è stato possibile ricostruire una precisa nuvola di punti di rilievo delle strutture esistenti.



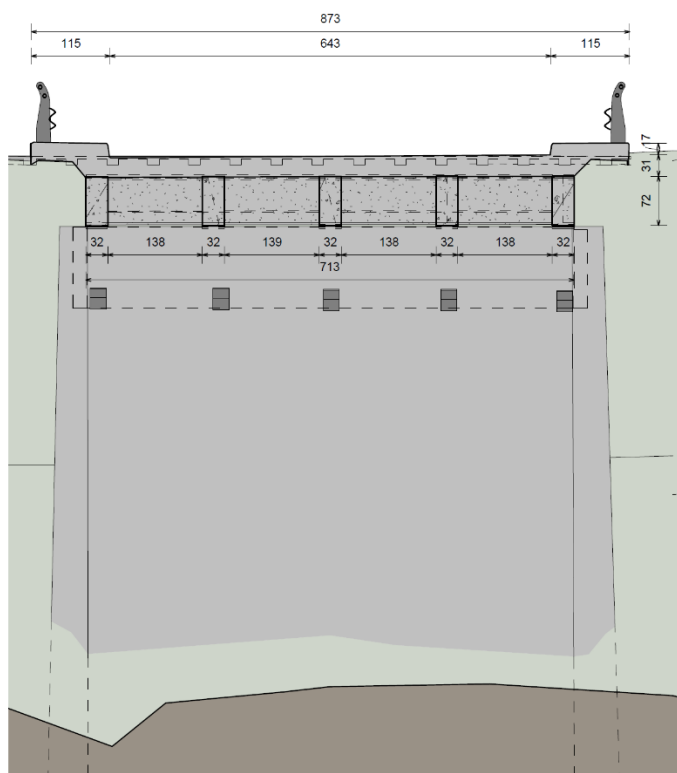
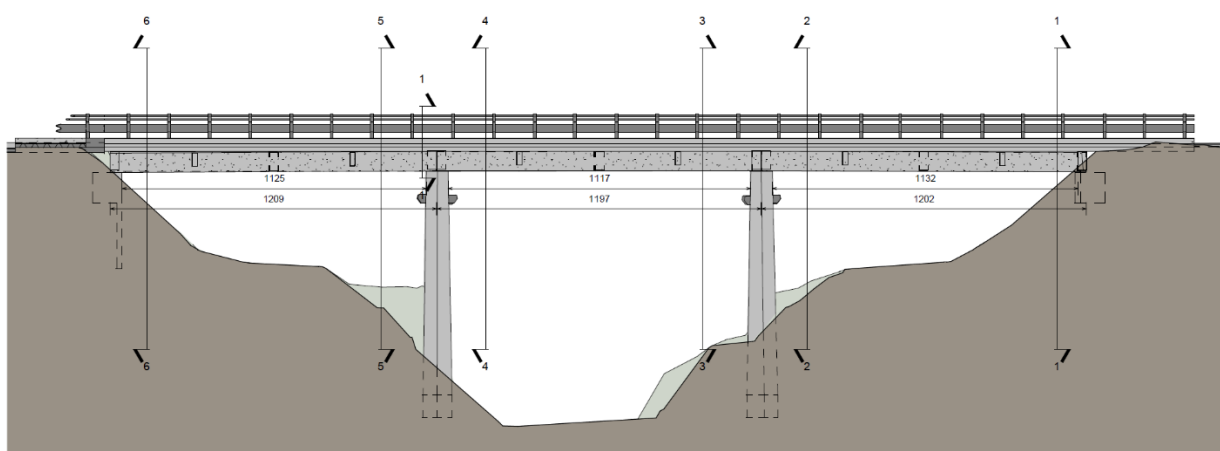
Da tali nuvole di punti si è quindi derivato il rilievo geometrico completo della struttura esistente, rappresentato nelle rispettive tavole di dettaglio.





Sezione Longitudinale

Scala 1:100



L'impalcato è formato da 5 travi ad armatura lenta interrotte da 3 traversi intermedi e da dei traversi di chiusura in corrispondenza degli appoggi.

Le travi hanno una sezione con base di circa 32cm e ricalo di circa 74cm, mentre i traversi sugli appoggi e nelle mezzerie hanno sezione con base di circa 32cm e ricalo di circa 70cm ed i traversi intermedi ai quarti delle campate hanno sezione con base di circa 18cm e ricalo di circa 48cm.

La soletta d'impalcato ha uno spessore di 22cm così come risulta dai rilievi effettuati mediante carotaggio dal laboratorio incaricato, il cui report è allegato al documento Doc.03.

Le pile sono realizzate con elementi prismatici in calcestruzzo armato con sezione variabile con misure in sommità di 795x80cm, che si allargano leggermente scendendo verso il basso, ed hanno un'altezza di circa 9 m. Le spalle sono realizzate con muri in cemento armato.

Le fondazioni sono su pali che non è stato possibile indagare.

3. Descrizione del processo conoscitivo

3.1. Fasi del processo conoscitivo

Il processo conoscitivo necessario al raggiungimento di un quadro completo di dati, tale da permettere la corretta valutazione dello stato di sicurezza dell'opera, si articola attraverso varie fasi, di seguito elencate.

- Ricerca storica sull'opera
- Studio del progetto originale e dei documenti allegati
- Studio dei documenti relativi alla realizzazione dell'opera
- Rilievi geometrici in sito
- Prove sui materiali che compongono l'opera

Per ognuna delle fasi sopra elencate è stato fatto un accurato lavoro di studio i cui risultati vengono riportati di seguito nel presente documento.

3.2. Livello di conoscenza

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali si prevede di utilizzare l'approccio delle attuali normative quali il DM 17.01.2018 e successive integrazioni.

Sebbene il nuovo aggiornamento delle norme tecniche non dia indicazione sul livello di conoscenza suggerito nel caso di ponti, risulta possibile far sempre riferimento a quanto riportato al paragrafo C8A.8.4 della precedente Circolare 2/2/2009 n. 617 CSLLPP, per la quale il livello di conoscenza da perseguire nel caso di ponti esistenti è quello massimo, ovvero un livello di **“Conoscenza Accurata - LC3”** a cui corrisponde un **fattore di confidenza FC = 1,00**.

Come previsto dalle vigenti norme NTC2018 e relativa circolare, tale livello di conoscenza LC3 *si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica, commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, indagini esaustive sui dettagli costruttivi, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.*

Come previsto dalle vigenti norme, *per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.*

Considerando quindi la disponibilità dei disegni del progetto originale dell'opera sono state condotte delle verifiche dimensionali e dei dettagli costruttivi a campione in modo da confermare la rispondenza dei disegni con la situazione reale.

Ecco quindi che per gli elementi aventi funzione strutturale la geometria esterna deve essere sempre descritta in maniera la più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile, mentre i dettagli, spesso occultati alla vista (ad esempio la disposizione delle armature), possono essere rilevati a campione, estendendo poi le valutazioni agli altri elementi operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e dei prodotti in commercio all'epoca della costruzione.

Per tale livello di conoscenza **LC3** il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1**.

4. Quadro normativo attuale e del progetto originale

Il quadro normativo considerato sarà rappresentato sia dalle attuali normative, per quanto riguarda i risultati finali della ricerca, ma anche dalle normative vigenti all'epoca della costruzione del ponte, necessarie per una completa comprensione del progetto dell'opera.

Normativa vigente al momento della redazione del presente documento – Anno 2019

- D.M. Infrastrutture del 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 Consiglio Superiore Lavori Pubblici “Istruzioni per l'applicazione delle <Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- “Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera” approvate con Decreto del Presidente CSLLPP n. 361 del 26 settembre 2017.
- “Linee Guida per la Classificazione e Gestione del Rischio, la Valutazione della Sicurezza ed il Monitoraggio dei Ponti Esistenti” allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019, espresso dall'Assemblea Generale in data 17.04.2020 e pubblicate in data 23.04.2020.

Normativa vigente al momento del progetto e realizzazione del ponte – Anni 1946-52

Poiché i progetti del ponte, oggi disponibili presso gli uffici della Provincia di Ravenna, riportano la data del **settembre 1946** e la data del **febbraio 1952**, è possibile considerare il seguente quadro legislativo all'epoca vigente.

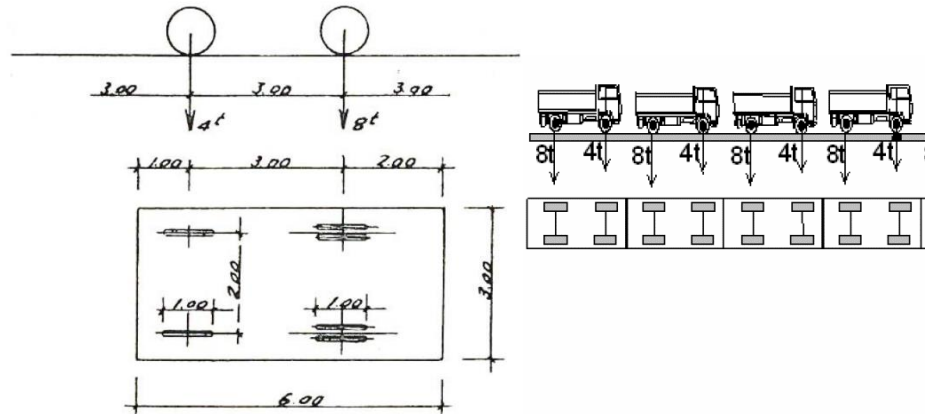
- Regio Decreto Legge del 16 novembre 1939 n. 2229 “Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato”
- Normale N.8 del 15 settembre 1933 del Ministero dei Lavori Pubblici per i carichi stradali.
- Normale del 9 giugno 1945 n. 6081 del Ministero dei Lavori Pubblici per le strade di grande traffico con importanza militare

In particolare, lo schema di carico previsto dalla Normale n. 6081 del 9/6/1945 è probabilmente quello utilizzato per il progetto originale dell'opera ed identifica i seguenti schemi di carico.

- Schema 1°

Colonna indefinita di autocarri

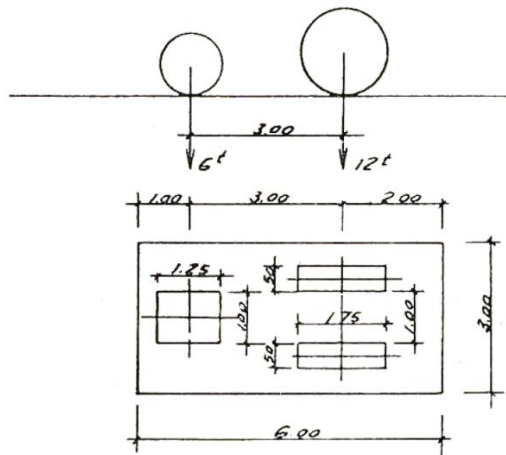
Colonna indefinita di autocarri da 12 t



- Schema 2°

Rullo compressore isolato da 18 ton.

Rullo compressore isolato da 18 t



- Frenamento

La forza frenante sarà valutata pari ad 1/10 del sovraccarico costituito da una sola colonna indefinita di autocarri (schema 1).

Confronto storico critico tra i due quadri normativi

Le principali differenze tra i due quadri normativi sono le seguenti.

- ✓ Le attuali norme prevedono verifiche secondo il metodo degli Stati Limite mentre le vecchie normative prevedevano verifiche con il metodo delle Tensioni Ammissibili.
- ✓ La Normale n. 6081 del 9/6/1945 è la prima norma del dopo guerra che abolisce lo schema di carico militare, prevedendo solo lo schema di carichi civili, che consistente in una colonna indefinita di autocarri da 12 ton (assi da 8 ton e 4 ton alternati ed equidistanti di 3 m) oltre al transito di un rullo compressore di 18 ton. Nelle attuali normative invece non c'è più il riferimento a carichi reali che sono stati sostituiti con carichi formali.
- ✓ I carichi previsti dalla normativa vigente al momento della realizzazione del ponte sono minori di quelli previsti dalle attuali norme sia per quanto riguarda i carichi verticali sia per quanto riguarda le azioni orizzontali da frenamento.
- ✓ Le nuove norme prevedono dei carichi che comprendono già l'amplificazione dinamica, mentre le vecchie norme prevedevano un'amplificazione dinamica dei carichi in base alla luce del ponte.
- ✓ Le nuove norme prevedono materiali con caratteristiche meccaniche diverse rispetto alle vecchie.
- ✓ Le vecchie norme non prevedevano una verifica sismica dell'opera.

5. Proprietà meccaniche dei materiali in opera

5.1. I materiali esistenti

Obiettivo della campagna di prove sui materiali è stato quello di eseguire delle *verifiche esaustive* in modo da ottenere un livello di “**Conoscenza Accurata - LC3**”, in base a quanto già anticipato nel precedente paragrafo 3.2.

Per quanto riguarda i materiali esistenti si rimanda alla estesa analisi e trattazione riportata nel documento Doc.03, mentre di seguito vi riporta la sintesi dei risultati.

Per quanto riguarda i calcestruzzi esistenti, si ottengono i seguenti valori di raffronto secondo le trattazioni sopra riportate, evidenziando in rosso i valori minori e quindi da considerare secondo le più recenti e restrittive “Linee Guida per la Classificazione e Gestione del Rischio, la Valutazione della Sicurezza ed il Monitoraggio dei Ponti Esistenti”.

	Valore medio $R_{cm, is}$	Valore medio / coeff. Sicurezza $R_d = R_{cm, is} / \gamma_M$	Valore caratteristico $R_{ck, is}$ (linee guida cls in opera)	Valore caratteristico $R_{ck, is}$ (linee guida ponte esistenti)
Pile e spalle	29.92	19.94	22.92	22.25
Impalcato	22.81	15.20	15.04	14.89
Solette	26.19	17.46	15.22	14.09

Quindi, secondo le linee guida sui ponti esistenti, è quindi lecito eseguire le verifiche considerando i valori medi divisi per i fattori di sicurezza. In realtà tali valori sono molto simili ai valori caratteristici, ovvero per l'impalcato praticamente coincidono nel valore $R_{cm, is} / \gamma_m = R_{ck, is} = 15$ MPa.

Quindi si ottengono i seguenti valori da inserire nelle verifiche:

- Impalcato $R_d = R_{cm, is} / \gamma_m = R_{ck, is} = 15$ MPa
- Solette $R_d = R_{cm, is} / \gamma_m = 17$ MPa
- Pile e spalle $R_d = R_{cm, is} / \gamma_m = 20$ MPa

Per quanto riguarda le barre di armatura da cemento armato esistenti, considerando i valori delle norme dell'epoca, i valori risultanti dalle prove sulle barre prelevate in sito e i valori di letteratura è lecito considerare i seguenti valori per le verifiche di resistenza della presente relazione.

- $f_y = 318 \text{ MPa}$;
- $f_t = 430 \text{ MPa}$

5.2. I materiali nuovi per cemento armato

Per quanto riguarda i nuovi materiali per strutture in cemento armato previsti dal progetto si riportando di seguito le relative caratteristiche.

Tutti i calcestruzzi prodotti devono corrispondere alle Norme Tecniche per le costruzioni in conglomerato cementizio di cui alla legge 1086 del 5 novembre 1971, al D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare ed alle norme tecniche in vigore all'atto della costruzione ed avere inoltre tutti i requisiti richiesti dal Committente e dalla D.L., nonché dalle norme UNI, ENV, ecc. in materia.

Le norme di esecuzione descritte nei punti seguenti si riferiscono a tutti indistintamente i calcestruzzi impiegati nelle opere.

Calcestruzzo C35/45, da utilizzare per fondazioni e spalle.

- Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1, UNI11104)
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 35 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 45 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$
- Classe di esposizione XC4
- Classe di consistenza S4

Calcestruzzo per magrone C12/15

- Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 12 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 15 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$

In merito alla durabilità dell'opera le strutture in cemento armato dovranno rispettare le classi di esposizione considerate in conformità con quanto previsto dalla UNI EN 206 e dalla UNI EN 1991-1-1.

Le barre d'armatura per le strutture in cemento armato devono rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M.17/01/2018 e relativa circolare, che specificano le caratteristiche tecniche, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/CE).

L'acciaio deve essere qualificato all'origine, deve portare impresso, come prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

Acciaio per getti in barre ad aderenza migliorata B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$

5.3. I materiali nuovi per carpenterie metalliche

Per quanto riguarda i nuovi materiali per strutture in carpenteria metallica previsti dal progetto si riportando di seguito le relative caratteristiche.

Acciaio da carpenteria metallica: classe minima S355

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$

Bulloni con caratteristiche dimensionali secondo UNI 4016:2011 ("Viti a testa esagonale con gambo parzialmente filettato - Categoria C") con filettatura metrica a passo grosso e classe di resistenza **10.9** secondo UNI 898-1:2013

Dadi con caratteristiche dimensionali secondo UNI 5592:1968 ("Dadi esagonali normali – filettatura metrica ISO a passo grosso e a passo fine Categoria C") con filettatura metrica a passo grosso e classe di resistenza **10** secondo UNI 898-1:2013

Rondelle con caratteristiche dimensionali secondo UNI EN 14399-5 ("Assiemi di bulloneria strutturale ad alta resistenza da precarico – Parte 5: Rondelle piane").

In acciaio C50 secondo UNI 10083-2:2006 temprato e rinvenuto HRC 32-40.

Le saldature eseguite in officina ed in cantiere dovranno rispettare le prescrizioni NTC2008 (DM 14/01/2008 e Circ. n.617 02/02/2009).

Le saldature saranno eseguite secondo la norma UNI EN ISO 3834-1:2006.

Per le saldature a completa penetrazione i lembi di saldatura devono essere preparati secondo la norma UNI 11001:1962.

Per quanto riguarda l'identificazione della classe di esecuzione delle carpenterie metalliche si fa riferimento all'Eurocodice 0 e alla norma EN 1090.

- Classe di conseguenza CC: **CC2**
in quanto con conseguenze medie per la perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali
- Classe di servizio SC: **SC2**
in quanto componente strutturale suscettibile a carichi dinamici
- Categoria di produzione PC: **PC2**
in quanto componenti saldati fabbricati con classe di acciaio uguale o superiore alla S355

Come conseguenza la classe di esecuzione viene identificata secondo il seguente schema.

Determinazione della classe di esecuzione: (EXC Execution Classes).

Consequence Classes		CC1		CC2		CC3	
Service Categories		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Production Categories	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC3*
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC4

* EXC4 should be applied to special structures or structures with extreme consequences of a structural failure as required by national provision

La classe di esecuzione identificata è quindi **EXC3**.

5.4. I materiali nuovi per rinforzi con materiali compositi

Per quanto riguarda i nuovi materiali compositi per il rinforzo di strutture in cemento armato si prevede l'utilizzo di compositi fibrorinforzati in carbonio C-FRP formati da

tessuti in fibra di carbonio impregnati con resina epossidica tixotropica bicomponente strutturale.

Viste le alte prestazioni richieste dal rinforzo si prevede di utilizzare più strati di tessuto di carbonio da 500 gr/mq.

In merito alle caratteristiche del tessuto in fibra di carbonio vengono considerati i seguenti valori per il tessuto secco.

- Peso del tessuto: 500 gr/mq
- Modulo elastico: 240 GPa
- Resistenza a trazione: 3800 MPa
- Spessore di calcolo: 0,273 mm
- Numero di strati: da 1 a 3

Mentre per il composito vengono considerati i seguenti valori.

- Classe del rinforzo 210C (tab. 4 delle linee guida qualif. CSLLP)
- Modulo elastico a trazione nella direzione delle fibre 210 GPa
- Resistenza a trazione nella direzione delle fibre 2700 MPa

Considerando delle strisce alte 20cm e 30cm disposte all'intradosso delle travi oppure in fasciatura continua si ottengono quindi le seguenti caratteristiche del composito utilizzate per le verifiche.

t_f	0.273 mm	spessore striscia
b_f	200 e 300 mm	larghezza striscia
n_f	da 1 a 3	numero strisce
E_{fib}	240000 N/mm ²	elasticità fibre
α_{fE}	0.875	coef. ridut. rigidezza
E_f	210000 N/mm²	elasticità composito
f_{fib}	3800 N/mm ²	resistenza fibre
α_{ff}	0.711	coef. ridut. resist.
f_{fk}	2700 N/mm²	resistenza composito

Nota di installazione del sistema

Dopo aver effettuato la preparazione del supporto, secondo le fasi identificate in precedenza, e dopo aver preparato i prodotti, secondo le fasi identificate in precedenza, la posa deve essere effettuata secondo le seguenti fasi e modalità.

1. stesura sulla superficie da rinforzare, mediante cazzuola e/o rullino a pelo corto, di resina epossidica bicomponente per la posa;

2. pre-impregnazione del tessuto in fibra di carbonio mediante immersione nelle vaschette rettangolari riempite con la resina pre-impregnazione;
3. posizionamento del tessuto in fibra di carbonio sulla superficie, favorendo l'impregnazione dei tessuti esercitando un'energica pressione con l'apposito rullino metallico.
4. stesura sulla superficie da rinforzare, mediante cazzuola e/o rullino a pelo corto, di resina epossidica bicomponente per la posa;
5. ripetizione del ciclo di cui ai punti precedenti per ognuno degli strati di CFRP previsti nel progetto;

Dopo la completa asciugatura del rinforzo (7 giorni) possono essere applicate eventuali finiture quali intonaci, rivestimenti, vernici, ecc, avendo cura di non forare o danneggiare meccanicamente i rinforzi in fibra di carbonio.

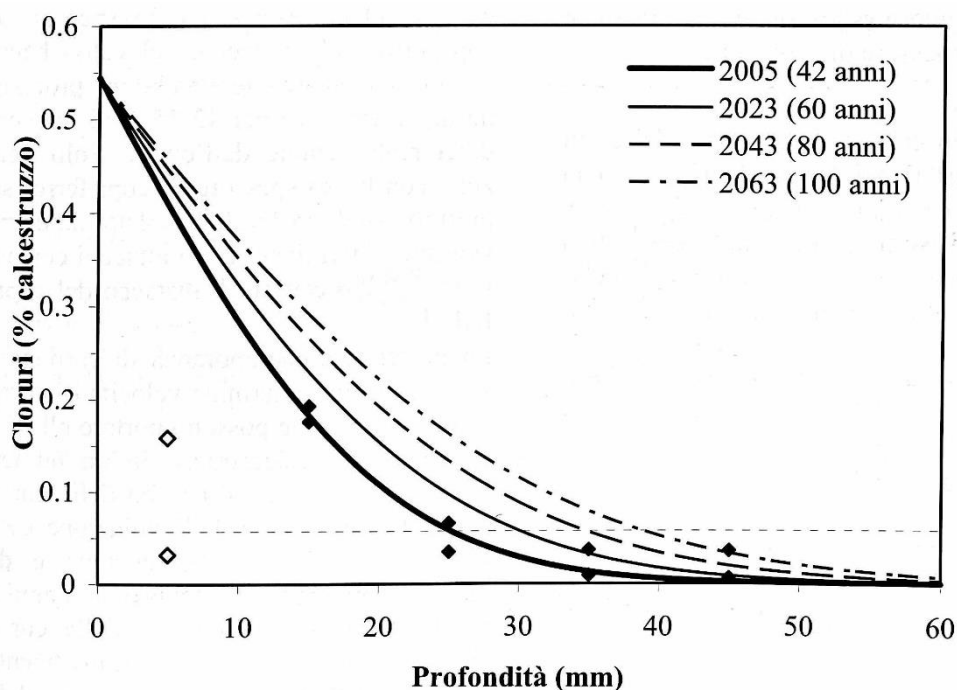
6. Interventi di risanamento del calcestruzzo

A seguito dell'analisi delle prove sui calcestruzzi risulta quindi importante intervenire con un profondo ed esteso intervento di risanamento corticale del calcestruzzo che permetta di bloccare il fenomeno di degrado e garantire che l'attuale situazione di verifica delle sezioni resistenti permanga nel tempo.

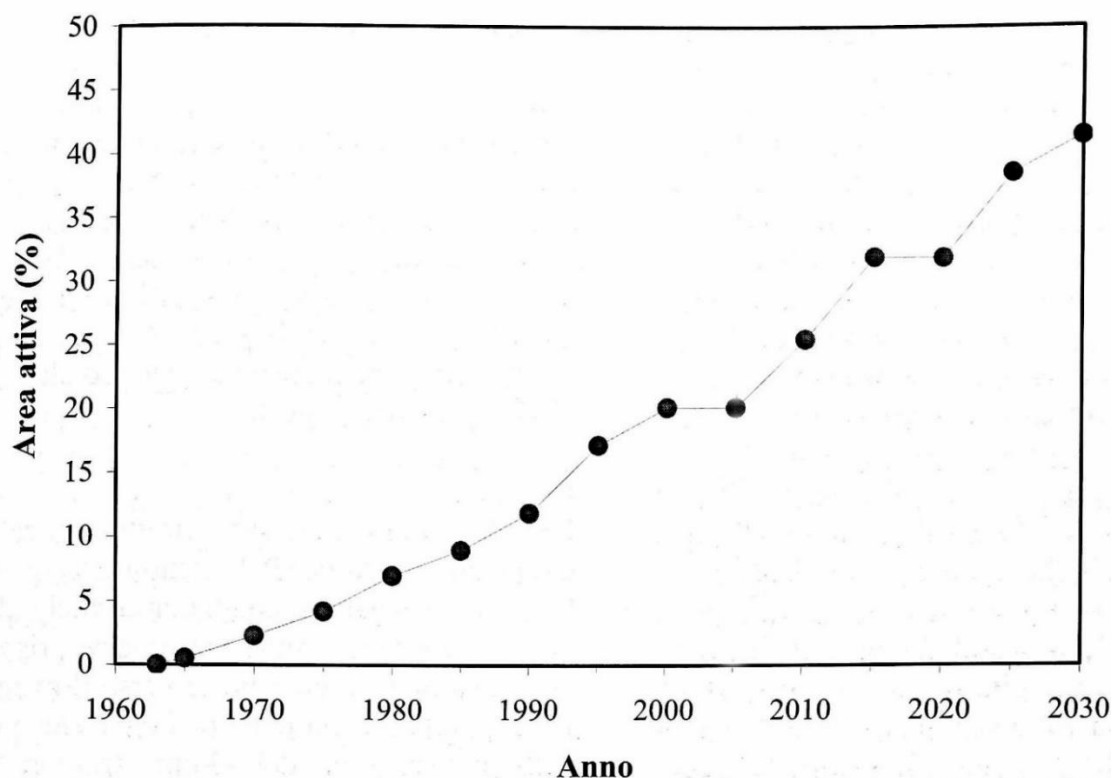
Infatti in base a dati di letteratura è possibile verificare che mentre la profondità di carbonatazione di attacco dei cloruri si stabilizza quando raggiunge una profondità critica superiore ai 40-50mm, la superficie di area attiva soggetta a corrosione e deterioramento continua invece ad aumentare in modo lineare.

In realtà nel nostro caso abbiamo identificato che la profondità di carbonatazione ed attacco dei cloruri è ben più profonda arrivando a circa 7÷8 cm.

Nel seguente grafico di letteratura viene mostrato come la profondità di attacco da parte dei cloruri si stabilizzi negli anni, soprattutto una volta raggiunta una profondità superiore ai quaranta millimetri.



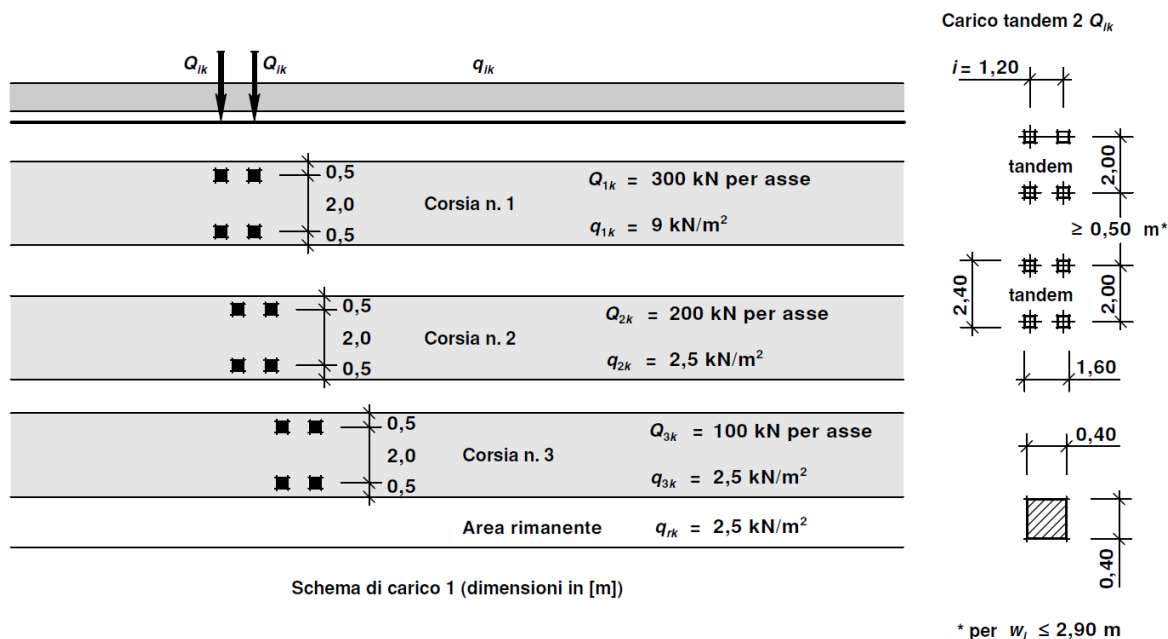
Per quanto riguarda invece la percentuale di area interessata dall'innesco alla corrosione, si ha invece un andamento lineare nel tempo e quindi col passare degli anni si ha un costante aumento della corrosione e del deterioramento, come mostrato nel seguente grafico di letteratura.



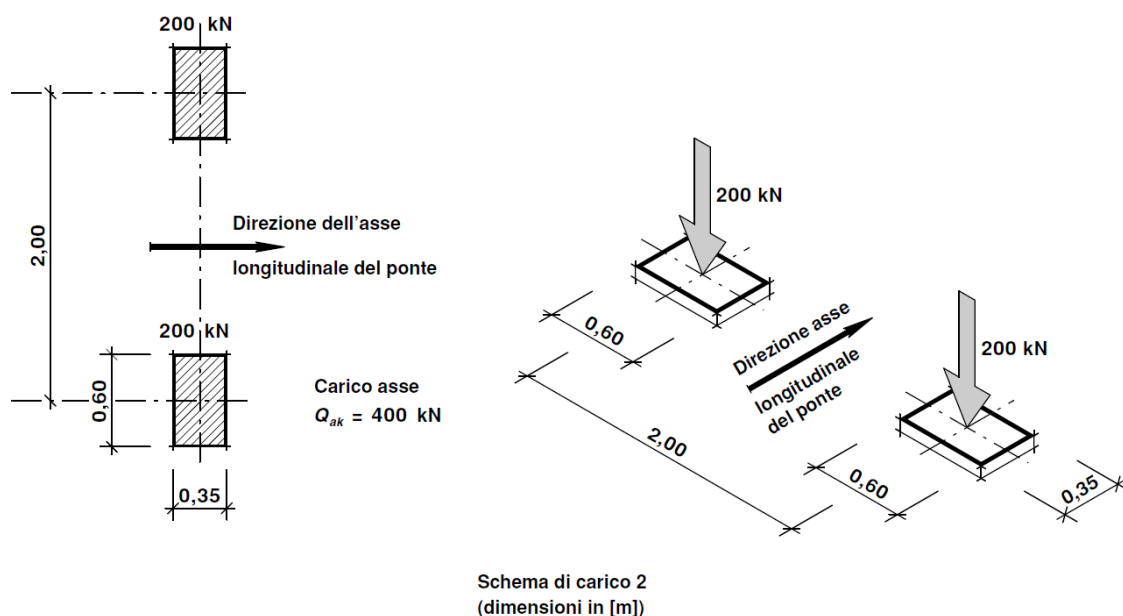
I dati sopra riportati evidenziano quindi l'importanza di bloccare il fenomeno corrosivo allo stato attuale, in modo che le verifiche di resistenza condotte abbiano valore non solo nell'immediato, ma risultino valide anche negli anni a venire a seguito di un intervento che va a bloccare l'avanzamento del deterioramento e quindi della perdita di caratteristiche meccaniche.

Per quanto riguarda la protezione delle strutture nei confronti della loro futura durabilità si prevede di dimensionare gli spessori dei copriferri considerando un **ambiente aggressivo** in riferimento alle condizioni ambientali definite al § 4.1.2.2.4.2 delle NTC2018.

Di conseguenza in base alla tabella C4.1.IV della Circolare NTC considerando la presenza di un calcestruzzo con resistenza inferiore a C_0 ed un ambiente aggressivo si ottiene un **copriferro minimo pari a 35mm**.



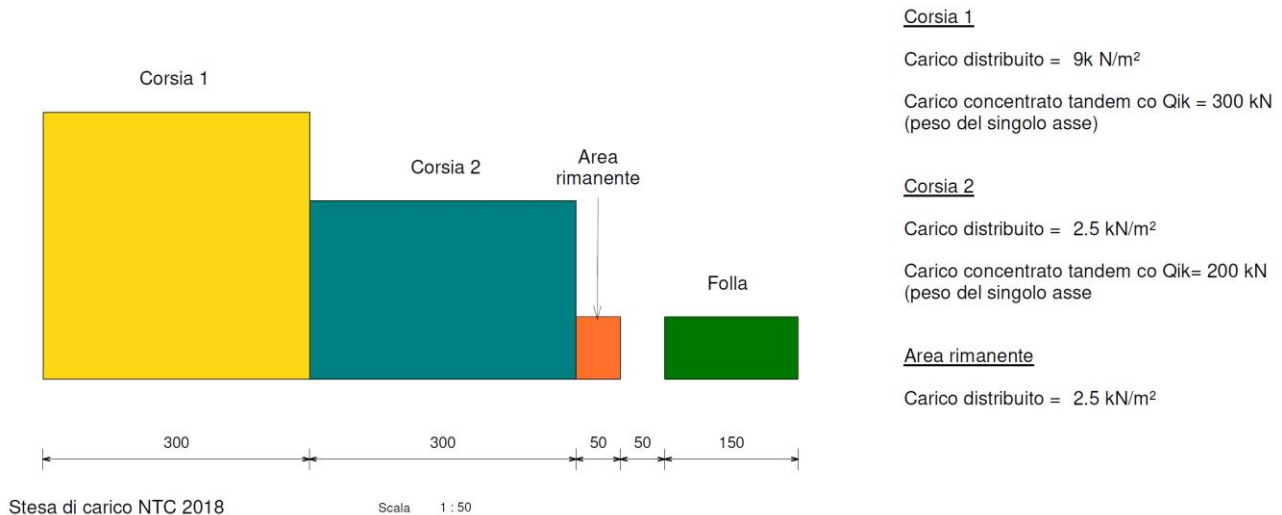
Si riporta quindi lo schema di carico 2:



Lo schema 1 è usato per le verifiche globali delle strutture principali mentre lo schema 2 è utilizzato per la verifica locale della soletta di impalcato.

Il ponte in oggetto presenta una larghezza utile di impalcato pari a 6.50 m, di conseguenza si prevedono due stese di carico con una parte rimanente pari a 0.50 m. A fianco si trova la pista ciclo-pedonale protetta con larghezza 1,5m.

Lo schema di carico adottato è quindi il seguente



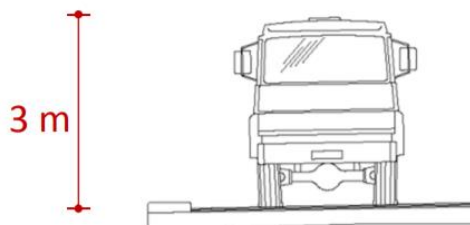
- Per quanto riguarda i **carichi orizzontali** da traffico sono state considerate le azioni del frenamento per un ponte di 1° categoria individuate al paragrafo 5.1.3.5 del DM 17.01.2018.

Nel caso in questione si considera la seguente azione

$$V = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_1) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 360 \text{ kN} + 97 \text{ kN} = \mathbf{457 \text{ kN}}$$

7.2. I carichi dovuti all'azione del vento

Per quanto riguarda i **carichi orizzontali** dovuti al vento si considera la condizione in cui una colonna di mezzi alti 3 metri sta transitando sul ponte ed è investita dal vento di progetto.



Oltre ai 3m della colonna convenzionale di automezzi si considera l'ingombro della struttura del ponte pari a circa 1 metro per un ingombro totale con altezza 4 metri.

L'azione del vento viene calcolata a 10 metri di altezza rispetto al livello del terreno con una categoria di esposizione II ottenendo così un coefficiente di esposizione pari a: $c_e=2.35$

Si considera inoltre un coefficiente di pressione pari a $c_p=2$.

$q_r = 391 \text{ N/m}^2$ considerando la velocità di riferimento $v_r = 25 \text{ m/s}$ per la regione Emilia-Romagna

$$p = c_e \times c_p \times q_r = 2,35 \times 2.00 \times 391 \text{ N/m}^2 = 1.838 \text{ kN/m}^2$$

Considerando l'ingombro di 4 m e valutando l'azione allo stato limite ultimo abbiamo:

$$q_{Ed} = p \times 4 \text{ m} \times 1.5 = 11.03 \text{ kN/m}$$

Il taglio massimo che deve assorbire ciascuna **pila** è quindi pari a:

$$V_{Ed} = q_{Ed} \times L_{inf} = 11.03 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m} / = 132,4 \text{ kN}$$

Il taglio massimo che deve assorbire ciascuna **spalla** è quindi pari a:

$$V_{Ed} = q_{Ed} \times L_{inf} = 11.03 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} / = 66,2 \text{ kN}$$

7.3. I carichi delle azioni sismiche

Per quanto riguarda i **carichi orizzontali** da sisma viene considerata un'azione con una vita nominale $V_n=50$ anni e ad un fattore d'uso IV con $C_u=2.0$ essendo il ponte lungo una strada provinciale.

Purtroppo, non è stato possibile eseguire delle indagini geofisiche profonde a causa della non disponibilità dei luoghi, tuttavia sono state condotte delle prove di superficie che hanno riportato una velocità pari a 274 m/s, che quindi collocherebbe il terreno in **categoria C**, che corrisponderebbe anche alla stratigrafia di terreni a grana grossa mediamente addensati individuati da un sondaggio effettuato nell'area.

Le coordinate geografiche del sito, e che verranno utilizzate per le valutazioni sismiche sono:

44.46537°N - 11.96820° E

La pericolosità sismica può essere quindi valutata considerando:

Vita nominale dell'opera, $V_n = 50$ anni;

Classe d'uso, $C_u = IV$;

Vita di riferimento, $V_r = 100$ anni.

Il sottosuolo di categoria sismica C

Si ottengono quindi i seguenti parametri dell'azione sismica

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.096	2.439	0.287
SLD	201	0.121	2.460	0.286
SLV	1898	0.286	2.412	0.308
SLC	2475	0.315	2.394	0.315

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.286 g
F_o	2.412
T_c^*	0.308 s
S_s	1.286
C_c	1.549
S_T	1.000
q	1.200

Per quanto riguarda le azioni sismiche viene considerata la massa globale dell'impalcato, della spalla e del terreno sopra di essa, amplificata per $a_g \cdot S$, dove i parametri sismici sono stati in precedenza identificati.

L'accelerazione sismica su suolo rigido vale quindi:

$$a_{\max} = a_g \cdot S = 0,224 \text{ g} \cdot 1,370 \approx 0,3069 \text{ g}.$$

Considerando il peso G del ponte, l'azione sismica massima in direzione longitudinale vale:

$$E_x = G \times 0,3069$$

Avendo calcolato il peso dell'impalcato e della nuova soletta di rinforzo mediante il modello FEM per un peso pari a 4640 kN e avendo stimato un peso del plinto di ancoraggio pari a 160 kN in un totale pari a **$G = 4800$ kN** si ottiene la seguente azione orizzontale.

$$E_x = 4800 \times 0,3069 = 1473 \text{ kN}$$

7.4. Le combinazioni di carico ed i coefficienti parziali

Per la verifica dell'opera sono state considerate le combinazioni di azioni previste dalle NTC2018 per i ponti stradali.

Sempre nelle NTC2018 la Tab. 5.1.V, con riferimento al § 2.6.1, fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni γ_F da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, ovvero vengono considerati i seguenti coefficienti.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30

Per la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione di seguito calcolate vengono quindi considerati i coefficienti sopra riportati.

8. I modelli di calcolo e le caratteristiche della sollecitazione

8.1. Descrizione del modello agli elementi finiti

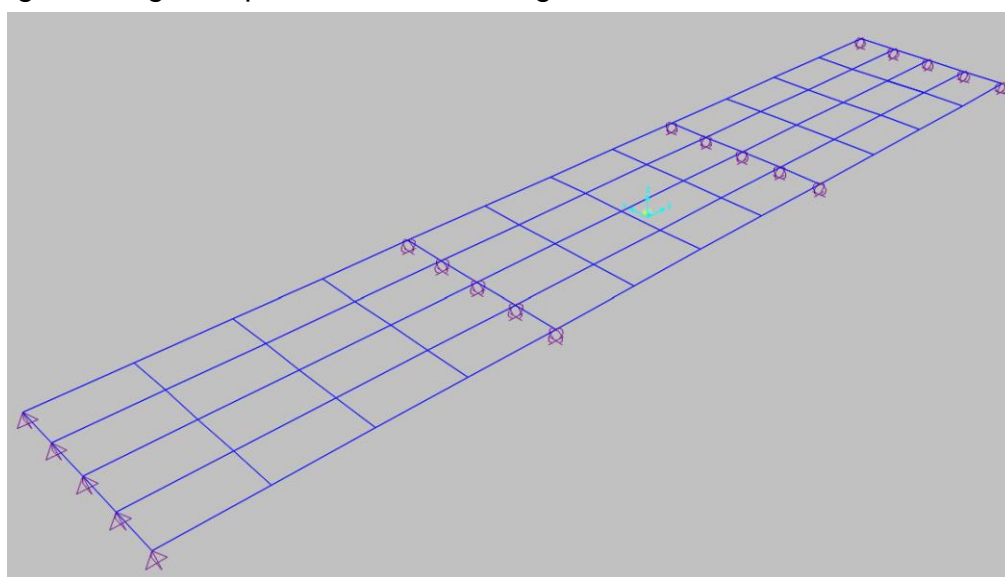
Nell'ambito del presente progetto è stato elaborato un modello agli elementi finiti dell'intera struttura con lo scopo di valutare le caratteristiche della sollecitazione agenti sulle strutture del ponte sotto diversi schemi di carico.

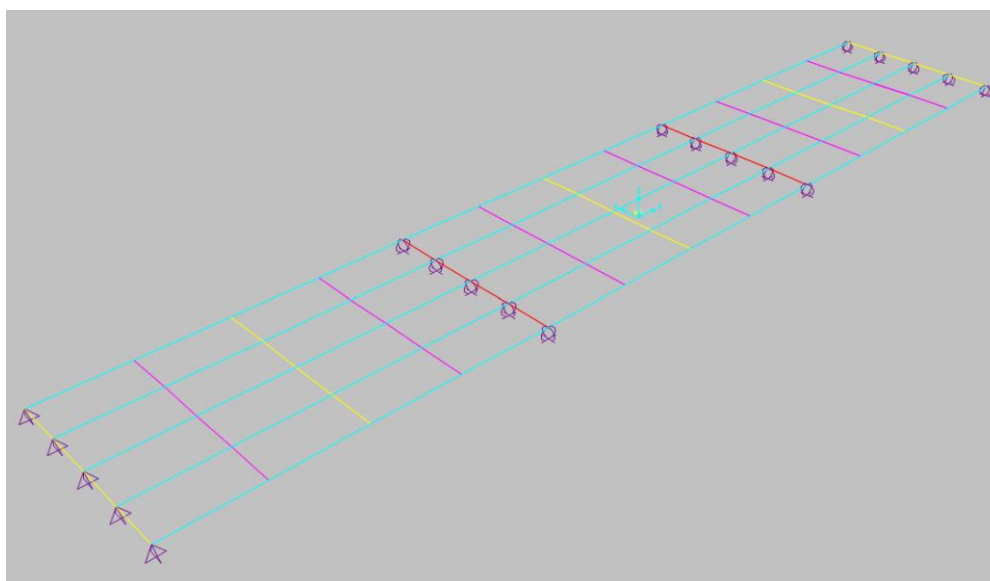
Il modello riguarda l'intera struttura del ponte, modellata con elementi di tipo "frame" in modo da cogliere il comportamento bidimensionale dell'opera.

Il modello di calcolo è stato elaborato mediante il software agli elementi finiti SAP2000 Plus della Computers and Structures Inc. concesso in licenza allo Studio Micheloni Srl.



Di seguito vengono riportate alcune immagini del modello.





Al modello sono stati applicati i carichi descritti nel precedente paragrafo e inseriti secondo gli schemi di carico previsti dalla normativa.

Per le pile viene invece adottato uno schema a mensola essendo queste incastrate alla base nel plinto di fondazione e collegate in sommità con l'impalcato mediante un carrello scorrevole.

8.2. Le caratteristiche della sollecitazione sull'impalcato

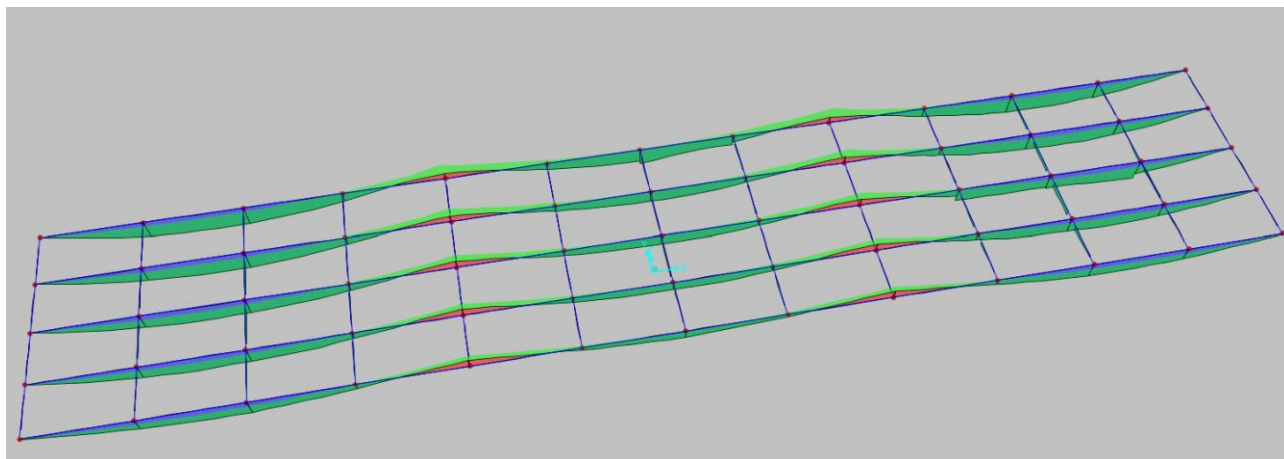
Dal modello agli elementi finiti sono state ricavate le principali caratteristiche della sollecitazione utili per la verifica della struttura, utilizzando i coefficienti parziali γ_F secondo Tab.5.1.V.

Una completa mappatura di tutte le caratteristiche della sollecitazione è riportata nei tabulati di calcolo.

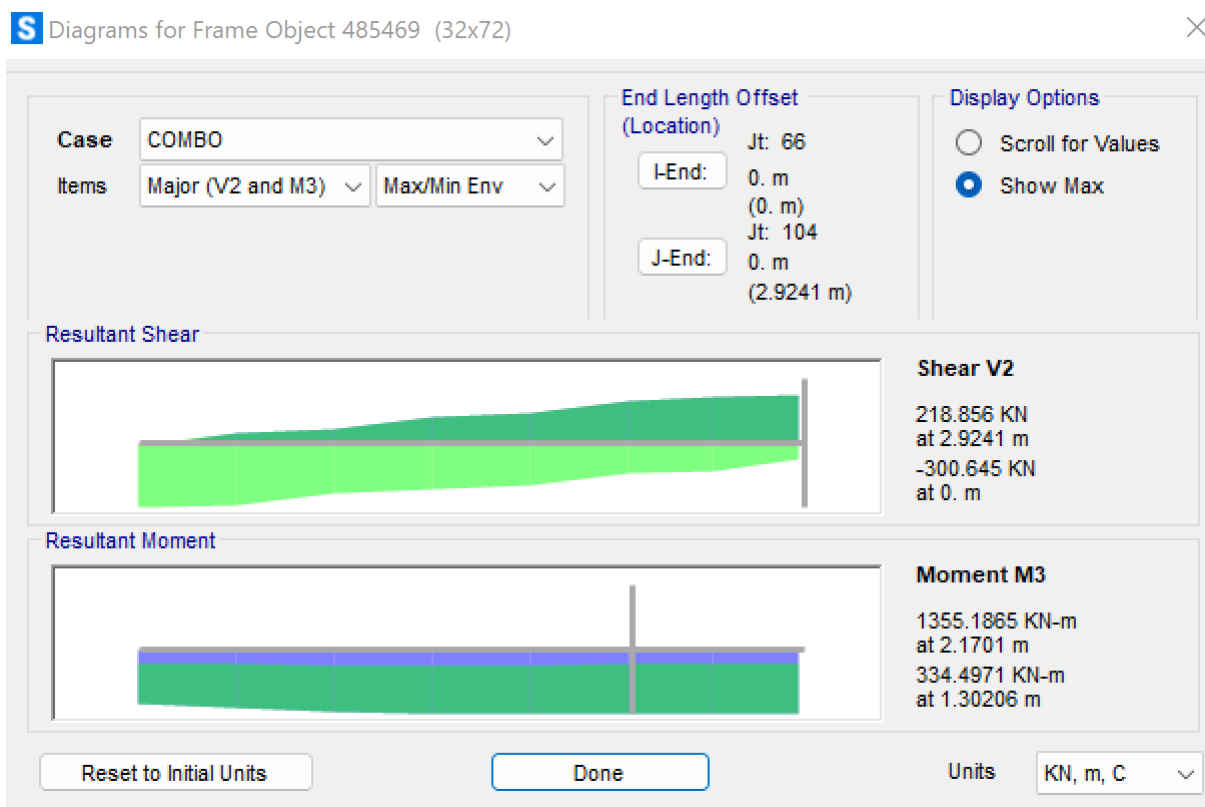
8.2.1. Le caratteristiche della sollecitazione sulle travi

Momento flettente campata laterale

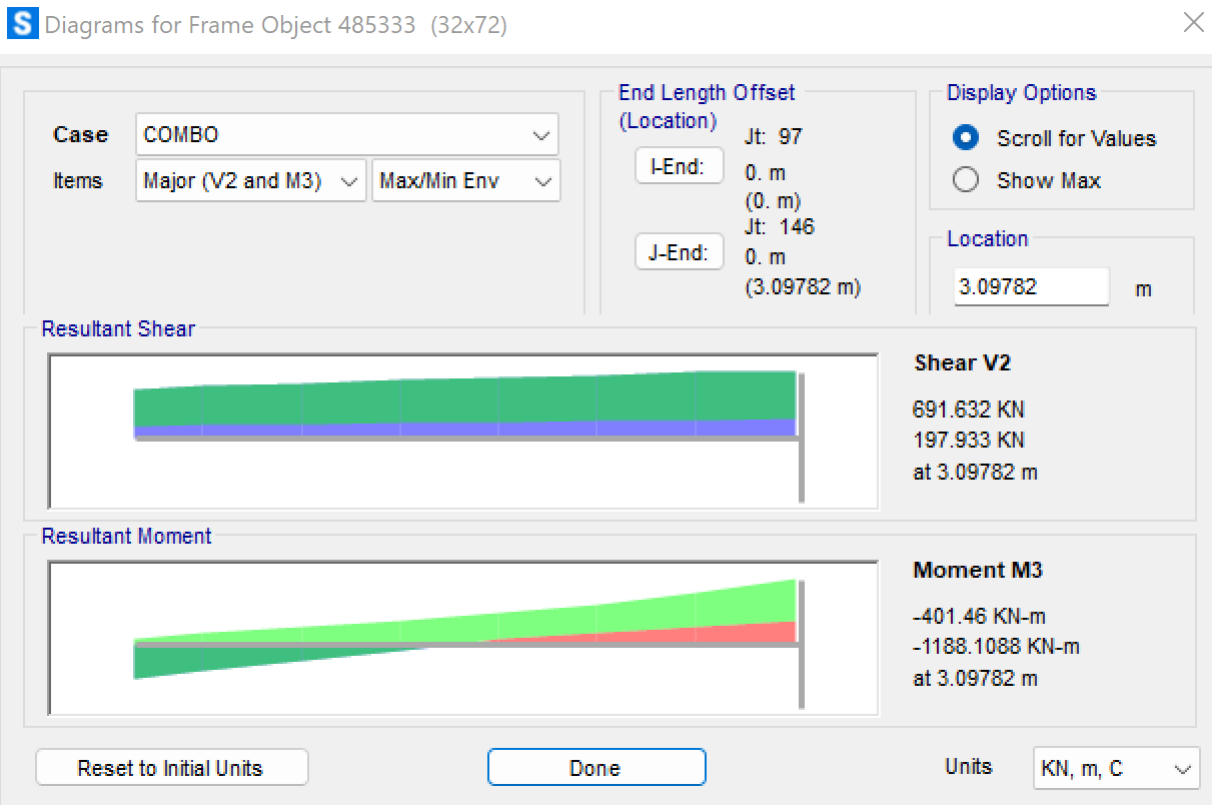
Viene identificato il valore della sollecitazione di momento flettente nella sezione più sollecitata ovvero quella della sezione di mezzeria.



Massimo momento flettente positivo in campata:



Massimo momento flettente negativo in appoggio.

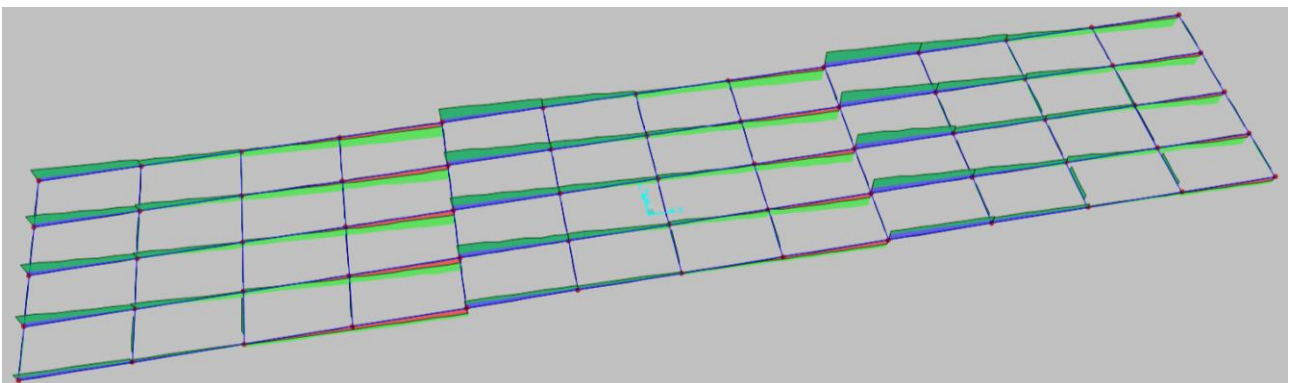


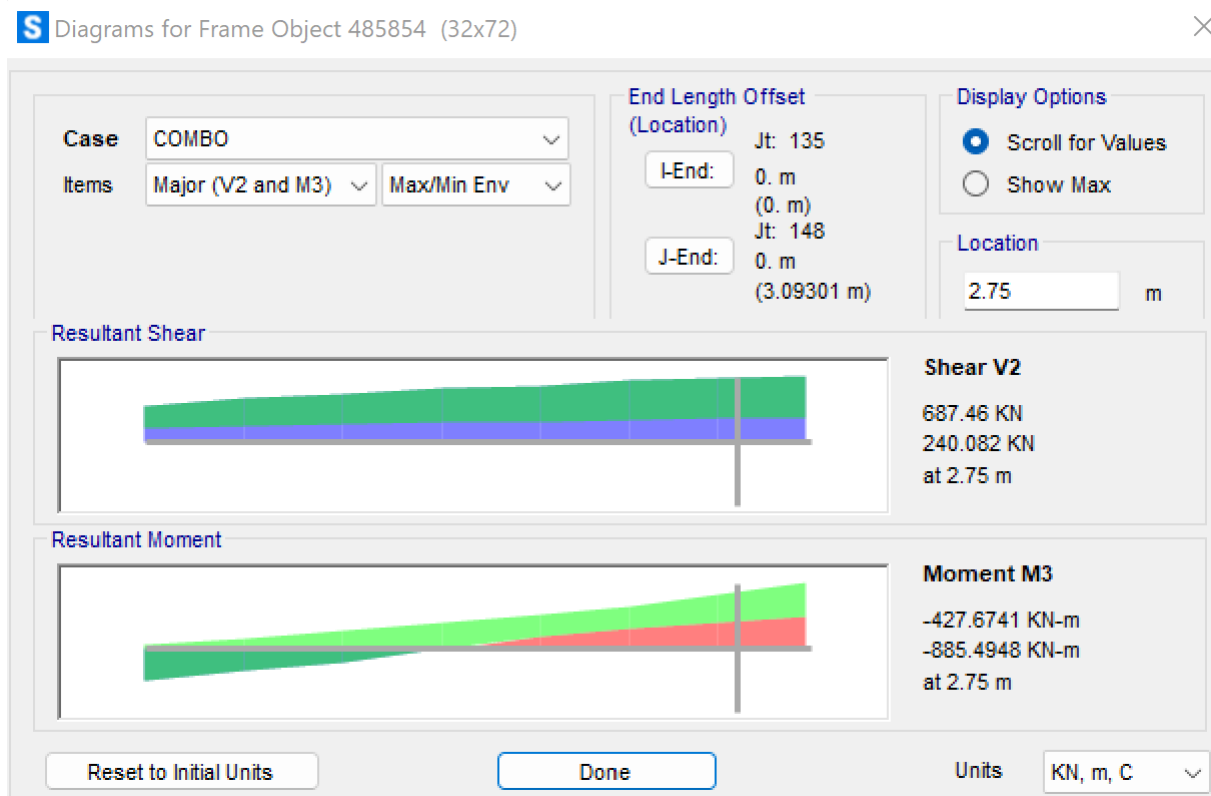
Il massimo momento flettente positivo sollecitante nella sezione di mezzeria risulta quindi pari a **Msd = 1355 kNm**

Il massimo momento flettente negativo sollecitante nella sezione di mezzeria risulta quindi pari a **Msd = - 1188 kNm**

Taglio campata laterale

Viene identificato il valore della sollecitazione di taglio nella sezione più sollecitata ovvero quella della sezione di estremità.





Il massimo taglio sollecitante nella sezione di appoggio risulta quindi pari a
Vsd = 687 kN

8.3. Le caratteristiche della sollecitazione su appoggi e pile

Dal modello agli elementi finiti sono state ricavate le principali caratteristiche della sollecitazione utili per la verifica degli appoggi e delle pile.

In particolare, vengono di seguito riportate le reazioni vincolari agli appoggi delle travi delle campate.

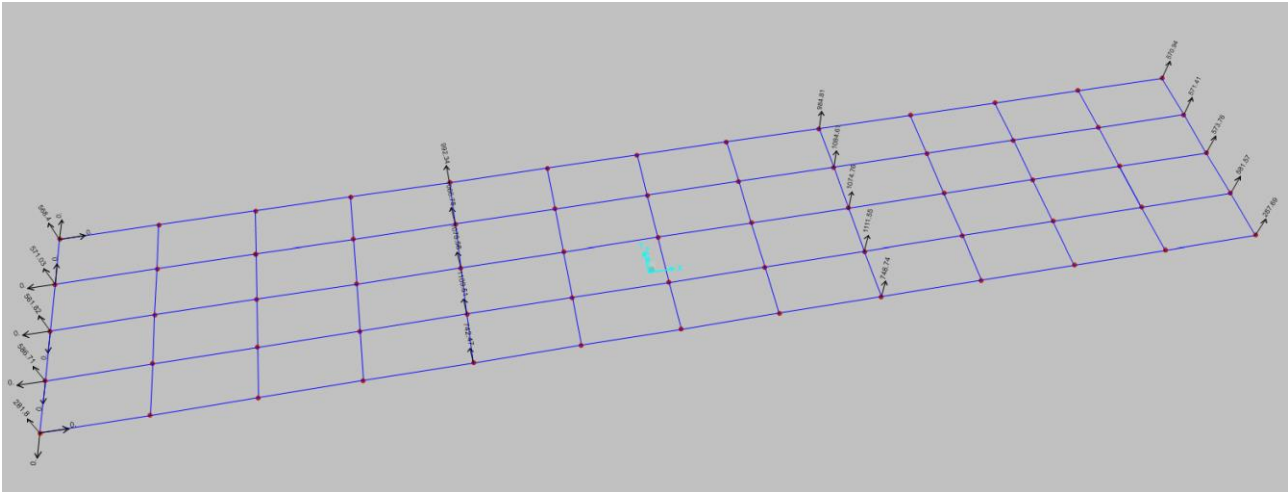


TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	F3	Joint	OutputCase	F3	Joint	OutputCase	F3
Text	Text	KN	Text	Text	KN	Text	Text	KN
65	SLU	571	65	SLE	422	65	SLE_PERMANENTI	94
75	SLU	574	75	SLE	424	75	SLE_PERMANENTI	127
81	SLU	582	81	SLE	429	81	SLE_PERMANENTI	132
87	SLU	288	87	SLE	212	87	SLE_PERMANENTI	137
106	SLU	568	106	SLE	420	106	SLE_PERMANENTI	93
107	SLU	571	107	SLE	422	107	SLE_PERMANENTI	129
108	SLU	571	108	SLE	422	108	SLE_PERMANENTI	129
119	SLU	562	119	SLE	415	119	SLE_PERMANENTI	124
120	SLU	587	120	SLE	433	120	SLE_PERMANENTI	132
121	SLU	282	121	SLE	207	121	SLE_PERMANENTI	136
141	SLU	992	141	SLE	733	141	SLE_PERMANENTI	269
142	SLU	1067	142	SLE	787	142	SLE_PERMANENTI	342
143	SLU	1079	143	SLE	795	143	SLE_PERMANENTI	347
144	SLU	1110	144	SLE	818	144	SLE_PERMANENTI	362
145	SLU	742	145	SLE	546	145	SLE_PERMANENTI	372
146	SLU	985	146	SLE	727	146	SLE_PERMANENTI	267
147	SLU	1085	147	SLE	800	147	SLE_PERMANENTI	348
148	SLU	1075	148	SLE	792	148	SLE_PERMANENTI	346
149	SLU	1112	149	SLE	820	149	SLE_PERMANENTI	364
150	SLU	749	150	SLE	551	150	SLE_PERMANENTI	373
	TOTAL	15149		TOTAL	11176		TOTAL	4623
	MEDIA	757		MEDIA	559		MEDIA	231

La massima azione allo SLU in testa alla pila è pari a 5004,47 kN.

La massima azione allo SLV in testa alla pila è pari a 1697,42 kN

9. Le verifiche di resistenza delle strutture

Di seguito vengono calcolati i momenti ed i tagli resistenti nelle sezioni significative dell'impalcato, per poi procedere con il confronto con le sollecitazioni calcolate nel precedente paragrafo con le combinazioni di carico previste dalle NTC2018.

9.1. Le verifiche di resistenza delle travi

Verifica a momento positivo in mezzeria

Le travi delle campate presentano una sezione a T con soletta esistente di spessore 22 cm, incrementata a 37cm con i nuovi rinforzi e spessore dell'anima pari a 35 cm. La larghezza efficace è assunta a favore di sicurezza pari a quella delle travi di bordo con dimensione pari a 100cm.

L'armatura a momento positivo consiste in 6Ø30 con area di 42,36 cm².

Per il **calcolo del momento flettente resistente** viene utilizzato il software VcaSLU del Prof. Gelfi.

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	22
2	35	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	42.36	93

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 Acc ☒ Cls ☐
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_y N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_c ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_c ?
 ε_{sy} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Calcola MRd **Domio M-N**
 L_o cm **Col. modello**
M-curvatura
☐ Precompresso

N° rett.

Il momento resistente è pari a 1008 kNm < 1355 kNm, da cui segue $\rho=0,74 < 1,00$.

La verifica NON è pertanto soddisfatta.

Si prevede quindi di rinforzare la sezione procedendo con:

- Integrazione delle barre di armatura longitudinali qualora queste risultino inferiore all'area di $6 \phi 30 = 42,36 \text{ cm}^2$, desunta dal progetto originale dell'opera e dalle indagini a campione eseguite in sito.
- Ricostruzione della sezione ammalorata in calcestruzzo e getto di nuova soletta di estradosso con spessore 15cm in calcestruzzo C35/45
- Applicazione di 3 strati di tessuto in fibra di carbonio con larghezza 30cm e peso di 500 gr/mq.

Ne consegue il seguente calcolo del momento resistente della sezione rinforzata con tre strati di tessuto in fibra di carbonio da 500 gr/mq.

Rinforzo a flessione di una sezione in c.a. (base= 35cm, altezza= 112cm) con strisce in fibra di carbonio			
Calcestruzzo	C35/45		
E_{cm}	34000 N/mm ²		
f_{ck}	35.00 N/mm ²		
γ_c	1.50		
f_{cd}	23.33 N/mm ²		
f_{ctm}	3.20 N/mm ²		
f_{ctd}	1.49 N/mm ²		
ϵ_{cu}	0.35 %		
Acciaio			
f_{yk}	318 N/mm ²		
γ_s	1.15		
f_{yd}	277 N/mm ²		
E_s	206000 N/mm ²		
ϵ_{yd}	0.2 %		
ϵ_u	23 %		
CFRP		500 g/mq	
t_f	0.273 mm	spessore striscia	
b_f	300 mm	larghezza striscia	
n_f	3	numero strisce	
A_f	245.90 mm ²	area CFRP	
E_{fib}	240000 N/mm ²	elasticità fibre	
α_{FE}	0.875	coef. ridut. rigidezza	
E_f	210000 N/mm ²	elasticità composto	
f_{fib}	3800 N/mm ²	resistenza fibre	
α_{ff}	0.711	coef. ridut. resist.	
f_{fk}	2700 N/mm ²	resistenza composto	
tipo di applicazione	A		
condizione di esposizione	Ambiente esterno		
<div> <div>Normativa generale di riferimento</div> <div>NTC2018</div> </div> <div> <div>Normativa per calcolo CFRP</div> <div>CNR-DT 200/2004</div> </div> <div> <div>Il contributo del CFRP è calcolato secondo le indicazioni riportate nel CNR-DT 200/2004 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"</div> </div>			
Lunghezza ottimale di ancoraggio		$L_e =$	16 cm
Geometria e armatura trave			
b	350 mm	base trave	
h	1120 mm	altezza trave	
d	30 mm	copriferro inferiore	
d'	30 mm	copriferro superiore	
A_{s1}	42.36 cm ²	armatura tesa	
A_{s2}	0 cm ²	armatura compressa	

γ_f	1.10	coeff. per collasso a rottura							
γ_{fd}	1.20	coeff. per collasso a delaminazione							
η_a	0.85	fattore di conversione ambientale							
ε_{fk}	0.0128571								
k_b	1.00								
Γ_{fk}	0.32 N/mm ²								
$f_{dd,2}$	823 N/mm ²								
ε_{fdd}	0.0039								
ε_{fd}	0.0039	deform. massima progetto FRP							
μ_f	0.0268	percentuale meccanica rinforzo							
μ_s	0.1548								
u	0.0000								
ε_0	0.0004								
μ_{f-2}	0.2154	percentuale meccanica limite							
Rottura nel campo 1 per raggiungimento della deformazione elastica limite di progetto nelle fibre									
x	247.38 mm	posizione asse neutro							
M_{rd}	1367.57 KNm	Momento resistente					VERIFICATO		
Acciaio teso in campo plastico allo SLU									

Il momento resistente è pari a 1368 kNm > 1355 kNm, da cui segue **$\rho=1,11 > 1,00$** .
La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica a momento negativo in appoggio

Per quanto riguarda la verifica a momento negativo sull'appoggio, si considera una sezione a T con soletta esistente di spessore 22 cm, incrementata a 37cm con i nuovi rinforzi e spessore dell'anima pari a 35 cm. La larghezza efficace è assunta a favore di sicurezza pari a quella delle travi di bordo con dimensione pari a 100cm. L'armatura nuova inserita per presidiare il momento negativo sugli appoggi è formata da due strati di barre $\phi 24/10''$ e a favore di sicurezza per la trave di bordo si considerano collaboranti 8+8 $\phi 24$.
 Per il **calcolo del momento flettente resistente** viene utilizzato il software VcaSLU del Prof. Gelfi.

Titolo :

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	37
2	35	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	36.19	3
2	36.19	12

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☒ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-

☒ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

L₀ cm

☐ Precompresso

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_y N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_c ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_c ?

ε_{sy} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Il momento resistente è pari a 1377 kNm > 1188 kNm, da cui segue $p=1,16 > 1,00$.
La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica a taglio in appoggio

Per quanto riguarda la verifica a taglio si considera esclusivamente la sezione resistente dell'anima della trave a T, inoltre assume un'altezza pari all'altezza totale della trave, ovvero pari a 112 cm. Le travi sono armate con staffe Ø8/100mm a due bracci in acciaio con $f_y = 318 \text{ MPa}$, così come identificato nei precedenti paragrafi. Si prevede di rinforzare le travi con una fasciatura continua in completo avvolgimento realizzata con tre strati di tessuti in fibra di carbonio da 500 gr/mq.

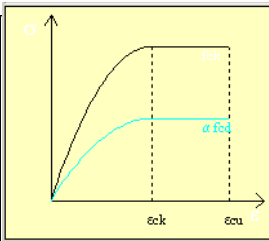
Per il **calcolo del taglio resistente** viene utilizzato un foglio di calcolo Excel.

Rinforzo a taglio di una sezione in c.a. (base= 35cm, altezza= 112cm) con staffe in fibra di carbonio

Calcestruzzo

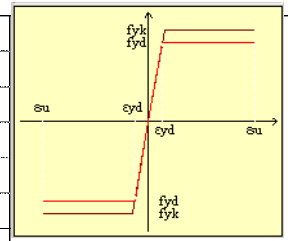
C12/25

E_{cm}	27000 N/mm ²
f_{ck}	12.00 N/mm ²
γ_c	1.50
f_{cd}	8.00 N/mm ²
f_{ctm}	1.60 N/mm ²
f_{ctd}	0.75 N/mm ²
ε_{cu}	0.35 %



Acciaio

f_{yk}	318 N/mm ²
γ_s	1.15
f_{yd}	277 N/mm ²
E_s	206000 N/mm ²
ε_{yd}	0.20 %
ε_u	24 %



CFRP

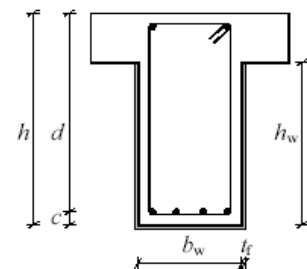
500 g/mq

↓ verifiche dimensionali ↓

t_f	0.273 mm	FRP strip thickness	
w_f	200 mm	strip width	verificato
n_f	3	number of layers	
β	90 °		
θ	45 °		
p_f	200 mm	distance between strips	verificato
r_c	30 mm	corner radius	verificato
A_f	163.93 mm ²	CFRP area	
E_{fib}	240000 N/mm ²	fiber elastic modulus	
α_{fE}	0.875	stiffness reduction coef.	
E_f	210000 N/mm ²	FRP elastic modulus	
f_{fib}	3800 N/mm ²	fiber resistance	
α_{ff}	0.711	resistance reduction coef.	
f_{fk}	2700 N/mm ²	FRP resistance	

Normativa generale di riferimento	NTC2018
Normativa per calcolo CFRP	Linee C.S. LL. PP.

Il contributo del CFRP è calcolato secondo le indicazioni riportate nelle "Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP" - Consiglio Superiore Lavori Pubblici 24 Luglio 2009.



Geometria e armatura trave

b	350 mm	base trave
h	1120 mm	altezza trave
h_w	750 mm	ricalo trave
A_{sw}	100 mm ²	area staffe
s	100 mm	passo staffe
θ	0.4605	
$\tan(\theta)$	0.4961	
$\cotan(\theta)$	2.5000	$1 \leq \cotan(\theta) \leq 2.5$

1146.1

26.39

2.015662

Sollecitazioni

V_{sd}	687 KNm	taglio SLU
----------	---------	------------

Taglio resistente sezione non rinforzata

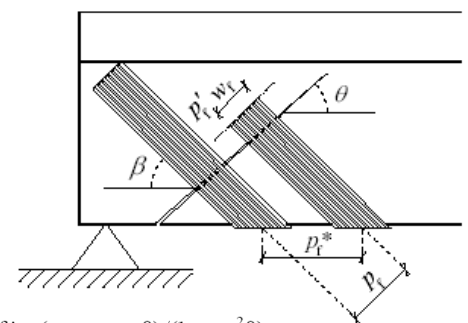
$V_{Rd,c}$	486.62 KN
$V_{Rd,s}$	696.83 KN
V_{Rd}	486.62 KN

NON VERIFICATO

Rottura lato calcestruzzo

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) \cdot \sin\alpha$$



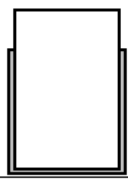
tipo di applicazione		Ambiente esterno
condizione di esposizione		Persistente (viscosità e rilassamento)
modalità di carico		
γ_f	1.10	coeff. per collasso a rottura
γ_{fd}	1.20	coeff. per collasso a delaminazione
η_a	0.85	fattore di conversione ambientale
η_l	0.80	fattore di conversione per effetti di lunga durata
f_{fd}	1669 N/mm ²	
l_e	232 mm	lunghezza di ancoraggio
k_b	1.00	
Γ_{fk}	0.13 N/mm ²	
f_{rdd}	177 N/mm ²	
r_o/b	0.09	
Φ_r	0.3371429	

disposizione rinforzo: "U" per disposizione ad U "A" per disposizione in avvolgimento	A
---	---

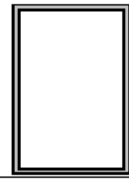
resistenza di calcolo efficace del rinforzo		
f_{fed}	158 N/mm ²	per disposizione ad U
f_{fed}	301 N/mm ²	per disposizione in avvolgimento
f_{fed}	301 N/mm ²	considerata per il calcolo

θ	0.7854	45 °
$\tan(\theta)$	1.0000	
$\cotan(\theta)$	1.0000	$1 \leq \cotan(\theta) \leq 2.5$

Taglio resistente sezione rinforzata		
$V_{Rd,c}$	705.60 kN	
$V_{Rd,s}$	278.73 kN	
$V_{Rd,f}$	414.29 kN	
V_{Rd}	693.02 kN	VERIFICATO



ad U



in avvolgimento

Rottura lato acciaio + fibre

Il taglio resistente della sezione NON rinforzata è pari a 486 kN < 687 kN, da cui segue **$\rho=0,71 < 1,00$** .

La verifica NON è pertanto soddisfatta.

Il taglio resistente della sezione rinforzata è pari a 693 kN > 687 kN, da cui segue **$\rho=1,01 > 1,00$** .

La verifica è pertanto soddisfatta.

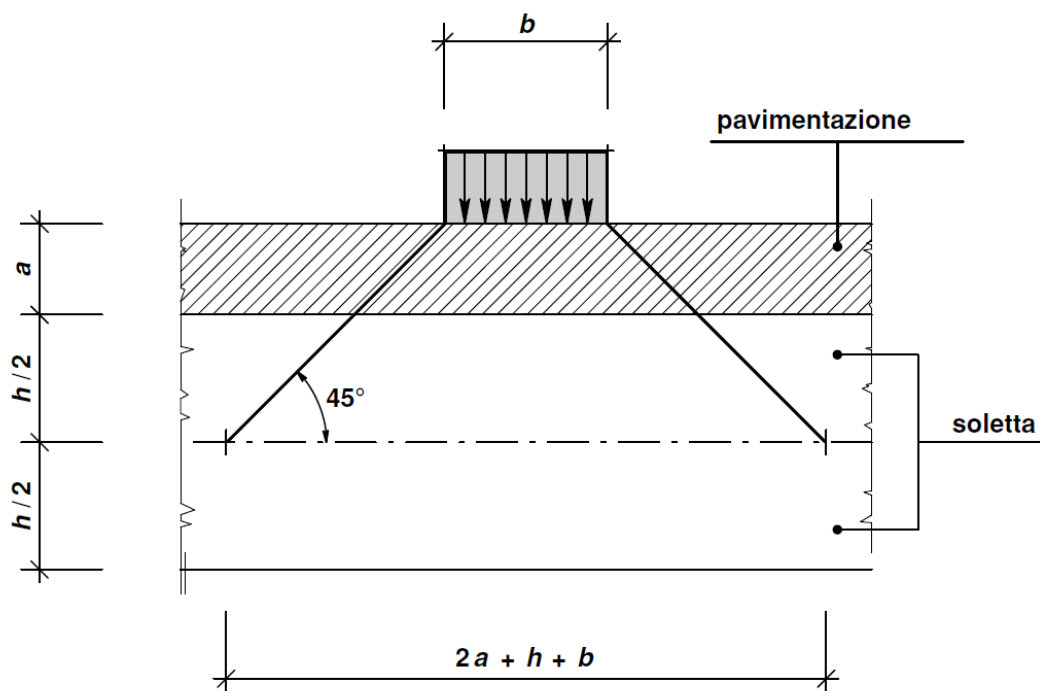
9.2. Le verifiche di resistenza delle solette

La soletta tra le travi ed i traversi presenta uno spessore originale di 22 cm, che viene aumentato a 37cm con l'inserimento della nuova soletta di rinforzo con spessore 15cm. La larghezza efficace della soletta è stata dedotta come segue:

$$B^* = B + L/2$$

Dove B è la larghezza del carico concentrato diffusa a 45° fino all'asse baricentrico della soletta, ovvero pari a:

$$B = 0.35 \text{ m} + 2 \cdot h_{\text{pavimentazione}} + h_{\text{soletta}} = 0.35 \text{ m} + 0.10 \text{ m} + 0.37 \text{ m} = 0.82 \text{ m}$$



Mentre L è corrisponde con l'interasse delle travi pari a 1.40 m, quindi la larghezza efficace della soletta è risulta pari a:

$$B^* = 1.52 \text{ m}$$

Considerando lo schema di carico 2 riportato al precedente paragrafo 7.1 e considerando a favore di sicurezza uno schema di carico in semplice appoggio si ottiene il seguente massimo momento flettente.

$$M = 200 \times 1,4^2 / 8 = 49 \text{ kNm}$$

La soletta in campata è armata inferiormente con $\varnothing 12/200\text{mm}$ in acciaio con resistenza a snervamento di 318 MPa.

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	152	37

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.92	35

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

Acc	Cls
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_y <input type="text" value="276.5"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f_c <input type="text" value="8.667"/> ‰
E_s / E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc} / f_c <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{sy} <input type="text" value="1.383"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="6.5"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="0"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.4267"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.457"/>

M xRd kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
M-curvatura
☐ Precompresso

Il momento resistente è pari a 75 kNm > 49 kNm, da cui segue $\rho = 1,53 > 1,00$.

La verifica è pertanto soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica a taglio si considera una sezione non armata a taglio.

SEZIONE	
b [mm]	1520
h [mm]	370
d' [mm]	30
Asl (mm²)	792
d [mm]	340

f_{ck} [N/mm ²]	13
f_{cd} [N/mm ²]	7.366667
f_{yk} [N/mm ²]	318
f_{yd} [N/mm ²]	276.5217

k	1.766965
ρ_l	0.001533
σ_{cp} (N/mm ²)	3.958
v_{min} (N/mm ²)	0.296402

V_{Rd} [kN]	444.7081
$V_{Rd,min}$ [kN]	460.0049

V_{Rd} [kN]	460.0049	($V_{Rd,min}$)	taglio resistente
---------------	----------	------------------	-------------------

Il taglio resistente è pari a 460 kN > 200 kN, da cui segue $\rho=2,30 > 1,00$.

La verifica è pertanto soddisfatta.

Si riporta adesso la verifica a punzonamento della soletta dove a favore di sicurezza si considera la sola soletta esistente con spessore 22cm.

DATI SOLETTA

Lunghezza piastra direzione x	L_x	1400	mm
Lunghezza piastra direzione y	L_y	2700	mm
Altezza totale della sezione	h	220	mm
Copriferro	c	30	mm
Dimensione armatura x	ϕ_x	12	mm
Dimensione armatura y	ϕ_y	8	mm
Altezza utile media	d	178	mm
Passo armatura posta in direzione x	//x	200	mm
Passo armatura posta in direzione y	//y	500	mm
Perc. armatura longitudinale direzione x	ρ_x	0.318	%
Perc. Armatura longitudinale direzione y	ρ_y	0.056	%

DIMENSIONI IMPRONTA

Altezza pavimentazione	h_{pav}	50	mm
Dimensione carico da normativa x	a_x	600	mm
Dimensione carico da normativa y	a_y	350	mm
Dimensione impronta x	c_x	700	mm
Dimensione impronta y	c_y	450	mm

Perimetro critico da EC2-2004	u_1	4537	mm
-------------------------------	-------	------	----

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Resistenza a compressione del cls	f_{ck}	13	MPa
Perentuale geometrica di arm. di progetto	ρ	0.13	%
Fattore di scala	k	2.00	-
Resistenza minima di punzonamento	v_{min}	0.357	MPa
Resistenza ultima di punzonamento	v_{Rd}	0.357	MPa
Carico ultimo di punzonamento	V_{Rd}	288	MPa

La resistenza a punzonamento è pari a 288 kN > 200 kN, da cui segue $p=1,44 > 1,00$.
La verifica è pertanto soddisfatta.

9.3. Le verifiche di resistenza delle pile

Le pile sono realizzate con elementi prismatici in calcestruzzo armato con sezione variabile con misure in sommità di 795x80cm, che si allargano leggermente scendendo verso il basso, ed hanno un'altezza di circa 9 m.

La massima azione allo SLU in testa alla pila è pari a 5004,47 kN.

Considerando un'asimmetria del carico verticale data dal movimento dell'appoggio unidirezionale si ha un momento flettente pari a $5004,47 \times 0,1 = 500,45$ kNm.

Per quanto riguarda il taglio l'azione da considerare è quella del vento trasversale per lo stato limite SLU di 132,4 kN.

Per quanto riguarda lo stato limite ultimo SLV si ha un sisma trasversale di 982,0 kN ed un carico verticale di 1697,42 kN.

Stato limite ultimo SLU

- **$N_{SLU} = 5004$ kN**
- **$V_{SLU} = 132$ kN**
- **$M_{SLU} = 500$ kNm**

Stato limite ultimo SLV

- **$N_{SLU} = 1697$ kN**
- **$V_{SLU} = 982$ kN**
- **$M_{SLU} = 170$ kNm**

Per quanto riguarda le verifiche a pressoflessione anche senza considerare la presenza dell'armatura la pila risulta verificata come riportato nella seguente verifica di resistenza.

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	700	80

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Solo cls - Sez. parzializzata

Materiali

Duro 1939 **C16/20**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_y N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_c ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_c ?

ε_{sy} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_{cs} N/mm²

σ_{ci} N/mm²

ε_{cs} ‰

ε_{ci} ‰

x

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

M-curvatura

☐ Precompresso

Il momento resistente è pari a 1829 kNm > 500 kNm, da cui segue $p=3,66 > 1,00$.

La verifica è pertanto soddisfatta.

Come evidenziato in precedenza la pila presenta uno spessore di 80 cm e una larghezza di 700 cm. Trascurando la presenza delle armature si calcola il seguente taglio resistente.

SEZIONE	
b [mm]	800
h [mm]	7000
d' [mm]	30
A _{sl} (mm ²)	0
d [mm]	6970

f_{ck} [N/mm ²]	16
f_{cd} [N/mm ²]	9.066667
f_{yk} [N/mm ²]	450
f_{yd} [N/mm ²]	391.3043

k	1.169394
ρ_l	0
σ_{cp} (N/mm ²)	3.958
v_{min} (N/mm ²)	0.177039

V_{Rd} [kN]	3310.471
$V_{Rd,min}$ [kN]	4297.642
V_{Rd} [kN]	4297.642 ($V_{Rd,min}$) taglio resistente

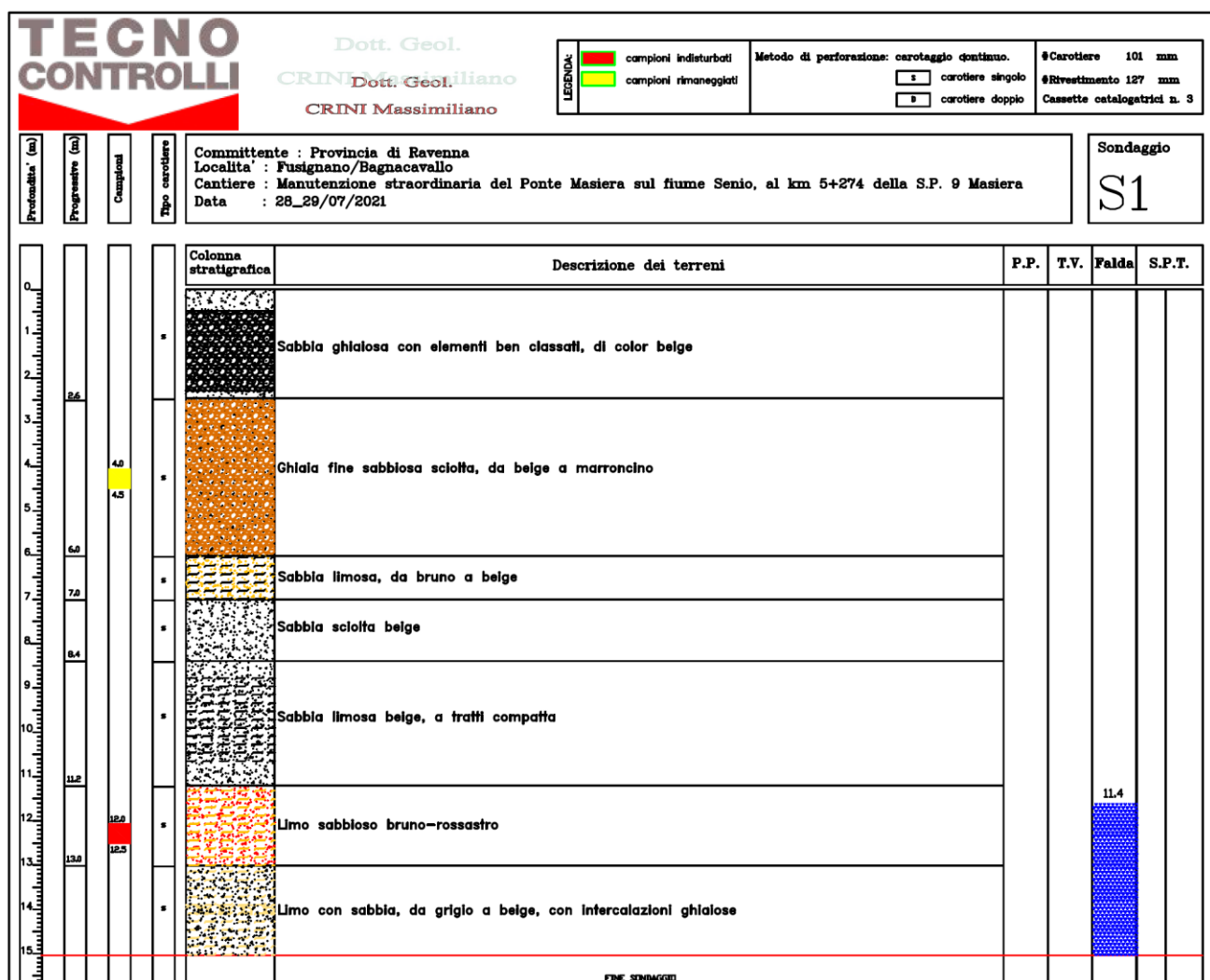
Il taglio resistente è pari a 4297 kN > 982 kN, da cui segue **$p=4,38 > 1,00$** .
La verifica è pertanto soddisfatta.

10. Le verifiche delle fondazioni

Per le verifiche della portata dei pali è stato utilizzato il software Aztec Carl del quale sono allegati tutti i listati di calcolo.

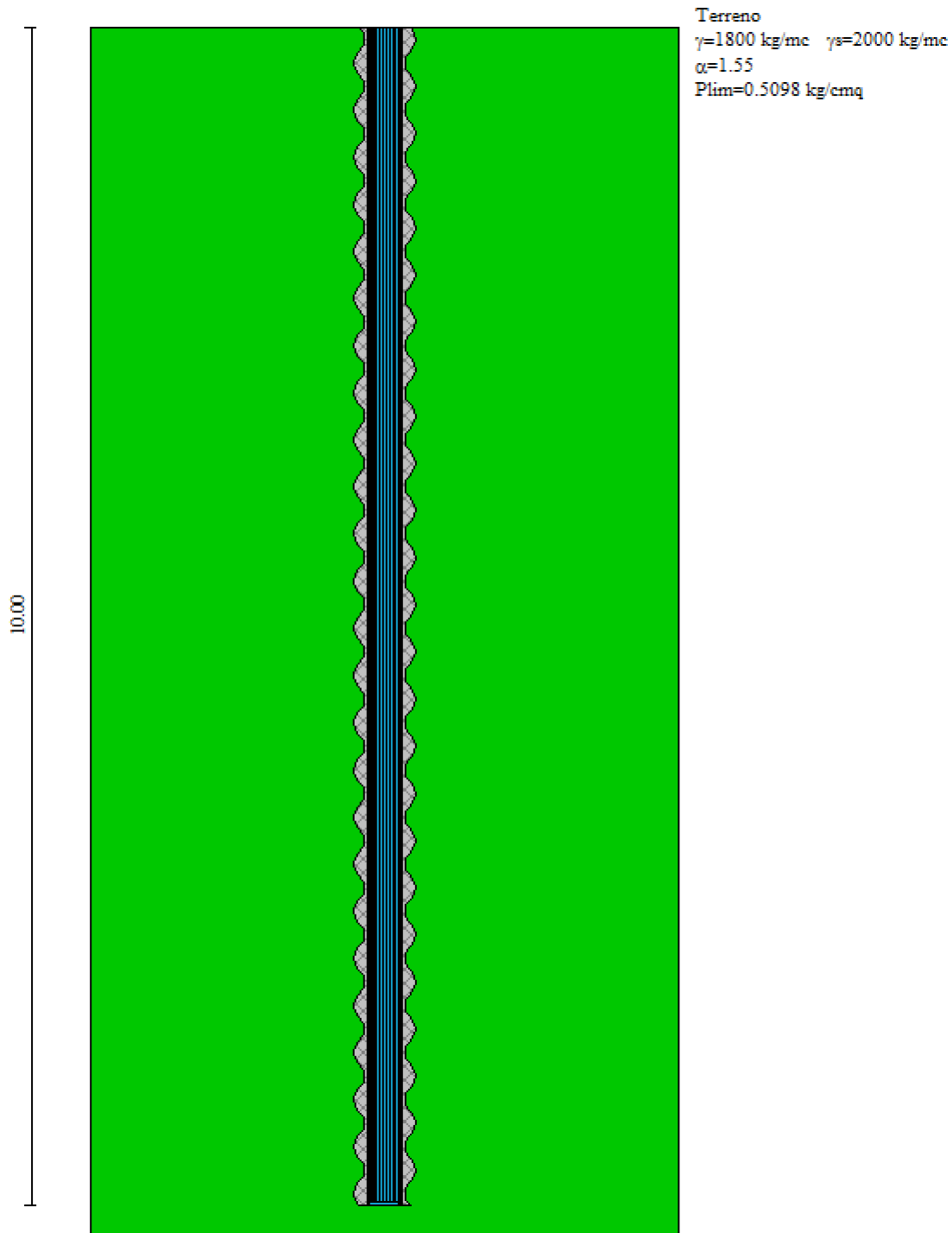


La colonna litotecnica considerata è quella dell'unico sondaggio che è stato possibile effettuare nell'area



Le unità di terreno interessate dai pali sono quindi dei litotipi prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi con buone caratteristiche di angolo di attrito.

Si prevede quindi di verificare dei micropali con diametro reso pari a 28cm e profondità 10m. armati con un profilo tubolare in acciaio valvolato con diametro 177.8mm e spessore 12,5mm in acciaio S355.



Per la determinazione della resistenza laterale dei micropali si fa riferimento al metodo di Bustamente e Doix (1985):

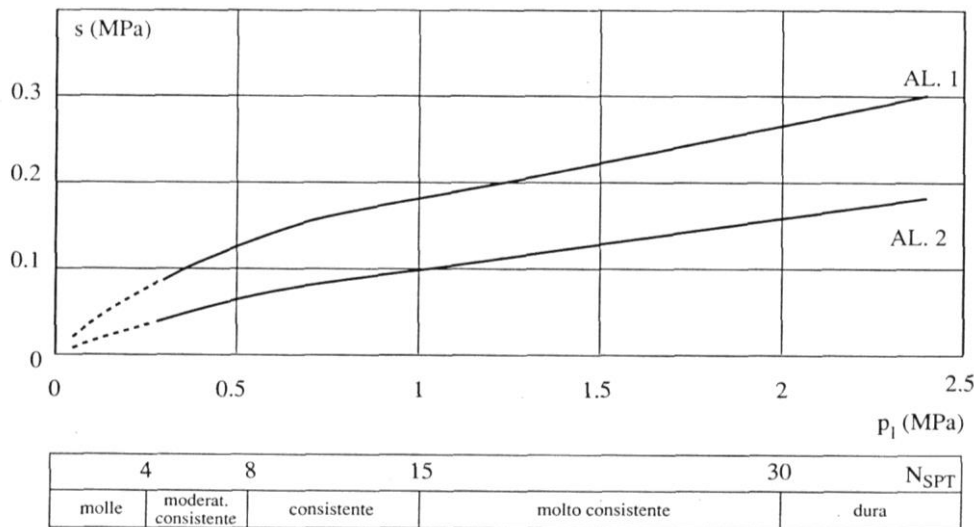


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

A vantaggio di sicurezza si sceglie $s=0.05$ MPa nonostante le ghiaie presentino caratteristiche migliori.

Viene considerato quindi un diametro complessivo del palo pari a 250 mm, un tubo in acciaio di 177.8 mm e spessore 12,5 mm, ed una lunghezza di 10m.

Il plinto di ritegno delle azioni orizzontali è fondato su 14 micropali con le caratteristiche sopra descritte su cui gravano i seguenti carichi.


Stato limite ultimo SLU sul singolo palo per frenamento

- $N_{SLU,palo} = 20 \text{ kN}$
- $V_{SLU,palo} = 457 \text{ kN} / 14 \text{ pali} = 33 \text{ kN}$

Stato limite di salvaguardia della vita SLV sul singolo palo per sisma

- $N_{SLU,palo} = 20 \text{ kN}$
- $V_{SLU,palo} = 1473 \text{ kN} / 14 \text{ pali} = 105 \text{ kN}$

Per la verifica viene quindi considerata l'azione orizzontale maggiore in presenza di sisma.

 Dettagli risultati palo [comb 1] SLU A1-M1-R3 ✕				
Geometria palo				
L =	10.00 m	D =	25.00 cm	
Portanza verticale				
Pp min =	9309 kg	Pp med =	9309 kg	
Pl min =	62061 kg	Pl med =	62061 kg	
Wp =	509 kg			
Pd =	35292 kg	N =	2000 kg	$\eta = 17.65$
Coefficienti di capacità portante				
Nc =	--	Nq =	--	
N'c =	--	N'q =	--	
Portanza trasversale				
Td =	10682 kg	T =	10521 kg	$\eta = 1.02$
Mu =	11570 kgm			
Armatura palo (primo tratto)				
Armatura palo (secondo tratto) - y =				
Cedimenti				
w =	0.020 cm	u =	1.081 cm	

Il coefficiente di sicurezza nei confronti della portata verticale risulta quindi pari a:

$\rho = 17,65 > 1,00$.

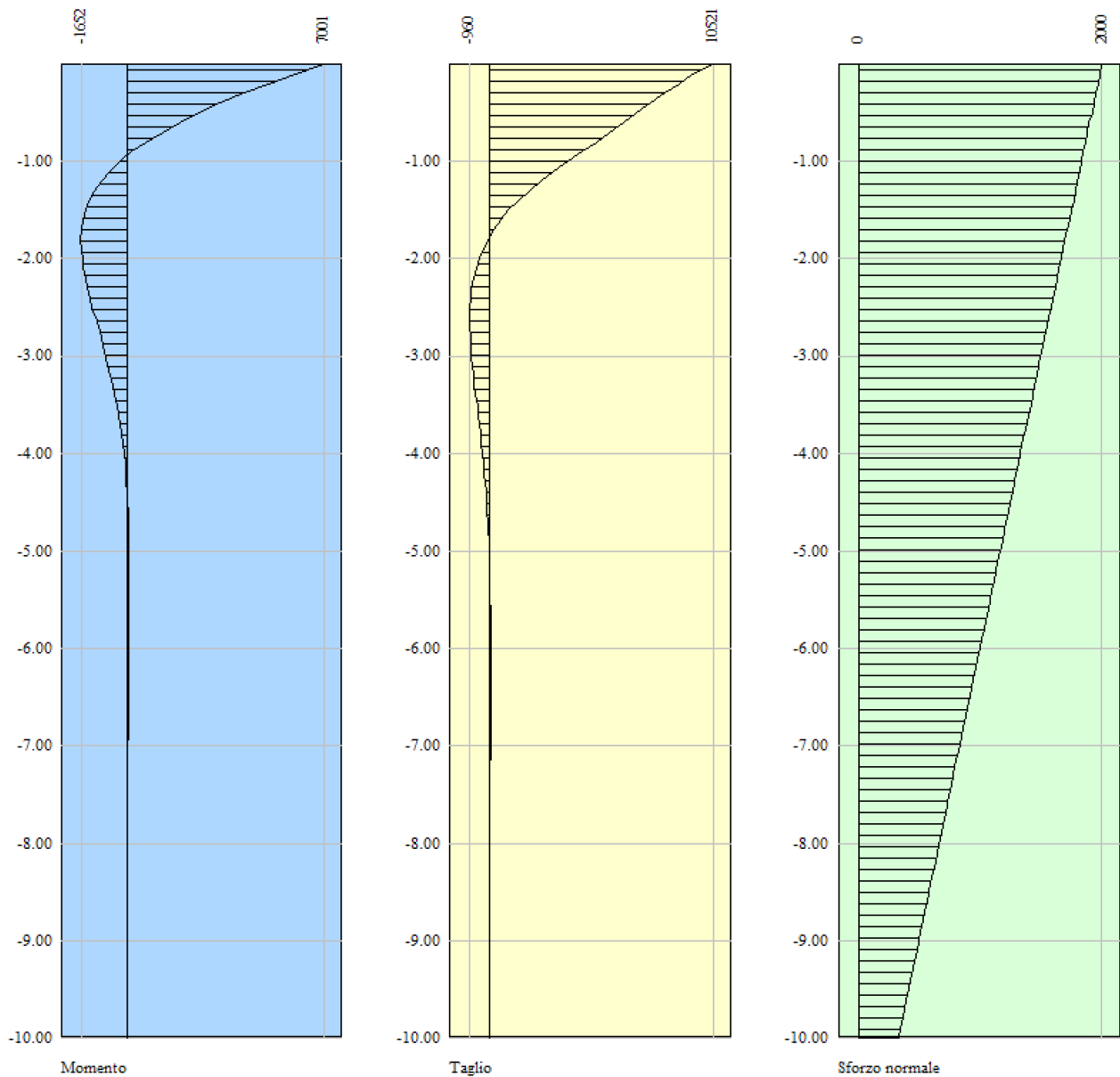
La verifica è pertanto soddisfatta.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti della portata trasversale risulta quindi pari a:

$\rho = 1,02 > 1,00$.

La verifica è pertanto soddisfatta.

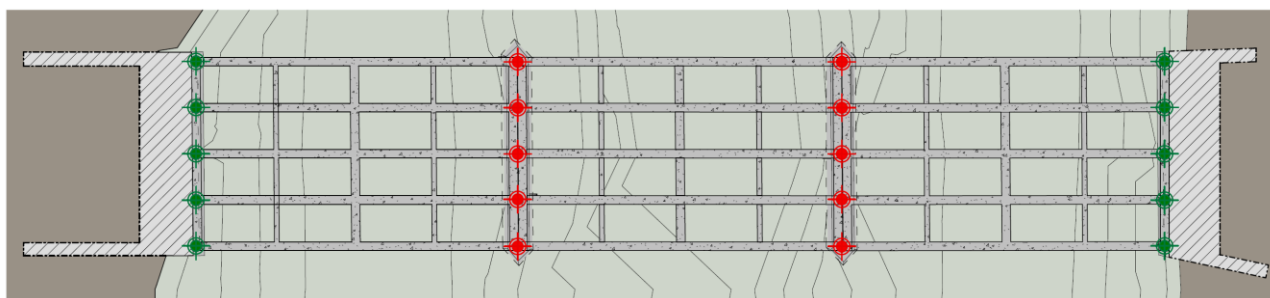
Nei seguenti grafici vengono riportati per completezza gli andamenti di sforzo normale, momento e taglio sul palo.



11. Progetto di sostituzione degli appoggi

L'esistente sistema di appoggio dell'impalcato su pile e spalle non è più in grado di garantire il corretto trasferimento dei carichi previsto all'epoca del progetto originale e non è in grado di soddisfare le verifiche previste dalle vigenti normative.

Il progetto di adeguamento delle strutture prevede l'inserimento di nuovi appoggi a disco elastomerico confinato che permettono lo scorrimento unidirezionale nella direzione longitudinale del ponte, rimandando così le spinte orizzontali di frenamento e sisma al sistema di ritegno posto a tergo della spalla sinistra.



Sulle spalle vengono previsti degli appoggi unidirezionali a disco elastomerico confinato tipo "Vasoflon VU100/100 - 10" e sulle pile vengono previsti degli appoggi unidirezionali a disco elastomerico confinato tipo "Vasoflon VU150/100 - 15", con le caratteristiche riportate nella seguente tabella.



Appoggi in elastomero confinato unidirezionali tipo "Vasoflon VU 100/100 - 10"



Appoggi in elastomero confinato unidirezionali tipo "Vasoflon VU 150/100 - 15"



VU
NORMAL

	DESIGN VERTICAL LOAD	MAXIMUM HORIZONTAL LOAD	BASE ELEMENT DIAMETER	DOWELS (UPPER/LOWER)							
BEARING TYPE	$N_{sd\ ULS}$ kN	V_{ULS} kN	D_o mm	n_b type							
VU 100/100-10	1.000	100	245	4/4 1	270	335	280	280	98	36	
VU 150/100-15	1.500	150	275	4/4 1	275	365	300	300	97	44	

12. Caratteristiche ed affidabilità dei codici di calcolo

In conformità con quanto previsto al paragrafo 10.2 delle NTC2018 e al paragrafo B.2.2 dell'allegato B al DGR 1373 del 2011 si riportano di seguito le caratteristiche e le dichiarazioni sull'affidabilità dei codici di calcolo.

12.1. Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo delle strutture d'impalcato viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle sollecitazioni, dovute al carico applicato;
- Verifiche delle sezioni resistenti.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

12.2. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo per l'impalcato

Titolo	SAP2000 Plus
Versione	24
Produttore	Computer and Structures, Inc.
Utente	Studio Micheloni S.r.l.
Licenza	15ZMHEZ8622MWB2

12.3. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo per le fondazioni profonde

Il codice di calcolo utilizzato è il seguente.

Titolo	CARL - Carico Limite e Cedimenti
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Studio Micheloni S.r.l.
Licenza	AIU5325AI

12.4. Altri software utilizzati

Oltre ai codici di calcolo sopra riportati è stato utilizzato per la verifica delle sezioni in cemento armato il software Vca.Slu Ver.7.7 del Prof. Piero Gelfi.

Sono inoltre stati utilizzati dei fogli di calcolo "Excel" elaborati dal progettista che ha avuto cura di verificarne l'affidabilità.

12.5. Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice dei software hanno verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

12.6. Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi.

12.7. Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

12.8. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal progettista ed utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle

scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.