



COMUNE DI MACUGNAGA

Regione Piemonte - Provincia del V.C.O.



RIFACIMENTO PONTE CARRABILE SUL TORRENTE QUARAZZA IN LOCALITA' FORNARELLI

CUP - D81B0800037006

PROGETTO ESECUTIVO

Data

GIUGNO 2012

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Fabrizio Bianchetti
(capogruppo)

Ing. Giuseppe Farnelli
Domodossola (VB)

ELABORATI DESCRITTIVI

Aggiornamento

RELAZIONE GENERALE

RELAZIONE TECNICO-SPECIALISTICA

CON CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Sede di coordinamento

Fabrizio Bianchetti architetto
Via E. De Amicis, 30
28887 Omegna (VB)

T. +0039.0323.61266
F. +0039.0323.641842
elleffe@fabriziobianchetti.com
fabriziobianchetti@iwcert.it

Incarico 528.11

Timbro

Firma

ED.01

Responsabile B.F.

Elaborazione L.F.

Controllo B.F.

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DEL V.C.O.

COMUNE DI MACUGNAGA

**RIFACIMENTO PONTE CARRABILE
SUL TORRENTE QUARAZZA
IN LOCALITA' FORNARELLI**

progetto esecutivo

RELAZIONE GENERALE

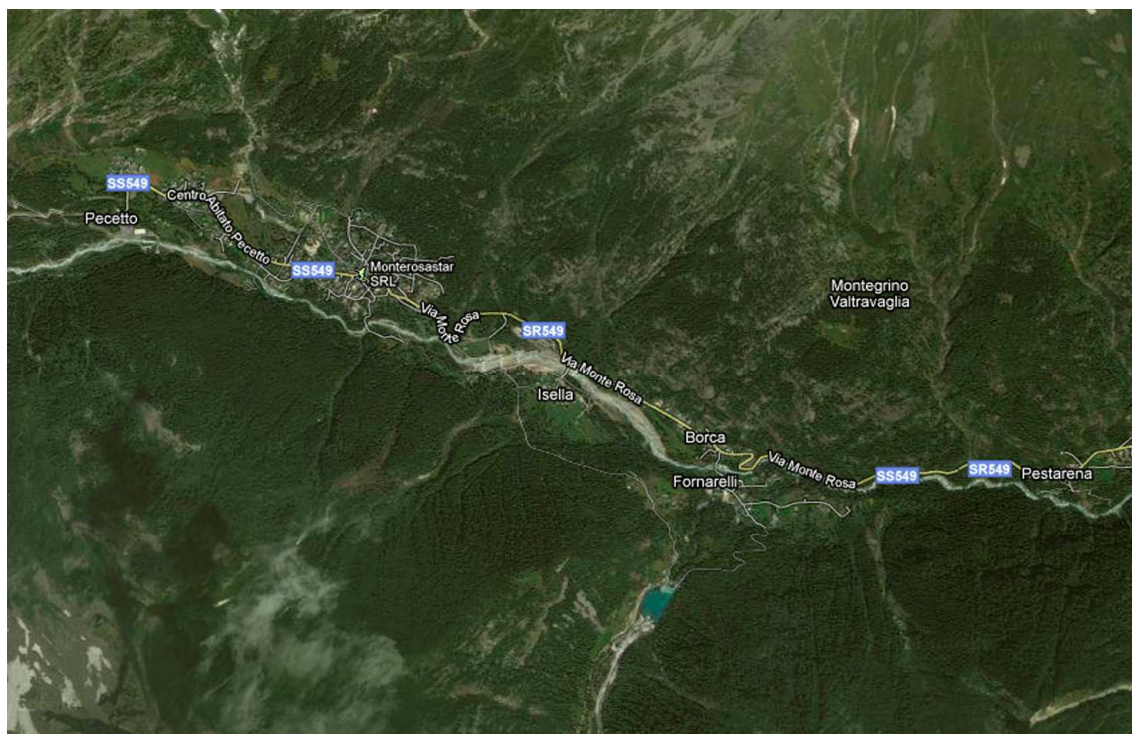
RELAZIONE GENERALE

1. DESCRIZIONE DEL SITO

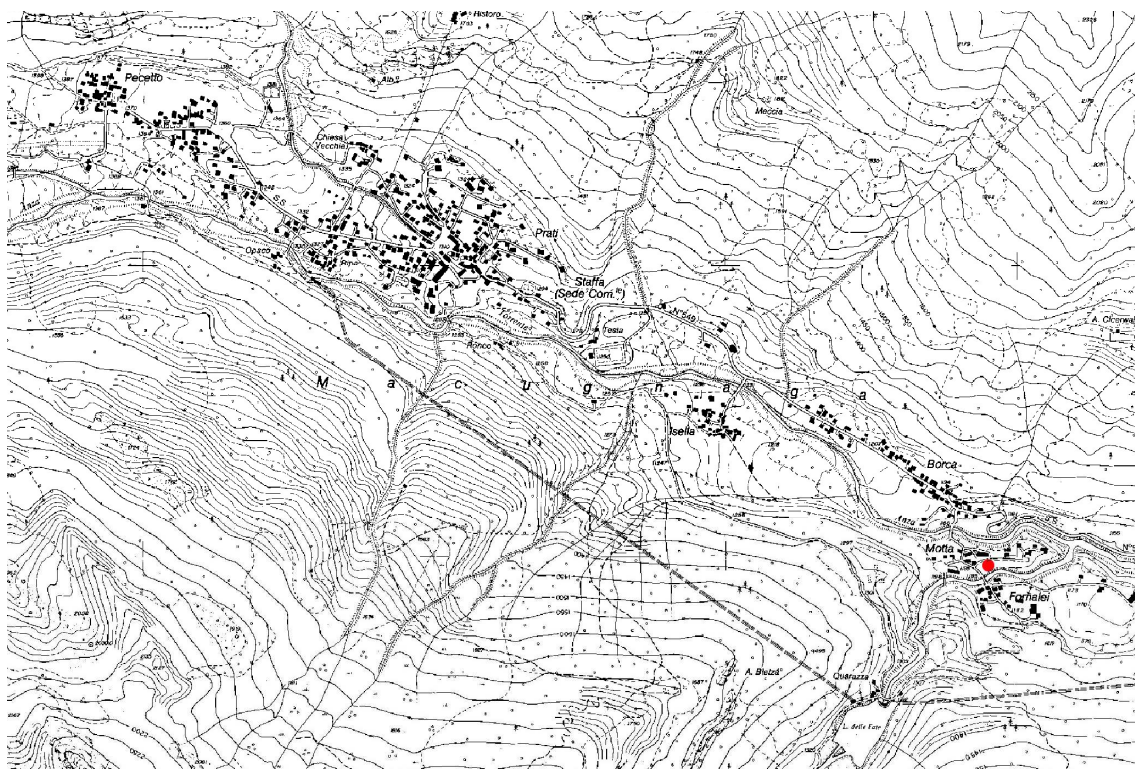
L'intervento progettuale è situato in prossimità della frazione Fornarelli, località posta in posizione baricentrica rispetto al territorio del Comune di Macugnaga, collocata sulla sponda destra orografica del torrente Anza.

Il contesto urbano è caratterizzato da un piccolo raggruppamento di edifici residenziali collegati dalla strada comunale che, attraversato il torrente Quarazza e il torrente Anza, si connette alla provinciale della Valle Anzasca in corrispondenza della frazione Borca.

Questa arteria viaria costituisce il più diretto accesso carrabile alle abitazioni ed alle attività economiche e turistico-ricettive collocate oltre l'alveo dei suddetti torrenti, e termina nelle immediate vicinanze dell'impianto di depurazione della fognatura comunale.



Estratto vista aerofotogrammetrica



Estratto Carta Tecnica Regionale

2. TIPO DI INTERVENTO, DESTINAZIONE D'USO, MODALITÀ DI ATTUAZIONE

Le opere in progetto prevedono il completo rifacimento del ponte carrabile attualmente situato sul torrente Quarazza in corrispondenza del centro abitato Fornarelli di Macugnaga, attuato mediante la realizzazione di un nuovo manufatto viario e pedonale di collegamento, caratterizzato da una robusta struttura portante metallica.

Le aree interessate dal progetto risultano essere già attualmente tutte di proprietà comunale, e pertanto immediatamente disponibili per l'esecuzione delle opere.

L'intervento edilizio sarà di iniziativa pubblica, e verrà finanziato grazie ad un contributo concesso dalla Regione Piemonte – Direzione Opere Pubbliche e Difesa del Suolo (Economia Montana e Foreste – Settore Infrastrutture e Pronto Intervento).

3. DESCRIZIONE DEL PONTE ESISTENTE

Il torrente Quarazza viene attualmente attraversato mediante un ponte, costruito agli inizi degli anni sessanta, avente larghezza pari a mt. 3,50, ovvero consente il transito di un solo veicolo per senso di marcia (coordinate UTM 32TMR219901).

La struttura del manufatto esistente è caratterizzata da due campate appoggiate su di una pila centrale e sulle spalle in sponda. La luce della campata che appoggia sulla spalla in sponda sinistra orografica è pari a mt. 9,10 mentre quella in sponda destra misura mt. 10,35.



vista aerea dell'abitato della frazione Fornarelli

La pila centrale e la spalla in sponda sinistra sono in calcestruzzo, mentre la spalla in sponda destra è stata realizzata in pietrame e malta di cemento. L'impalcato è costituito da tre travi in calcestruzzo armato, aventi altezza pari a cm. 65 e larghezza di cm. 35, poste ad un interasse di cm. 125 una dall'altra; la sovrastante soletta in calcestruzzo armato ha spessore pari a cm. 20, e presenta due sbalzi laterali di poco più di cm. 30 ciascuno, per una larghezza complessiva della sede viabile di mt. 3,50. L'altezza del piano viario dall'alveo del torrente è di circa mt. 5,00.

Il calcestruzzo della pila centrale, delle travi e della soletta è degradato per effetto degli agenti atmosferici e del sale che viene sparso durante il periodo invernale per lo scioglimento del ghiaccio.

Considerate la vetustà e il degrado generale del manufatto viario, il recente incremento del traffico carrabile – anche di mezzi pesanti – conseguente allo sviluppo delle attività economiche e turistico-ricettive dell'area, nonché le previsioni del Piano Regolatore Generale adottato che destina parte delle aree site sulla sponda destra del torrente, a monte dell'impianto di depurazione, ad uso artigianale di nuovo impianto (P.E.C.), è sicuramente essenziale migliorare l'accessibilità dei luoghi.

A questo proposito, l'Amministrazione Comunale di Macugnaga ha ritenuto opportuno promuovere e programmare la sostituzione dell'attuale ponte con una struttura maggiormente adeguata a soddisfare le sopraggiunte nuove esigenze.



Vista del ponte esistente da monte



Vista del ponte esistente da valle



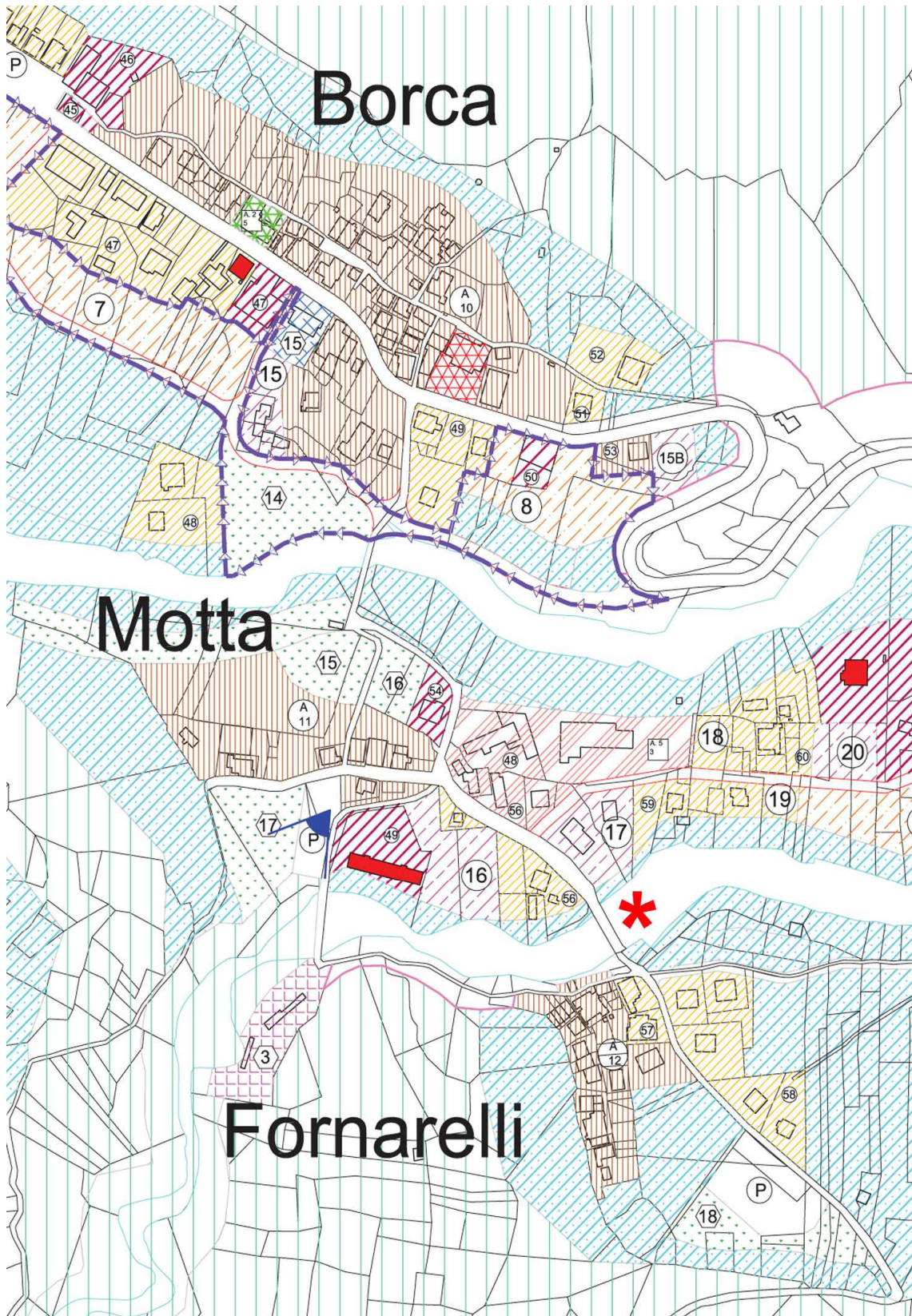
Vista del degrado delle strutture cementizie

4. REQUISITI URBANISTICI, VINCOLI E CONDIZIONI

L'area dell'intervento è individuata nella cartografia del Piano Regolatore Generale del Comune di Macugnaga come viabilità comunale – locale a collegamento dei centri abitati della frazione Motta, per la parte a Nord , e di Fornarelli, verso Sud. Il P.R.G.C: vigente individua una previsione di allargamento della viabilità esistente, nel tratto proveniente da Nord, e la ricollocazione del ponte nello stesso luogo attuale.



Estratto Mappa Catastale



Estratto cartografia P.R.G.C.

L'intervento di rifacimento del ponte non necessita della procedura di Valutazione di Impatto Ambientale in quanto la tipologia dell'opera rientra nei casi di esclusione automatica di cui all'Allegato "C" della Legge Regionale 14.12.1998, n. 40 ("Interventi di adeguamento di strade extraurbane secondarie esistenti, ai fini esclusivi di ammodernamento e messa in sicurezza, [...] compresa la ricostruzione di attraversamenti esistenti di corsi d'acqua anche per esigenze di compatibilità idraulica").

4.1 Interferenze dell'opera e occupazioni temporanee

In prossimità della riva del Torrente Quarazza tutti gli spazi sono classificati come aree inedificabili, pertanto la nuova infrastruttura non avrà interferenze con spazi costruiti.

I vincoli imposti alla nuova costruzione sono pertanto quelli di mantenere l'intervento all'interno di questi spazi per scongiurare la compromissione di altre aree.

Solo in concomitanza con le fasi di realizzazione dell'opera verranno temporaneamente occupati parte dei terreni privati posti lungo l'argine sinistro del torrente (Foglio 24 – mappale 418 / Foglio 25 – mappale 457 e 459); la loro occupazione sarà limitata al tempo strettamente necessario per il rifacimento delle sponde laterali del ponte e, a lavori ultimati, saranno ripristinati allo stato preesistente, senza nessun aggravio economico per i proprietari.

4.2 Idoneità delle reti esterne

Le reti di urbanizzazione attualmente presenti nell'area di progetto risultano sicuramente idonee a soddisfare le esigenze connesse all'esecuzione e all'esercizio dell'intervento.

In particolare, durante le fasi di realizzazione dell'opera dovranno essere attivati due allacciamenti provvisori alle reti dei servizi esistenti per le necessità del cantiere: uno alla linea dell'energia elettrica e uno a quella dell'acquedotto.

A lavori ultimati, entrambi questi allacci verranno rimossi in quanto, in fase di esercizio, il ponte non necessiterà di nessun collegamento alle reti di servizio esterne, nemmeno a quelle di illuminazione pubblica. Per l'illuminazione della sede viaria e pedonale, infatti, il progetto non prevede nuovi punti luce, facendo totale affidamento ai lampioni già esistenti posti in prossimità delle due sponde laterali.

4.3 Cave e discariche autorizzate usufruibili per l'intervento

Per quanto concerne le cave o discariche da utilizzare per la realizzazione dell'intervento, è stata individuata per smaltire i materiali di risulta degli scavi una discarica posta nelle vicinanze del cantiere, ovvero la ditta FRANTOSSOLA s.r.l., con sede in via Giulio Pastore a Vogogna, regolarmente autorizzata per l'attività di recupero di rifiuti inerti e pericolosi R13-R5 (Iscrizione Registro del V.C.O. n. 578 del 15.11.2007).

5. RILIEVO AMBIENTALE E FOTOGRAFICO

Si descrivono i principali elementi morfologici riscontrati, illustrandone sinteticamente le caratteristiche ed il giudizio di valore o di disturbo.

La lettura degli elementi morfologici è stata effettuata nel corso di vari sopralluoghi mediante riprese fotografiche con camera digitale per l'elaborazione diretta delle immagini al PC.

Per la lettura ci si è avvalsi, oltre che della visione diretta e dell'osservazione delle foto, anche della consultazione di mappe e carte topografiche a varie scale e delle fonti iconografiche e bibliografiche reperite in loco.

L'analisi del sito dove è collocato il ponte di collegamento tra gli abitati di Motta e Fornarelli (circa m 1.180 s.l.m.) evidenzia i seguenti elementi morfologici, prevalentemente naturali, ma con più o meno evidenti modificazioni antropiche:

- L'area del centro urbano di Fornarelli risulta posta lungo la destra orografica del fiume Anza ed è attraversata dal Torrente Quarazza . Il sito contornato lateralmente da due pareti di roccia, similari tra loro, prevalentemente interessata da vegetazione, in parte sempreverde ed in parte a foglie caduche, tipica delle zone alpine di media quota. La conformazione della valle consente la "visione ravvicinata". Notevole il valore paesaggistico da ambedue i versanti della vallata;
- Il contesto geografico è caratterizzato da un ampio parco verde in cui ergono i nuclei dei centri abitati. I corpi edilizi dei fabbricati esistenti sono caratterizzati da costruzioni unifamiliari con un piccolo spazio a giardino ed aggregati tra loro in una composizione a Villaggio.
- Gli edifici esistenti, alcuni di antica fabbricazione ed altri più recenti, utilizzano i tipi ed i materiali della tradizione locale. I volumi insediati hanno altezze variabili dagli 8 ai 12 mt risultando gradevolmente integrati. L'edificio più alto risulta posto frontalmente allo sbarco del ponte verso l'abitato di Fornarelli.
- Attorno all'area in questione sono collocati i parcheggi ed una serie di strade pedonali che potrebbero essere utili, durante il periodo di chiusura del ponte esistente per eseguire le nuove opere, per assicurare un collegamento tra i centri abitati.
- Il percorso veicolare di valle, che scorre parallelamente al fiume Anza ,è separato da un'ampia fascia "verde" rispetto all'area d'intervento e che , pertanto, "isola" i due contesti. Lungo l'asse stradale di valle sono presenti diversi insediamenti, residenziali , commerciali e ricettivi che rendono evidente l'alterazione antropica.
- Il Torrente Quarazza che attraversa l'area d'intervento è in corrispondenza dell'abitato regimentato tra muri d'argine e pavimentato, nel fondale, con lastre in pietra e cls, che ne modificano significativamente l'aspetto naturalistico.

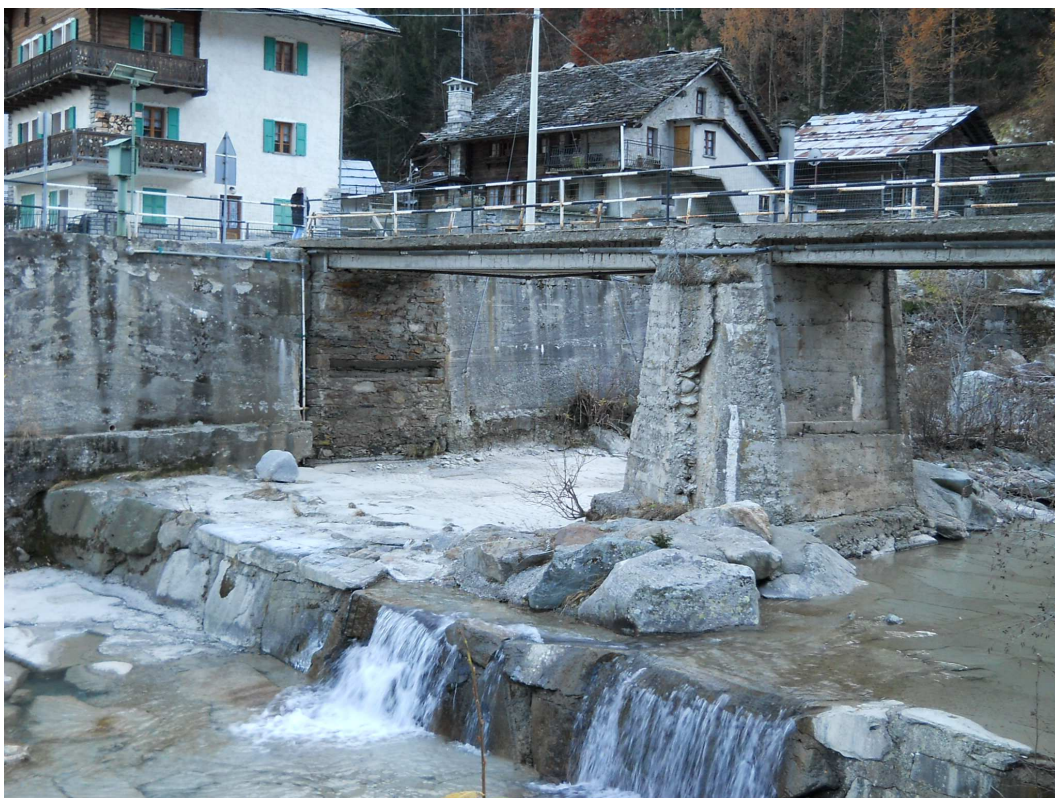


Viste della sponda sinistra del ponte da monte (in alto) e da valle (in basso)





Viste della sponda destra del ponte da monte (in alto) e da valle (in basso)





Vista panoramica e ravvicinata della strada in direzione dell'abitato di Fornarelli





Vista panoramica e ravvicinata della strada in direzione dell'abitato di Borca



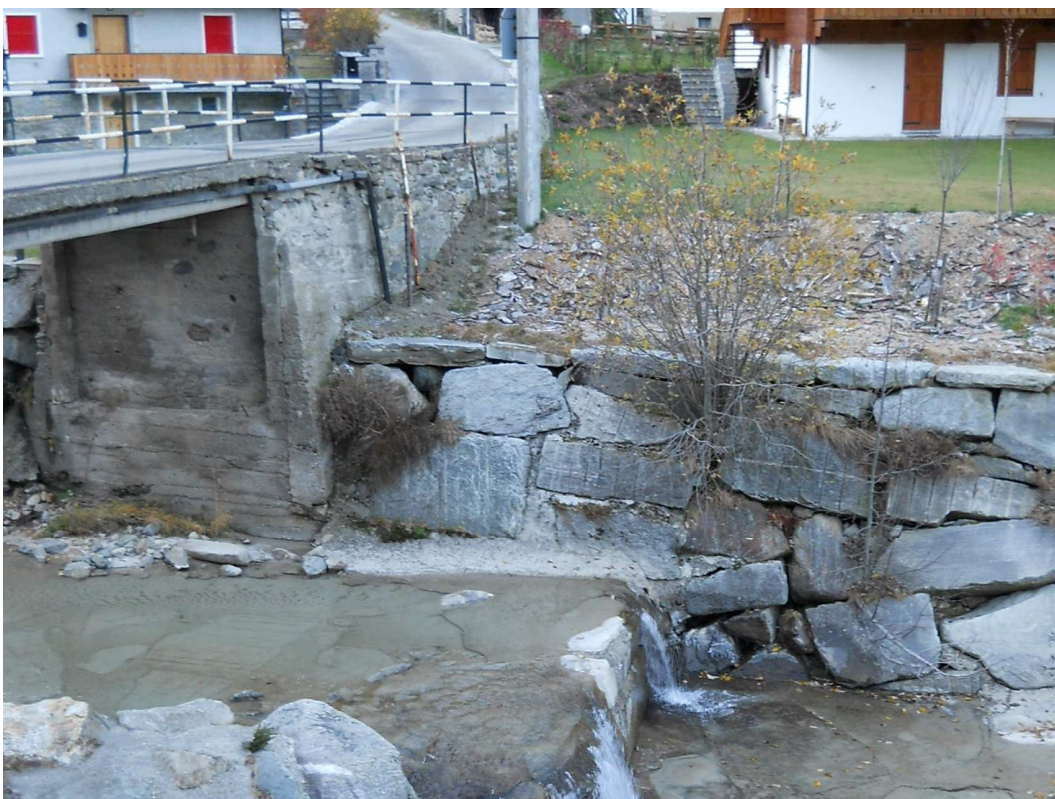


Viste dell'argine destro a valle (in alto) e a monte (in basso)





Viste dell'argine sinistro a monte (in alto) e a valle (in basso)



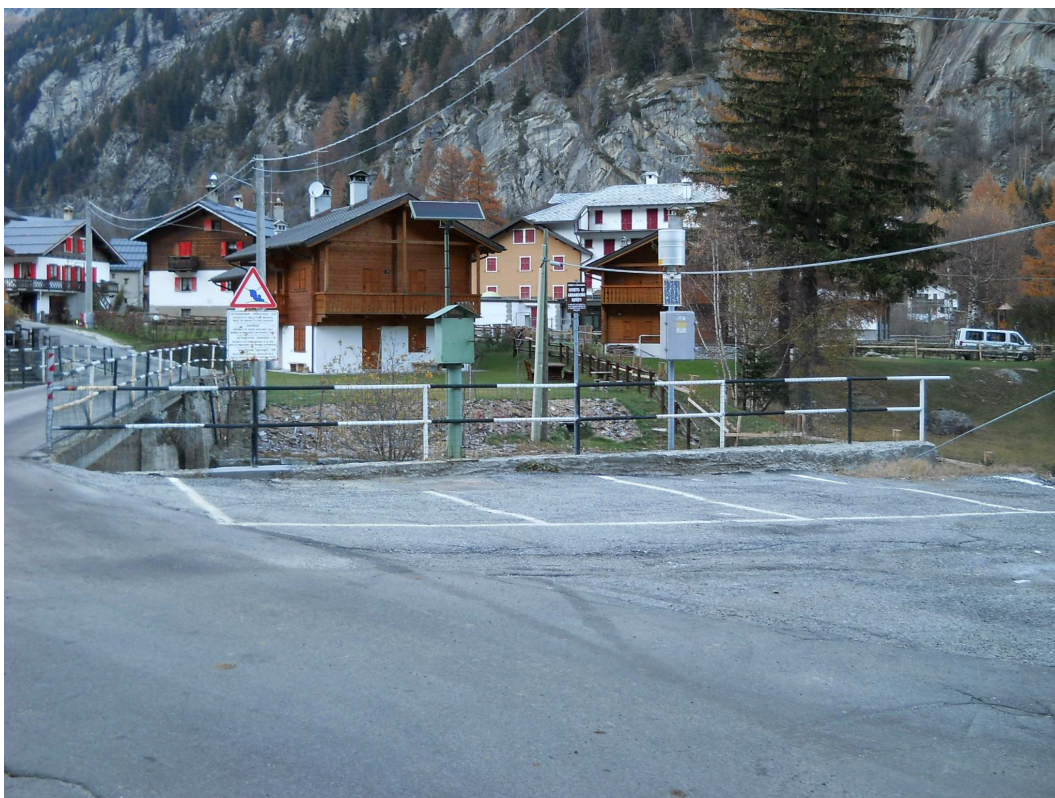


Viste del lato sinistro (in alto) e destro (in basso) dello sbarco del ponte sull'argine sinistro





Viste del lato sinistro (in alto) e destro (in basso) dello sbarco del ponte sull'argine destro



6. VARIAZIONI RISPETTO AL STUDIO DI FATTIBILITA'

Lo studio di fattibilità predisposto dall'Amministrazione Comunale prevedeva la costruzione di un nuovo ponte carrabile e pedonale in affiancamento al ponte esistente.

L'approfondimento degli studi seguenti, più dettagliatamente descritti nella presente relazione e negli elaborati di progetto, ha inteso eliminare le interferenze e le occupazioni di suoli privati che sarebbe occorse per la costruzione di un ponte in affiancamento all'esistente proponendo la nuova struttura in sostituzione e nello stesso luogo della preesistenza.

Sono pertanto mantenuti gli stessi caratteri dimensionali ma si evita l'occupazione di nuove aree.

6.1 Effetti dell' intervento sull' ambiente

La realizzazione del nuovo ponte e gli adeguamenti alle strade di servizio comporteranno solo una modesta modifica nella morfologia del sito direttamente interessato dalle opere.

La modificazione dell'ambiente risulterà di una certa importanza durante l'esecuzione dei lavori in ragione delle demolizioni occorrenti. Tuttavia, ad opere concluse, in virtù della soluzione tecnica e formale adottata dal progetto, l'impatto sarà assolutamente ridimensionato, integrato e "naturale".

Il progetto in corso si è posto come obiettivo qualificante proprio la limitazione dell'impatto di tutte le opere di contorno e delle interferenze tra il nuovo ponte e l'ambiente esistente e le proprietà private in loco. La scelta di realizzare l'intervento con una tecnologia moderna, sobria e senza concessioni ad esibizioni formali, l'andamento e la colorazione rendono l'intervento gradevolmente inserito nel contesto ambientale proponendo un dialettico confronto tra l'attualità dell'infrastruttura e il contesto nel tempo sedimentato.

Ugualmente si intende operare nella definizione dei dettagli adottando, pur all'interno di un linguaggio contemporaneo, riferimenti costruttivi della tradizione locale come la pietra per i basamenti degli argini e il legno per le passerelle.

Anche i successivi raccordi della viabilità esistente saranno ridotti dimensionalmente nel minimo necessario per ridurre le interferenze con i proprietari confinanti.

Pertanto l'indirizzo che è inteso perseguire è quello di operare una trasformazione dell'ambiente il più possibile limitata, ma in ogni caso di elevata qualità, grazie ad un approfondito studio progettuale e ad una attenta conduzione del cantiere.

6.2 Scelta del sito

Il progetto assume la scelta di edificare il nuovo ponte nello stesso luogo del preesistente per non occupare nuove aree e per non introdurre ulteriori modificazioni all'ambiente locale.

L'area è stata esaminata sotto vari punti di vista, quali quello geologico, quello pedologico,

quello geotecnico, e non ha rilevato controindicazioni significative, come risulta dallo studio specialistico cui si rinvia.

Si rileva, comunque, che la scelta del sito è stata condizionata dalla localizzazione dell'esistente viabilità. Pertanto il sito presenta già oggi discreti livelli di antropizzazione e il nuovo intervento sarà il fulcro regolatore e conclusivo.

6.3 Compensazioni ambientali previste

Al fine di ridurre l'impatto ambientale, sono state assunte dal progetto definitivo, le soluzioni tecniche e formali, che saranno più diffusamente descritte nei capitoli seguenti, qui sinteticamente riassunte come segue:

- Limitazione dell'altezza dell'impalcato della soletta strutturale al fine di dare al ponte un aspetto più "snello"
- Eliminazione della pila centrale del ponte e massimo franco libero per favorire lo scorrimento idraulico del Torrente Quarazza.
- Interventi con murature in pietrame nelle parti "a basamento" a contatto con il terreno, rivestimento in legno dei parapetti viabili e della pavimentazione della passerella, strutture in acciaio corten , per annullare i cicli manutentivi, con aspetto ossidato e bruno per favorire l'integrazione ambientale
- Apertura durante la fase di cantiere di un percorso alternativo per l'accessibilità pedonale al centro di Fornarelli

7. CARATTERI DELL'INTERVENTO EDILIZIO

Considerando la vetustà ed il degrado del ponte esistente se prevede la demolizione. Il ponte sarà mantenuto in essere durante le prime fasi di esecuzione delle nuove opere utilizzandolo come supporto provvisorio per le nuove strutture e quindi, dopo la posa di queste, rimosso per lasciare l'alveo libero nel suo deflusso.

Durante il periodo di esecuzione delle opere il collegamento tra i centri di Motta e Fornarelli , vedi al proposito lo specifico capitolo dedicato al Piano di sicurezza e coordinamento, sarà assicurato dal ripristino di una viabilità pedonale esistente a monte dell'abitato; mentre le eventuali emergenze saranno gestite con elisoccorso utilizzando la piazzola , già presente per questo scopo , a sud-ovest dell'abitato.

7.1 Considerazioni di natura geologica

Si riportano qui di seguito le considerazioni conclusive della relazione geologica redatta dal geologo Fulvio Epifani di Arona.

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

In base dell'indagine svolta è possibile indicare lo stato attuale dell'area d'intervento:

- il progetto in esame costituisce un miglioramento dello stato attuale dei luoghi e così da mettere in sicurezza il transito veicolare, andando a sostituire il ponte esistente ormai ammalorato e vetusto;
- l'area d'intervento è impostata sui depositi fluvioglaciali e alluvionali ghiaioso-sabbiosi e ciottolosi con trovanti e blocchi con copertura pedogenetica poco evoluta;
- in corrispondenza del ponte e in un suo intorno significativo non sono state riscontrate evidenze di dissesto tali da costituire grossi ostacoli alla realizzazione dell'intero impianto;
- è stato approfondito l'aspetto idrogeologico, che ha permesso di indicare valori di portata liquida e solida, così da effettuare una verifica idraulica con la nuova opera: i risultati mostrano come la nuova struttura sia in grado di smaltire le portate di piena anche con Tr 200 anni, rispettando ampiamente il franco minimo richiesto dalla normativa vigente;
- è stata effettuata un'indagine sismica per la definizione dei valori della Vs30 effettuata utilizzando una serie di acquisizioni MASW: è stato ottenuto un valore di Vs30 di 940 m/s che indica un suolo di tipo B;
- l'analisi sismica permette di indicare un COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE **kh=0,035** e un COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE **kv=0,018**;
- le caratteristiche geotecniche dei depositi superficiali interessati possono essere così indicate:

MATERIALE	Φ_{cv}	c	γ_n
Ghiaia ciottoli e blocchi in matrice sabbiosa	35°/40°	0 t/mq	1,9 t/mc

I valori indicati in tabella validi per depositi fluvioglaciali-alluvionali garantiscono buone capacità portanti.

Alla luce di queste osservazioni è possibile affermare che l'intervento risulta compatibile con lo status geologico, geomorfologico e idrogeologico dei luoghi senza alterarne l'equilibrio naturale.

7.2 La realizzazione del nuovo Ponte

La costruzione del nuovo ponte prevede il rinforzo strutturale delle murature d'argine in corrispondenza delle spalle d'appoggio mediante l'allargamento della muratura in cls esistente.

Il nuovo attraversamento è dimensionato per il transito di carichi di prima categoria ed avrà campata unica senza sostegni in alveo.

Il piano viabile è costituito da una sede stradale di mt 5,50 definita lateralmente da due travi cordolo di larghezza 40 cm che ospiteranno il fissaggio della barriera stradale. Ai lati del piano viabile sono previsti due marciapiedi, aggettanti, di larghezza pari a 90 cm tali da consentire il transito in un senso di marcia per ogni lato ed il rispetto della normativa per il superamento delle barriere architettoniche. Ai lati dei marciapiedi sono previsti una struttura tubolare per il transito di eventuali cavi e tubazioni ed una barriera di protezione.

La struttura del nuovo ponte sarà in acciaio Cor-Ten, che offre elevata resistenza alla corrosione ed alta resistenza meccanica, con sovrastante soletta tipo predal con getto integrativo in CIs per la realizzazione della sede viabile. La parte relativa allo spazio pedonale sarà realizzata con una struttura leggera con omega in Cor-Ten ed assito in larice a forte spessore.

Il COR-TEN è il nome di un acciaio che occupa un posto di preminente importanza fra i tipi "a basso contenuto di elementi di lega e ad elevata resistenza meccanica".

Questo acciaio brevettato dalla United States Steel Corporation (U.S.S.) nel 1933, e si distingue per le seguenti caratteristiche:

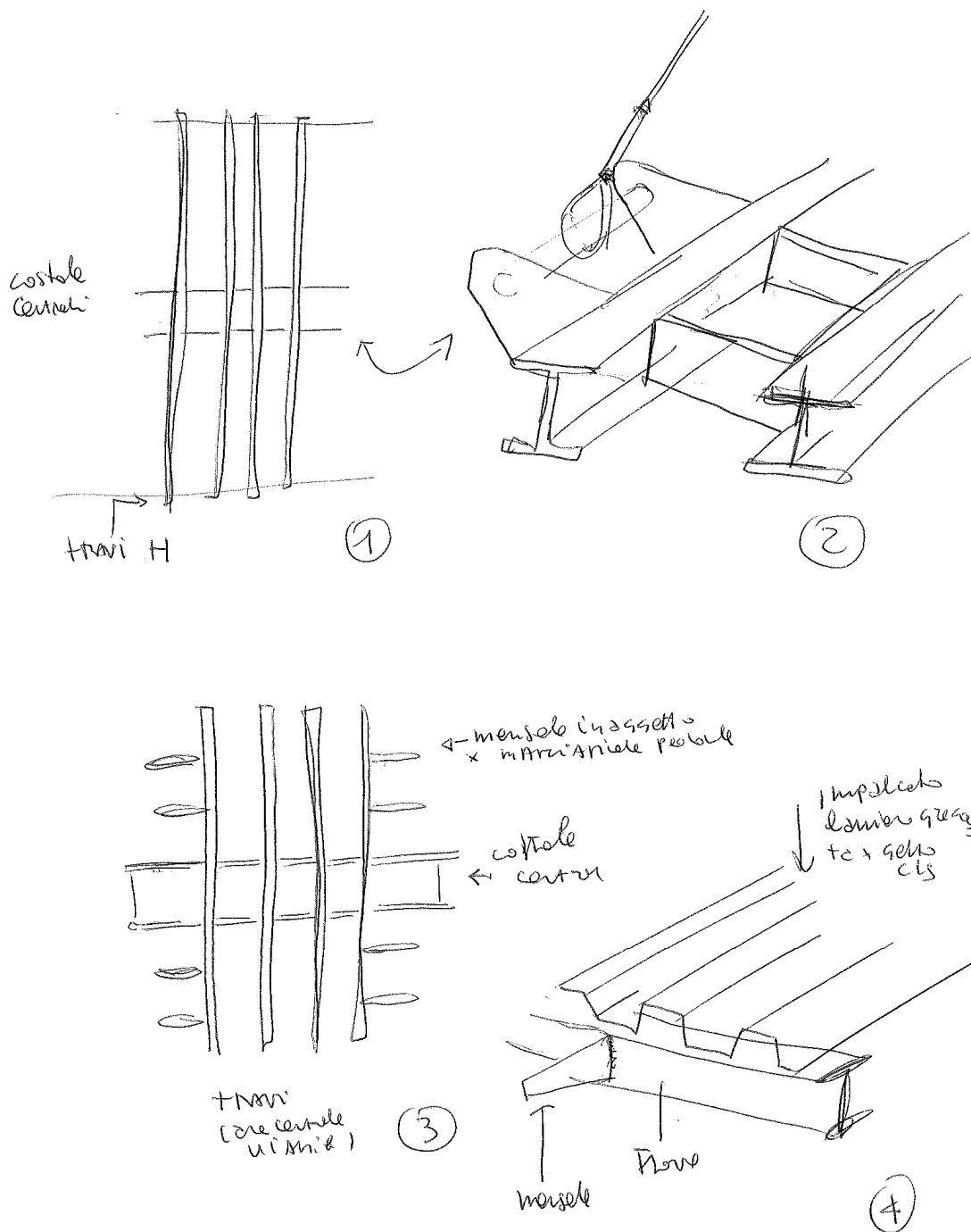
- Elevata resistenza alla corrosione (CORrosion resistance);
- Elevata resistenza meccanica (TENSile strength).

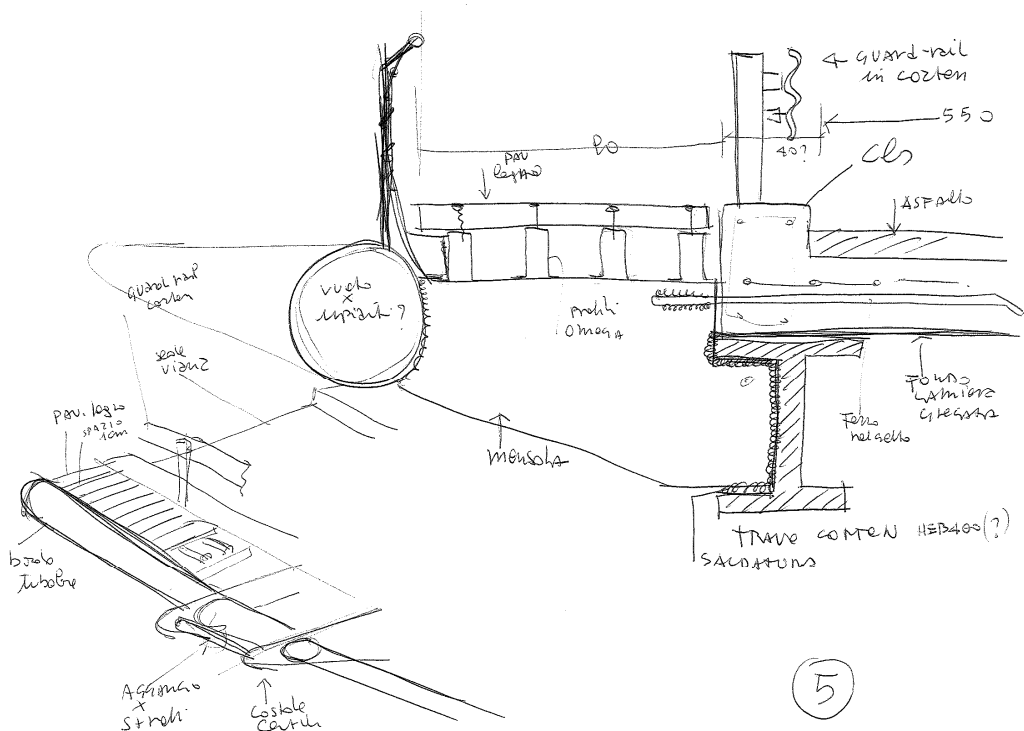
Sono evidenti i vantaggi di ordine tecnico ed economico che si possono ottenere con l'impiego del COR-TEN. Infatti, adottando questo tipo di acciaio in sostituzione dei comuni acciai strutturali al carbonio, è possibile realizzare apprezzabili riduzioni di spessore e conseguenti diminuzioni di peso. Inoltre, l'ottima resistenza offerta dal COR-TEN alla corrosione atmosferica, consente l'utilizzazione di questo prodotto allo stato "nudo", oppure, se pitturato, di ridurre sensibilmente le periodiche operazioni di manutenzione.

L'acciaio COR-TEN, durante l'esposizione allo stato non pitturato alle diverse condizioni atmosferiche, si riveste di una patina uniforme e resistente, costituita dagli ossidi dei suoi elementi di lega, che impedisce il progressivo estendersi della corrosione.

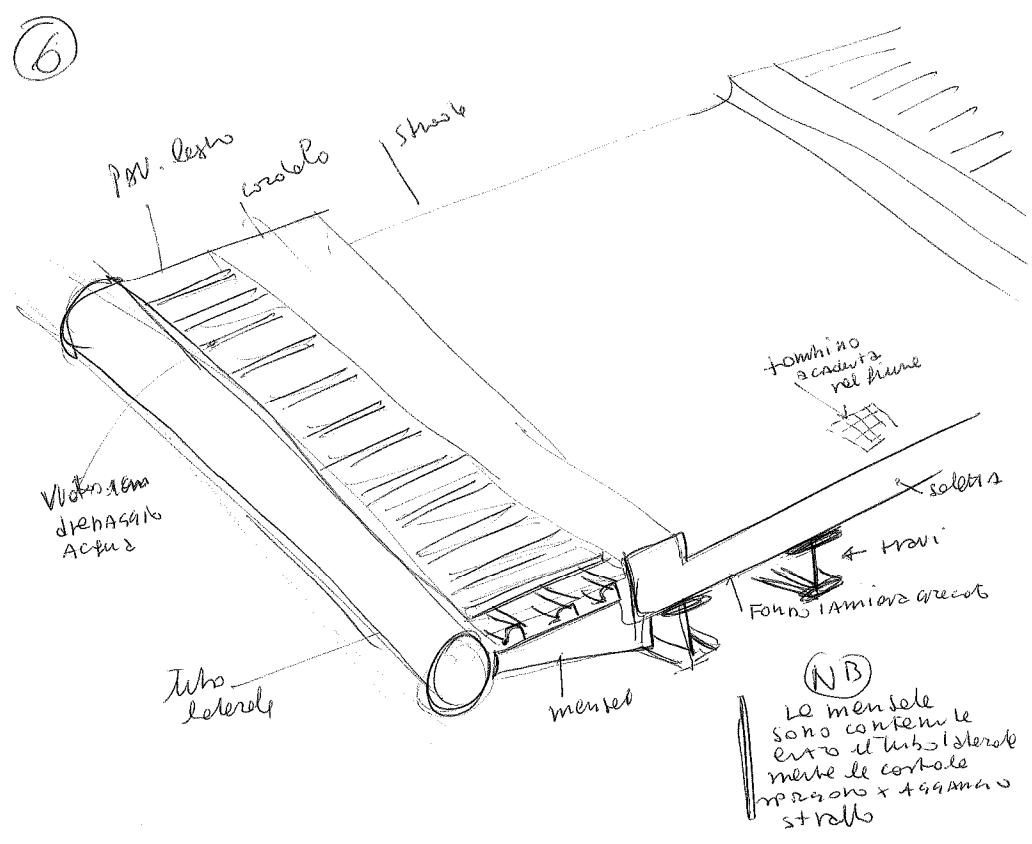
Questo rivestimento, di gradevole colorazione bruna, variabile di tonalità con gli anni e con l'ambiente esterno, oltre a costituire una valida protezione contro l'aggressione degli agenti atmosferici, conferisce al prodotto possibilità di soluzioni estetiche.

L'intervento in oggetto prende in considerazione la nuova realizzazione del ponte ed indica , negli elaborati planimetrici , le opere necessarie per il raccordo del ponte con la viabilità esistente. Tali interventi , per i quali si è prevista una somma a disposizione ,saranno oggetto di una definizione approfondita nello svolgimento del progetto esecutivo in quanto interessano modeste porzioni di aree private confinanti.





Schizzi di studio



7.3 modalità di realizzazione

Di seguito si riporta una sintetica descrizione della successione delle lavorazioni e si rimanda per una più diffusa trattazione al capitolo relativo al Piano di sicurezza e coordinamento.

Realizzazione di percorso di accesso alternativo alla frazione Fornarelli e segnaletica

Rimozione del piano viabile ponte esistente

Demolizione parziale di argine e rinforzo nuove spalle

Opere provvisorie , con utilizzo della pila centrale

Varo delle strutture in acciaio del nuovo ponte , mediante autogru

Solette in cls ponte e marciapiedi

Demolizione della pila centrale e rimozione opere provvisorie

Sistemazione argini e area cantiere

8. ACCESSIBILITA' E SUPERAMENTO DELLE BARRIERE ARCHITETTONICHE

Le opere oggetto dell'intervento in progetto – che prevedono la realizzazione di un ponte carrabile affiancato ai lati da due distinti marciapiedi e/o percorsi pedonali – risultano conformi alle disposizioni di cui al Capo III, Parte II, del D.P.R. 06.06.2001, n. 380, al regolamento approvato con D.P.R. 24.07.1996, n. 503 e alle prescrizioni tecniche contenute nel D.M. 14.06.1989, n. 236.

In particolare, con riferimento al sopracitato decreto ministeriale, è soddisfatto il requisito dell'accessibilità degli spazi esterni destinati al passaggio pedonale.

Il **requisito dell'accessibilità** si intende soddisfatto in quanto i due percorsi pedonali collocati in adiacenza allo spazio carrabile saranno realizzati mediante idonea pavimentazione antisdrucchiolevole, sia in condizioni d'uso asciutte sia bagnate.

Il dislivello tra il piano dei marciapiedi e la zona carrabile limitrofa non supererà i cm. 15.

La larghezza dei marciapiedi – cm. 100 – è tale da consentire la loro fruizione anche da parte di persone su sedia a ruote o con ridotte e/o impedite capacità motorie e sensoriali.

Omegna, giugno 2012

9. RENDER DELLA SOLUZIONE FINALE



REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DEL V.C.O.

COMUNE DI MACUGNAGA

RIFACIMENTO PONTE CARRABILE SUL TORRENTE QUARAZZA IN LOCALITA' FORNARELLI

progetto esecutivo

RELAZIONE TECNICO-SPECIALISTICA
CON CALCOLI ESECUTIVI STRUTTURE

Indice

1	Norme di riferimento	4
2	Materiali e specifiche tecniche	5
2.1	Acciai	5
2.1.1	Acciaio per armatura di strutture in c.a.	5
2.1.2	Acciaio per carpenteria metallica.....	5
2.2	Calcestruzzi e requisiti di durabilità.....	6
2.2.1	Conglomerato cementizio per magrone	6
2.2.2	Conglomerato cementizio per fondazioni	6
2.2.3	Conglomerato cementizio per elevazioni.....	6
2.2.4	Conglomerato cementizio per la soletta d'impalcato.....	7
2.3	Caratteristiche dell'opera	7
3	Carichi di progetto	8
3.1	Generalità	8
3.2	Peso proprio travi e traversi metallici	9
3.3	Peso proprio soletta strutturale.....	10
3.4	Peso proprio cordoli laterali	10
3.5	Peso proprio pavimentazione	10
3.6	Peso proprio guardrail e parapetti	11
3.7	Peso proprio marciapiede laterale	11
3.8	Traffico stradale – Schema di carico 1.....	12
3.9	Traffico stradale – Schema di carico 2.....	12
3.10	Traffico stradale – Schema di carico 5.....	13
3.11	Traffico stradale – Frenamento e accelerazione	13
3.12	Azione del vento	14
3.13	Variazione termica uniforme	16
3.14	Variazione termica lineare	16
3.15	Ritiro e viscosità.....	17
3.16	Spinta delle terre	18
3.17	Azione sismica	19
4	Combinazioni di progetto	23
5	Modellazione strutturale	24
5.1	Modelli di calcolo	24
5.1.1	Impalcato – Statica globale	24

5.1.2	Impalcato – Statica locale	25
	La soletta poggia trasversalmente sulle travi e longitudinalmente sui traversi; pertanto la si assimila ad una piastra rettangolare di lato 3.50m in direzione trasversale (= interasse travi) e 4.50m in direzione longitudinale (= interasse traversi).....	25
5.1.3	Sottostrutture.....	26
5.2	Proprietà sezionali.....	27
5.2.1	Carpenteria metallica	27
6	Verifiche strutturali	31
6.1	Verifica travi longitudinali.....	31
6.1.1	Premessa.....	31
6.1.2	Azioni di progetto	31
6.1.3	Analisi tensionale.....	35
6.1.4	Effetti del ritiro sulla sezione mista	39
6.1.5	Verifica della minima e massima tensione nelle ali.....	40
6.1.6	Verifica di stabilità a taglio del pannello d'anima	41
6.1.7	Verifica della piolatura di collegamento con la soletta in c.a.....	42
6.1.8	Verifica di deformabilità.....	43
6.2	Verifica del traverso tipico.....	46
6.2.1	Premessa.....	46
6.2.2	Azioni di progetto	46
6.2.3	Verifica a flessione.....	47
6.2.4	Verifica di stabilità a taglio del pannello d'anima	47
6.3	Verifica della soletta	49
6.3.1	Premessa.....	49
6.3.2	Azioni di progetto	50
6.3.3	Verifiche a flessione (SLU)	56
6.3.4	Verifiche a flessione (SLE).....	57
6.3.5	Verifiche a taglio (SLU)	59
6.4	Azioni sugli appoggi	60
6.5	Verifica delle spalle	64
6.5.1	Premessa.....	64
6.5.2	Carichi caratteristici	64
6.5.3	Verifica a ribaltamento.....	67
6.5.4	Verifica a scivolamento	69

6.5.5	Verifica delle pressioni sul terreno	71
6.5.6	Verifica delle sezioni critiche della spalla	74

1 Norme di riferimento

Normativa di carattere generale

Decreto Legislativo 163/2006

Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE

Norme per il calcolo strutturale, geotecnico e sismico

Legge n°1086 del 5 novembre 1971

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

Decreto Ministeriale 14.01.2008

Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni (NTC2008)

Circolare n°617 del 02.02.09

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni (NTC2008)

Raccomandazioni AICAP maggio '93

Ancoraggi nei terreni e nelle rocce

UNI-EN 1992-1:2006 Eurocode 2

Design of concrete structures

UNI-EN 1993-1:2005-2007 Eurocode 3

Design of steel structures – General rules

UNI-EN 1993-2: 2007 Eurocode 3

Design of steel bridges

UNI-EN 1998-2:2005 Eurocode 8

Design of structures for earthquake resistance

Norme relative ai materiali strutturali

UNI EN 206-1:2006

Calcestruzzo-Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità

UNI 11104:2004

Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1

UNI EN 10025-1:2005

Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 1: Condizioni tecniche generali di fornitura

Le elaborazioni e le verifiche tensionali sono impostate secondo il metodo degli stati limite.

2 Materiali e specifiche tecniche

2.1 Acciai

2.1.1 Acciaio per armatura di strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, acciaio tipo B450C:

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

2.1.2 Acciaio per carpenteria metallica

Piastre e profilati, saldati e/o bullonati,

$s < 20\text{mm}$

acciaio tipo S355J0W:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$

- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$

$20\text{mm} \leq s \leq 40 \text{ mm}$

acciaio tipo S355J2G3W:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$

- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$

$s > 40 \text{ mm}$

acciaio tipo S355K2G3W:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 335 \text{ N/mm}^2$

- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 470 \text{ N/mm}^2$

2.2 Calcestruzzi e requisiti di durabilità

2.2.1 Conglomerato cementizio per magrone

- Classe di resistenza a compressione C12/15
- Classe di esposizione (UNI 206-1 e UNI 11104) X0
- Cemento (UNI-EN 197-1) CEM II

2.2.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

- Classe di resistenza a compressione C32/40
- Classe di esposizione (UNI 206-1 e UNI 11104) XC4+XF3
- Dim. max nominale aggregato 32 mm
- Classe contenuto in cloruri 0.2
- Classe di consistenza S4
- Cemento (UNI-EN 197-1) CEM III, CEM IV
- Copriferro nominale 50 mm
- Modulo elastico a breve termine $E = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.20$

2.2.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

- Classe di resistenza a compressione C32/40
- Classe di esposizione (UNI 206-1 e UNI 11104) XC4+XF3
- Dim. max nominale aggregato 32 mm
- Classe contenuto in cloruri 0.2
- Classe di consistenza S4
- Cemento (UNI-EN 197-1) CEM III, CEM IV
- Copriferro nominale 50 mm
- Modulo elastico a breve termine $E = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.20$

2.2.4 *Conglomerato cementizio per la soletta d'impalcato*

- Classe di resistenza a compressione	C35/45
- Classe di esposizione (UNI 206-1 e UNI 11104)	XC4 + XF4
- Dim. max nominale aggregato	20 mm
- Classe contenuto in cloruri	0.2
- Classe di consistenza	S5
- Cemento (UNI-EN 197-1)	CEM II
- Copriferro nominale	50 mm
- Modulo elastico a breve termine	$E = 34625 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$

2.3 *Caratteristiche dell'opera*

Vita nominale:	≥ 50 anni
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso:	1.50
Periodo di riferimento:	75 anni
Resistenza a fatica illimitata	

3 Carichi di progetto

3.1 Generalità

Tenuto presente della tipologia di opera, del suo utilizzo finale e dello schema statico adottato, ai fini del dimensionamento e delle verifiche strutturali si considerano i carichi di progetto riportati nella tabella successiva.

Descrizione carico	Tipo di carico	Id.
Peso proprio travi metalliche	PERM STRUT	g_{1k}
Peso proprio traversi metallici	PERM STRUT	g_{2k}
Peso proprio soletta	PERM STRUT	g_{3k}
Peso proprio cordoli laterali	PERM NON STRUT	g_{4k}
Peso proprio pavimentazione	PERM NON STRUT	g_{5k}
Peso proprio guardrail	PERM NON STRUT	g_{6k}
Peso proprio marciapiedi laterali	PERM NON STRUT	g_{7k}
Peso proprio parapetto	PERM NON STRUT	g_{8k}
Traffico stradale – Modello 1	VAR	$q_{lr,k}/Q_{r,k}$
Traffico stradale – Modello 2	VAR	$Q_{a,k}$
Traffico stradale – Modello 5	VAR	q_f
Traffico stradale – Franamento / Accelerazione	VAR	q_3
Azione del vento	VAR	q_5
Variazione termica uniforme	VAR	ε_{1k}
Variazione termica lineare	VAR	ε_{2k}
Ritiro del calcestruzzo	AZIONI INDIRETTE	ε_{3k}
Sisma	-	E

3.2 *Peso proprio travi e traversi metallici*

Il peso proprio degli elementi metallici principali è valutato, per ciascun tipologia di profilo, assumendo un peso specifico $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$, amplificato del 5% per le travi e del 10% per i traversi per tener conto di piolature ed eventuali piastre aggiuntive.

Di seguito si riportano i valori caratteristici di progetto.

Trave longitudinale

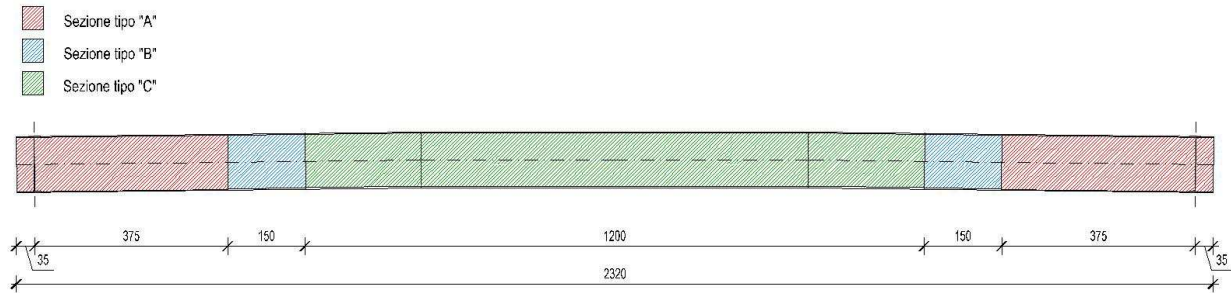


Fig.1. Individuazione delle sezioni tipologiche longitudinali

Sezione	Ala superiore		Ala inferiore		Anima		$1.05 \times g_{1k}$ [kN/m]
	L [mm]	s [mm]	L [mm]	s [mm]	L [mm]	s [mm]	
"A"	500	20	750	25	1055	15	3.67
"B"	500	20	750	32	1048	12	3.84
"C"	500	25	750	40	1035	12	4.53

L = lunghezza
s = spessore

Traversi

Traverso	Ala superiore		Ala intermedia		Ala inferiore		Anima		$1.15 \times g_{2k}$ [kN/m]
	L [mm]	s [mm]	L [mm]	s [mm]	L [mm]	s [mm]	L [mm]	s [mm]	
Tipico	250	20	0	0	250	20	610	10	1.45
Estremità	250	20	240	15	250	20	1055	10	2.18

L = lunghezza
s = spessore

3.3 *Peso proprio soletta strutturale*

La soletta ha uno spessore di 250mm, di cui 5mm costituiti dalla lastra in CORTEN utilizzata come cassero.

Con riferimento alla sezione trasversale riportata in figura, il carico vale pertanto:

Peso soletta per mq di superficie: $g_{3k} = 0.245 \times 25 + 0.005 \times 78.5 = 6.518 \text{ kN/m}^2$

Peso totale soletta: $G_{3k} = 6.518 \times 6.30 = 41.063 \text{ kN/m}$

Carico su ciascuna trave: $G_{3k}^* = 41.063 / 2 = 20.532 \text{ kN/m}$

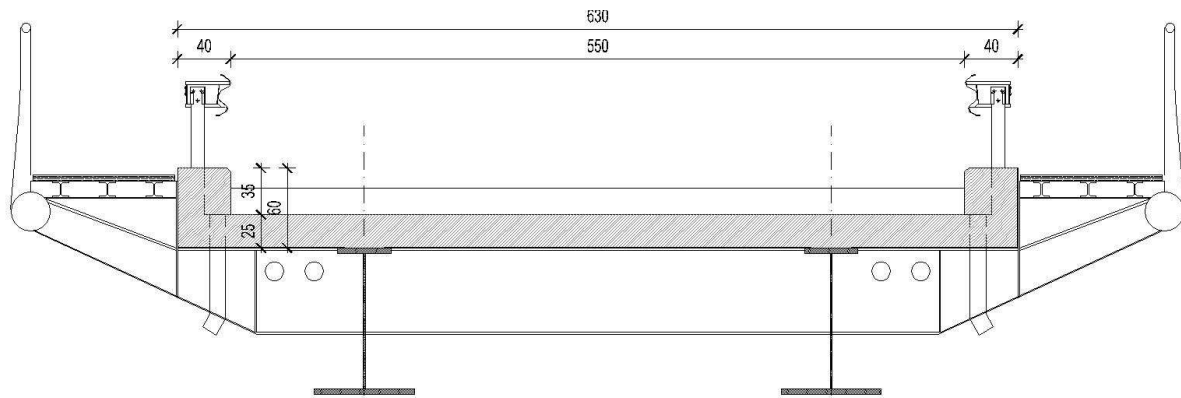


Fig.2. Sezione trasversale tipica (tratto carrabile)

3.4 *Peso proprio cordoli laterali*

Con riferimento alla sezione trasversale riportata nel paragrafo precedente, si valuta il peso del singolo cordolo in c.a.:

$g_{4k} = 0.35 \times 0.40 \times 25 = 3.500 \text{ kN/m/cordolo}$

3.5 *Peso proprio pavimentazione*

Il pacchetto di pavimentazione è definito secondo la stratigrafia prevista a progetto; in tabella si riassumono gli strati elementari e i relativi pesi di riferimento.

Descrizione carico	Carico di progetto
Guaina di impermeabilizzazione	$g_{5,1} = 0.20 \text{ kN/m}^2$
Materiale stabilizzato 17/30 spessore 10cm ($\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$)	$g_{5,2} = 0.10 \times 24 = 2.40 \text{ kN/m}^2$
Strato di base (tout-venant bituminoso), spessore 7cm ($\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$)	$g_{5,3} = 0.07 \times 24 = 1.68 \text{ kN/m}^2$
Strato di usura spessore 3cm ($\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$)	$g_{5,4} = 0.03 \times 23 = 0.69 \text{ kN/m}^2$

Il carico risulta pertanto:

Peso pavimentazione per mq di superficie: $g_{4k} = 0.20+2.40+1.68+0.69 = 4.97 \text{ kN/m}^2$

Peso totale pavimentazione per m: $g_{4k}^* = 4.97 \times 5.50 = 27.335 \text{ kN/m}$

Peso totale pavimentazione per m di trave: $G_{4k}^* = 27.335 / 2 = 13.668 \text{ kN/m}$

3.6 *Peso proprio guardrail e parapetti*

Il peso relativo a guardrail e parapetti è stimato sulla base di pesi tipici degli elementi in esame; in particolare si assume quanto segue:

- peso proprio di un singolo guardrail: $g_6 = 1.50 \text{ kN/m}$;
- peso proprio di un singolo parapetto: $g_8 = 0.75 \text{ kN/m}$.

3.7 *Peso proprio marciapiede laterale*

Il peso del marciapiede laterale è valutato facendo riferimento al progetto architettonico, schematizzato in figura; nella tabella successiva si sintetizzano gli elementi principali con i relativi pesi caratteristici.

Descrizione carico	Carico di progetto
N°1 tubo longitudinale $\phi 323.6$, sp.8mm	$g_{7,1} = 0.632 \text{ kN/m}$
N°3 profili HEB120	$g_{7,2} = 3 \times 0.267 = 0.801 \text{ kN/m}$
Assito in legno massiccio, spessore 5cm, larghezza 1.10m ($\gamma = 4.2 \text{ kN/m}^3$)	$g_{7,3} = 0.05 \times 1.10 \times 4.2 = 0.231 \text{ kN/m}$

Il carico totale risulta pertanto pari a:

$$g_{7k} = 0.632 + 0.801 + 0.231 = 1.664 \text{ kN/m/marciapiede}$$

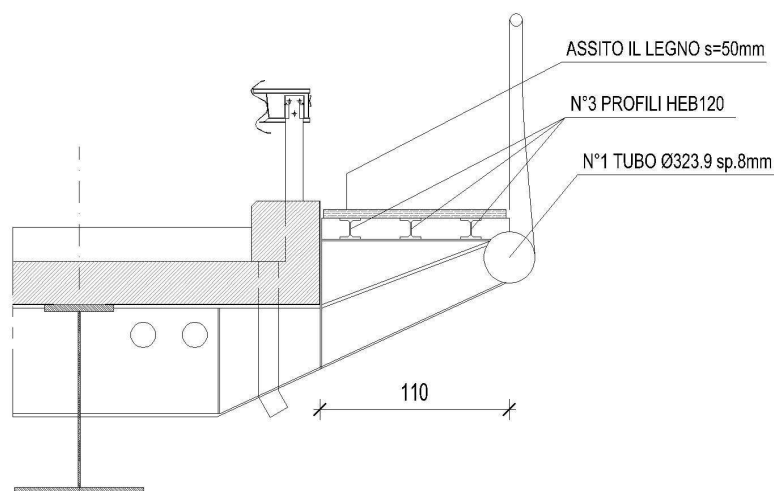


Fig.3. Sezione trasversale marciapiede

3.8 Traffico stradale – Schema di carico 1

Lo schema di carico 1 è desunto dalle NTC2008, assumendo che il piano viabile sia costituito da una singola carreggiata di larghezza pari a 5.50m sulla quale si individua una corsia convenzionale di “carico” e una zona rimanente larghe rispettivamente 3.0m e 2.5m.

I valori caratteristici di carico sono relativi ai ponti di 1.a categoria.

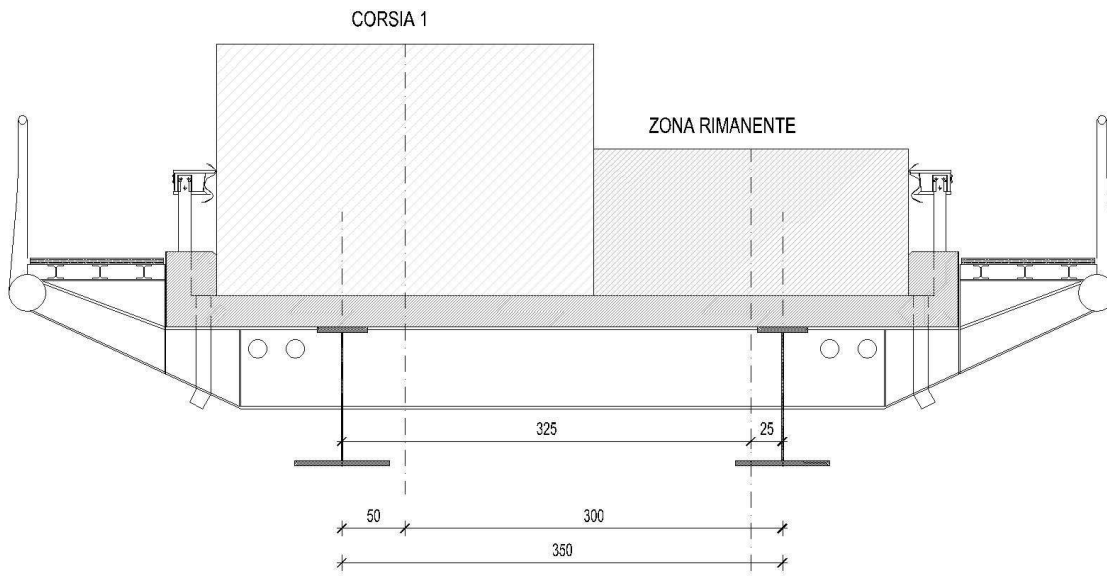


Fig.4. Suddivisione in corsie secondo NTC2008

In condizione di massima eccentricità, il carico di ciascuna corsia risulta così ripartito:

Carico [-]	Su Trave 1 [-]	Su Trave 1 [-]
<i>Corsia 1</i>	$300/350 = 0.86 = 86\%$	$50/350 = 0.14 = 14\%$
<i>Zona rimanente</i>	$25/350 = 0.07 = 7\%$	$325/350 = 0.93 = 93\%$

Posizione [-]	Carico asse Q_{ik} [kN]	Carico distribuito q_{ik} [kN/m ²]
<i>Corsia 1</i>	300	9.0
<i>Zona rimanente</i>	-	2.5

3.9 Traffico stradale – Schema di carico 2

Lo schema di carico 2 è desunto dalle NTC2008, cui si rimanda per le specifiche di dettaglio.

Tale carico è utilizzato per le sole verifiche locali.

3.10 Traffico stradale – Schema di carico 5

Lo schema di carico 5 riproduce gli effetti indotti dalla folla (comprensivi di incremento dinamico); per la struttura in esame, tale carico è applicato ai soli marciapiedi laterali.

In particolare, tenuto conto della larghezza del singolo camminamento, si ha quanto segue.

Marciapiede

Carico di folla per unità di superficie	$q_{fk} = 5.00 \text{ kN/m}^2$
Larghezza marciapiede	$B = 1.10 \text{ m}$
Carico di folla per unità di lunghezza	$Q_{fk} = 5.50 \text{ kN/m}$

3.11 Traffico stradale – Frenamento e accelerazione

Per l'impalcato in esame, la forza totale di frenamento / accelerazione è valutata a partire dal carico totale agente sulla corsia convenzionale n°1 di ciascuna carreggiata. In particolare si ottiene:

$$\begin{aligned}q_3 &= 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \times w_1 \times L = \\&= 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9.0 \times 3.0 \times (23.2) = \\&= 360 + 63 = \\&= 423 \text{ kN} < 900 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tale forza si considera distribuita longitudinalmente lungo la corsia convenzionale n°1, su ciascuna carreggiata.

3.12 Azione del vento

L'azione del vento è valutata in accordo con il paragrafo 3.3 delle NTC2008, assimilando la presenza del traffico sul ponte ad una parete piana, continua, di altezza 3.00m misurati a partire dal piano viabile.

ZONA	$v_{b,0}$	a_0	k_a
[-]	[m/s]	[m]	[1/s]
1 (Piemonte)	25	1000	0.010

CLASSE DI RUGOSITA'	DESCRIZIONE
[-]	[-]
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A,B,D.

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO	DESCRIZIONE
[-]	[-]
III	Classe di rugosità C, Zona 1, distanza dalla costa maggiore di 50km e quota superiore a 750m.s.l.m.

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO	k_r	z_0	z_{min}
[-]	[-]	[m]	[m]
IV	0.22	0.30	8.00

Sulla base dei dati assunti si ottiene il diagramma delle pressioni del vento (in funzione dell'altezza di riferimento) riportato in Fig.5; i valori sono indipendenti dalla tipologia di struttura investita ($c_p = c_d = 1.00$).

PRESSIONE DEL VENTO
(Zona 1, Rugosità C, Esposizione IV)

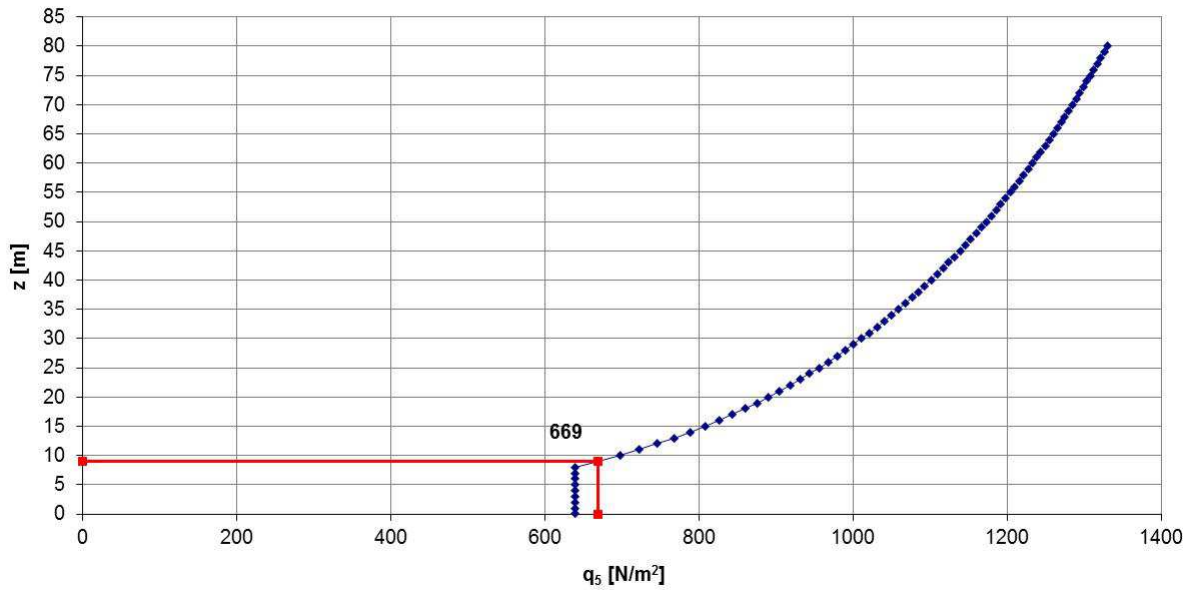


Fig.5. Andamento della pressione del vento in funzione dell'altezza ($c_p = c_p = 1.00$)

Per quanto riguarda invece l'impalcato e l'ingombro delle sagome dei veicoli, si fa riferimento alle travi piene isolate, ottenendo quindi:

$$c_{p,} = 2.4 - \varphi = 2.4 - 1.0 = 1.4$$

L'altezza totale investita dal vento risulta pari a

$$h_{tot} = 1.10\text{m} + 0.25\text{m} + 0.20\text{m} + 3.00\text{m} = 4.55\text{m}$$

verticalmente eccentrica rispetto all'asse della trave di:

$$e = 4.55 / 2 - 1.10 / 2 = 1.725\text{m}$$

3.13 *Variazione termica uniforme*

La variazione termica uniforme di progetto è definita in accordo con quanto previsto dall'EC1 parte 5, adottando i seguenti dati di riferimento:

Tipologia struttura:	“2” (ponte a sezione composta)
Temperatura minima/massima dell'aria (T_{\min}/T_{\max}):	-20°/+30°C
Temperatura minima/massima della struttura ($T_{e,\min}/T_{e,\max}$):	-17°/+35°C
Temperatura iniziale del ponte (T_0):	+10°C

Pertanto, le variazioni termiche uniformi risultano pari a:

$$\text{variazione massima: } \Delta T_{\max} = +35 - 10 = +25^\circ\text{C}$$

$$\text{variazione minima: } \Delta T_{\min} = -17 - 10 = -27^\circ\text{C}$$

Alla luce di quanto ottenuto, cautelativamente si assume una variazione termica uniforme di progetto pari a $\pm 25^\circ\text{C}$.

3.14 *Variazione termica lineare*

La variazione termica uniforme di progetto è definita in accordo con quanto previsto dall'EC1 parte 5, adottando i seguenti dati di riferimento:

Tipologia struttura:	“2” (ponte a sezione composta)
Coefficiente k_{sur} (vedi EC1-5):	1.0
Differenza temperatura – Estradosso più caldo ($\Delta T_{M,\text{heat}}$):	+15°C
Differenza temperatura – Estradosso più freddo ($\Delta T_{M,\text{cool}}$):	-18°C

Alla luce di quanto ottenuto, cautelativamente si assume una variazione termica di progetto tra intradosso ed estradosso della struttura pari a $\pm 18^\circ\text{C}$.

3.15 Ritiro e viscosità

La deformazione per effetto di ritiro e il coefficiente di viscosità sono calcolati secondo quanto specificato dall'EC2 nell'appendice B, cui si rimanda per la simbologia richiamata in tabella.

Cautelativamente, si assume che un lato intero della soletta (l'intradosso) risulti esposto all'atmosfera nonostante la presenza delle lastre CORTEN.

Pertanto $h_0 = 2 \times 1000 \times 250 / (1000) = 500\text{mm}$.

Coefficienti di viscosità

h_0	[mm]	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
RH	[%]	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
R_{ck}	[Mpa]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
f_{ck}	[Mpa]	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35
f_{cm}	[Mpa]	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35
C	[-]	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
α	[-]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
t_0	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
t_0^*	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
α_1	[-]	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834
α_2	[-]	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950
α_3	[-]	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879
ϕ_{RH}	[-]	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399
$\beta(f_{cm})$	[-]	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495
$\beta(t_0)$	[-]	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635
β_H	[-]	970	970	970	970	970	970	970	970	970	970	970	970	970
ϕ_0	[-]	2.215	2.215	2.215	2.215	2.215	2.215	2.215	2.215	2.215	2.215	2.215	2.215	2.215
t	[gg]	10	100	250	500	750	1000	1500	2000	3000	4000	5000	10000	20000
t	[anni]	0.03	0.27	0.68	1.37	2.05	2.74	4.11	5.48	8.22	10.96	13.70	27.40	54.79
$\beta(t, t_0)$	[-]	0.177	0.482	0.617	0.722	0.778	0.815	0.861	0.888	0.919	0.937	0.948	0.973	0.986
$\phi(t, t_0)$	[-]	0.391	1.067	1.368	1.598	1.724	1.806	1.906	1.967	2.036	2.075	2.100	2.154	2.184
$\phi(t, t_0)/\phi(\text{inf}, t_0) \cdot 100$	[-]	17.90	48.84	62.62	73.20	78.95	82.68	87.29	90.06	93.24	95.03	96.17	98.65	100.00

Coefficienti di ritiro

h_0	[mm]	0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
RH	[%]	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
RH_0	[%]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
R_{ck}	[Mpa]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
f_{ck}	[Mpa]	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35
f_{cm}	[Mpa]	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35
f_{cm0}	[Mpa]	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
C	[-]	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
α_{ds1}	[-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
α_{ds2}	[-]	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
β_{RH}	[-]	1.215	1.215	1.215	1.215	1.215	1.215	1.215	1.215	1.215	1.215	1.215	1.215	1.215
ϵ_{cd0}	[-]	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040	0.00040
k_h	[-]	1.00000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000
ϵ_{cd}	[-]	0.00040	0.00028	0.00028	0.00028	0.00028	0.00028	0.00028	0.00028	0.00028	0.00028	0.00028	0.00028	0.00028
t_s	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
t	[gg]	10	100	250	500	750	1000	1500	2000	3000	4000	5000	10000	20000
t	[anni]	0.03	0.27	0.68	1.37	2.05	2.74	4.11	5.48	8.22	10.96	13.70	27.40	54.79
$\beta_{ds}(t, t_s)$	[-]	1.00000	0.17215	0.35206	0.52435	0.62426	0.68948	0.76950	0.81673	0.87000	0.89928	0.91779	0.95716	0.97812
$\epsilon_{cd}(t)$	[-]	0.00040	0.00005	0.00010	0.00015	0.00017	0.00019	0.00021	0.00023	0.00024	0.00025	0.00025	0.00027	0.00027
$\epsilon_{cainf.}$	[-]	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007
$\beta_{as}(t)$	[-]	0.46871	0.86466	0.95767	0.98858	0.99582	0.99821	0.99957	0.99987	0.99998	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
$\beta_{ca}(t)$	[-]	0.00003	0.00006	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007
$\epsilon_{cs}(t)$	[-]	0.00043	0.00011	0.00016	0.00021	0.00024	0.00026	0.00028	0.00029	0.00031	0.00032	0.00032	0.00033	0.00034
$\epsilon_{cs, graph}(t)$	[-]	0.42766	0.10680	0.16298	0.21280	0.24096	0.25919	0.28144	0.29454	0.30930	0.31741	0.32254	0.33344	0.33924
$\epsilon_{cs}(t)/\epsilon_{cs}(\text{inf.})$	[-]	126.06	31.48	48.04	62.73	71.03	76.40	82.96	86.82	91.17	93.56	95.08	98.29	100.00

3.16 Spinta delle terre

Per quanto riguarda la spinta delle terre utilizzate per il riempimento del terrapieno e tergo delle spalle, si assumono i seguenti dati di progetto, ripresi da valori tipici adottati per opere analoghe:

- peso specifico del terreno: $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo d'attrito interno del terreno: $\phi_{k,\min} = 33^\circ$
- coesione: $c = 0 \text{ N/mm}^2$

Tenuto conto della rigidità della spalla e del sistema di fondazioni, cautelativamente si assume che il manufatto non possa sviluppare spostamenti tali da garantire l'instaurarsi di spinta attive. Pertanto si assumerà una condizione di terreno a riposo.

La spinta orizzontale in condizioni statiche viene calcolata secondo l'espressione:

$$\sigma_{T,H} = k \cdot \sigma_{T,V} = k_0 \cdot \sigma_{T,V} = (1 - \sin(\phi_d)) \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove ϕ_d rappresenta l'angolo d'attrito interno di progetto che, in accordo con la normativa di riferimento (Par.6.5.3.1.1 delle NTC 2008).

Nell'ipotesi che il complesso spalla – fondazione sia rigido e pertanto non si prevedano spostamenti significativi del terreno retrospalla, il coefficiente d'attrito tra terreno e muro (δ) è assunto pari a 0° .

In condizioni sismiche, in accordo con quanto previsto dalle normative di riferimento, si assume:

$$\Delta S_{\text{peso terreno}} = \text{incremento della spinta statica per peso terreno} = S \cdot a_g \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\Delta S_{\text{sovraccarico rilevato}} = \text{incremento della spinta statica per sovraccarico su rilevato} = S \cdot a_g \cdot g_k(q_k) \cdot H$$

In generale non si ha la presenza di falda nel terreno e pertanto le pressioni sono valutate con riferimento al peso specifico saturo del materiale.

3.17 Azione sismica

L'azione sismica è assunta sulla base delle indicazioni contenute nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, per quanto riguarda gli spettri di risposta e di progetto. In particolare, gli spettri di risposta allo SLV in accelerazione delle componenti orizzontali sono definiti dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_0 \cdot [T/T_B + q / F_0 \cdot (1-T/T_B)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_0 \cdot (T_C/T)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_0 \cdot (T_C \cdot T_D/T^2)$$

dove:

- S è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante l'espressione $S = S_S \cdot S_T$;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- q rappresenta il "fattore di struttura";
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = T^*_C \cdot C_C$;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da $T_B = T_C / 3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, dato da $T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$.

Si adottano i seguenti parametri progettuali per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e la quantificazione degli spettri riportati in precedenza:

- Vita nominale dell'opera: $V_N = 50$ anni
- Coefficiente d'uso: $C_U = 1.5$
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r : $P_{V_r} = 10\%$
- Periodo di ritorno dell'evento sismico ($T_R = f(V_N; P_{V_r})$): $T_R = 712$
- Tipologia di terreno: Tipo B
- Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo: $C_C = 1.40$
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1.20$
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.00$

I parametri a_G , F_0 e T^*_C , definiti in precedenza, sono variabili in funzione della localizzazione della struttura in esame e sono definiti per tutti i nodi appartenenti alla mappa di pericolosità sismica nazionale; poichè le coordinate del sito non corrispondono ad un nodo esatto della griglia riportata negli allegati alle Norme Tecniche, si calcolano i parametri relativo al sito di interesse con una media ponderata sulle distanze di ciascun dei 4 nodi di riferimento dal sito in esame.

Essendo inoltre il periodo di ritorno diverso da quelli forniti dagli allegati alle Norme Tecniche, si procede per interpolazione secondo la seguente espressione:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log(P_2/P_1) \cdot \log(T_R/T_{R1}) \cdot [\log(T_{R2}/T_{R1})]^{-1}$$

dove:

- P rappresenta il parametro di interesse, riferito al periodo di ritorno T_R
- T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori P_1 e P_2 del parametro di interesse P.

Coordinate Macugnaga: **LONG. 7,992°, LAT. 45,958°**

Nodi della mappa sismica: **9580, 9581, 10024, 10025**

T_R [anni]	475					
NODO	LONG.	LAT.	a_G [m/s ²]	F_0	T^*_C	
9802	7.959	45.959	0.865	2.510	0.300	
9803	8.031	45.963	0.783	2.560	0.290	
10024	7.964	45.910	0.747	2.590	0.290	
10025	8.035	45.913	0.693	2.600	0.290	

T_R [anni]	975					
NODO	LONG.	LAT.	a_G [m/s ²]	F_0	T^*_C	
9802	7.959	45.959	1.090	2.560	0.310	
9803	8.031	45.963	0.976	2.610	0.310	
10024	7.964	45.910	0.926	2.630	0.310	
10025	8.035	45.913	0.850	2.660	0.310	

T_R [anni]	711.8					
NODO	LONG.	LAT.	a_G [m/s ²]	F_0	T^*_C	
9802	7.959	45.959	0.985	2.538	0.306	
9803	8.031	45.963	0.886	2.588	0.301	
10024	7.964	45.910	0.843	2.612	0.301	
10025	8.035	45.913	0.777	2.634	0.301	

T_R [anni]	711.80				
SITO	LONG.	LAT.	a_G [m/s²]	F₀	T*_C
Macugnaga	7.992	45.958	0.899	2.581	0.303

Analogamente si definisce lo spettro di risposta allo SLV in accelerazione della componente verticale:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_v \cdot [T/T_B + q / F_0 \cdot (1-T/T_B)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_v \cdot (T_C/T)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_v \cdot (T_C \cdot T_D/T^2)$$

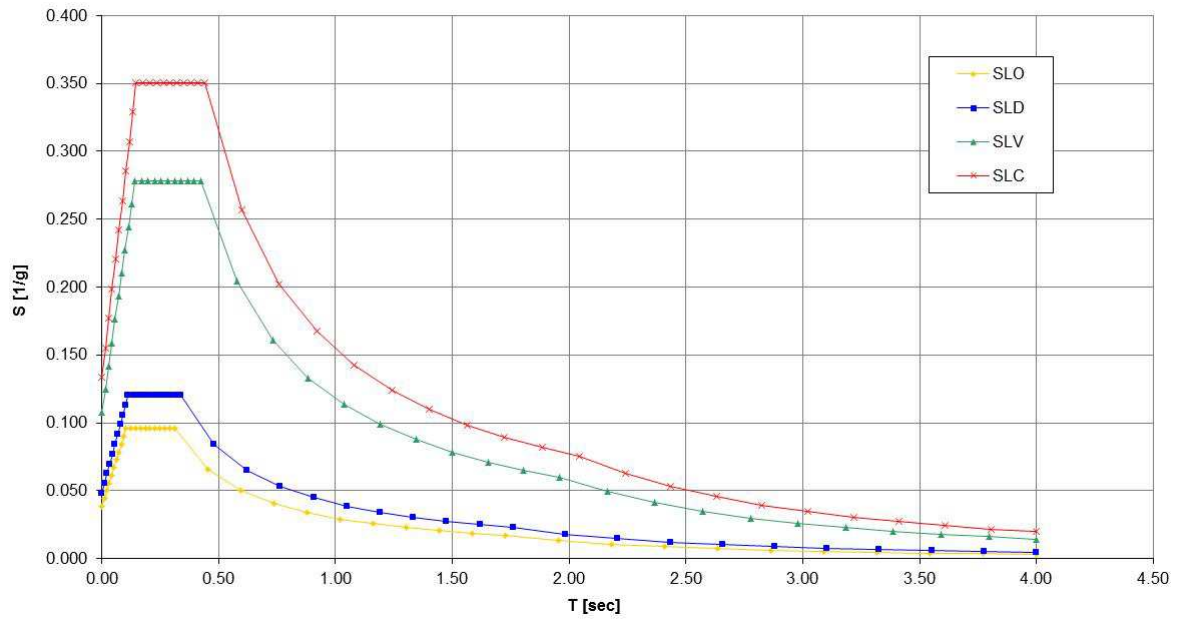
dove $F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0.5}$.

La definizione dei parametri richiamati nelle espressioni dello spettro verticale sono analoghe a quelle dello spettro orizzontale, salvo l'adozione dei seguenti valori:

- $S_S = 1.00$;
- $T_B = 0.05$ s;
- $T_C = 0.15$ s;
- $T_D = 1.00$ s.

Ai fini della valutazione del comportamento sismico della struttura in esame, si adotta un fattore di struttura $q = 1.00$.

SPETTRI DI PROGETTO
COMPONENTI ORIZZONTALI



SPETTRI DI PROGETTO
COMPONENTI VERTICALI

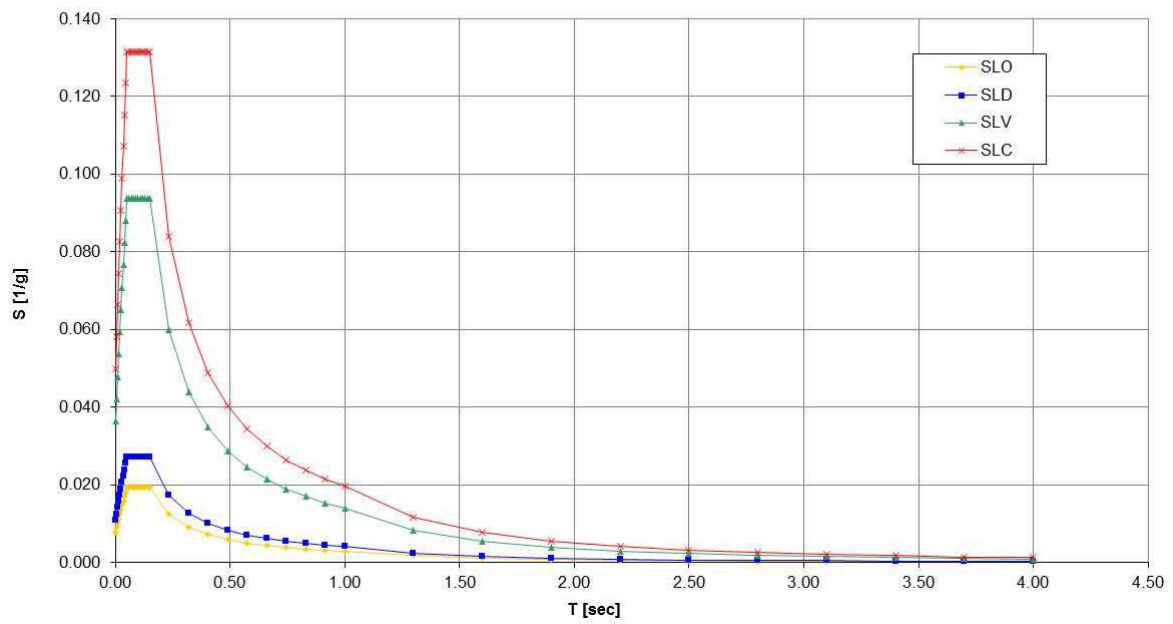


Fig.6. Spettri di progetto

4 Combinazioni di progetto

Di seguito si riportano in sintesi le principali combinazioni di carico esaminate.

Carico	Coefficienti parziali minimi e massimi								
	EQU		A1 STR		A2 GEO		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
	$\gamma_{G/Q/E/E}$		$\gamma_{G/Q/E/E}$		$\gamma_{G/Q/E/E}$				
	Favorevole	Sfavorevole	Favorevole	Sfavorevole	Favorevole	Sfavorevole			
Strutture metalliche	0.90	1.10	1.00	1.35	1.00	1.00	-	-	-
Soletta	0.90	1.10	1.00	1.35	1.00	1.00	-	-	-
Finiture	0.90	1.10	1.00	1.35	1.00	1.00	-	-	-
Azione da traffico - Schema di carico 1 (Tandem)	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.15	0.750	0.740	0.000
Azione da traffico - Schema di carico 1 (Distribuito)	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.15	0.400	0.400	0.000
Azione da traffico - Schema di carico 2	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.15	0.000	0.750	0.000
Azione da traffico - Schema di carico 4	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.15	0.400	0.400	0.000
Azione da traffico - Schema di carico 5	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.15	0.400	0.400	0.000
Azione longitudinale di frenamento e accelerazione	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.15	0.000	0.000	0.000
Azione del vento a ponte carico	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.30	0.600	-	-
Ritiro e viscosità	0.00	1.20	0.00	1.20	0.00	1.00	1.000	-	-
Variazione termica	0.00	1.20	0.00	1.20	0.00	1.00	0.600	0.600	0.500
Sisma	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	-	-	-

Note:

- Ψ_0 = coefficiente di combinazione
- Ψ_1 = coefficienti per valori frequenti
- Ψ_2 = coefficienti per valori quasi permanenti

Gruppo di combinazione		CARICHI ELEMENTARI DI PROGETTO																	
		Azioni da traffico	Struttura metallica	Soletta	Finiture	Struttura spalla	Spinta terre	Azione da traffico - Schema di carico 1 (Tandem)	Azione da traffico - Schema di carico 1 (Distribuito)	Azione da traffico - Schema di carico 2	Azione da traffico - Schema di carico 5	Azione long. di fren. e accel.	Azione del vento a ponte carico	Ritiro e viscosità	Variazione termica uniforme	Variazione termica lineare	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Sisma Vert.
SLU / SLE	1	-																	
SLU / SLE	2	Gruppo 1																	
SLU / SLE	3	Gruppo 1																	
SLU / SLE	4	Gruppo 2a																	
SLV	1	-																	

5 Modellazione strutturale

5.1 Modelli di calcolo

5.1.1 Impalcato – Statica globale

Le analisi strutturali sono svolte modellando la struttura in oggetto con elementi monodimensionali di tipo *beam* secondo le geometrie di progetto.

L'impalcato è assimilato ad un graticcio flessionale di travi e traversi a sezione mista acciaio – calcestruzzo.

L'azione di controventatura nel piano orizzontale è affidata alla soletta gettata in opera, pertanto nel modello si procede attribuendo alle travi una rigidezza fittizia pari a quella della soletta.

Tenuto conto della variabilità nel tempo della sezione resistente, si procede con un'analisi strutturale per fasi, individuando i seguenti step principali:

- **FASE 1:** sola struttura metallica soggetta a peso proprio e peso della soletta;
- **FASE 2:** struttura metallica collaborante con la soletta in c.a., soggetta agli incrementi di carico dovuti alla realizzazione delle opere di finitura (cordoli, marciapiedi laterali, parapetti e pavimentazione);
- **FASE 3:** struttura metallica collaborante con la soletta in c.a., soggetta agli incrementi di carico dovuti ai sovraccarichi variabili di progetto (carichi da traffico, vento, temperatura);
- **FASE 4:** struttura metallica collaborante con la soletta in c.a., soggetta a fenomeni di ritiro e con relativa redistribuzione delle tensioni dovute ai soli carichi permanenti, in funzione della variazione delle proprietà sezionali.

Gli appoggi sono modellati con le relative eccentricità rispetto agli assi dei singoli elementi in modo da valutare l'effettivo comportamento d'insieme della struttura.

Lo schema di vincolo rispetto quanto previsto a progetto e sintetizzato in figura.

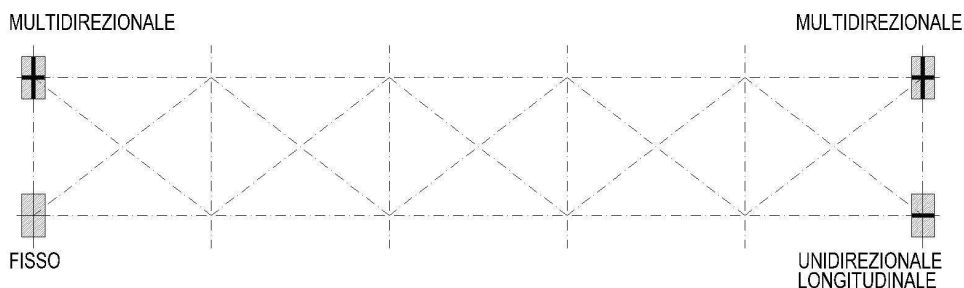


Fig.7. Distribuzione e tipologia appoggi strutturali

In generale, i carichi sono applicati come forze distribuite applicate ai correnti longitudinali, in funzione dell'effettiva posizione del carico rispetto, o come forze / coppie nodali.

Nelle figure successive si riportano alcune viste del modello di calcolo adottato.

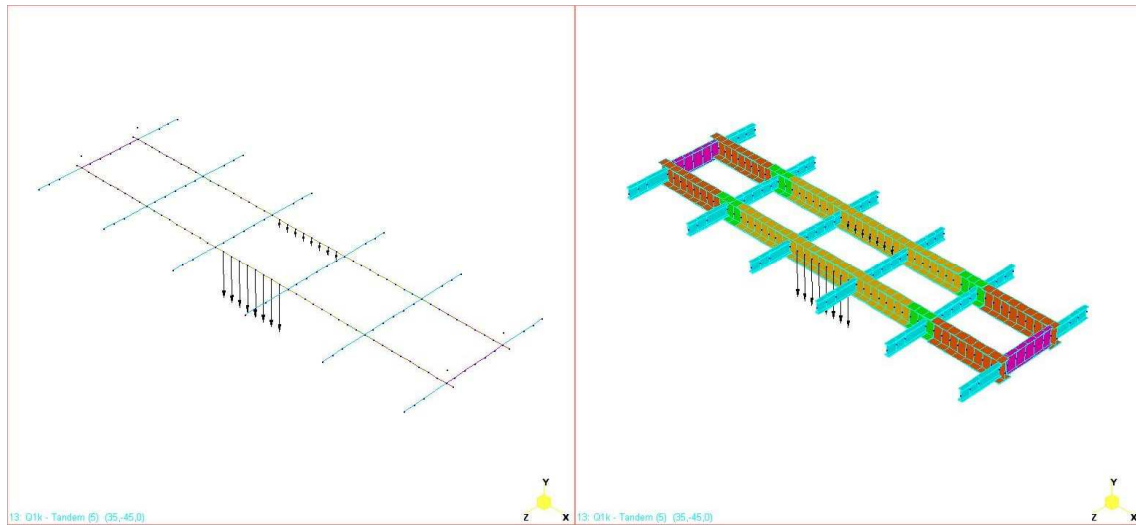


Fig.8. Modello 3D – Inquadramento generale

5.1.2 Impalcato – Statica locale

La soletta poggia trasversalmente sulle travi e longitudinalmente sui traversi; pertanto la si assimila ad una piastra rettangolare di lato 3.50m in direzione trasversale (= interasse travi) e 4.50m in direzione longitudinale (= interasse traversi).

In termini di modellazione, si procede realizzando un graticcio puramente flessionale con elementi di tipo *beam*, con passo tipico 0.50m in entrambe le direzioni, sul quale vengono applicati i vari carichi agenti sul piano dell'impalcato.

In figura si riportano alcune immagini della modellazione

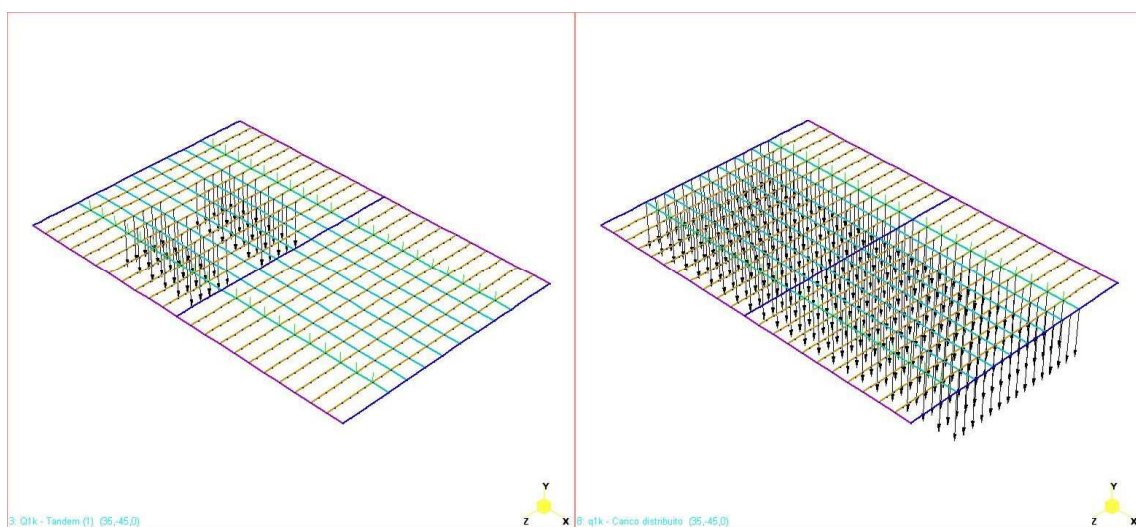


Fig.9. Modello 2D – Inquadramento generale

5.1.3 Sottostrutture

Le azioni sulle sottostrutture sono valutate mediante valutazioni di calcolo secondo schemi statici elementari; in particolare le spalle sono assimilate a mensole verticali, incastrate alla base con vincoli rigidi.

Adottando tali ipotesi semplificative, non si ricorre a modellazioni ad elementi finiti.

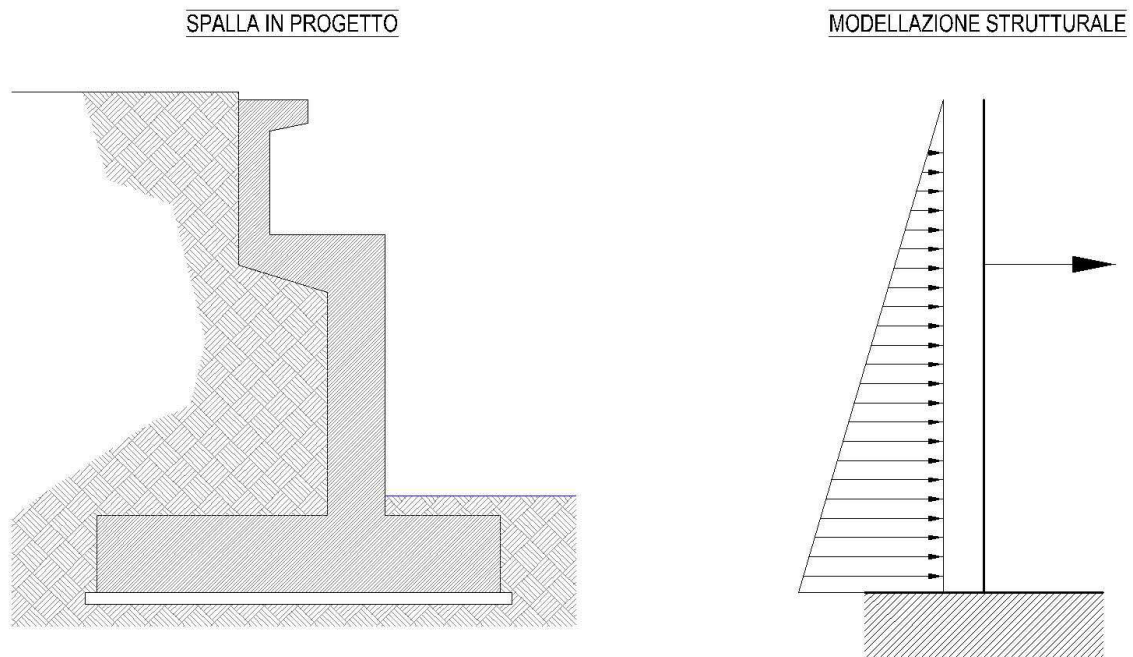


Fig.10. Modellazione spalle in c.a.

5.2 Proprietà sezionali

5.2.1 Carpenteria metallica

Tutte le carpenterie metalliche sono dimensionate facendo riferimento alla classe sezionale “3” (vedi NTC2008).

Pertanto, le proprietà sezionali sono calcolate direttamente con le caratteristiche sezionali di progetto (altezze e spessori), senza penalizzazioni dovute a fenomeno di instabilità locale prima del raggiungimento della tensione di snervamento di progetto.

Per le travi longitudinali, le proprietà delle sezioni miste sono valutate assumendo i seguenti coefficienti di omogeneizzazione:

$$n(t=0) = E_{\text{acciaio}} / E_{\text{cls}(t=0)} = 210000 / 34625 = 6.06$$

$$n(t=\infty) = E_{\text{acciaio}} / [E_{\text{cls}(t=\infty)} / (1 + \chi \phi)] = 210000 / [34625 / (1 + 0.80 \times 2.184)] = 16.66$$

La larghezza collaborante è valutata in accordo al par.4.3.2.3 delle NTC2008.

$$i_{\text{travi}} = \text{interasse travi} = 3.500\text{m}$$

$$d_{\text{piolo}} = \text{distanza tra piolo esterno ed asse trave} = 0.150\text{m}$$

$$b_{\text{i,interno}} = (i_{\text{travi}} - 2 \times d_{\text{piolo}}) / 2 = 1.600\text{m}$$

$$b_{\text{i,esterno}} = (L_{\text{sbalzo}} - d_{\text{piolo}}) = 1.250\text{m}$$

$$L_e = \text{luce della trave} = 22.500\text{m}$$

$$b_{e1} = \text{larghezza collaborante verso interno impalcato} = \\ = \min(L_e / 8; b_{\text{i,interno}}) = \min(22.500/8; 1.600) = 1.600\text{m}$$

$$b_{e2} = \text{larghezza collaborante verso esterno impalcato} = \\ = \min(L_e / 8; b_{\text{i,esterno}}) = \min(22.500/8; 1.250) = 1.250\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = \text{larghezza efficace} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0.300 + 1.600 + 1.250 = 3.150\text{m}$$

Per la sezione “1” e “2”, si ha:

$$\beta_1 = \text{coefficiente riduttivo della larghezza collaborante verso interno impalcato} = \\ = (0.55 + 0.025 \times L_e / b_{e1}) = 0.90\text{m}$$

$$\beta_2 = \text{coefficiente riduttivo della larghezza collaborante verso esterno impalcato} = \\ = (0.55 + 0.025 \times L_e / b_{e2}) = 1.00\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = \text{larghezza efficace} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 0.300 + 0.90 \times 1.600 + 1.0 \times 1.250 = 2.990\text{m}$$

Per i traversi si considera la sola sezione metallica resistente.

Si individuano le seguenti sezioni critiche di verifica:

Travi longitudinali

SEZIONE	x	Note
[-]	[mm]	[-]
"1"	350	Sezione all'appoggio
"2"	4100	Sezione di transizione da sezione tipo "A" a sezione tipo "B"
"3"	5600	Sezione di transizione da sezione tipo "B" a sezione tipo "C"
"4"	11600	Sezione in mezzera

x = ascissa con origine in testa trave

Traversi

SEZIONE	z	Note
[-]	[mm]	[-]
"1"	0	Sezione all'appoggio
"2"	1750	Sezione in mezzera

z = ascissa con origine in asse trave

Di seguito si riportano le caratteristiche sezionali di progetto per le sezioni critiche di cui sopra.

Travi longitudinali

SEZIONE "1" E "2"

Proprietà sezionali

(sezioni omogeneizzata rispetto all'acciaio)

		FASI DI ESERCIZIO			
		1	2,3	4	
A*	[mm ²]	4.458E+04	1.669E+05	8.853E+04	Area sezione omogeneizzata
y*_g	[mm]	446	1019	834	Baricentro sezione omogeneizzata (misurato dal lembo inferiore)
I*_g	[mm ⁴]	9.320E+09	2.988E+10	2.305E+10	Inerzia sezione omogeneizzata (misurato dal lembo inferiore)
W*_{cls,SUP1}	[mm ³]		-5.409E+08	-7.458E+08	Modulo di resistenza lembo superiore soletta
W*_{cls,INF1}	[mm ³]		-2.075E+09	-1.420E+09	Modulo di resistenza lembo inferiore soletta
W*_{s,SUP}	[mm ³]	-1.425E+07	-3.670E+08	-8.661E+07	Modulo di resistenza lembo superiore profilo metallico
W*_{s,INF}	[mm ³]	2.090E+07	2.933E+07	2.764E+07	Modulo di resistenza lembo inferiore profilo metallico
S*_{max}	[mm ³]	9.456E+06	2.627E+07	2.031E+07	Momento statico massimo della sezione
S*_{cls-acciaio}	[mm ³]	0.000E+00	2.553E+07	1.729E+07	Momento statico all'interfaccia acciaio - CLS
n	[-]	1	6	16.7	Coefficiente di omogeneizzazione

SEZIONE "3"

Proprietà sezionali

(sezioni omogeneizzata rispetto all'acciaio)

		FASI DI ESERCIZIO			
		1	2,3	4	
A*	[mm ²]	4.658E+04	1.755E+05	9.288E+04	Area sezione omogeneizzata
y*_g	[mm]	392	1006	809	Baricentro sezione omogeneizzata (misurato dal lembo inferiore)
I*_g	[mm ⁴]	9.757E+09	3.425E+10	2.617E+10	Inerzia sezione omogeneizzata (misurato dal lembo inferiore)
W*_{cls,SUP1}	[mm ³]		-5.967E+08	-8.073E+08	Modulo di resistenza lembo superiore soletta
W*_{cls,INF1}	[mm ³]		-2.068E+09	-1.475E+09	Modulo di resistenza lembo inferiore soletta
W*_{s,SUP}	[mm ³]	-1.379E+07	-3.629E+08	-8.982E+07	Modulo di resistenza lembo superiore profilo metallico
W*_{s,INF}	[mm ³]	2.486E+07	3.406E+07	3.237E+07	Modulo di resistenza lembo inferiore profilo metallico
S*_{max}	[mm ³]	9.813E+06	2.944E+07	2.264E+07	Momento statico massimo della sezione
S*_{cls-acciaio}	[mm ³]	0.000E+00	2.856E+07	1.938E+07	Momento statico all'interfaccia acciaio - CLS
n	[-]	1	6	16.7	Coefficiente di omogeneizzazione

SEZIONE "4"**Proprietà sezionali****(sezioni omogeneizzata rispetto all'acciaio)**

		FASI DI ESERCIZIO			
		1	2,3	4	
A*	[m m ²]	5.492E+04	1.838E+05	1.012E+05	Area sezione omogeneizzata
y*_g	[m m]	385	975	770	Baricentro sezione omogeneizzata (misurato dal lembo inferiore)
I*_g	[m m ⁴]	1.165E+10	3.965E+10	2.972E+10	Inerzia sezione omogeneizzata (misurato dal lembo inferiore)
W*_{cls,SUP1}	[m m ³]		-6.351E+08	-8.558E+08	Modulo di resistenza lembo superiore soletta
W*_{cls,INF1}	[m m ³]		-1.836E+09	-1.482E+09	Modulo di resistenza lembo inferiore soletta
W*_{s,SUP}	[m m ³]	-1.628E+07	-3.183E+08	-9.007E+07	Modulo di resistenza lembo superiore profilo metallico
W*_{s,INF}	[m m ³]	3.029E+07	4.064E+07	3.860E+07	Modulo di resistenza lembo inferiore profilo metallico
S*_{max}	[m m ³]	1.165E+07	3.391E+07	2.570E+07	Momento statico massimo della sezione
S*_{cls-acciaio}	[m m ³]	0.000E+00	3.245E+07	2.117E+07	Momento statico all'interfaccia acciaio - CLS
n	[-]	1	6	16.7	Coefficiente di omogeneizzazione

Traversi**SEZIONE "1" E "2"****Proprietà sezionali**

		FASI DI ESERCIZIO		
		1,2,3,4		
A*	[m m ²]	1.610E+04		Area sezione omogeneizzata
y*_g	[m m]	325		Baricentro sezione omogeneizzata (misurato dal lembo inferiore)
I*_g	[m m ⁴]	1.182E+09		Inerzia sezione omogeneizzata (misurato dal lembo inferiore)
W*_{cls,SUP1}	[m m ³]			Modulo di resistenza lembo superiore soletta
W*_{cls,INF1}	[m m ³]			Modulo di resistenza lembo inferiore soletta
W*_{s,SUP}	[m m ³]	-3.636E+06		Modulo di resistenza lembo superiore profilo metallico
W*_{s,INF}	[m m ³]	3.636E+06		Modulo di resistenza lembo inferiore profilo metallico
S*_{max}	[m m ³]	2.040E+06		Momento statico massimo della sezione
S*_{cls-acciaio}	[m m ³]	0.000E+00		Momento statico all'interfaccia acciaio - CLS
n	[-]			Coefficiente di omogeneizzazione

6 Verifiche strutturali

6.1 Verifica travi longitudinali

6.1.1 Premessa

Per le sezioni di verifica individuate, si procede con le seguenti verifiche:

- verifica della minima e massima tensione nelle ali;
- verifica di stabilità a taglio del pannello d'anima;
- verifica della piolatura di collegamento con la soletta in c.a.;
- verifica di deformabilità.

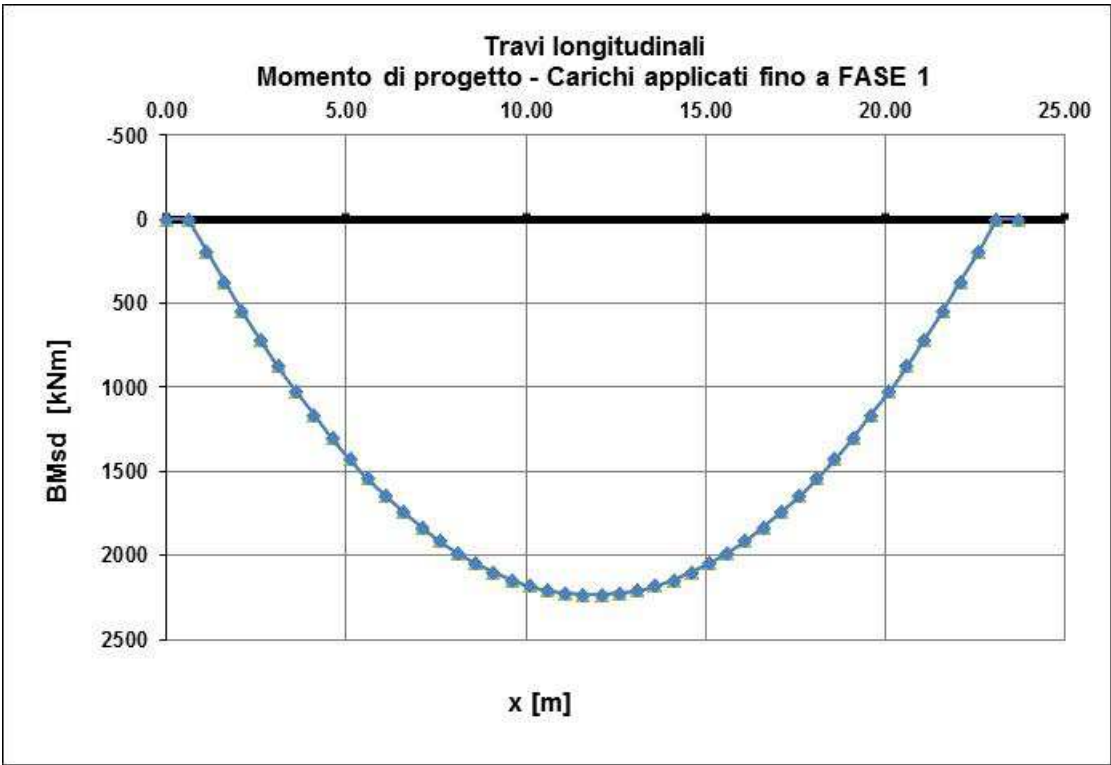
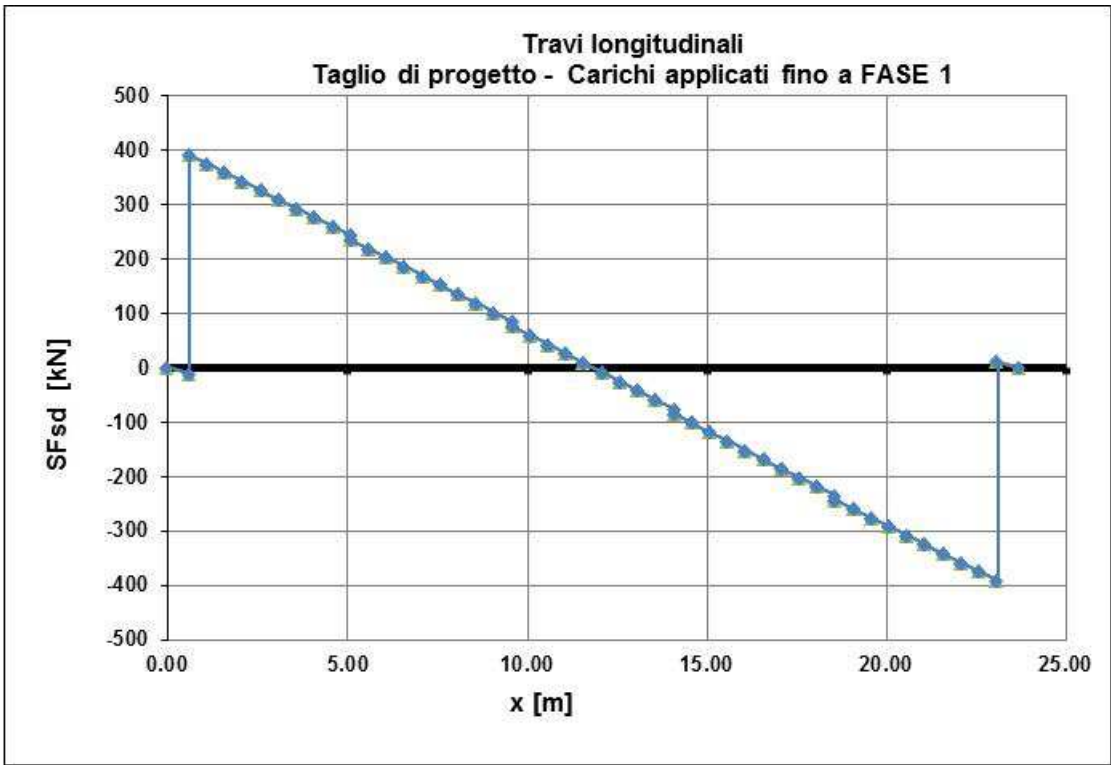
6.1.2 Azioni di progetto

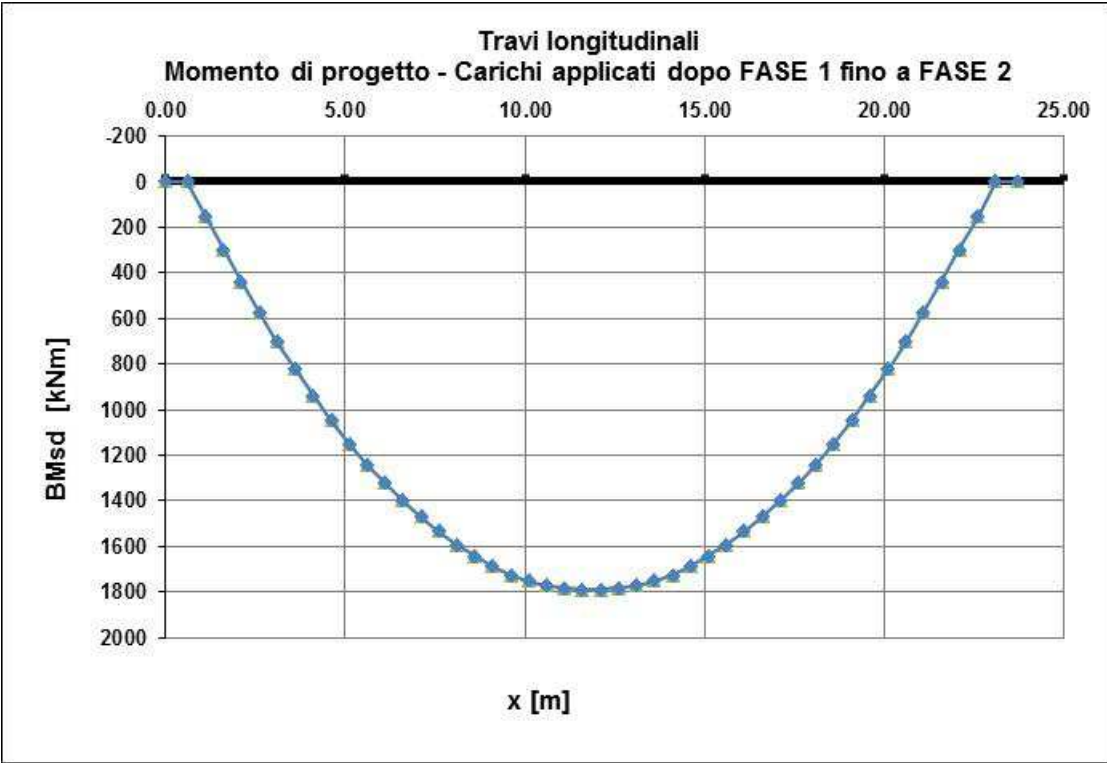
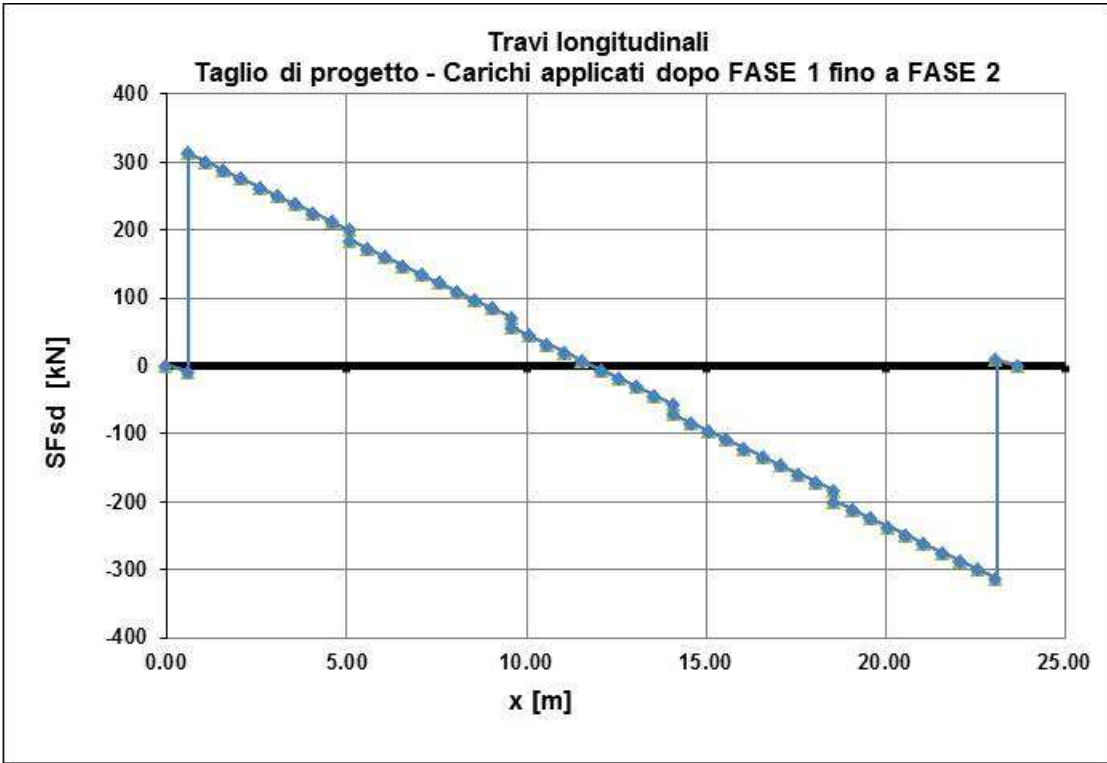
Di seguito si riportano le azioni di progetto per le travi longitudinali, suddivise in funzione della sezione su cui agiscono; per la caratterizzazione di ciascuna fase si rimanda ai paragrafi precedenti. Si osserva che, il passaggio da Fase "3" a Fase "4" non prevede l'applicazione di nuovi carichi ma solamente la variazione della ridistribuzione interna delle tensioni per effetto dei fenomeni di viscosità e ritiro del calcestruzzo.

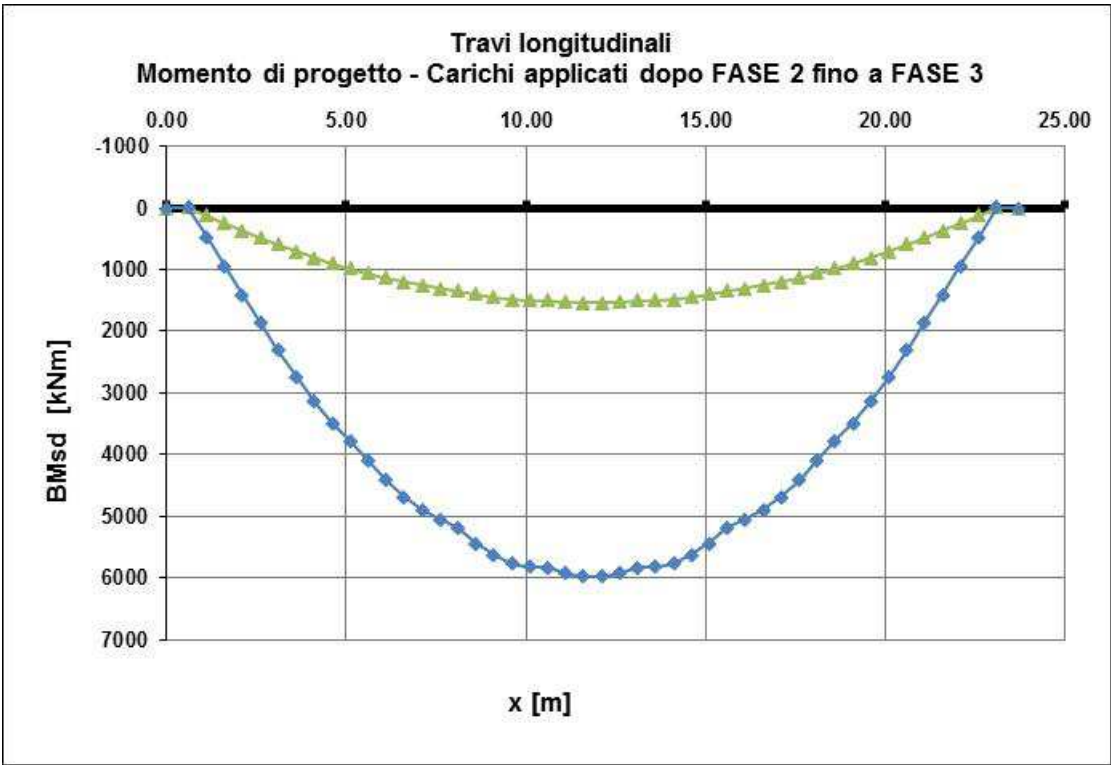
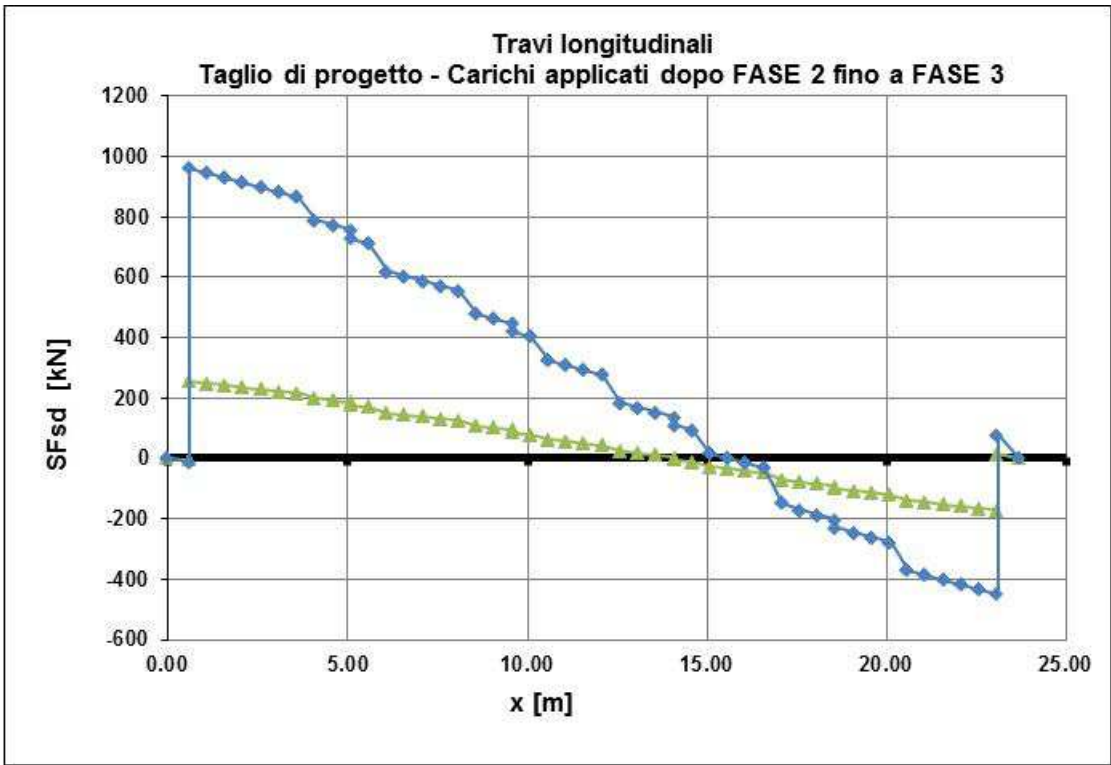
Di seguito si riportano in tabella i valori di verifica ottenuti nelle analisi e rappresentati nei grafici successivi.

SINTESI AZIONI DI PROGETTO

SEZIONE	CARICHI APPLICATI	SF _{Sd}	BM _{Sd}
		[kN]	[kNm]
1	Fino fase 1	391	-
	Da Fase 1 a Fase 2	313	-
	Da fase 2 a Fase 3	962	-
2	Fino fase 1	260	1167
	Da Fase 1 a Fase 2	225	939
	Da fase 2 a Fase 3	772	3145
3	Fino fase 1	203	1647
	Da Fase 1 a Fase 2	160	1323
	Da fase 2 a Fase 3	620	4414
4	Fino fase 1	-	2234
	Da Fase 1 a Fase 2	-	1790
	Da fase 2 a Fase 3	294	5984







6.1.3 Analisi tensionale

SEZIONE "1"

		FASE			
		1	2	3	4
x	[mm]	350	350	350	350
$\Delta N_{TOT.}$	[kN]	0	0	0	0
$\Delta V_{TOT.}$	[kN]	391	313	962	313
$\Delta M_{TOT.}$	[kNm]	0	0	0	0
$A_{trave,eff}$	[mm ²]	44575	166917	166917	88530
n	[-]	1	6	6	17
$W_{soletta,SUP1}$	[mm ³]		-5.409E+08	-5.409E+08	-7.458E+08
$W_{soletta,INF1}$	[mm ³]		-2.075E+09	-2.075E+09	-1.420E+09
$W_{soletta,SUP2}$	[mm ³]		-2.075E+09	-2.075E+09	-1.420E+09
$W_{soletta,INF2}$	[mm ³]		7.070E+10	7.070E+10	-2.590E+11
$W_{trave,SUP}$	[mm ³]	-1.425E+07	-3.670E+08	-3.670E+08	-8.661E+07
$W_{trave,INF}$	[mm ³]	2.090E+07	2.933E+07	2.933E+07	2.764E+07
I_g^*	[mm ⁴]	9.320E+09	2.988E+10	2.988E+10	2.305E+10
S_{max}^*	[mm ³]	9.456E+06	2.627E+07	2.627E+07	2.031E+07
$S_{cls-acciaio}^*$	[mm ³]	0.000E+00	2.553E+07	2.553E+07	1.729E+07
b	[mm]	15.0	15.0	15.0	15.0
$\Delta \sigma_{soletta,SUP1}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Delta \sigma_{soletta,INF1}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Delta \sigma_{soletta,SUP2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Delta \sigma_{soletta,INF2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Delta \sigma_{trave,SUP}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Delta \sigma_{trave,INF}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Delta \tau_{trave}$	[N/mm ²]	26.4	18.3	56.4	18.4
$\Delta q_{trave-soletta}$	[N/mm]	0.0	267.4	821.9	234.8
$\sigma_{soletta,SUP1}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\sigma_{soletta,INF1}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\sigma_{soletta,SUP2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\sigma_{soletta,INF2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\sigma_{trave,SUP}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\sigma_{trave,INF}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
τ_{trave}	[N/mm ²]	26.4	44.8	101.2	101.2
$q_{trave-soletta}$	[N/mm]	0	267	1089	1057

SEZIONE "2"

		FASE			
		1	2	3	4
x	[mm]	4100	4100	4100	4100
$\Delta N_{TOT.}$	[kN]	0	0	0	0
$\Delta V_{TOT.}$	[kN]	260	225	772	225
$\Delta M_{TOT.}$	[kNm]	1167	939	3145	939
$A_{trave,eff}$	[mm ²]	44575	166917	166917	88530
n	[-]	1	6	6	17
$W_{soletta,SUP1}$	[mm ³]		-5.409E+08	-5.409E+08	-7.458E+08
$W_{soletta,INF1}$	[mm ³]		-2.075E+09	-2.075E+09	-1.420E+09
$W_{soletta,SUP2}$	[mm ³]		-2.075E+09	-2.075E+09	-1.420E+09
$W_{soletta,INF2}$	[mm ³]		7.070E+10	7.070E+10	-2.590E+11
$W_{trave,SUP}$	[mm ³]	-1.425E+07	-3.670E+08	-3.670E+08	-8.661E+07
$W_{trave,INF}$	[mm ³]	2.090E+07	2.933E+07	2.933E+07	2.764E+07
I^*_σ	[mm ⁴]	9.320E+09	2.988E+10	2.988E+10	2.305E+10
S^*_{max}	[mm ³]	9.456E+06	2.627E+07	2.627E+07	2.031E+07
$S^*_{cls-acciaio}$	[mm ³]	0.000E+00	2.553E+07	2.553E+07	1.729E+07
b	[mm]	15.0	15.0	15.0	15.0
$\Delta\sigma_{soletta,SUP1}$	[N/mm ²]	0.0	-1.7	-5.8	-1.3
$\Delta\sigma_{soletta,INF1}$	[N/mm ²]	0.0	-0.5	-1.5	-0.7
$\Delta\sigma_{soletta,SUP2}$	[N/mm ²]	0.0	-0.5	-1.5	-0.7
$\Delta\sigma_{soletta,INF2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Delta\sigma_{trave,SUP}$	[N/mm ²]	-81.9	-2.6	-8.6	-10.8
$\Delta\sigma_{trave,INF}$	[N/mm ²]	55.8	32.0	107.2	34.0
$\Delta\tau_{trave}$	[N/mm ²]	17.6	13.2	45.2	13.2
$\Delta q_{trave-soletta}$	[N/mm]	0.0	192.2	659.6	168.8
$\sigma_{soletta,SUP1}$	[N/mm ²]	0.0	-1.7	-7.5	-7.1
$\sigma_{soletta,INF1}$	[N/mm ²]	0.0	-0.5	-2.0	-2.2
$\sigma_{soletta,SUP2}$	[N/mm ²]	0.0	-0.5	-2.0	-2.2
$\sigma_{soletta,INF2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.1	0.0
$\sigma_{trave,SUP}$	[N/mm ²]	-81.9	-84.5	-93.0	-101.3
$\sigma_{trave,INF}$	[N/mm ²]	55.8	87.9	195.1	197.0
τ_{trave}	[N/mm ²]	17.6	30.8	76.0	76.1
$q_{trave-soletta}$	[N/mm]	0	192	852	828

SEZIONE "3"

		FASE			
		1	2	3	4
Z	[mm]	5600	5600	5600	5600
$\Delta N_{TOT.}$	[kN]	0	0	0	0
$\Delta V_{TOT.}$	[kN]	203	160	620	160
$\Delta M_{TOT.}$	[kNm]	1647	1323	4414	1323
$A_{trave,eff}$	[mm ²]	46576	175451	175451	92878
n	[-]	1	6	6	17
$W_{soletta,SUP1}$	[mm ³]		-5.967E+08	-5.967E+08	-8.073E+08
$W_{soletta,INF1}$	[mm ³]		-2.068E+09	-2.068E+09	-1.475E+09
$W_{soletta,SUP2}$	[mm ³]		-2.068E+09	-2.068E+09	-1.475E+09
$W_{soletta,INF2}$	[mm ³]		8.626E+10	8.626E+10	-2.829E+11
$W_{trave,SUP}$	[mm ³]	-1.379E+07	-3.629E+08	-3.629E+08	-8.982E+07
$W_{trave,INF}$	[mm ³]	2.486E+07	3.406E+07	3.406E+07	3.237E+07
I^*_σ	[mm ⁴]	9.757E+09	3.425E+10	3.425E+10	2.617E+10
S^*_{max}	[mm ³]	9.813E+06	2.944E+07	2.944E+07	2.264E+07
$S^*_{cls-acciaio}$	[mm ³]	0.000E+00	2.856E+07	2.856E+07	1.938E+07
b	[mm]	12.0	12.0	12.0	12.0
$\Delta\sigma_{soletta,SUP1}$	[N/mm ²]	0.0	-2.2	-7.4	-1.6
$\Delta\sigma_{soletta,INF1}$	[N/mm ²]	0.0	-0.6	-2.1	-0.9
$\Delta\sigma_{soletta,SUP2}$	[N/mm ²]	0.0	-0.6	-2.1	-0.9
$\Delta\sigma_{soletta,INF2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.1	0.0
$\Delta\sigma_{trave,SUP}$	[N/mm ²]	-119.4	-3.6	-12.2	-14.7
$\Delta\sigma_{trave,INF}$	[N/mm ²]	66.2	38.8	129.6	40.9
$\Delta\tau_{trave}$	[N/mm ²]	17.0	11.5	44.4	11.5
$\Delta q_{trave-soletta}$	[N/mm]	0.0	133.4	517.0	118.5
$\sigma_{soletta,SUP1}$	[N/mm ²]	0.0	-2.2	-9.6	-9.0
$\sigma_{soletta,INF1}$	[N/mm ²]	0.0	-0.6	-2.8	-3.0
$\sigma_{soletta,SUP2}$	[N/mm ²]	0.0	-0.6	-2.8	-3.0
$\sigma_{soletta,INF2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.1	0.0
$\sigma_{trave,SUP}$	[N/mm ²]	-119.4	-123.1	-135.3	-146.3
$\sigma_{trave,INF}$	[N/mm ²]	66.2	105.1	234.7	236.7
τ_{trave}	[N/mm ²]	17.0	28.5	72.9	73.0
$q_{trave-soletta}$	[N/mm]	0	133	650	636

SEZIONE "4"

		FASE			
		1	2	3	4
Z	[mm]	11600	11600	11600	11600
$\Delta N_{TOT.}$	[kN]	0	0	0	0
$\Delta V_{TOT.}$	[kN]	0	0	294	0
$\Delta M_{TOT.}$	[kNm]	2234	1790	5984	1790
$A_{trave,eff}$	[mm ²]	54920	183795	183795	101222
n	[-]	1	6	6	17
$W_{soletta,SUP1}$	[mm ³]		-6.351E+08	-6.351E+08	-8.558E+08
$W_{soletta,INF1}$	[mm ³]		-1.836E+09	-1.836E+09	-1.482E+09
$W_{soletta,SUP2}$	[mm ³]		-1.836E+09	-1.836E+09	-1.482E+09
$W_{soletta,INF2}$	[mm ³]		1.023E+11	1.023E+11	-2.837E+11
$W_{trave,SUP}$	[mm ³]	-1.628E+07	-3.183E+08	-3.183E+08	-9.007E+07
$W_{trave,INF}$	[mm ³]	3.029E+07	4.064E+07	4.064E+07	3.860E+07
I^*_a	[mm ⁴]	1.165E+10	3.965E+10	3.965E+10	2.972E+10
S^*_{max}	[mm ³]	1.165E+07	3.391E+07	3.391E+07	2.570E+07
$S^*_{cls-acciaio}$	[mm ³]	0.000E+00	3.245E+07	3.245E+07	2.117E+07
b	[mm]	12.0	12.0	12.0	12.0
$\Delta\sigma_{soletta,SUP1}$	[N/mm ²]	0.0	-2.8	-9.4	-2.1
$\Delta\sigma_{soletta,INF1}$	[N/mm ²]	0.0	-1.0	-3.3	-1.2
$\Delta\sigma_{soletta,SUP2}$	[N/mm ²]	0.0	-1.0	-3.3	-1.2
$\Delta\sigma_{soletta,INF2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.1	0.0
$\Delta\sigma_{trave,SUP}$	[N/mm ²]	-137.2	-5.6	-18.8	-19.9
$\Delta\sigma_{trave,INF}$	[N/mm ²]	73.7	44.0	147.2	46.4
$\Delta\tau_{trave}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	21.0	0.0
$\Delta q_{trave-soletta}$	[N/mm]	0.0	0.0	240.7	0.0
$\sigma_{soletta,SUP1}$	[N/mm ²]	0.0	-2.8	-12.2	-11.5
$\sigma_{soletta,INF1}$	[N/mm ²]	0.0	-1.0	-4.2	-4.5
$\sigma_{soletta,SUP2}$	[N/mm ²]	0.0	-1.0	-4.2	-4.5
$\sigma_{soletta,INF2}$	[N/mm ²]	0.0	0.0	0.1	0.1
$\sigma_{trave,SUP}$	[N/mm ²]	-137.2	-142.8	-161.6	-175.9
$\sigma_{trave,INF}$	[N/mm ²]	73.7	117.8	265.0	267.3
τ_{trave}	[N/mm ²]	0.0	0.0	21.0	21.0
$q_{trave-soletta}$	[N/mm]	0	0	241	241

6.1.4 Effetti del ritiro sulla sezione mista

Per effetto dell'iperstaticità sezionale, la distorsione indotta dal ritiro della sola soletta in calcestruzzo genera una distribuzione di tensioni sezionali autoequilibrate che vanno a sommarsi a quelle dovute ai carichi esterni applicati.

Nella tabella successiva si riportano i valori di tensione indotti dall'iperstaticità sezionale per i seguenti punti di controllo:

- intradosso ed estradosso della trave metallica;
- intradosso ed estradosso soletta in c.a.

I valori sono da intendersi come caratteristici e pertanto, in fase di verifica, andranno amplificati per il relativo coefficiente parziale (=1.20).

Le travi longitudinali sono costituite da una trave a “doppio T” in carpenteria metallica collaborante con la soletta gettata in opera; pertanto si fa riferimento a quanto previsto per le sezioni miste dalle normative di riferimento.

SEZIONE			
1	$\Delta\sigma_{\text{soletta,SUP1}}$	[N/mm ²]	0.27
	$\Delta\sigma_{\text{soletta,INF1}}$	[N/mm ²]	1.09
	$\Delta\sigma_{\text{trave,SUP}}$	[N/mm ²]	-53.05
	$\Delta\sigma_{\text{trave,INF}}$	[N/mm ²]	8.51
2	$\Delta\sigma_{\text{soletta,SUP1}}$	[N/mm ²]	0.27
	$\Delta\sigma_{\text{soletta,INF1}}$	[N/mm ²]	1.09
	$\Delta\sigma_{\text{trave,SUP}}$	[N/mm ²]	-53.05
	$\Delta\sigma_{\text{trave,INF}}$	[N/mm ²]	8.51
3	$\Delta\sigma_{\text{soletta,SUP1}}$	[N/mm ²]	0.44
	$\Delta\sigma_{\text{soletta,INF1}}$	[N/mm ²]	1.21
	$\Delta\sigma_{\text{trave,SUP}}$	[N/mm ²]	-50.94
	$\Delta\sigma_{\text{trave,INF}}$	[N/mm ²]	6.94
4	$\Delta\sigma_{\text{soletta,SUP1}}$	[N/mm ²]	0.57
	$\Delta\sigma_{\text{soletta,INF1}}$	[N/mm ²]	1.31
	$\Delta\sigma_{\text{trave,SUP}}$	[N/mm ²]	-49.38
	$\Delta\sigma_{\text{trave,INF}}$	[N/mm ²]	6.31

6.1.5 Verifica della minima e massima tensione nelle ali

Nella tabella successiva si sintetizzano le massime tensioni di progetto.

SEZIONE			CARICHI ESTERNI	IPERSTATICITA' SEZIONALE	TOTALE
1	$\sigma_{\text{soletta,SUP1}}$	[N/mm ²]	0.00	0.32	0.32
	$\sigma_{\text{soletta,INF1}}$	[N/mm ²]	0.00	1.30	1.30
	$\sigma_{\text{trave,SUP}}$	[N/mm ²]	0.00	-63.66	-63.66
	$\sigma_{\text{trave,INF}}$	[N/mm ²]	0.00	10.21	10.21
2	$\sigma_{\text{soletta,SUP1}}$	[N/mm ²]	-7.10	0.32	-6.78
	$\sigma_{\text{soletta,INF1}}$	[N/mm ²]	-2.20	1.30	-0.90
	$\sigma_{\text{trave,SUP}}$	[N/mm ²]	-101.30	-63.66	-164.96
	$\sigma_{\text{trave,INF}}$	[N/mm ²]	197.00	10.21	207.21
3	$\sigma_{\text{soletta,SUP1}}$	[N/mm ²]	-9.00	0.53	-8.47
	$\sigma_{\text{soletta,INF1}}$	[N/mm ²]	-3.00	1.46	-1.54
	$\sigma_{\text{trave,SUP}}$	[N/mm ²]	-146.30	-61.13	-207.43
	$\sigma_{\text{trave,INF}}$	[N/mm ²]	236.70	8.33	245.03
4	$\sigma_{\text{soletta,SUP1}}$	[N/mm ²]	-11.50	0.68	-10.82
	$\sigma_{\text{soletta,INF1}}$	[N/mm ²]	-4.50	1.57	-2.93
	$\sigma_{\text{trave,SUP}}$	[N/mm ²]	-175.90	-59.25	-235.15
	$\sigma_{\text{trave,INF}}$	[N/mm ²]	267.30	7.57	274.87

Il limite massimo di normativa è pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.05 = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$$

Per tutte le sezioni, la massima tensione risulta inferiore a tale limite e pertanto la verifica è soddisfatta.

6.1.6 Verifica di stabilità a taglio del pannello d'anima

In accordo con quanto previsto dalla normativa di riferimento, si procede con la verifica della stabilità dei pannelli d'anima secondo quanto indicato nel Par.C4.2.4.1.3.4.1 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC2008.

			SEZIONE		
			"1" E "2"	"3"	"4"
Altezza pannello	h_w	[mm]	1055	1048	1035
Spessore pannello	t	[mm]	15	12	12
Tensione di snervamento	f_{yk}	[N/mm ²]	355	355	355
Coefficiente (vedi NTC2008)	ε	[-]	0.8136	0.8136	0.8136
Passo degli irrigiditori	a	[mm]	4500	4500	4500
Coefficiente (vedi NTC2008)	a / h_w	[-]	4.2654	4.2939	4.3478
Coefficiente per instabilità a taglio	k_t	[-]	5.56	5.56	5.55
Tensione critica euleriana	σ_E	[N/mm ²]	38.4	24.9	25.5
Tensione tangenziale critica	τ_{cr}	[N/mm ²]	213.5	138.4	141.8
Parametro di snellezza	λ_w	[-]	0.980	1.217	1.203
Montanti d'appoggio rigidi	-	-	SI	SI	SI
Coefficiente (vedi NTC2008)	η	[-]	1.20	1.20	1.20
Coefficiente (vedi NTC2008)	χ_w	[-]	0.8470	0.7146	0.7201
Coefficiente di sicurezza	γ_{M1}	[-]	1.10	1.10	1.10
Taglio resistente di progetto	$V_{bw,Rd}$	[kN]	2498	1675	1666
Tensione tangenziale resistente di progetto	$\tau_{bw,Rd}$	[N/mm²]	158	133	134

Le massime tensioni tangenziali nel pannello d'anima sono sintetizzate nella seguente tabella (τ_{trave}).

SEZIONE			
1	τ_{trave}	[N/mm ²]	101
2	τ_{trave}	[N/mm ²]	76
3	τ_{trave}	[N/mm ²]	73
4	τ_{trave}	[N/mm ²]	21

Per tutte le sezioni (1,2,3 e 4), le tensioni sollecitanti risultano inferiori a quelle resistenti e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

6.1.7 Verifica della piolatura di collegamento con la soletta in c.a

La resistenza del singolo piolo è calcolata con riferimento al Par.4.3.4.3.1.2 delle NTC2008.

Diametro barra	d	[mm]	22
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	[N/mm ²]	450
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[N/mm ²]	37
Modulo elastico calcestruzzo	E_c	[N/mm ²]	34545
Altezza connettore (al netto della saldatura)	h_{sc}	[mm]	165
Coefficiente (vedi NTC2008)	α	[-]	1.00
Coefficiente di sicurezza	γ_v	[-]	1.25

Resistenza lato acciaio	$P_{Rd,a}$	[kN]	109
Resistenza lato calcestruzzo	$P_{Rd,c}$	[kN]	127

Per la sezione d'appoggio, alla forza di scorrimento dovuta ai carichi esterni è necessario aggiungere il contributo dovuto agli effetti di ritiro sulla sezione composta.

Si procede pertanto valutando l'azione assiale agente in soletta per effetto del ritiro, distribuendola longitudinalmente su una lunghezza λ pari alla larghezza collaborante della soletta.

Avendo una variabilità sezionale lungo la trave, l'azione da ritiro non è costante ma presenta alcune discontinuità; pertanto, gli effetti sulla piolatura non risultano concentrati alle sole estremità ma anche in corrispondenza dei cambi di sezione.

	$\sigma_{soletta,SUP1}$	$\sigma_{soletta,INF1}$	A_{cls}	N_{sh}	ΔN_{sh}	b_c	Δq_{ritiro}
SEZIONE	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[mm]	[kN/mm]
1	0.32	1.30	732550	594	594	2990	0.40
2	0.32	1.30	732550	594	0	2990	0.00
3	0.53	1.46	771750	767	173	3150	0.11
4	0.68	1.57	771750	868	101	3150	0.06

SEZIONE	$q_{trave-soletta}$			i_{pioli}	N°_{pioli}	$P_{Sd,piolo}$
	Carichi esterni	Ritiro	Totale			
	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[mm]	[-]	[kN]
1	1.089	0.397	1.486	125	3	62
2	0.852	0.000	0.852	200	3	57
3	0.650	0.110	0.760	200	2	76
4	0.241	0.064	0.305	300	2	46

Le azioni agenti sul singolo piolo, per le varie sezioni esaminate, risultano inferiori ai valori resistenti e pertanto la verifica è soddisfatta.

6.1.8 Verifica di deformabilità

Si verifica la freccia massima in esercizio sotto l'azione dei carichi variabili di progetto fissando un limite di spostamento verticale pari a $1/400$ della luce, corrispondente a $22500/400 = 56\text{mm}$; in particolare, si considera la condizione di carico "rara", ovvero ipotizzando la contemporaneità dei carichi variabili sulla struttura.

Per quanto riguarda invece la deformata sotto carichi permanenti, si procede verificando che la contromonta di progetto adottata in fase di tracciamento delle carpenterie metalliche sia sufficiente a compensarla.

Verifica di deformabilità verticale

$$f_{\text{variabile,max}} = DY_{\text{max}} = 37\text{mm} \text{ corrispondenti a } 37/22500 = 1/608 < 1/400$$

Verifica della contromonta iniziale

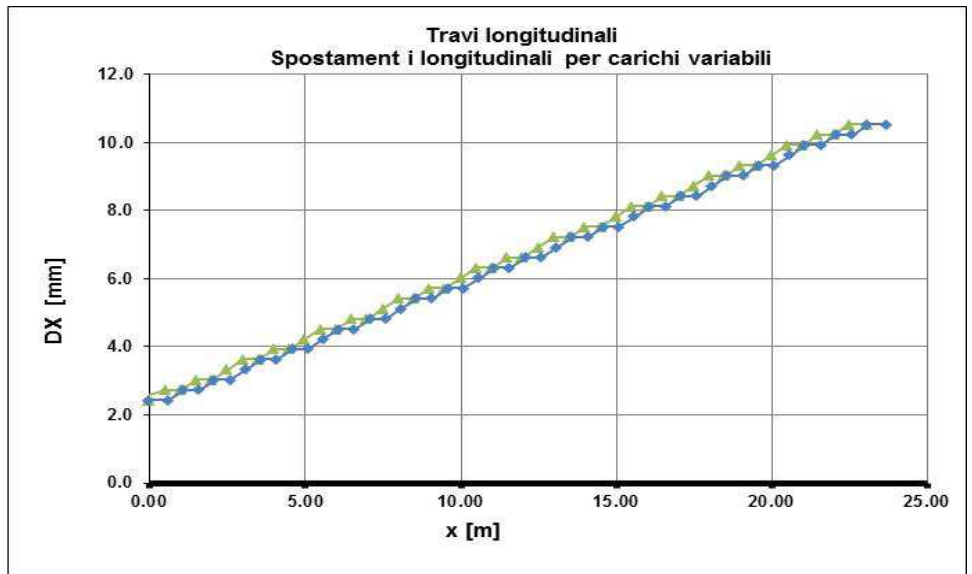
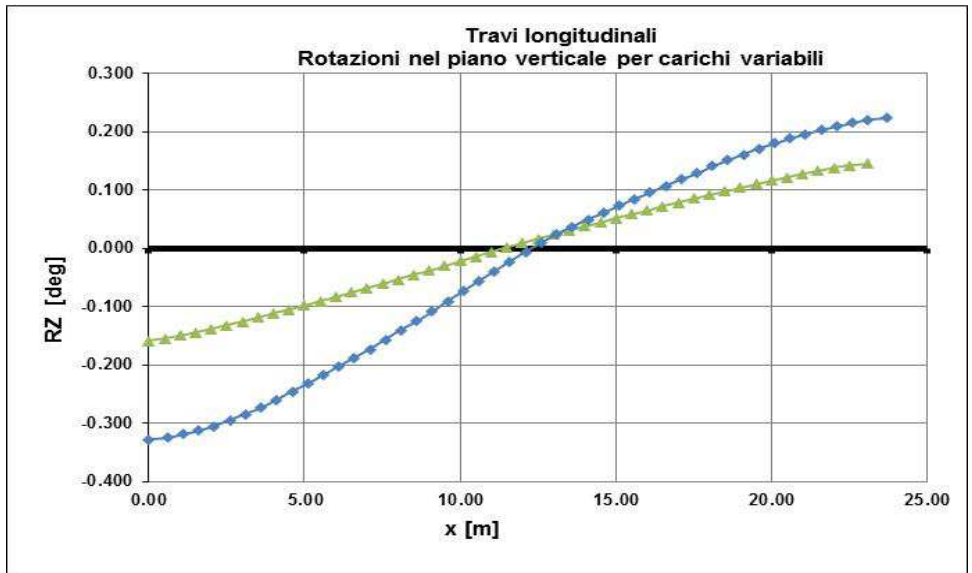
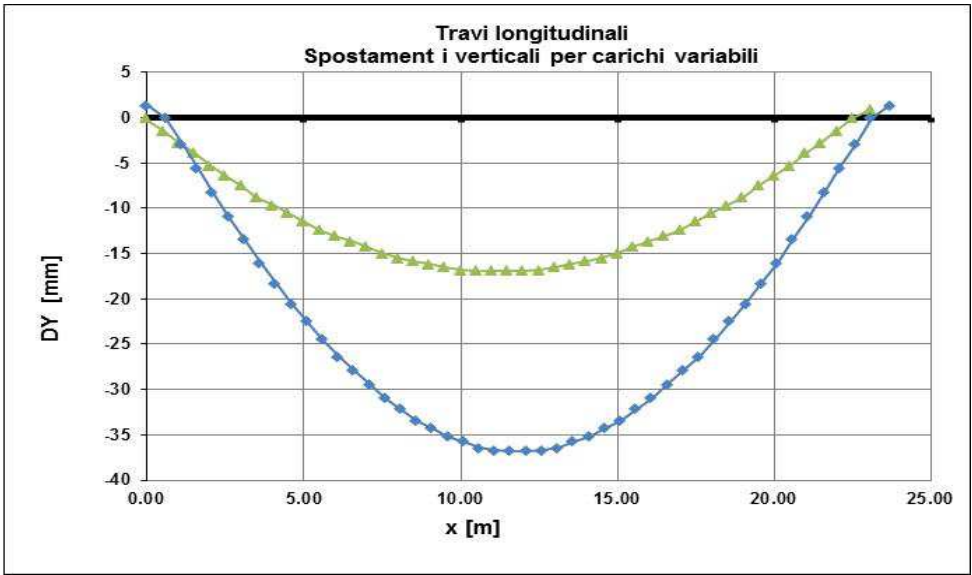
$$f_{\text{permanente,max}} = DY_{\text{max}} = 75\text{mm}$$

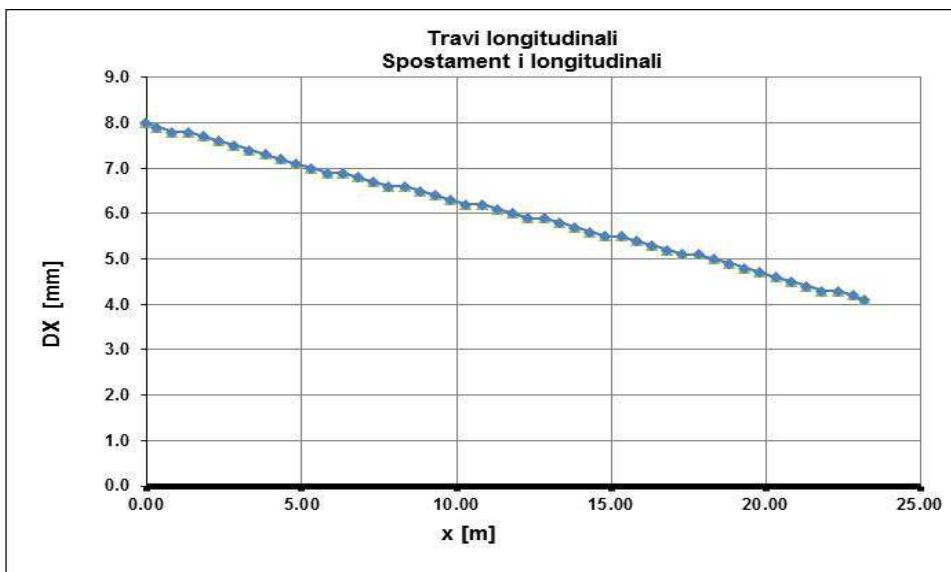
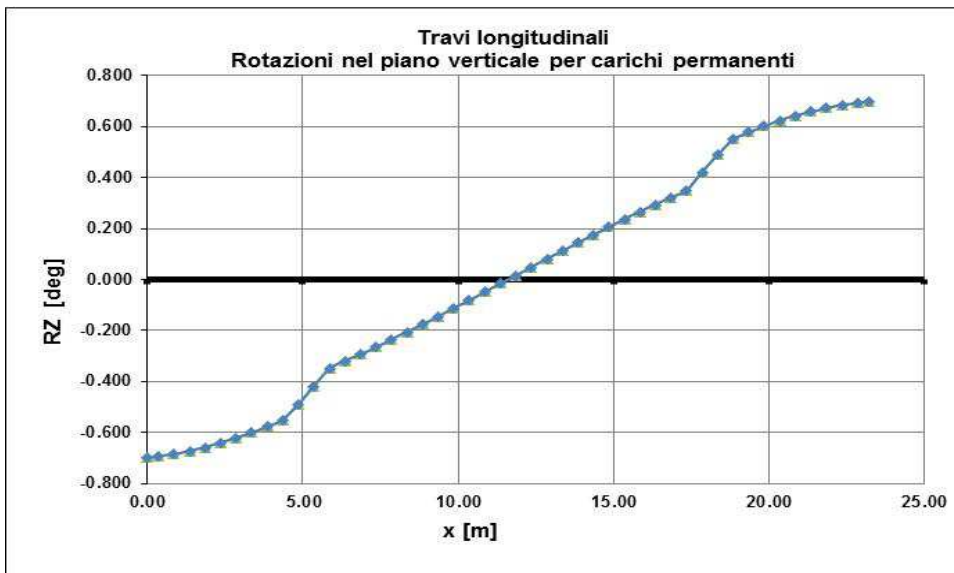
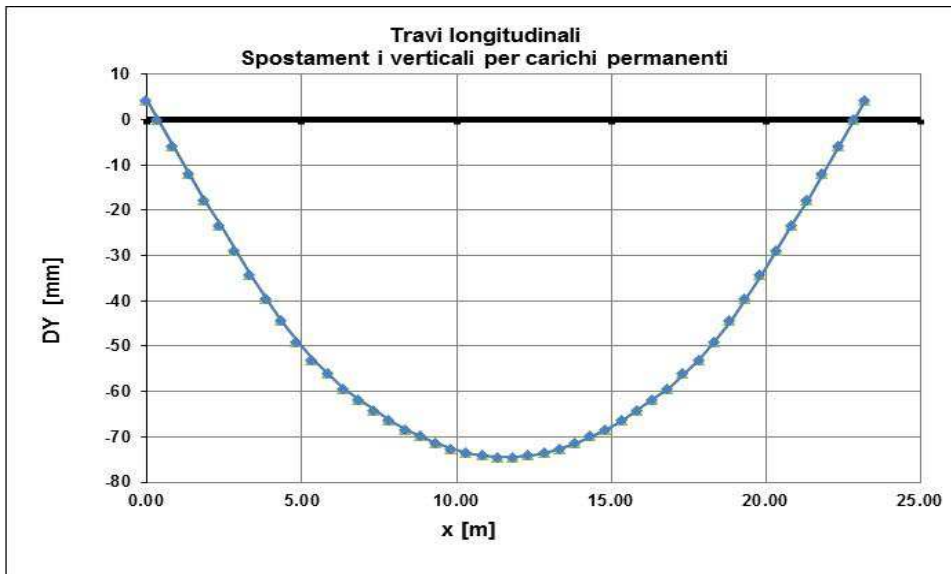
$$f_{\text{contromonta}} = DY_{\text{max}} = 87\text{mm}$$

Dati per fornitura appoggi

$$S_{\text{variabile,max}} = \text{escursione longitudinale massima} = DX_{\text{max}} = 11\text{mm}$$

$$\theta_{\text{variabile,max}} = \text{rotazione massima all'appoggio} = RZ_{\text{max}} = 0.328^\circ = 0.0057 \text{ rad}$$





6.2 Verifica del traverso tipico

6.2.1 Premessa

Di seguito si riportano le verifiche a flessione e taglio del traverso tipico; come illustrato nei paragrafi precedenti, le azioni di progetto sono desunte dall'analisi della statica locale dell'impalcato.

Tenuto conto dell'entità dei carichi di progetto, si trascurano le azioni negli sbalzi in quanto poco sollecitati rispetto alla mezzeria del traverso.

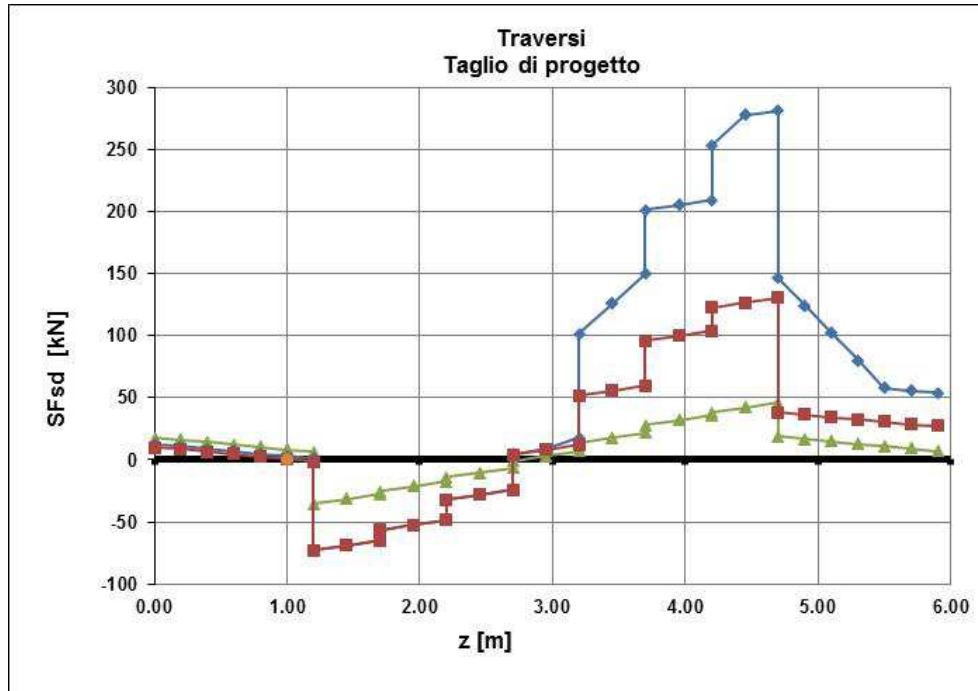
6.2.2 Azioni di progetto

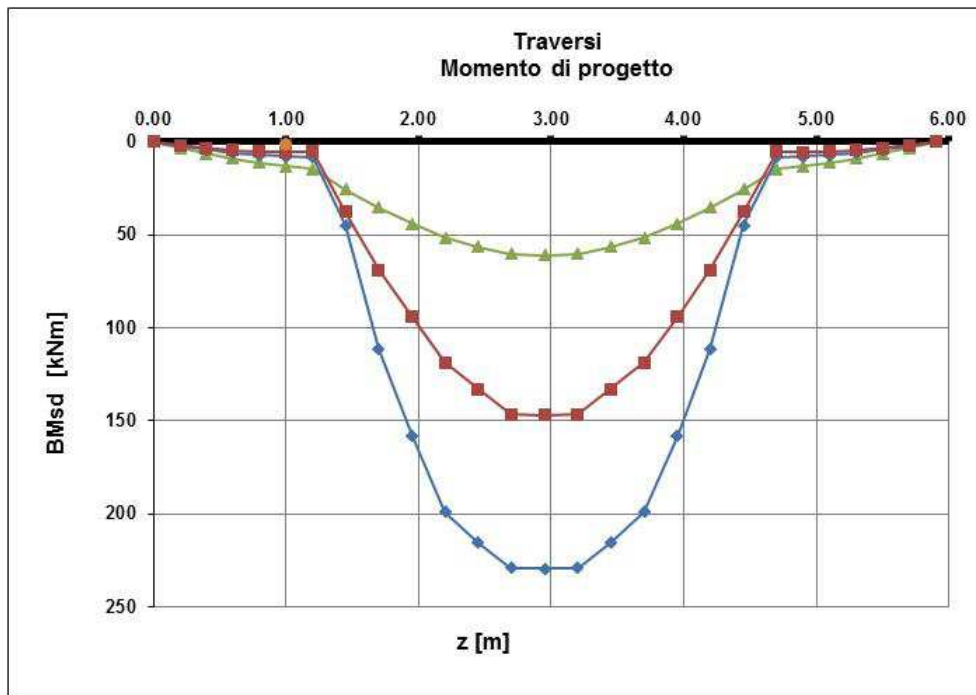
Nei diagrammi riportati di seguito si sintetizzano le azioni interne di taglio e flessione per i traversi esaminati; vista la simmetria dell'impalcato rispetto alla mezzeria, l'analisi strutturale è stata svolta per metà campata e quindi, nei diagrammi, si sintetizzano solo tre dei sei traversi di progetto.

Si ricavano le seguenti azioni di progetto:

Taglio sollecitante di progetto = $SF_{sd} = 282 \text{ kN}$

Taglio sollecitante di progetto = $BM_{sd} = 229 \text{ kNm}$





6.2.3 Verifica a flessione

Con riferimento alle proprietà sezionali riportate nei paragrafi precedenti, si ottengono i seguenti valori di sollecitazione:

$$W = \text{modulo resistente sezionale} = 3.639 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$BM_{sd} = \text{momento sollecitante di progetto} = 229 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{sd} = \text{tensione massima sezionale} = BM_{sd} / W = 229 \times 10^6 / 3.639 \times 10^6 = 63 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \text{limite tensionale di norma} = f_{yd} / \gamma_s = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$$

Poiché la massima tensione sollecitante risulta inferiore al limite di norma, la verifica risulta soddisfatta.

6.2.4 Verifica di stabilità a taglio del pannello d'anima

Con riferimento alle proprietà sezionali riportate nei paragrafi precedenti, si ottengono i seguenti valori di sollecitazione:

$$I = \text{momento d'inerzia sezionale} = 1.182 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$S = \text{momento statico baricentrico} = 2.040 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$t = \text{spessore dell'anima della trave} = 10 \text{ mm}$$

$$SF_{sd} = \text{taglio sollecitante di progetto} = 282 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \tau_{sd,max} &= \text{massimo sforzo di taglio nell'anima} = SF_{sd} \times S / (I \times t) = \\ &= 282 \times 1000 \times 2.040 \times 10^6 / (1.182 \times 10^9 \times 10) = 49 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

In accordo con quanto previsto dalla normativa di riferimento, si procede con la verifica della stabilità dei pannelli d'anima secondo quanto indicato nel Par.C4.2.4.1.3.4.1 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC2008.

			SEZIONE
			"1"
Altezza pannello	h_w	[mm]	610
Spessore pannello	t	[mm]	10
Tensione di snervamento	f_{yk}	[N/mm ²]	355
Coefficiente (vedi NTC2008)	ϵ	[-]	0.8136
Passo degli irrigiditori	a	[mm]	3500
Coefficiente (vedi NTC2008)	a / h_w	[-]	5.7377
Coefficiente per instabilità a taglio	k_t	[-]	5.46
Tensione critica euleriana	σ_E	[N/mm ²]	51.1
Tensione tangenziale critica	τ_{cr}	[N/mm ²]	278.9
Parametro di snellezza	λ_w	[-]	0.857
Montanti d'appoggio rigidi	-	-	SI
Coefficiente (vedi NTC2008)	η	[-]	1.20
Coefficiente (vedi NTC2008)	χ_w	[-]	0.9680
Coefficiente di sicurezza	γ_{M1}	[-]	1.10
Taglio resistente di progetto	$V_{bw,Rd}$	[kN]	1100
Tensione tangenziale resistente di progetto	$\tau_{bw,Rd}$	[N/mm²]	180

La massima tensione tangenziale nel pannello d'anima risulta inferiore a quella resistente e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

6.3 Verifica della soletta

6.3.1 Premessa

La soletta è assimilata ad una piastra in c.a., di dimensioni 6.30m x 23.20m, che poggia in modo continuo su travi e traversi.

In particolare:

- in direzione trasversale, si ha una singola campata di 3.50m con due sbalzi di estremità pari a 1.40m;
- in direzione longitudinale, si hanno cinque campate di 4.50m, con due sbalzi di estremità di 0.35m.

Pertanto, si individuano le seguenti sezioni “critiche” di verifica:

- In direzione trasversale:
 - sezione di mezzeria per flessione;
 - sezione all'appoggio (su trave) per taglio;
- In direzione longitudinale:
 - sezione di mezzeria per flessione;
 - sezione all'appoggio (su traverso) per flessione;
 - sezione all'appoggio (su traverso) per taglio.

Tenuto conto delle disposizioni di progetto, si assumono i seguenti parametri geometrici:

h = altezza sezione = 245mm;

$d_{\text{trav},+}$ = altezza utile sezionale in direzione trasversale per momenti positivi =
 $= 245 - 25 - 18/2 = 211$ mm

$d_{\text{trav},-}$ = altezza utile sezionale in direzione trasversale per momenti negativi =
 $= 245 - 55 - 14/2 = 183$ mm

$d_{\text{long},+}$ = altezza utile sezionale in direzione longitudinale per momenti positivi =
 $= 245 - 25 - 18 - 18/2 = 193$ mm

$d_{\text{long},-}$ = altezza utile sezionale in direzione longitudinale per momenti negativi =
 $= 245 - 55 - 14 - 14/2 = 169$ mm

Cautelativamente, si trascurano i contributi resistenti, sia a taglio che a flessione, delle lamiere in CORTEN tralicciate.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, si assume quanto segue:

- per le sezioni in direzione longitudinale e in direzione trasversale a distanza maggiore di 80cm dall'appoggio, la resistenza di progetto è calcolata facendo riferimento ad “elementi privi di armature a taglio”;

- per le sezione in direzione trasversale a distanza minore di 80cm dall'appoggio, la resistenza di progetto è calcolata facendo riferimento ad “elementi con armature a taglio”, costituite da ferri piegati.

Convenzionalmente si assume:

- sezione A = sezione all'appoggio;
- sezione B = sezione in mezzzeria;
- sezione C = sezione a distanza 80cm dall'appoggio (solo per la statica trasversale)

6.3.2 Azioni di progetto

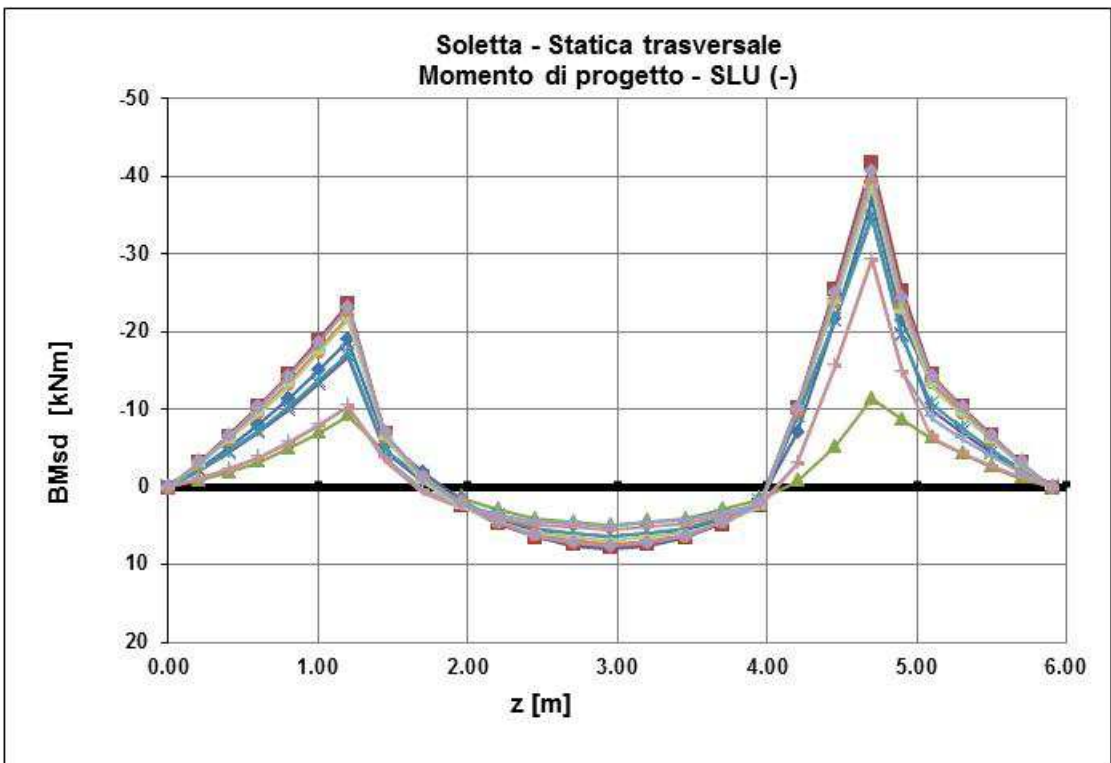
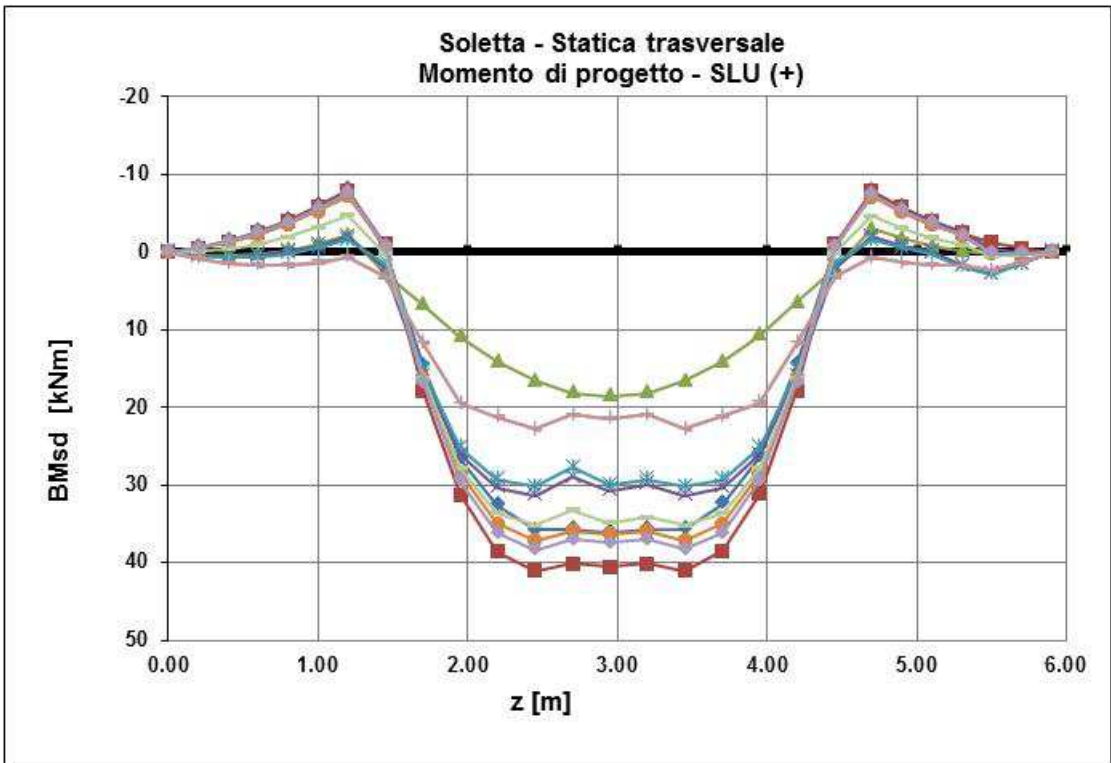
Di seguito si riportano le azioni di progetto, riferite ad una strisci di soletta pari a 50cm, per le seguenti condizioni di verifica:

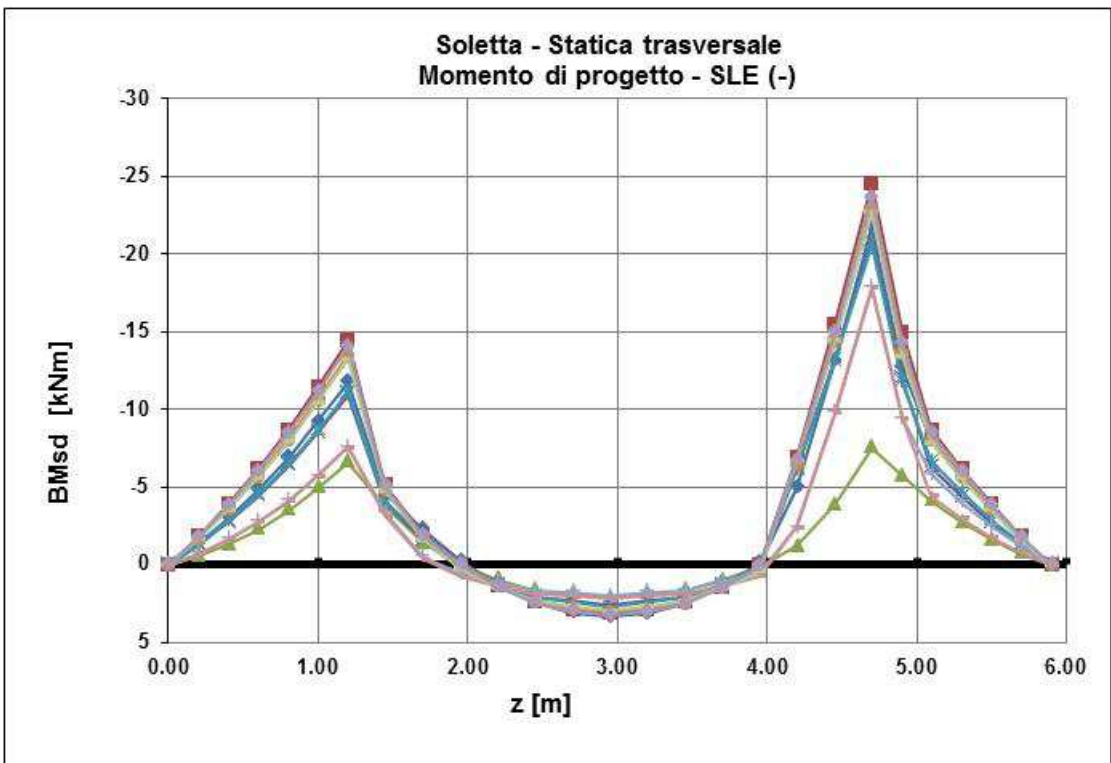
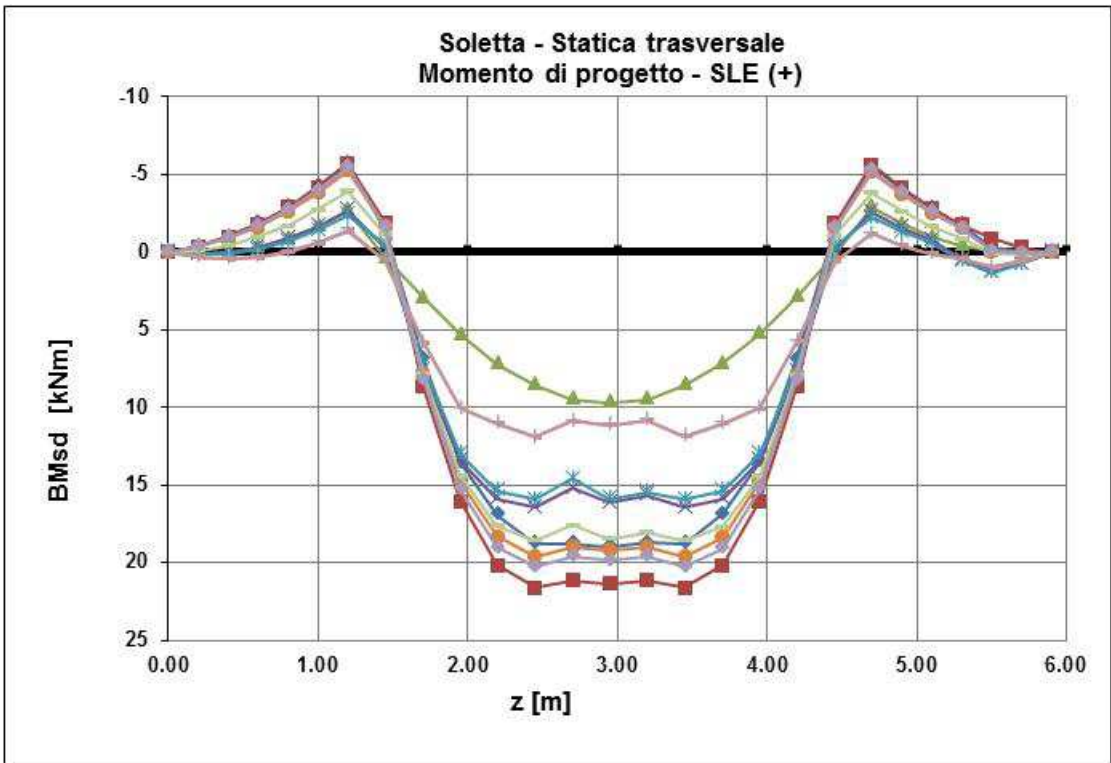
- Stato Limite Ultimo (SLU) per taglio e flessione.
- Stato Limite d'Esercizio (SLE) per flessione.

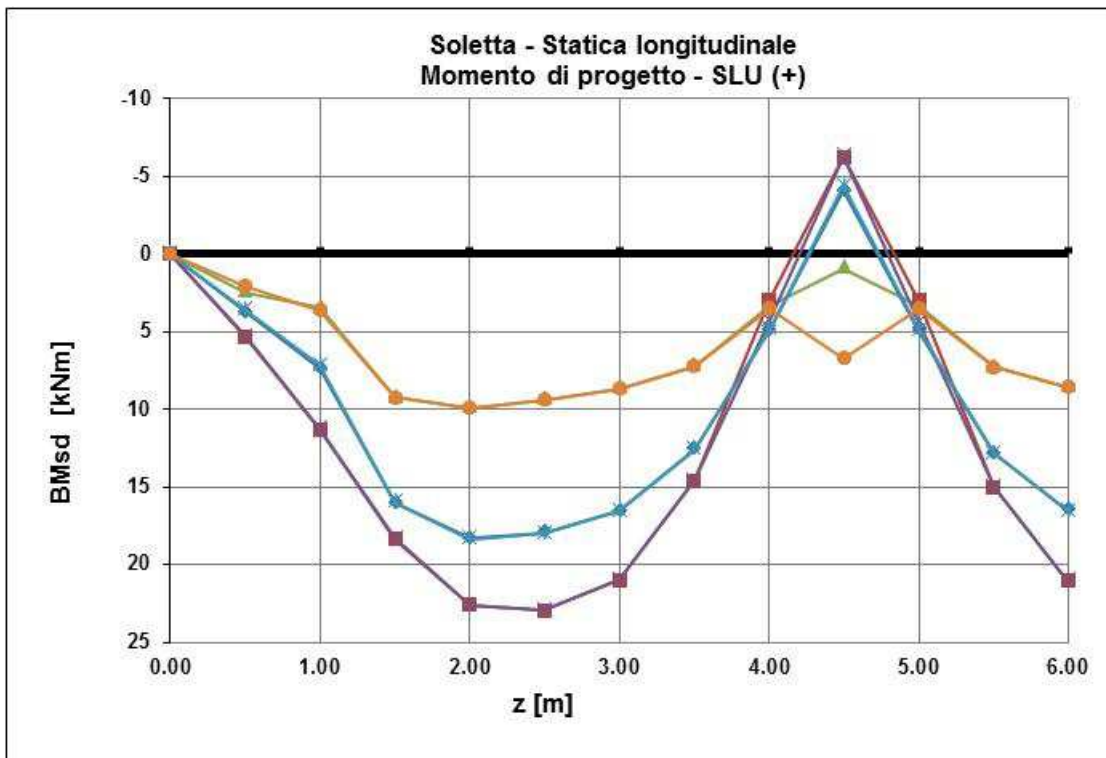
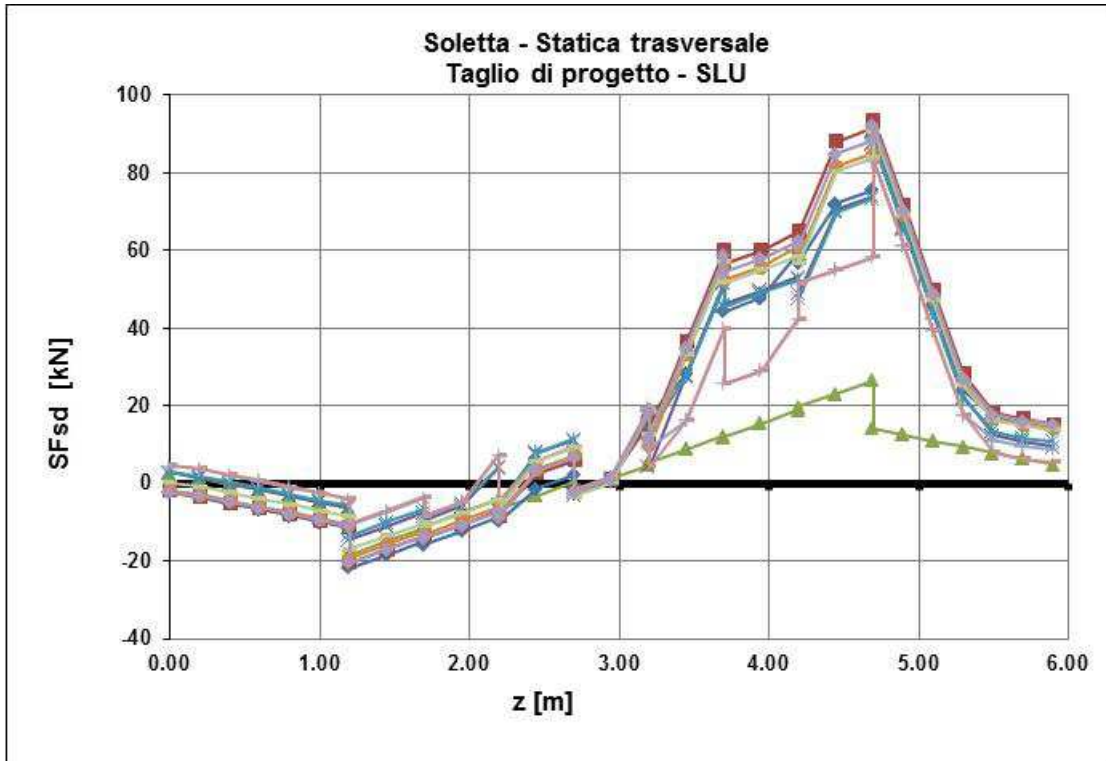
Nella tabella si sintetizzano quindi i valori di verifica.

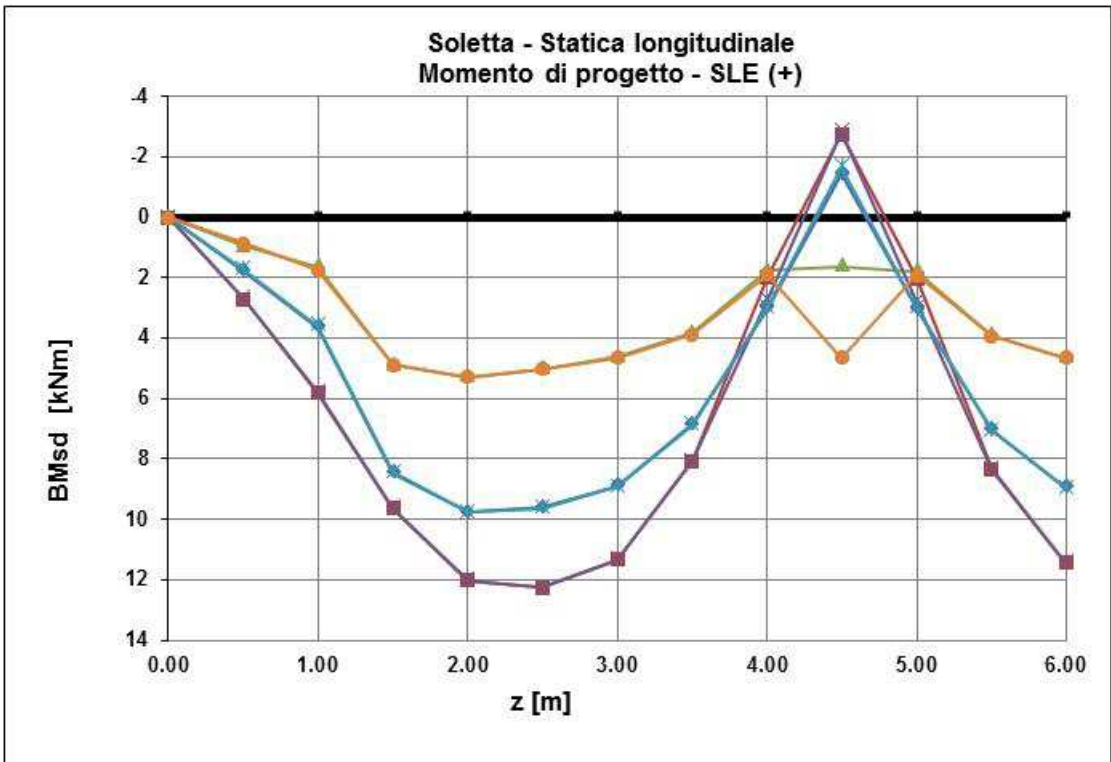
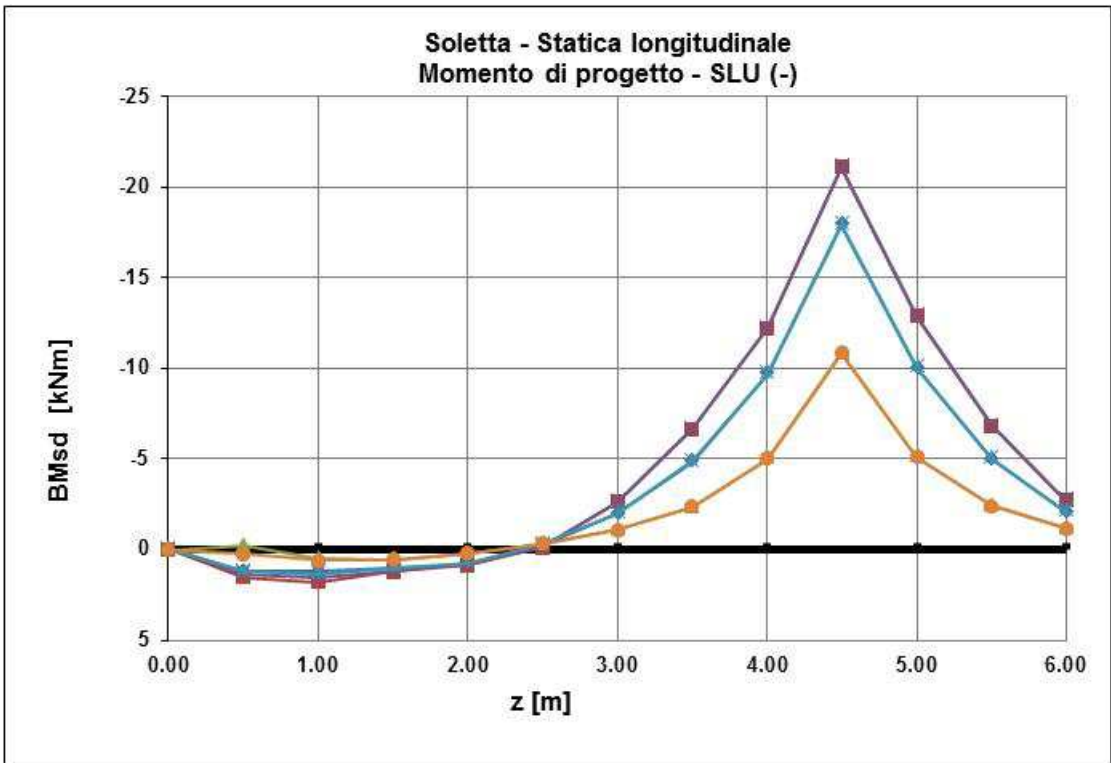
	SEZIONE	$BM_{Sd,SLU}$	$BM_{Sd,SLE}$	$SF_{Sd,SLU}$
		[kNm]	[kNm]	[kN]
STATICA TRASVERSALE	A	-41.00	-24.00	92
	B	41.00	22.00	-
	C	17.00	8.00	62
		-10.00	-7.00	
STATICA LONGITUDINALE	A	-21.00	-11.00	43
	B	23.00	12.00	-

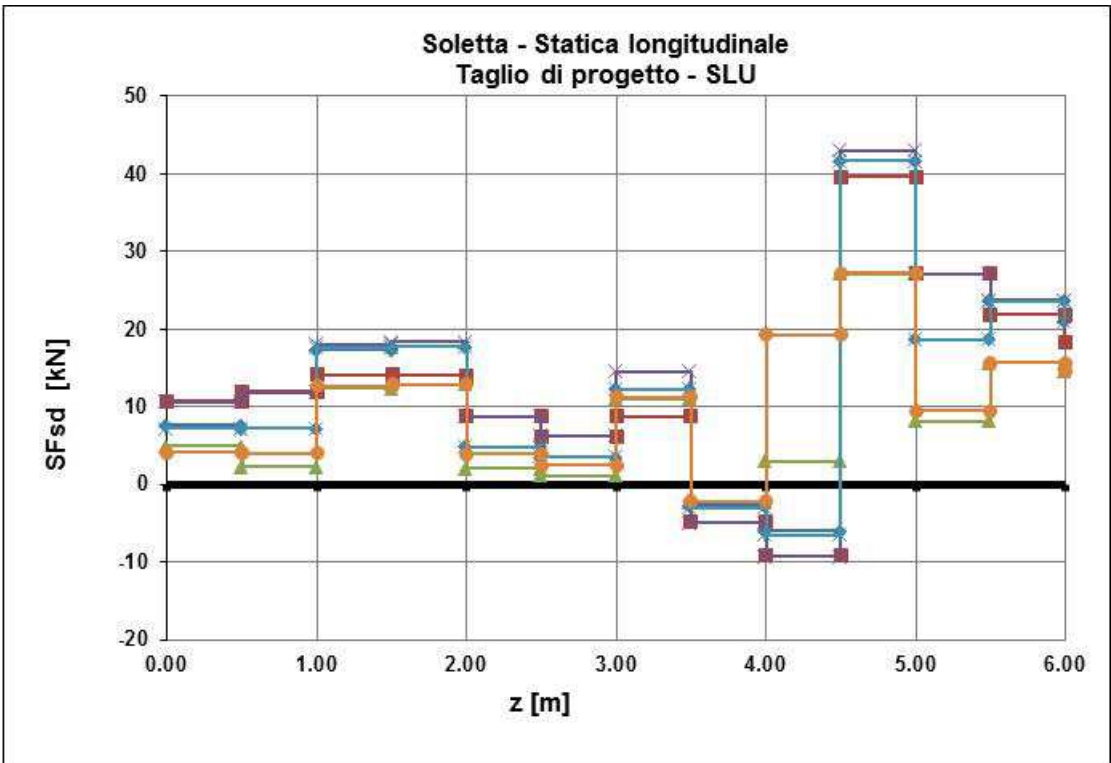
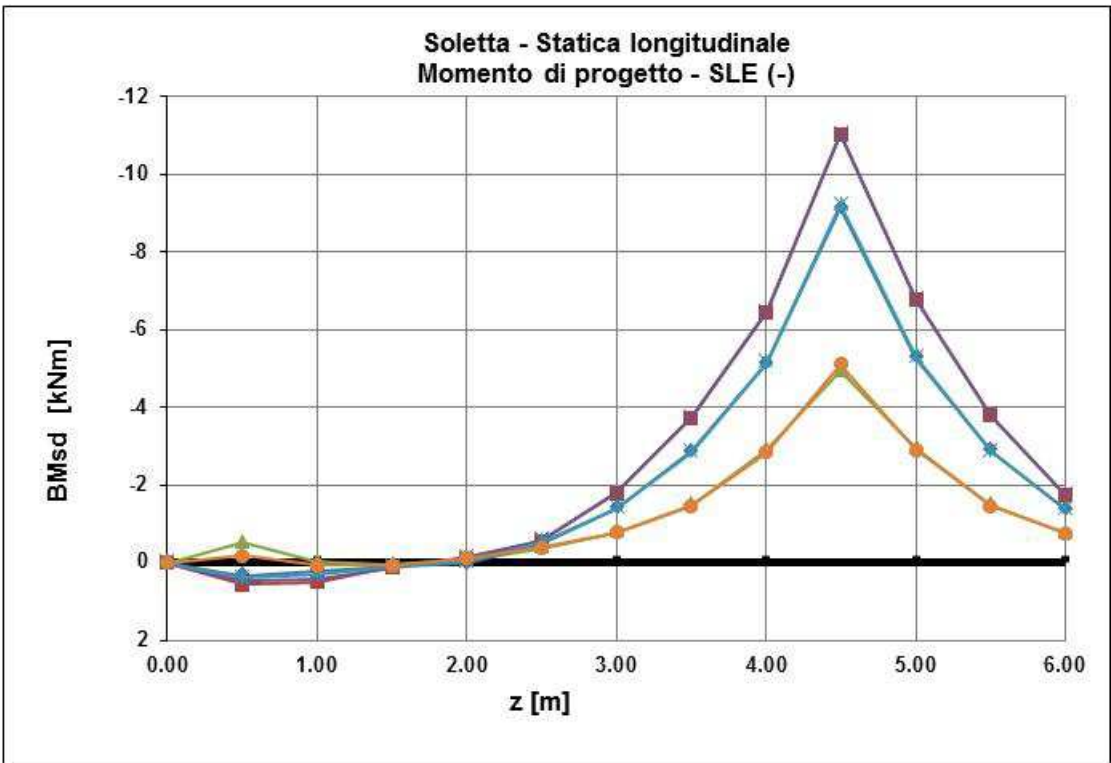
(*) Azioni riferita ad una striscia di 50cm di larghezza











6.3.3 Verifiche a flessione (SLU)

I momenti resistenti sono calcolati secondo l'espressione:

$$BM_{Rd} = 0.9 \times d \times A_s \times f_{yd}$$

dove:

d = altezza utile sezionale

A_s = armatura tesa

f_{yd} = snervamento di progetto dell'acciaio = f_{yk} / γ_s

	SEZIONE	d [mm]	A_s [mm ²]	f_{yd} [N/mm ²]	$BM_{Rd,SLU}$	$BM_{Sd,SLU}$	F_s [-]
					[kNm]	[kNm]	
STATICA TRASVERSALE	A	183	1155	391.3	-74.4	-41.0	1.82
	B	211	828	391.3	61.5	41.0	1.50
	C	211	635	391.3	47.2	17.0	2.78
		183	385	391.3	-24.8	-10.0	2.48
STATICA LONGITUDINALE	A	169	770	391.3	-45.8	-21.0	2.18
	B	193	635	391.3	43.2	23.0	1.88

(*) Azioni riferita ad una striscia di 50cm di larghezza

Per tutte le sezioni esaminate, i momenti resistenti risultano superiori a quelli sollecitanti per tanto le verifiche risultano soddisfatte.

6.3.4 Verifiche a flessione (SLE)

Si procede con la verifica a fessurazione per le sezioni “critiche” esaminate, fissando il limite massimo ammissibile, in condizioni di carico frequente, pari a 0.2mm (ambiente molto aggressivo).

Le tensioni nelle barre di armature sono valutate secondo l’espressione:

$$\sigma_s = BM_{Sd} / (0.9 \times d \times A_s)$$

dove:

BM_{Sd} = momento sollecitante in condizioni d’esercizio

d = altezza utile sezionale

A_s = armatura tesa

	SEZIONE	d [mm]	A_s [mm ²]	$BM_{Sd,SLE}$	σ_s
				[kNm]	[N/mm ²]
STATICA TRASVERSALE	A	183	1155	-24.0	126
	B	211	828	22.0	140
	C	211	635	8.0	66
		183	385	-7.0	110
STATICA LONGITUDINALE	A	169	770	-11.0	94
	B	193	635	12.0	109

(*) Azioni riferita ad una striscia di 50cm di larghezza

Di seguito si procede pertanto con il calcolo dell’ampiezza delle fessure in accordo con quanto indicato dalle Istruzioni applicative delle NTC2008.

PARAMETRI CLS	Elemento	[-]	Soletta	Soletta	Soletta	Soletta	Soletta	Soletta		
	Zona	[-]	-	-	-	-	-	-	-	
	Direzione	[-]	Trasv.	Trasv.	Trasv.	Trasv.	Long.	Long.		
	Sezione	[-]	A	B	C	C	A	B		
Rck	[N/mm ²]	45	45	45	45	45	45	45	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS	
fck	[N/mm ²]	37	37	37	37	37	37	37	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS	
fctm	[N/mm ²]	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	Resistenza media a trazione del CLS	
Ecm	[N/mm ²]	34625	34625	34625	34625	34625	34625	34625	Modulo elastico medio del CLS	
PARAMETRI ACCIAIO	Nsd	[kN]	-	-	-	-	-	-	-	Azione assiale SLE di progetto
	Msd	[kNm]	-	-	-	-	-	-	-	Momento flettente SLE di progetto
	φ	[mm]	14	18	18	14	14	18	18	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	126	140	66	110	94	109	109	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	As	[mm ²]	1155	828	635	385	770	635	635	Area dell'armatura tesa
	Es	[N/mm ²]	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	Modulo elastico dell'ACCIAIO
	s	[mm]	67	200	200	200	100	200	200	Passo medio tra le barre
	s max	[mm]	310	170	170	310	380	260	260	Interasse massimo delle barre
PARAMETRI SEZIONE	c	[mm]	55	25	25	55	69	43	43	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	500	500	500	500	500	500	500	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	245	245	245	245	245	245	245	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	183	211	211	183	169	193	193	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	55	63	63	55	51	58	58	Quota dell'asse neutro
	hc,eff	[mm]	63	61	61	63	65	62	62	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	Ac,eff	[mm]	31683	30283	30283	31683	32383	31183	31183	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	ρp,eff	[-]	0.03645	0.02734	0.02097	0.01215	0.02378	0.02036	0.02036	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	ρp	[-]	0.00943	0.00676	0.00518	0.00314	0.00629	0.00518	0.00518	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area totale di CLS
	αe	[-]	6.06	6.06	6.06	6.06	6.06	6.06	6.06	Rapporto geometrico di armatura tesa
CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	kt	[-]	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δε	[-]	0.000386	0.000400	0.000189	0.000314	0.000269	0.000311	0.000311	Deformazione media di progetto
	k1	[-]	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k2	[-]	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k3	[-]	3.400	3.400	3.400	3.400	3.400	3.400	3.400	-
	k4	[-]	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	0.425	-
	sr,max	[mm]	252	236	236	383	335	296	296	Distanza massima tra le fessure
	wk	[mm]	0.097	0.094	0.045	0.120	0.090	0.092	0.092	Apertura delle fessure

Le ampiezze di apertura delle fessure risultano inferiori al prefissato limite e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

6.3.5 Verifiche a taglio (SLU)

Per le sezioni A in direzione longitudinale e C in direzione trasversale, la resistenza è riferita al caso di elementi “non armati a taglio”; con riferimento al Par. 4.1.2.1.3.1 delle NTC2008 si calcola quanto segue:

ELEMENTO	DIREZIONE	SEZIONE	A_s	A'_s	b_w	d	ρ_L	k	f_{ck}	γ_c	σ_{cp}	V_{Rd}	$V_{Rd,min}$	V_{Rd}
[-]	[-]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Soletta	Trasversale	C	635	0	500	211	0.00602	1.97	37.35	1.5	0	70.5	62.6	70.5
Soletta	Longitudinale	A	770	0	500	169	0.00911	2.00	37.35	1.5	0	65.7	51.1	65.7

Per la sezione A in direzione trasversale la resistenza è riferita al caso di elementi “armati a taglio”; con riferimento al Par. 4.1.2.1.3.2 delle NTC2008 si calcola quanto segue:

ELEMENTO	DIREZIONE	SEZIONE	γ_c	γ_s	R_{ck}	f_{cd}	f'_{cd}	f_{yk}	f_{yd}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Soletta	Trasversale	A	1.5	1.15	45	21.2	10.6	450.0	391.3

ELEMENTO	DIREZIONE	SEZIONE	α_c	d	b_w	s	A_{sw}	α	θ	V_{Rsd}	V_{Rcd}	V_{Rd}
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[°]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]
Soletta	Trasversale	A	1.00	183	500	300	385	45	45	117	871	117

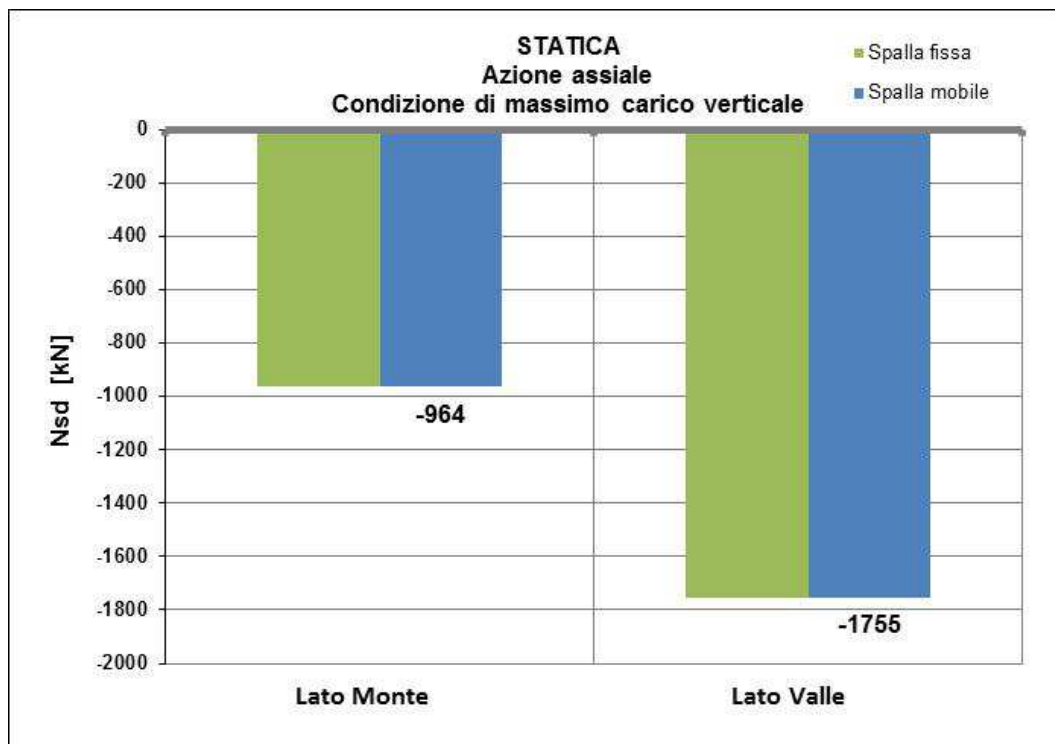
Pertanto le verifiche risultano:

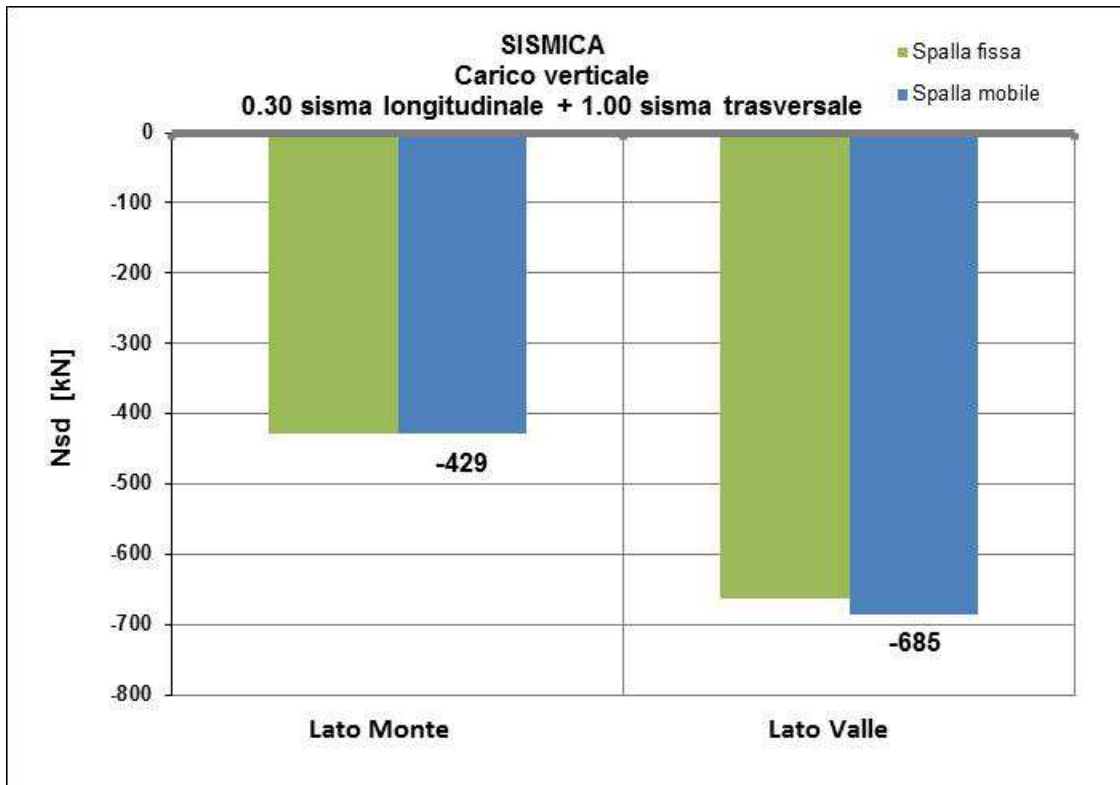
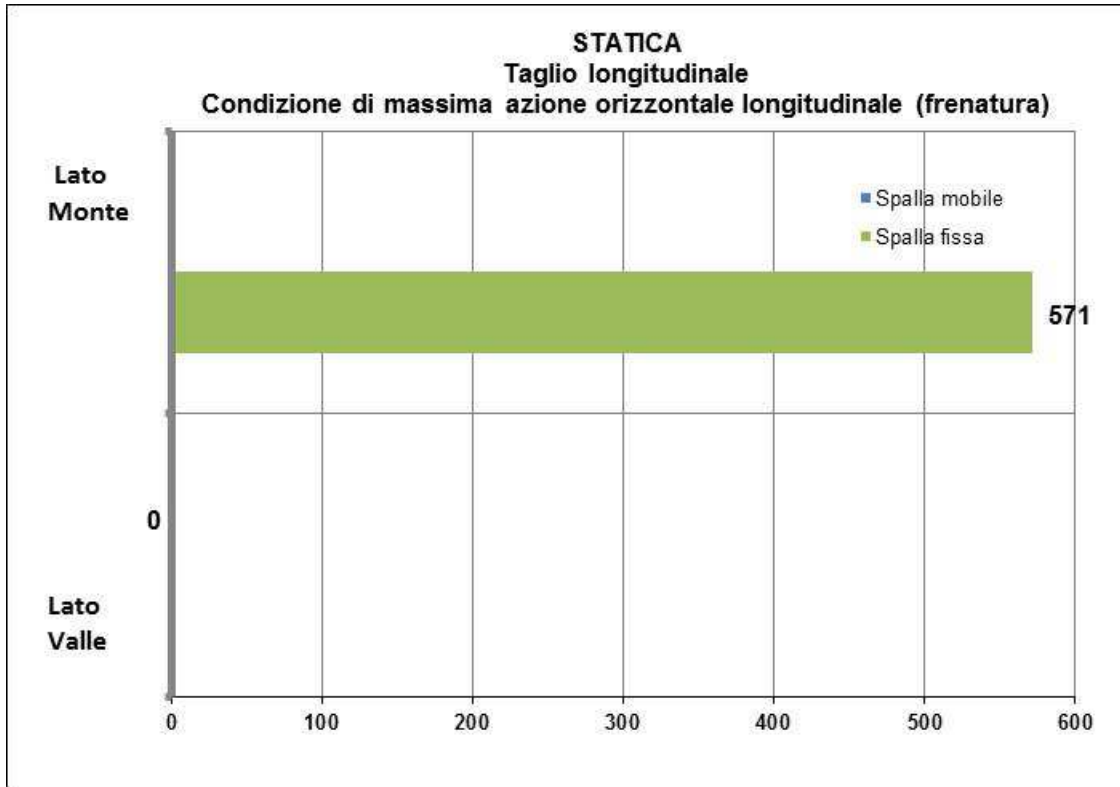
DIR.	SEZIONE	$SF_{Sd,SLU}$	$SF_{Rd,SLU}$	F_s
		[kN]	[kN]	[-]
TRASV	A	92	117	1.27
TRASV	C	62	71	1.15
LONG	A	43	66	1.53

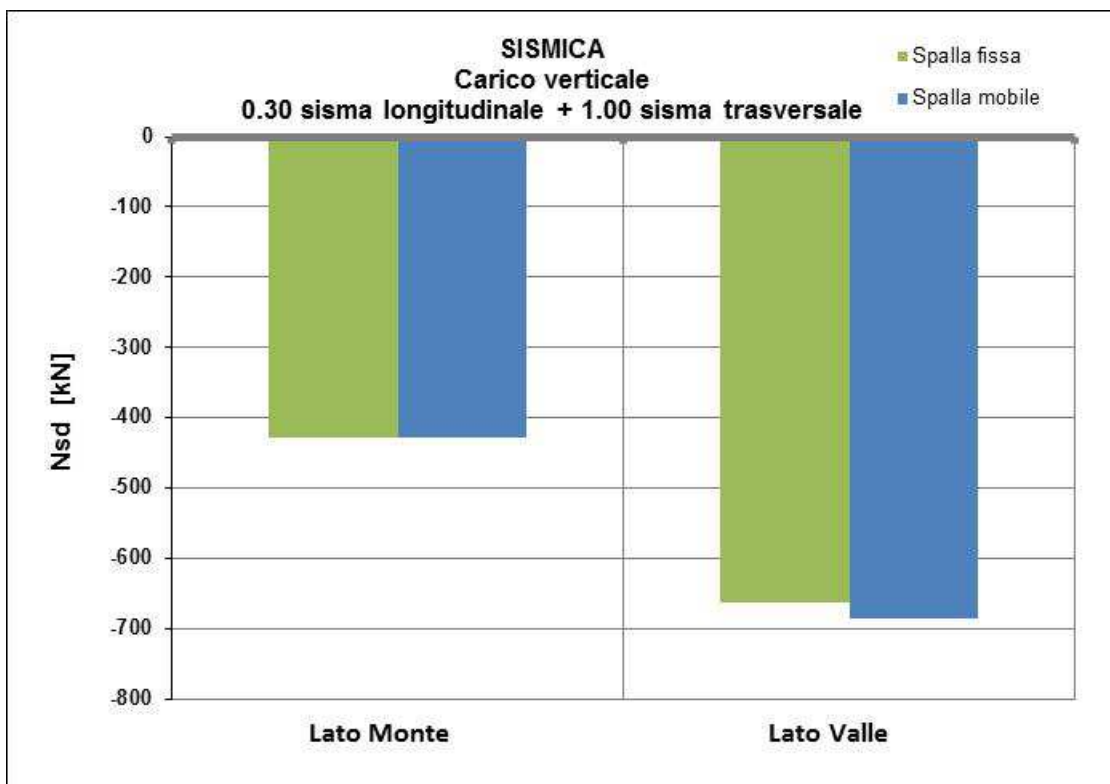
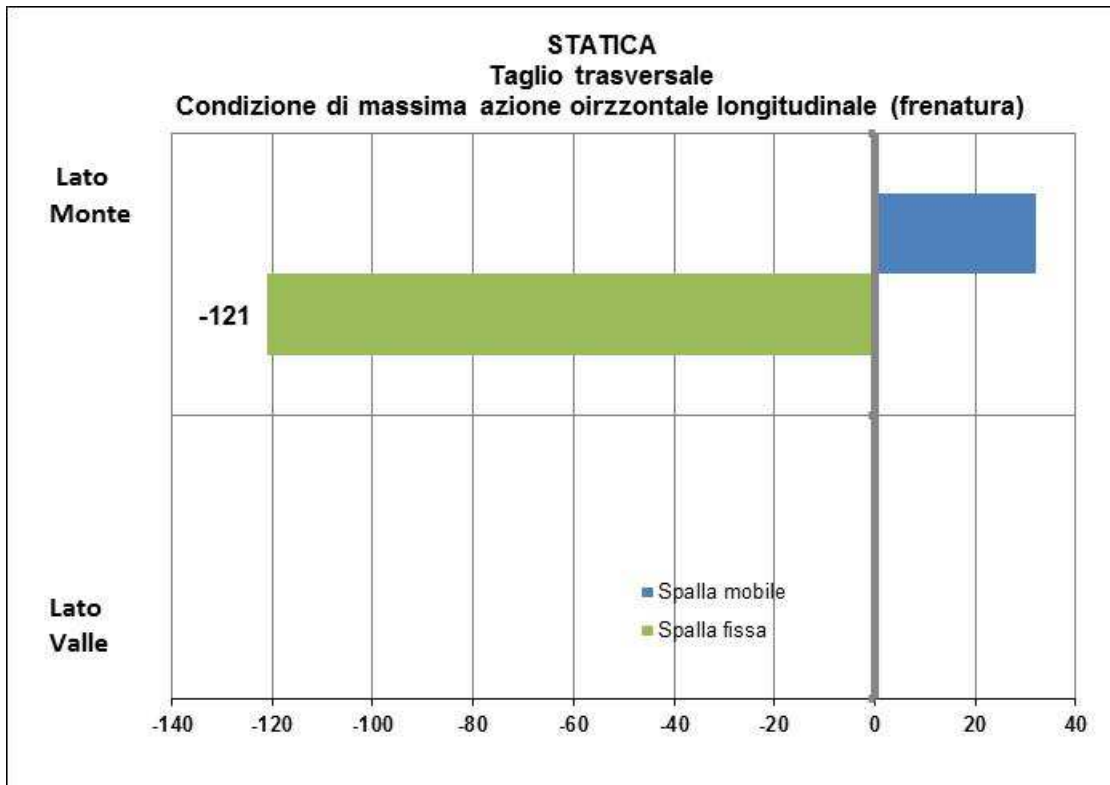
6.4 Azioni sugli appoggi

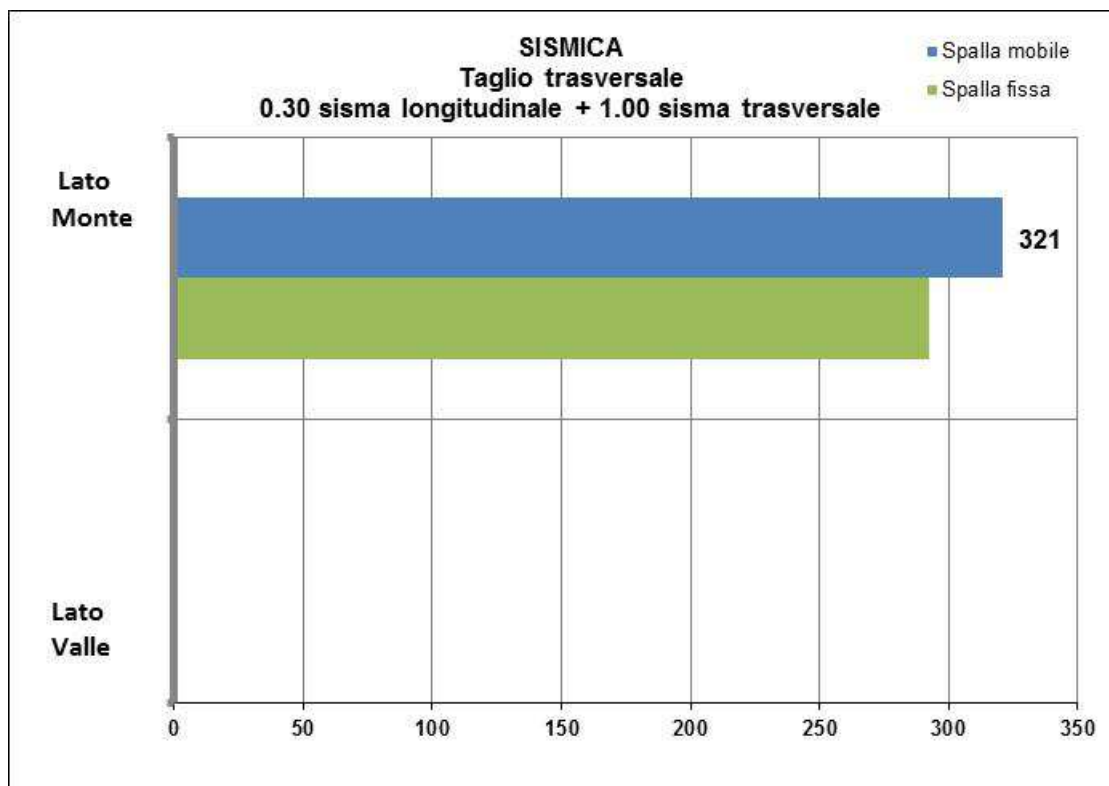
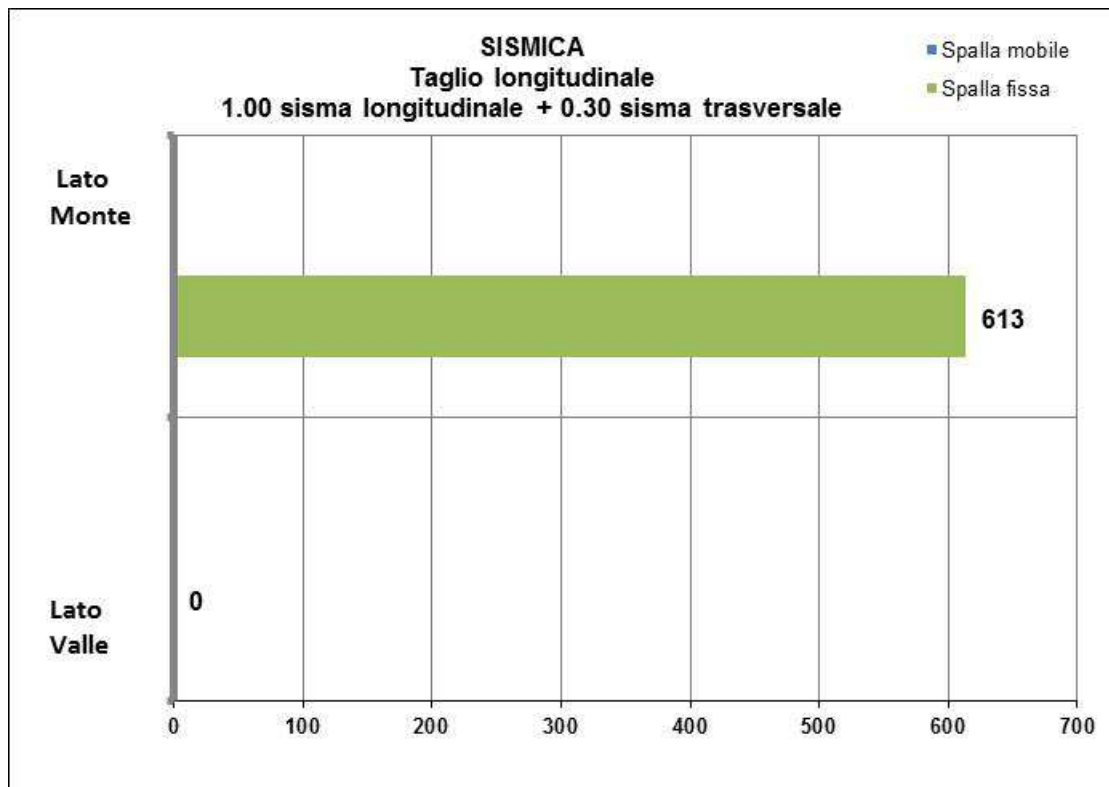
Di seguito si riportano le azioni di progetto per il dimensionamento e la fornitura degli appoggi strutturali.

Per ciascuna azione di progetto, si riporta la combinazione di carico maggiormente significativa; tal scopo, si osserva che la massima azione trasversale in condizioni statiche si ha per il carico di frenatura, combinato col vento trasversale, per effetto dell'eccentricità del vincolo longitudinale rispetto al carico applicato.









6.5 Verifica delle spalle

6.5.1 Premessa

Le verifiche riportate di seguito sono sviluppate per la spalla “fissa”, ovvero quella sulla quale vengono scaricate le azioni orizzontale trasmesse dall’impalcato; adottando una geometria analoga anche per la spalla “mobile”, se ne omettono le relative verifiche in quanto soggetta ad azioni meno gravose.

Per quanto riguarda il livello idraulico, vale quanto segue:

- i muri sono drenati e pertanto non si attendono significative spinte idrauliche a tergo dei muri;
- non si attendono significative sottospinte in fondazione.

Le verifiche sono svolte facendo riferimento a quanto previsto delle NTC2008 per le opere di sostegno (Cap. 6.5), secondo l’Approccio 1.

6.5.2 Carichi caratteristici

Nelle tabelle successive si riportano in sintesi le azioni caratteristiche di progetto, suddivise in carichi statici e carichi sismici.

In particolare, si adotta la seguente simbologia:

- F_x, F_y, F_z = forze agenti in direzione x, y, z
- M_x, M_y, M_z = momenti agenti in attorno all’asse x, y, z

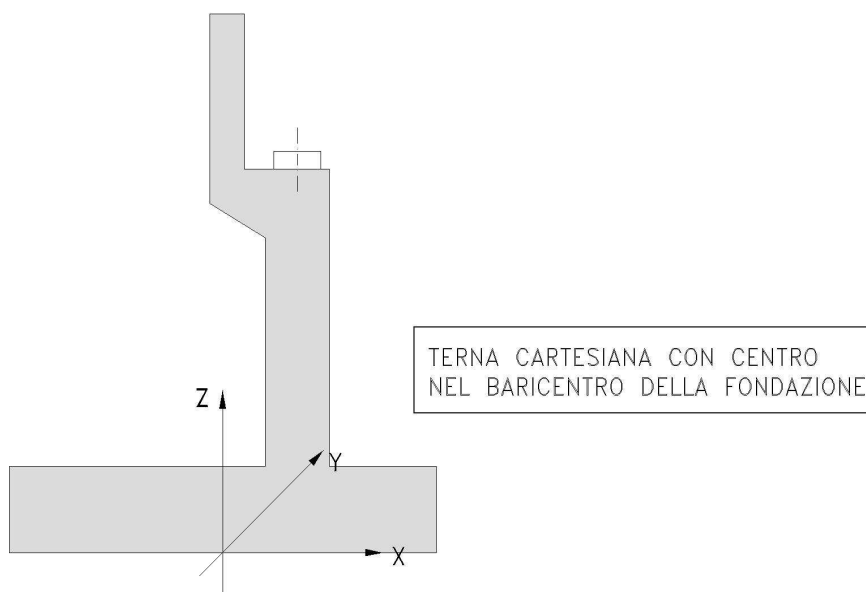


Fig.11. Terna cartesiana di riferimento

Carichi statici

Carico elementare	Id.	n°	L _x [m]	L _y [m]	L _z [m]	γ _{MAT.} [kN/m ³]	x _g [m]	y _g [m]	z _g [m]	x' _g [m]	y' _g [m]	z' _g [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	α [-]	AZIONI CARATTERISTICHE DI PROGETTO					
																	F _{Sd,x} [kN]	F _{Sd,y} [kN]	F _{Sd,z} [kN]	M _{Sd,x} [kNm]	M _{Sd,y} [kNm]	M _{Sd,z} [kNm]
PERM - Peso proprio fondazione	G ₁	1	5.250	1.000	8.900	25	0.000	0.500	0.000	0.000	0.500	0.000	0	-1168	0	1.00	0	-1168	0	0	0	0
PERM - Peso proprio parete verticale	G ₂	1	0.750	2.900	8.900	25	0.750	2.450	0.000	0.750	2.450	0.000	0	-484	0	1.00	0	-484	0	0	0	-363
PERM - Peso proprio piano appoggi	G ₃	1	1.900	0.644	8.900	25	0.268	4.320	0.000	0.268	4.320	0.000	0	-272	0	1.00	0	-272	0	0	0	-73
PERM - Peso proprio paraghiaia	G ₄	1	0.500	1.750	8.900	25	-0.487	5.667	0.000	-0.487	5.667	0.000	0	-195	0	1.00	0	-195	0	0	0	95
PERM - Peso proprio velette laterali	G ₅	2	1.000	0.300	1.400	25	0.625	5.350	0.000	0.625	5.350	0.000	0	-21	0	1.00	0	-21	0	0	0	-13
PERM - Impalcato - STR	G ₆						0.575	4.810	0.000	0.575	4.810	0.000	0	-612	0	1.00	0	-612	0	0	0	-352
PERM - Impalcato - NON STR	G ₇						0.575	4.810	0.000	0.575	4.810	0.000	0	-490	0	1.00	0	-490	0	0	0	-282
PERM - Peso proprio terreno sopra sbalzo di monte	G ₈						-1.252	3.587	0.000	-1.252	3.587	0.000	0	-2318	0	1.00	0	-2318	0	0	0	2902
PERM - Sovraccarico permanente sopra sbalzo di monte	G ₉		1.850		8.900		-1.700	6.500	0.000	-6.000	6.500	0.000	0	-82	0	1.00	0	-82	0	0	0	494
PERM - Spinta terreno su parete - γT	G ₁₀				8.900		0.000	2.167	0.000	0.000	2.167	0.000	1625	0	0	1.00	1625	0	0	0	0	-3521
PERM - Spinta terreno su parete - gk	G ₁₁				8.900		0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	132	0	0	1.00	132	0	0	0	0	-428
PERM - Sottospinta idraulica	G ₁₂		5.250		8.900		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0
VAR - Impalcato - Traffico - Carico verticale	Q ₁						0.575	4.810	0.000	0.575	4.810	0.000	0	-1524	0	1.00	0	-1524	0	0	0	-876
VAR - Impalcato - Traffico - Frenatura e accelerazione	Q ₂						0.575	4.810	0.000	0.575	4.810	0.000	423	0	57	1.00	423	0	57	274	-33	-2035
VAR - Impalcato - Vento trasversale	Q ₃						0.575	4.810	0.000	0.575	4.810	0.000	0	0	30	1.00	0	0	30	144	-17	0
VAR - Accidentale sopra terreno sbalzo di monte	Q ₄		1.850		8.900		-1.700	6.500	0.000	-1.700	6.500	0.000	0	-165	0	1.00	0	-165	0	0	0	280
VAR - Spinte terreno su parete - qk	Q ₅				8.900		0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	263	0	0	1.00	263	0	0	0	0	-855

Carichi sismici

Carico elementare	Id.	n°	L _x [m]	L _y [m]	L _z [m]	γ _{MAT.} [kN/m ³]	x _g [m]	y _g [m]	z _g [m]	x' _g [m]	y' _g [m]	z' _g [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	α	AZIONI CARATTERISTICHE DI PROGETTO					
																	F _{Sd,x} [kN]	F _{Sd,y} [kN]	F _{Sd,z} [kN]	M _{Sd,x} [kNm]	M _{Sd,y} [kNm]	M _{Sd,z} [kNm]
SISMA X - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁						0.000	0.500	0.000	0.000	0.500	0.000	126	0	0	1.00	126	0	0	0	0	-63
SISMA X - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂						0.750	2.450	0.000	0.750	2.450	0.000	52	0	0	1.00	52	0	0	0	0	-128
SISMA X - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃						0.268	4.320	0.000	0.268	4.320	0.000	29	0	0	1.00	29	0	0	0	0	-127
SISMA X - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄						-0.487	5.667	0.000	-0.487	5.667	0.000	21	0	0	1.00	21	0	0	0	0	-119
SISMA X - Inerzia peso proprio velette	E ₅						0.625	5.350	0.000	0.625	5.350	0.000	2	0	0	1.00	2	0	0	0	0	-12
SISMA X - Azioni da impalcato	E ₆						0.575	4.810	0.000	0.575	4.810	0.000	613	0	48	1.00	613	0	48	231	-28	-2949
SISMA X - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇						-1.252	3.587	0.000	-1.252	3.587	0.000	250	0	0	1.00	250	0	0	0	0	-897
SISMA X - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈						-1.700	6.500	0.000	-6.000	6.500	0.000	9	0	0	1.00	9	0	0	0	0	-58
SISMA X - Spinta terreno su parete - gT	E ₉				8.900		0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0
SISMA X - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀				8.900		0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0
SISMA X - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁						-1.700	6.500	0.000	-1.700	6.500	0.000	18	0	0	1.00	18	0	0	0	0	-115
SISMA X - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂				8.900		0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0
SISMA Y - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁						0.000	0.500	0.000	0.000	0.500	0.000	0	63	0	1.00	0	63	0	0	0	0
SISMA Y - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂						0.750	2.450	0.000	0.750	2.450	0.000	0	26	0	1.00	0	26	0	0	0	20
SISMA Y - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃						0.268	4.320	0.000	0.268	4.320	0.000	0	15	0	1.00	0	15	0	0	0	4
SISMA Y - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄						-0.487	5.667	0.000	-0.487	5.667	0.000	0	11	0	1.00	0	11	0	0	0	-5
SISMA Y - Inerzia peso proprio velette	E ₅						0.625	5.350	0.000	0.625	5.350	0.000	0	1	0	1.00	0	1	0	0	0	1
SISMA Y - Azioni da impalcato	E ₆						0.575	4.810	0.000	0.575	4.810	0.000	0	103	0	1.00	0	103	0	0	0	59
SISMA Y - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇						-1.252	3.587	0.000	-1.252	3.587	0.000	0	125	0	1.00	0	125	0	0	0	-157
SISMA Y - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈						-0.487	5.667	0.000	-0.487	5.667	0.000	0	4	0	1.00	0	4	0	0	0	-2
SISMA Y - Spinta terreno su parete - gT	E ₉						0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0
SISMA Y - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀						0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0
SISMA Y - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁						-1.700	6.500	0.000	-1.700	6.500	0.000	0	9	0	1.00	0	9	0	0	0	-15
SISMA Y - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂						0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0
SISMA Z - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁						0.000	0.500	0.000	0.000	0.500	0.000	0	0	126	1.00	0	0	126	63	0	0
SISMA Z - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂						0.750	2.450	0.000	0.750	2.450	0.000	0	0	52	1.00	0	0	52	128	-39	0
SISMA Z - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃						0.268	4.320	0.000	0.268	4.320	0.000	0	0	29	1.00	0	0	29	127	-8	0
SISMA Z - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄						-0.487	5.667	0.000	-0.487	5.667	0.000	0	0	21	1.00	0	0	21	119	10	0
SISMA Z - Inerzia peso proprio velette	E ₅						0.625	5.350	0.000	0.625	5.350	0.000	0	0	2	1.00	0	0	2	12	-1	0
SISMA Z - Azioni da impalcato	E ₆						0.575	4.810	0.000	0.575	4.810	0.000	0	0	306	1.00	0	0	306	1472	-176	0
SISMA Z - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇						-1.252	3.587	0.000	-1.252	3.587	0.000	0	0	250	1.00	0	0	250	897	313	0
SISMA Z - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈						-0.487	5.667	0.000	-0.487	5.667	0.000	0	0	9	1.00	0	0	9	50	4	0
SISMA Z - Spinta terreno su parete - gT	E ₉						0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0
SISMA Z - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀						0.000	3.250	0.000	0.000	3.250	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0
SISMA Z - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁						-1.700	6.500	0.000	-1.700	6.500	0.000	0	0	18	1.00	0	0	18	115	30	0
SISMA Z - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂						-1.700	6.500	0.000	-1.700	6.500	0.000	0	0	0	1.00	0	0	0	0	0	0

6.5.3 Verifica a ribaltamento

A partire dai carichi caratteristici di progetto e alle combinazioni di carico riportate di seguito, si procede calcolando l'eccentricità del carico verticale rispetto al baricentro della fondazione; la verifica risulta pertanto soddisfatta quando la risultante cade all'interno dell'impronta della fondazione stessa ovvero:

$$\text{eccentricità} < 0.50 \times \text{larghezza fondazione}$$

Carico elementare	Id.	COMBINAZIONI DI PROGETTO		
		EQU1	EQU2	SISMA1
		[-]	[-]	[-]
PERM - Peso proprio fondazione	G ₁	0.90	0.90	1.00
PERM - Peso proprio parete verticale	G ₂	0.90	0.90	1.00
PERM - Peso proprio piano appoggi	G ₃	0.90	0.90	1.00
PERM - Peso proprio paraghiaia	G ₄	0.90	0.90	1.00
PERM - Peso proprio velette laterali	G ₅	0.90	0.90	1.00
PERM - Impalcato - STR	G ₆	0.00	0.90	1.00
PERM - Impalcato - NON STR	G ₇	0.00	0.00	1.00
PERM - Peso proprio terreno sopra sbalzo di monte	G ₈	0.90	0.90	1.00
PERM - Sovraccarico permanente sopra sbalzo di monte	G ₉	0.00	0.00	0.00
PERM - Spinta terreno su parete - γT	G ₁₀	1.10	1.10	1.00
PERM - Spinta terreno su parete - gk	G ₁₁	1.50	1.50	1.00
PERM - Sottospinta idraulica	G ₁₂	0.00	0.00	0.00
VAR - Impalcato - Traffico - Carico verticale	Q ₁	0.00	0.20	0.00
VAR - Impalcato - Traffico - Frenatura e accelerazione	Q ₂	0.00	1.35	0.00
VAR - Impalcato - Vento trasversale	Q ₃	0.00	0.90	0.00
VAR - Accidentale sopra terreno sbalzo di monte	Q ₄	0.00	0.00	0.00
VAR - Spinte terreno su parete - qk	Q ₅	0.00	1.50	0.00
SISMA X - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio velette	E ₅	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Azioni da impalcato	E ₆	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈	0.00	0.00	0.00
SISMA X - Spinta terreno su parete - gT	E ₉	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁	0.00	0.00	0.00
SISMA X - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂	0.00	0.00	0.00
SISMA Y - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio velette	E ₅	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Azioni da impalcato	E ₆	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈	0.00	0.00	0.00
SISMA Y - Spinta terreno su parete - gT	E ₉	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁	0.00	0.00	0.00
SISMA Y - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂	0.00	0.00	0.00
SISMA Z - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio velette	E ₅	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Azioni da impalcato	E ₆	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈	0.00	0.00	0.00
SISMA Z - Spinta terreno su parete - gT	E ₉	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁	0.00	0.00	0.00
SISMA Z - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂	0.00	0.00	0.00

		EQU1	EQU2	SISMA1
		[-]	[-]	[-]
Azione orizzontale - $F_{Sd,X}$	[kN]	1985	2951	2851
Azione verticale - $F_{Sd,Y}$	[kN]	-4012	-4868	-5457
Azione orizzontale - $F_{Sd,Z}$	[kN]	0	104	284
Momento ribaltante - $M_{Sd,X}$	[kNm]	0	500	1076
Momento torcente - $M_{Sd,Y}$	[kNm]	0	-60	2
Momento ribaltante - $M_{Sd,Z}$	[kNm]	-2222	-6744	-6353
Eccentricità carico verticale - Direzione longitudinale	[m]	0.55	1.39	1.16
Eccentricità carico verticale - Direzione trasversale	[m]	0.00	-0.10	-0.20
Dimensione totale fondazione - Direzione longitudinale	[m]	5.250	5.250	5.250
Dimensione totale fondazione - Direzione trasversale	[m]	8.900	8.900	8.900
Dimensione effettiva fondazione - Direzione longitudinale	[m]	4.142	2.479	2.922
Dimensione effettiva fondazione - Direzione trasversale	[m]	8.900	8.695	8.506
Pressione verticale di progetto (SLU)	[kN/m²]	109	226	220

La massima eccentricità ottenuto è pari a 1.39m.

Poiché la spalla ha una fondazione di larghezza minima 5.25m, la verifica risulta soddisfatta.

6.5.4 Verifica a scivolamento

La verifica a scivolamento è svolta secondo l'Approccio 1 delle NTC2008. Si esaminano pertanto le combinazioni di carico A1+M1+R1 e A2+M2+R2, oltre alla combinazione di carico sismica.

Carico elementare	Id.	COMBINAZIONI DI PROGETTO		
		A1+M1+R1	A2+M2+R2	SISMA1
	[-]	[-]	[-]	[-]
PERM - Peso proprio fondazione	G ₁	1.00	1.00	1.00
PERM - Peso proprio parete verticale	G ₂	1.00	1.00	1.00
PERM - Peso proprio piano appoggi	G ₃	1.00	1.00	1.00
PERM - Peso proprio paraghiaia	G ₄	1.00	1.00	1.00
PERM - Peso proprio velette laterali	G ₅	1.00	1.00	1.00
PERM - Impalcato - STR	G ₆	1.00	1.00	1.00
PERM - Impalcato - NON STR	G ₇	0.00	0.00	0.00
PERM - Peso proprio terreno sopra sbalzo di monte	G ₈	1.00	1.00	1.00
PERM - Sovraccarico permanente sopra sbalzo di monte	G ₉	0.00	0.00	0.00
PERM - Spinta terreno su parete - γT	G ₁₀	1.35	1.00	1.00
PERM - Spinta terreno su parete - gk	G ₁₁	1.50	1.30	1.00
PERM - Sottospinta idraulica	G ₁₂	0.00	0.00	0.00
VAR - Impalcato - Traffico - Carico verticale	Q ₁	0.27	0.26	0.00
VAR - Impalcato - Traffico - Frenatura e accelerazione	Q ₂	1.35	1.15	0.00
VAR - Impalcato - Vento trasversale	Q ₃	0.90	0.78	0.00
VAR - Accidentale sopra terreno sopra sbalzo di monte	Q ₄	0.00	0.00	0.00
VAR - Spinte terreno su parete - qk	Q ₅	1.50	1.30	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio velette	E ₅	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Azioni da impalcato	E ₆	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Spinta terreno su parete - gT	E ₉	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂	0.00	0.00	1.00
SISMA Y - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio velette	E ₅	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Azioni da impalcato	E ₆	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Spinta terreno su parete - gT	E ₉	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio velette	E ₅	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Azioni da impalcato	E ₆	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Spinta terreno su parete - gT	E ₉	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂	0.00	0.00	0.30

	COMBINAZIONI DI PROGETTO			
	Id.	A1+M1+R1	A2+M2+R2	SISMA1
	[-]	[-]	[-]	[-]
Azione orizzontale - $F_{Sd,X}$	[kN]	3357	2625	2851
Azione verticale - $F_{Sd,Y}$	[kN]	-5481	-5466	-5457
Azione orizzontale - $F_{Sd,Z}$	[kN]	104	89	284
Momento ribaltante - $M_{Sd,X}$	[kNm]	500	428	1076
Momento torcente - $M_{Sd,Y}$	[kNm]	-60	-51	2
Momento ribaltante - $M_{Sd,Z}$	[kNm]	-7466	-5561	-6353

Combinazione A1+M1+R1

$$F_{x,Rd} = \mu \cdot N_{Sd} / \gamma_{R1} = \tan(35^\circ) \cdot 5481 / 1.00 = 3838 \text{ kN}$$

$$F_{x,Sd} = 3357 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza risulta pertanto:

$$F_s = F_{x,Rd} / F_{x,Sd} = 3838 / 3357 = 1.14 > 1.00$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Combinazione A1+M2+R2

$$F_{x,Rd} = \mu \cdot N_{Sd} / \gamma_{R2} / \gamma_{M2} = \tan(35^\circ) \cdot 5466 / 1.00 / 1.25 = 3061 \text{ kN}$$

$$F_{x,Sd} = 2625 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza risulta pertanto:

$$F_s = F_{x,Rd} / F_{x,Sd} = 3061 / 2625 = 1.17 > 1.00$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Combinazione SISMA1

$$F_{x,Rd} = \mu \cdot N_{Sd} / \gamma_{R2} / \gamma_{M2} = \tan(35^\circ) \cdot 5457 / 1.00 / 1.25 = 3056 \text{ kN}$$

$$F_{x,Sd} = 2851 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza risulta pertanto:

$$F_s = F_{x,Rd} / F_{x,Sd} = 3056 / 2851 = 1.07 > 1.00$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.5.5 Verifica delle pressioni sul terreno

Il calcolo della portata ultima della fondazione diretta è svolto facendo riferimento a quanto indicato nell'Eurocodice 7 in merito alle fondazioni dirette (formulazione di Brich-Hansen):

$$q_{ult} = R/A' = c' \times N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

- tutti i termini con il pedice c si riferiscono ai contributi dovuti a coesione;
- tutti i termini con il pedice q si riferiscono ai contributi dovuti al sovraccarico sul terreno;
- tutti i termini con il pedice γ si riferiscono ai contributi dovuti al peso proprio del terreno.

Legenda calcolo della portata ultima della fondazione

B'	= dimensione minima della fondazione parzializzata
L'	= dimensione massima della fondazione parzializzata
A' = B' L'	= impronta della fondazione parzializzata
V	= forza verticale agente sul piano di fondazione
H	= forza orizzontale agente sul piano di fondazione
q _{ult}	= pressione ultima resistente
$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$	= coefficiente di carico limite dovuto al sovraccarico
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	= coefficiente di carico limite dovuto alla coesione
$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi$	= coefficiente di carico limite dovuto al peso proprio del terreno
$S_q = 1 + (B'/L')$	= fattore di forma (per q)
$S_c = (S_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	= fattore di forma (per c)
$S_\gamma = 1 - 0.3 (B'/L')$	= fattore di forma (per γ)
$i_q = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi)$	= fattore di inclinazione per H diretto come L' (per q)
$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	= fattore di inclinazione per H diretto come L' (per c)
$i_\gamma = i_q$	= fattore di inclinazione per H diretto come L' (per γ)
$i_q = [1 - 0.7H / (V + A' c' \cot \phi)]^3$	= fattore di inclinazione per H diretto come B' (per q)
$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	= fattore di inclinazione per H diretto come B' (per c)
$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi)]^3$	= fattore di inclinazione per H diretto come B' (per γ)

Per quanto riguarda i parametri geotecnici di progetto, si assumono i seguenti valori,

- peso specifico saturo del terreno : 19.0 kN/m³
- coesione : 0.00 kN/m²
- angolo di resistenza al taglio : 35°

Il sovraccarico agente a quota imposta piano di fondazione è assunto pari al valore medio tra quello a monte della fondazione e quello a valle.

$$\Delta Q_{monte} = \gamma \times H_{monte} = 19 \times 6.50 = 123.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta Q_{valle} = \gamma' \times H_{valle} = 9 \times 1.25 = 11.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta Q_{medio} = (\Delta Q_{monte} + \Delta Q_{valle}) / 2 = 67.38 \text{ kN/m}^2$$

Carico elementare	Id.	COMBINAZIONI DI PROGETTO			
		A1+M1+R1 (1)	A1+M1+R1 (2)	A2+M2+R2	SISMA1
		[-]	[-]	[-]	[-]
PERM - Peso proprio fondazione	G ₁	1.00	1.35	1.00	1.00
PERM - Peso proprio parete verticale	G ₂	1.00	1.35	1.00	1.00
PERM - Peso proprio piano appoggi	G ₃	1.00	1.35	1.00	1.00
PERM - Peso proprio paraghiaia	G ₄	1.00	1.35	1.00	1.00
PERM - Peso proprio velette laterali	G ₅	1.00	1.35	1.00	1.00
PERM - Impalcato - STR	G ₆	1.00	1.35	1.00	1.00
PERM - Impalcato - NON STR	G ₇	0.00	1.35	0.00	1.00
PERM - Peso proprio terreno sopra sbalzo di monte	G ₈	1.00	1.35	1.00	1.00
PERM - Sovraccarico permanente sopra sbalzo di monte	G ₉	0.00	0.00	0.00	0.00
PERM - Spinta terreno su parete - γT	G ₁₀	1.35	1.35	1.00	1.00
PERM - Spinta terreno su parete - gk	G ₁₁	1.50	1.50	1.30	1.00
PERM - Sottospinta idraulica	G ₁₂	0.00	0.00	0.00	0.00
VAR - Impalcato - Traffico - Carico verticale	Q ₁	0.27	0.27	0.26	0.00
VAR - Impalcato - Traffico - Frenatura e accelerazione	Q ₂	1.35	1.35	1.15	0.00
VAR - Impalcato - Vento trasversale	Q ₃	0.90	0.90	0.78	0.00
VAR - Accidentale sopra terreno sbalzo di monte	Q ₄	0.00	0.00	0.00	0.00
VAR - Spinte terreno su parete - qk	Q ₅	1.50	1.50	1.30	0.00
SISMA X - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁	0.00	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂	0.00	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃	0.00	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄	0.00	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia peso proprio velette	E ₅	0.00	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Azioni da impalcato	E ₆	0.00	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇	0.00	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA X - Spinta terreno su parete - gT	E ₉	0.00	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀	0.00	0.00	0.00	1.00
SISMA X - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA X - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Y - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia peso proprio velette	E ₅	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Azioni da impalcato	E ₆	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Y - Spinta terreno su parete - gT	E ₉	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Y - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Y - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Z - Inerzia peso proprio fondazione	E ₁	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio parete verticale	E ₂	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio piano appoggi	E ₃	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio paraghiaia	E ₄	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia peso proprio velette	E ₅	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Azioni da impalcato	E ₆	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia terreno sopra sbalzo di monte	E ₇	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia sovraccarico perm. sopra sbalzo di monte	E ₈	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Z - Spinta terreno su parete - gT	E ₉	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Spinta terreno su parete - gk	E ₁₀	0.00	0.00	0.00	0.30
SISMA Z - Inerzia sovraccarico acc. sopra sbalzo di monte	E ₁₁	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Z - Spinta terreno su parete - qk	E ₁₂	0.00	0.00	0.00	0.00

6.5.6 Verifica delle sezioni critiche della spalla

Tenuto conto della tipologia di elemento strutturale in esame, delle disposizioni di armatura e delle geometrie di progetto, si individuano le seguenti sezioni di verifica:

- sezione di attacco dello sbalzo di valle alla parete verticale (Sez.A-A);
- sezione di attacco dello sbalzo di monte alla parete verticale (Sez.B-B).
- sezione di attacco della parete verticale in fondazione (Sez.C-C)

Cautelativamente, in fase di verifica, si assume che:

- lo sbalzo di valle sia soggetto alla massima pressione di progetto (vedi Par.6.5.5);
- lo sbalzo di monte sia totalmente “parzializzato” e pertanto si comporti come una mensola attaccata alla parete.

Strutturalmente si assume quanto segue:

- lo sbalzo di valle è assimilato ad un elemento tozzo e pertanto si procede con la sola verifica a flessione;
- lo sbalzo di monte e la parete verticale sono assimilate ad una trave e pertanto si prevede la verifica sia a flessione che a taglio; a tal proposito, per la platea si ricorre ad armatura a taglio (ferri piegati) mentre per la parete si fa affidamento alle sole risorse offerte dal calcestruzzo.

Nella tabella di sintesi si riportano i valori di progetto allo stato limite ultimo, sollecitanti e resistenti, e il relativo coefficiente di sicurezza.

SEZIONE	VERIFICA A FLESSIONE			VERIFICA A TAGLIO		
	$BM_{Sd,SLU}$	$BM_{Rd,SLU}$	F_S	$SF_{Sd,SLU}$	$SF_{Rd,SLU}$	F_S
	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
A	483	2066	4.28	-	-	-
B	895	2017	2.25	543	884	1.63
C	669	1581	2.36	297	395	1.33

Dal confronto tra le azioni sollecitanti e quelle resistenti, si evince che le verifiche risultano soddisfatte.

