



LAVORI DI ADEGUAMENTO DELL'OPERA D'ARTE (PONTE N. 178) SULLA S.P. 18 "JESI-MONTERADO" AL KM 24+225 SUL TORRENTE NEVOLA - COD. INT. 80.02

CUP: H61B19000370003 - CIG: 85379191A6

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO DELL'IMPALCATO

Visti:

Impresa Appaltatrice



ACREIDE
CONSORZIO STABILE
S.C.A.R.L.

Consoziata Esecutrice



CIANTARTI
INFRASTRUTTURE EVOLUTE

Impresa Appaltatrice: **CONSORZIO ACREIDE s.c.a.r.l.**
sede: Via Michelangelo Buonarroti n. 56, Zola Predosa (BO)
C.F./P.IVA : 03811731201

Responsabile dell'Area e R.U.P. :

Ing. Monica Ulissi

Direttore dei Lavori :

Ing. Stefano Vignati

Raggruppamento Temporaneo di Professionisti:

Arch. Alfonso Sorrento (Capogruppo-Mandatario)

Ing. Marco Santangelo (Mandante)

Ing. Luigi Fazio (Mandante)

Ing. Giuseppe Montecristo (Mandante)

Ing. Antonino Carmelo Milazzo (Mandante)

Consulenza Strutturale

Ing. Nicola Del Ciotto (società Valeo s.r.l.)

Staff di Progettazione :

Ing. Giuseppe Riggio

Geom. Enrico Leonardi

argomento tavola:

RELAZIONE

data:
Giugno 2024

revisione:
03_04-06-2024

scala:

elaborato:

03

allegato / tavola :

03- STR

1	OGGETTO	4
2	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO	5
2.1	DESCRIZIONE CONTESTO EDILIZIO	5
2.2	DESCRIZIONE GENERALE STRUTTURA.....	7
2.3	NORMATIVA.....	8
2.4	PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO	8
2.5	DESCRIZIONE MATERIALI.....	9
2.6	CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE	9
2.7	COMBINAZIONI DI CALCOLO	9
2.8	METODO DI ANALISI	9
2.9	CRITERI DI VERIFICA.....	9
2.10	DEFORMATE E SOLLECITAZIONI	9
2.11	CODICI DI CALCOLO	9
2.12	VERIFICHE GEOTECNICHE	9
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
4	MATERIALI.....	11
4.1	Acciaio per carpenterie metalliche	11
4.2	Acciaio per laminati, profilati, piastre	11
4.3	Acciaio per pioli di connessione trave-soletta.....	11
4.4	Bulloni	11
4.5	Calcestruzzo strutturale.....	12
4.6	Acciaio per barre di armatura	13
5	SOFTWARE DI CALCOLO.....	14
5.1	CDP	14
5.2	SAP2000	14
5.3	Fogli di calcolo	14
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	15
7	MODELLO DI CALCOLO	16
7.1	Modellazione generale	16
7.1.1	Caratteristiche dei terreni.....	18

7.1.2	Descrizione dei carichi.....	18
7.2	Modello in SAP2000.....	20
7.2.1	Valori coefficiente di omogenizzazione.....	22
7.2.2	Soletta collaborante.....	23
8	CRITERI DI CALCOLO.....	24
8.1	Criteri di definizione delle azioni di calcolo.....	24
8.2	Criteri e definizione dell'azione sismica.....	26
8.3	Spinta delle terre.....	29
8.4	Criteri di definizione delle resistenze di calcolo.....	30
9	CRITERI DI VERIFICA.....	31
9.1	S.L.U. – RESISTENZA SEZIONI.....	31
9.2	S.L.E. – LIMITAZIONE TENSIONI.....	33
9.3	S.L.E. – WEB BREATHING.....	33
9.4	S.L.U. e S.L.E. – VERIFICA CONNESSIONI TRAVE SOLETTA.....	34
9.4.1	Verifica tensionale elastica SLU e SLE.....	34
9.4.2	Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro e della variazione termica nelle zone di estremità trave.....	35
10	ANALISI DEI CARICHI.....	36
10.1	Carichi permanenti (g_1 e g_2).....	36
10.2	Ritiro differenziale fra trave e soletta (ϵ_2).....	36
10.3	Variazione termica differenziale (ϵ_3).....	37
10.4	Variazione termica uniforme (ϵ_3).....	38
10.5	Cedimenti differenziali delle spalle (ϵ_4).....	38
10.6	Carichi da traffico (verifiche di resistenza) (q_1).....	38
10.7	Verifiche a fatica.....	40
10.8	Azione di frenamento dei veicoli (q_3).....	41
10.9	Azione centrifuga (q_4).....	41
10.10	Vento (q_6).....	42
10.11	Azione sismica (q_6).....	43
10.12	Spinta delle terre e del sovraccarico a tergo.....	45
10.13	Effetto dell'attrito terreno/struttura.....	45
10.14	Coefficienti di spinta in condizioni statiche.....	45

11 VERIFICHE.....	47
11.1 TRAVI DI IMPALCATO	47
11.1.1 Sollecitazioni di calcolo.....	48
11.1.2 Sezioni di verifica significative	53
11.1.3 Riassunto verifiche travi.....	59
11.1.4 Contromonte di progetto	60
11.1.5 Verifica dei giunti delle travi	62
11.2 TRAVERSI DI IMPALCATO	65
11.2.1 Sollecitazioni di calcolo.....	65
11.2.2 Verifiche dei traversi	65
11.2.3 Riassunto verifiche traversi.....	67
11.2.4 Verifica dei collegamenti.....	67
11.1.5 Verifica della connessione trave-soletta	69
11.3 SOLETTA DI IMPALCATO.....	71
11.3.1 Analisi dei carichi.....	71
11.3.2 Sollecitazioni.....	73
11.3.3 Riepilogo delleSollecitazioni	81
11.3.4 Verifica a flessione M-SLU	82
11.3.5 Verifica a flessione M+ SLU.....	83
11.3.6 Verifica a limitazione tensioni M-Rara.....	84
11.3.7 Verifica a fessurazione M-frequente	84
11.3.8 Verifica a taglio SLU	86

1 OGGETTO

La presente relazione costituisce parte integrante del progetto esecutivo nell'ambito dei lavori di "Adeguamento dell'opera d'arte (ponte n. 178 – torrente Nevola) – Comune di Trecastelli loc. Passo Ripe – Reparto operativo di Senigallia".

Il manufatto è un ponte a campata unica di luce netta fra le spalle di 46,00 m con impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo.

2 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI

ESSENZIALI DEL PROGETTO

2.1 DESCRIZIONE CONTESTO EDILIZIO

Il progetto prevede la ricostruzione del ponte sul Torrente Nevola (Ponte 178). La nuova opera, oltre a perseguire l'obiettivo preminente di migliorare le caratteristiche idrauliche del torrente in corrispondenza del tratto in oggetto, da risposta e supera i degradi diffusi sulle strutture dell'attuale ponte. Inoltre, considerando la limitata larghezza della sede stradale e la presenza di due incroci a pochissimi metri dall'opera ambo i lati, il nuovo ponte vuole migliorare sensibilmente la sicurezza della mobilità stradale sia dal punto di vista dei veicoli motorizzati, che dal punto di vista della mobilità lenta dolce (veicoli non motorizzati e pedoni) con la realizzazione di due marciapiedi. L'opera in progetto, volta a sostituire e migliorare il ponte esistente, è ubicata sul torrente

Nevola nel territorio comunale di Trecastelli (AN) in località Passo Ripe.

L'area ricade all'interno della pianura alluvionale del fiume Misa e del suo principale affluente il fiume Nevola che proprio nel tratto di studio confluisce nel collettore principale. Il bacino del Misa appartiene al territorio della Regione Marche e per tutto il suo corso scorre nella Provincia di Ancona.

Il bacino fluviale rispetta l'andamento tipico dell'idrografia marchigiana, sviluppandosi secondo un orientamento SW-NE, con valle disposta normalmente alla costa. Il tratto del fiume interessato dallo studio occupa la parte mediana del suo corso, tra i comuni di Ostra, Trecastelli e Senigallia.

Nell'ambito delle perimetrazioni del rischio idrogeologico, definite dal P.A.I. 2016, l'opera rientra in Area a rischio esondazione molto elevato (R4) identificata con il codice E-09-0010.

Nessuna segnalazione per quanto riguarda il rischio frana.

Di seguito alcune immagini stato attuale dei luoghi:



2.2 DESCRIZIONE GENERALE STRUTTURA

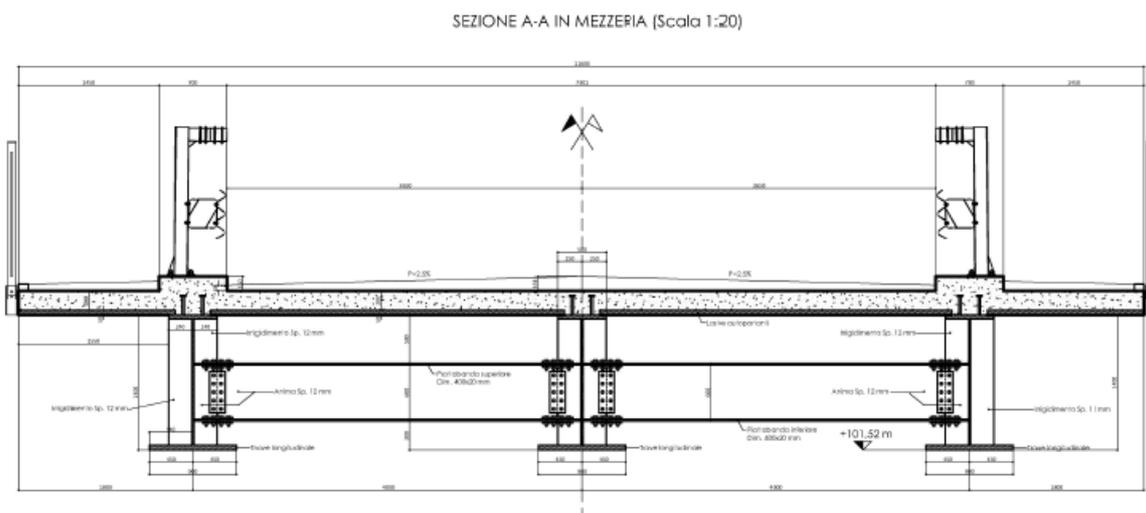
La sezione trasversale del ponte stradale, di larghezza complessiva pari a 11,70 m, è costituita da una sede carrabile di 7,30m, due cordoli di larghezza complessiva pari a 0,70m e due marciapiedi laterali di larghezza pari a 1,50 m. Il manufatto è un ponte a campata unica di luce netta complessiva di 46,00m.

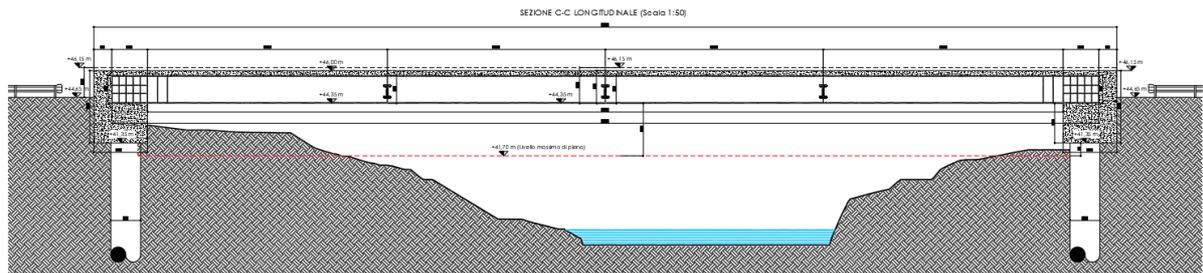
Il ponte presenta un impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo in continuità strutturale con le spalle secondo lo schema di ponte integrale. Tale soluzione consente di evitare l'installazione di apparecchi di appoggio (o di isolamento sismico) e di giunti di dilatazione sulle spalle, garantendo così una sensibile diminuzione della richiesta di manutenzione insieme ad un'ottima risposta della struttura alle azioni sismiche.

L'impalcato del ponte stradale è costituito quindi da 3 travi a "doppio T" in acciaio di interasse 4.00m, di altezza costante pari a 1,40 m e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore pari a 0,25 m.

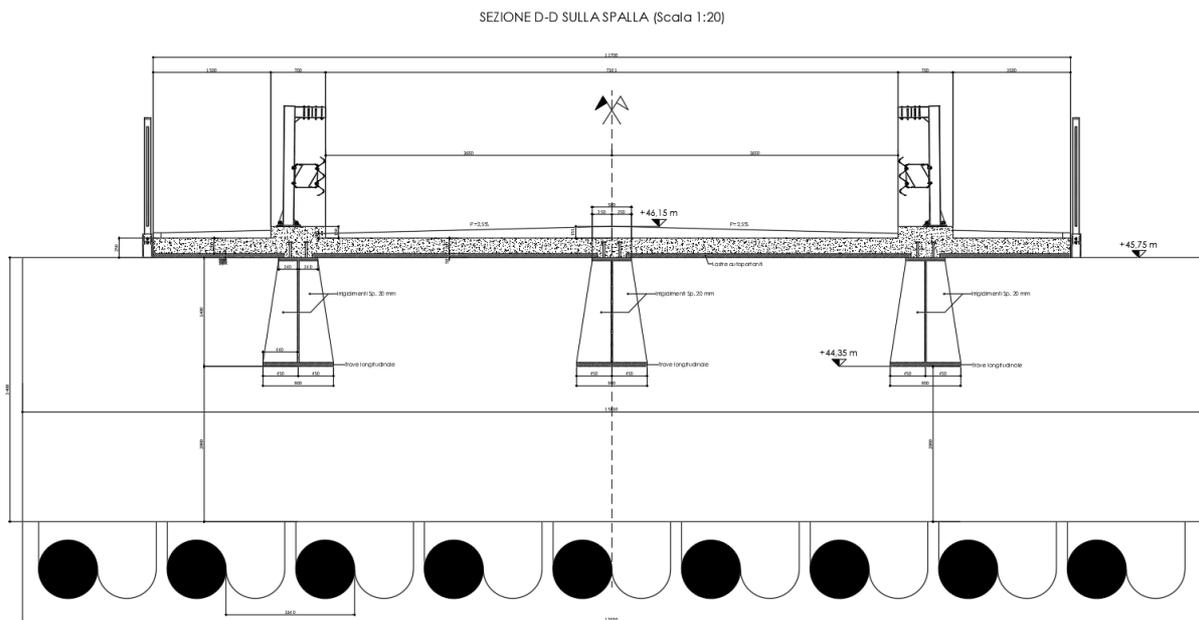
Le travi principali sono collegate trasversalmente da 3 traversi intermedi. La piattabanda superiore ha larghezza costante pari a 500mm e la piattabanda inferiore, invece, ha larghezza tipica pari a 900mm.

Si riporta di seguito una sezione trasversale del ponte stradale ed un prospetto longitudinale:





Le spalle del ponte stradale, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano uno sviluppo di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da una fila di nove pali $\varnothing 1500$ mm.



2.3 NORMATIVA

Si faccia riferimento al capitolo 3.

2.4 PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

Si faccia riferimento al paragrafo 8.2

2.5 DESCRIZIONE MATERIALI

Si faccia riferimento al capitolo 5.

2.6 CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Si faccia riferimento al Capitolo 6, 7, 8.

2.7 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Si faccia riferimento al paragrafo 8.1.

2.8 METODO DI ANALISI

Si faccia riferimento al Capitolo 7.

2.9 CRITERI DI VERIFICA

Si faccia riferimento al Capitolo 9

2.10 DEFORMATE E SOLLECITAZIONI

All'interno dei Capitoli 11, 12, 13, sono inserite le immagini relative a sollecitazioni e deformate.

2.11 CODICI DI CALCOLO

Si faccia riferimento al Capitolo 5.

2.12 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si faccia riferimento alla relazione di calcolo dei pali di fondazione

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I materiali prescritti sono conformi alle seguenti normative di riferimento:

- D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni; CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197- 1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 2061;
- UNI EN 206- 1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- EN 10027 1992: Sistemi di designazione degli acciai
- EN 10025 1992: Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Condizioni tecniche di fornitura per prodotti piani di acciai per impieghi strutturali ad alto limite di snervamento allo stato bonificato
- EN 10113 1993: Prodotti laminati a caldo di acciai saldabili a grano fine, per impieghi strutturali. Condizioni di fornitura degli acciai ottenuti mediante laminazione termomeccanica.
- EN 14399 2005: Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato
- UNI EN 1090

4 MATERIALI

4.1 Acciaio per carpenterie metalliche

Per spessori $t \leq 40$ mm

Tipo: S355J2+W

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura $f_t > 510$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 355$ N/mm²

Per spessori $t > 40$ mm

Tipo: S355K2+W

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura $f_t > 470$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 335$ N/mm²

4.2 Acciaio per laminati, profilati, piastre

Tipo: S355J0+W

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura a trazione $f_t > 510$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 355$ N/mm²

4.3 Acciaio per pioli di connessione trave-soletta

Per le connessioni a taglio tra la struttura metallica ed il CLS si prescrivono i seguenti pioli tipo "Nelson" (SECONDO LE UNI EN ISO 13918)

Tipo acciaio: S235J2G3+C450

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura a trazione $f_t > 450$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 350$ N/mm²

4.4 Bulloni

Secondo UNI EN 14399: 2005 part1 3, 4, 5 e 6

Viti classe 10.9 (UNI EN ISO 898 - 1: 2001)

Dadi classe 10.9 (UNI EN 20898-2: 1994)

Rosette acciaio C50 UNI EN 10083 - 2: 2006 (HRC 32-40)

4.5 Calcestruzzo strutturale

Soletta d'impalcato stradale:

Classe di resistenza	: C35/45
Classe di esposizione	: XC4, XD3, XF4
Classe di consistenza	: S4 Diametro massimo aggregato: 25 mm
Contenuto minimo di aria	: 3%
Copriferro nominale	: 45 mm

(Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo)

Strutture di elevazione spalle

Classe di resistenza	: C35/45
Classe di esposizione	: XC4, XD1
Classe di consistenza	: S4 Diametro massimo aggregato: 25mm
Copriferro nominale	: 40 mm

Nodo di continuità impalcato - spalle

Classe di resistenza	: C35/45
Classe di esposizione	: XC4, XD1
Classe di consistenza	: SCC
Diametro massimo aggregato	: 20 mmCopriferro nominale: 40 mm
Slump flow test	: tra 600mm e 700mm

Pali di fondazione

Classe di resistenza	: C25/30
Classe di esposizione	: XC2
Classe di consistenza	: S4 Diametro massimo aggregato: 32 mm
Copriferro nominale	: 50 mm

Magrone di pulizia e livellamento

Classe di resistenza	: C12/15 Contenuto minimo di cemento: 150 kg/mc
----------------------	--

4.6 Acciaio per barre di armatura

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento		fyk		450 N/mm ²
Tensione di rottura		ftk		540 N/mm ²

5 SOFTWARE DI CALCOLO

5.1 CDP

Il software CDP della STS S.r.l. è stato utilizzato per studiare i fenomeni di interazione suolo struttura al fine di determinare lo scambio di sollecitazioni tra la pali, spalla ed impalcato.

5.2 SAP2000

Il codice di calcolo utilizzato è SAP2000, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

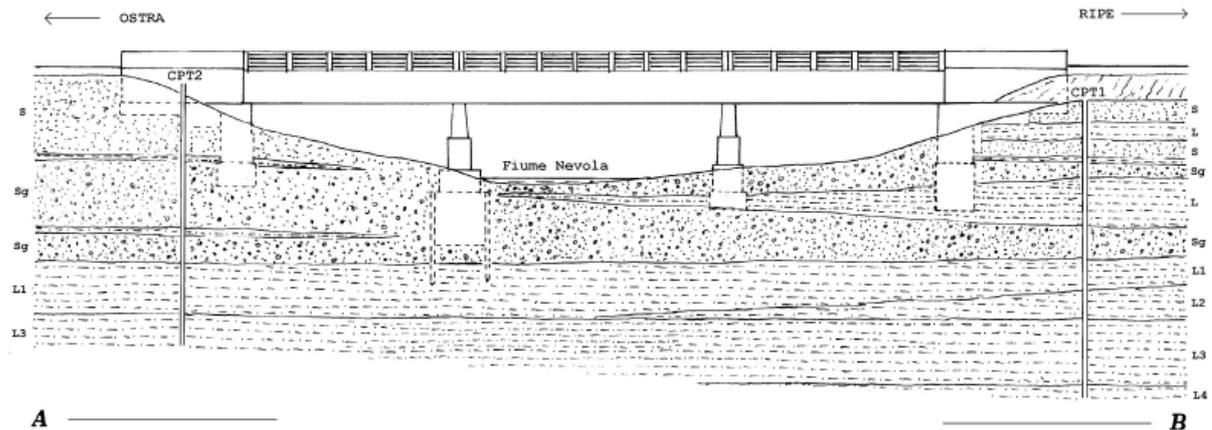
5.3 Fogli di calcolo

Per alcuni tipi di verifiche sono stati utilizzati fogli di calcolo sviluppati internamente.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base delle indagini geognostiche e della sezione geologica è stata redatta la caratterizzazione geotecnica di progetto.

Si riporta di seguito la sezione geologica elaborata a seguito delle indagini svolte:



- S = Sabbie alluvionali.
- Sg = Sabbie ghiaiose alluvionali.
- L = Limi argillosi alluvionali.
- L1 = Limi argillosi e/o argillo-sabbiosi molto consistenti (Formazione pliocenica alterata).
- L2 = Limi argillosi consistenti (Formazione pliocenica alterata).
- L3 = Limi argillosi duri (Formazione pliocenica debolmente alterata).
- L4 = Limi argillosi duri (Formazione pliocenica pressoché intatta).

SCALA 1:200

Si rimanda alla relazione geologica ed alla relazione geotecnica per le caratteristiche geotecniche degli strati di terreno.

7 MODELLO DI CALCOLO

7.1 Modellazione generale

Vengono definiti Integrali i ponti che presentano una spalla fondata su pali solidarizzata all'impalcato mediante un collegamento rigido che può essere realizzato con varie tecnologie. Il risultato di tale connessione è una struttura dotata di nodi in cui si ha trasmissione delle sollecitazioni normali, taglianti e flettenti dall'impalcato alla spalla e viceversa.

La struttura risulta quindi essere assimilabile ad un portale al quale sono contemporaneamente applicati i carichi tipici degli impalcato da ponte e delle spinte del terreno.

Si ha quindi trasmissione delle sollecitazioni tra spalla ed impalcato secondo lo schema seguente:

Impalcato	Spalla
Momento flettente	Momento flettente
Sforzo normale	Taglio
Taglio	Sforzo normale

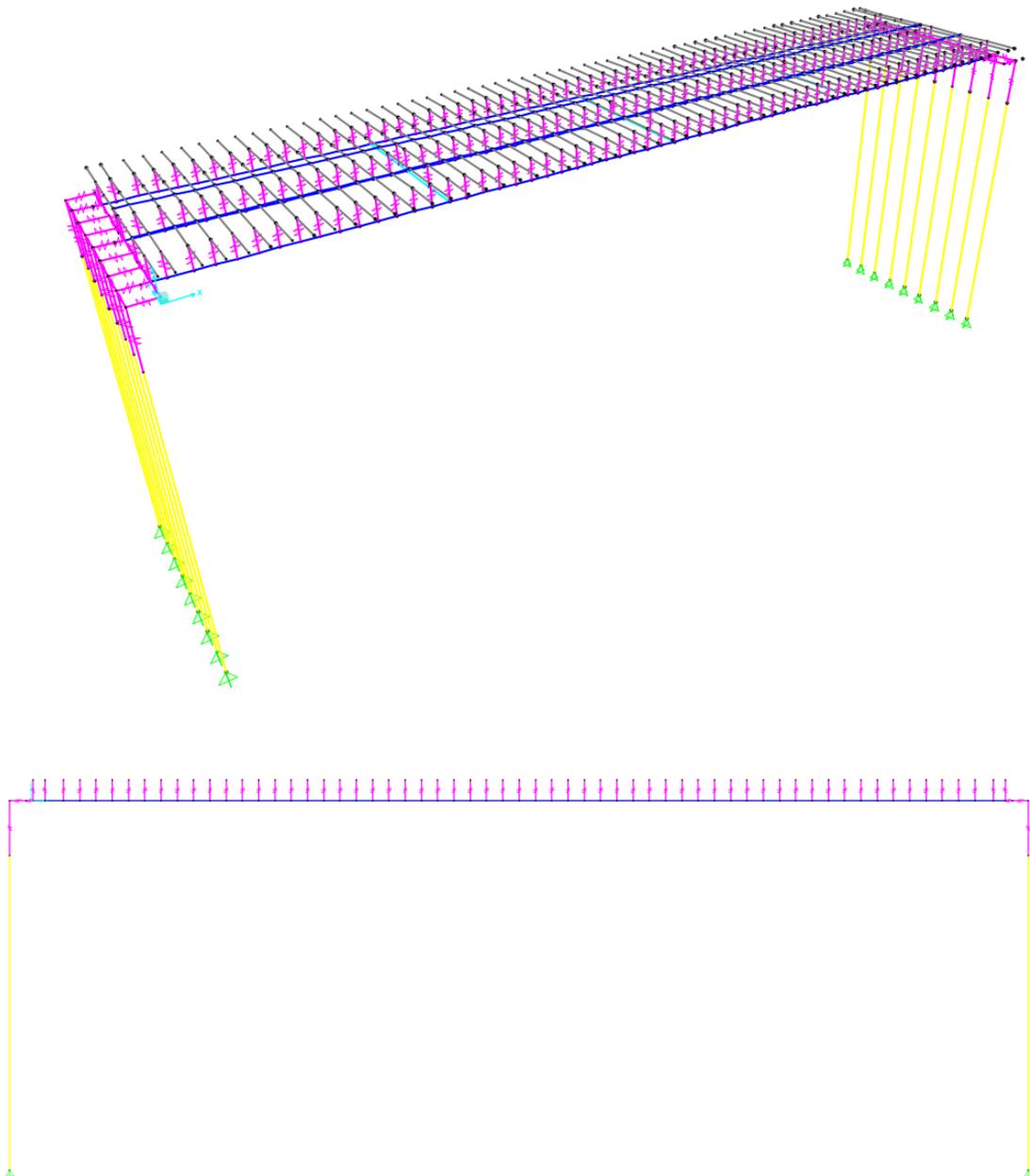
L'analisi della struttura in esame deve tenere conto delle peculiarità dell'interazione struttura-terreno:

- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici;
- Falda introdotta definendo le quote piezometriche di valle e di monte (che possono essere modificate nel corso dell'analisi);
- Spinta del terreno a monte della spalla calcolata tenendo conto del detensionamento del cuneo di spinta, cioè variabilità della spinta in funzione della deformazione del paramento;
- Deformazione e sollecitazione residua in casi di scaricamento della struttura nell'ambito delle storie di carico.

Le esigenze di interpretazione del comportamento del terreno a tergo spalla-pali richiede l'adozione di un metodo di calcolo che sia in grado di modellare l'interazione terreno-struttura e che tenga in conto della non linearità di tale interazione.

Impalcato è stato modellato e studiato mediante un modello digitale sviluppato in SAP2000 introducendo un cedimento angolare per tener conto degli effetti dovuti ad una rotazione della testa dei pali - spalla.

Di seguito si riportano alcuni screen shot del modello di calcolo sviluppato:



Per il calcolo delle azioni agenti nei pali e della rigidità offerta dalle sottostrutture all'impalcato è stato utilizzato il software CDP che permette di analizzare compiutamente il comportamento della fondazione, includendo gli effetti di non linearità dovuti sia all'anisotropia e disomogeneità del mezzo terreno.

7.1.1 Caratteristiche dei terreni

Per le caratteristiche dei terreni e la stratigrafia si è fatto riferimento alla relazione geologica e geotecnica del Dott. Geol. Daniele Stronati. Si riporta di seguito la stratigrafia con i parametri geotecnici:

STRATIGRAFIA		Peso specifico γ (t/m ³)	Angolo d'attrito ϕ (°)	Coesione drenata c' (Kg/cm ²)	Coesione non drenata c_u (Kg/cm ²)
0,00 m	Riperto	1,70	15°	0,00	0,00
-0,60+2,80 m	Depositi prevalentemente limosi	1,85	26°	0,05	0,70
-3,20+7,00 m	Depositi prevalentemente ghiaiosi con lenti limo-sabbiose e limo-argillose	1,95	35°	0,00	0,00
-12,60+14,60	Substrato: Formazione Plio-Pleistocenica inalterata	2,05	24°	0,40	3,00

7.1.2 Descrizione dei carichi

Di seguito viene descritta la metodologia di applicazione di tutti i carichi considerati sul modello CDP. Per quanto riguarda i valori dei carichi applicati si veda nel seguito il capitolo di Analisi dei carichi.

Pesi propri: i pesi propri degli elementi strutturali spalle e pali vengono determinati manualmente.

I pesi propri dell'impalcato non vengono inseriti direttamente nella descrizione degli elementi corrispondenti, ma come forze concentrate sui due setti delle spalle. Questo è fatto per differenziare le diverse fasi realizzative della struttura, che prevedono prima una fase nella quale l'impalcato risulta appoggiato (in questa fase sono stati quindi scaricati solamente i pesi senza rendere la struttura continua con l'impalcato) e quindi

una fase nella quale si realizza la continuità tra l'impalcato e il resto della struttura (in questa fase la continuità strutturale è modellata su Paratie tramite l'attivazione di tutti gli elementi plate dell'impalcato e continuando a mantenere attive le forze che ne rappresentano i pesi propri).

Spinta delle terre: la spinta delle terre è presa direttamente in considerazione dal programma di calcolo, una volta inserite la stratigrafia e le caratteristiche geotecniche di ciascuno strato.

Carichi permanenti portati: i carichi permanenti portati sono modellati come un carico uniformemente distribuito su tutto l'impalcato.

Carico dovuto all'azione termica stagionale: il carico dovuto all'azione termica stagionale è applicato come due forze concentrate alle due estremità dell'impalcato. Esse sono state applicate in modo da modellare sia una condizione di espansione che una condizione di contrazione. Tenendo in considerazione un parametro pari a 1.15×10^{-5} e $DT \text{ stagionale} = 30^\circ\text{C}$. Questo carico agisce a lungo termine con $n=18$.

Sovraccarico a tergo spalla: il sovraccarico a tergo spalla è stato applicato come un carico uniformemente distribuito pari a 25 kN/mq per il ponte stradale e 5 kN/mq per la passerella ciclopedonale.

Carichi da traffico: le azioni flettenti nell'impalcato indotte dai carichi da traffico vengono estratte dal modello SAP2000, nel quale vi è la possibilità di inserire distintamente il carico distribuito e il carico tandem, azione che in CSP non è consentita. Per questo motivo si è proceduto estraendo dal modello SAP2000 il valore di momento flettente massimo negativo in spalla.

Azione sismica: l'azione sismica è applicata su Paratie imponendo alla sua analisi pseudo-statica l'accelerazione massima ricavata da analisi di Risposta Sismica Locale. Per considerare il contributo inerziale degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati, sono state inoltre inserite in questa fase le forze inerziali corrispondenti.

7.2 Modello in SAP2000

Il modello creato attraverso il software di calcolo SAP2000 è monodimensionale ed è realizzato mediante uno schema monofilare agli elementi finiti costituito da elementi tipo "beam" di altezza variabile.

Trattandosi, di un sistema misto acciaio-clc, l'analisi le azioni agenti e le verifiche vengono eseguite sulla base di una suddivisione in tre fasi del comportamento dell'impalcato, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

FASE 1: Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre predalles e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

FASE 2: Ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, barriere, ecc.) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo. Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, che interagiscono con la viscosità del calcestruzzo, si adotta per il calcestruzzo un valore del modulo elastico effettivo corrispondente a quello ottenuto adottando un coefficiente di viscosità come suggerito dalla normativa, che si traduce, in fase di verifica, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione n pari a 18.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti con quelli viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2.

Si è inoltre tenuto conto della fessurazione trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento (ma considerando la presenza dell'armatura lenta) nelle zone adiacenti alla spalla per una lunghezza pari a circa il 15% della luce del ponte da ciascun lato dell'impalcato.

In questa fase pertanto vengono applicati: Ritiro della soletta.

FASE 3: Corrisponde al transito dei carichi accidentali. Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio-calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale circa 6, per la classe di resistenza del calcestruzzo C35/45 adottata.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale.

In questa fase pertanto vengono applicati:

- Variazione termica differenziale tra soletta e struttura in acciaio;
- Carico accidentale da traffico.

Per la valutazione degli effetti dei carichi variabili da traffico è stato utilizzato lo strumento per i carichi mobili implementato in SAP2000, basato sullo studio delle linee d'influenza, in modo da ottenere direttamente l'involuppo di tutte le sollecitazioni associate al traffico veicolare nelle sezioni di verifica. Si vuole sottolineare che i calcoli sono stati svolti sulla trave dell'impalcato più sollecitata. Nel dettaglio, da considerazioni fatte sull'analisi dei carichi, come si vedrà in seguito in questa relazione, si evince che la trave più caricata per carichi strutturali, permanenti portati e variabili da traffico è quella di bordo. Le verifiche vengono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

Con riferimento all'intero impalcato vengono effettuate le seguenti verifiche di:

- verifiche di resistenza e stabilità delle travi;
- verifica delle tensioni nel calcestruzzo e nelle barre di armatura della soletta;
- verifica della connessione trave-soletta;
- verifica di stabilità flessione-torsionale delle travi;
- verifiche di resistenza e stabilità dei traversi;
- verifica delle giunzioni saldate;
- verifica di deformabilità;
- verifiche locali di dettagli costruttivi (irrigidenti trasversali, irrigidimenti di appoggio, etc.);

Per maggiore chiarezza nel capitolo relativo alle verifiche delle travi si preciseranno in dettaglio le metodologie di verifica impiegate. In generale comunque si precisa che, per quanto riguarda le verifiche di resistenza delle sezioni di impalcato in acciaio-calcestruzzo, la resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elastoplastico in funzione della classe della sezione stessa: se la sezione risulta appartenere alle classi 1 o 2 ("sezione compatta") è possibile adottare uno qualsiasi dei metodi citati, mentre per le sezioni di classe 3 o 4 ("sezioni snelle") risulta

necessario riferirsi al metodo elastico o tutt'al più a quello elasto-plastico. Nel caso specifico si è adottato il metodo elastico con il calcolo delle tensioni.

7.2.1 Valori coefficiente di omogenizzazione

Si determinano i valori dei coefficienti di omogeneizzazione acciaio - calcestruzzo in accordo con i punti con le NTC 08 come evidenziato nel seguito.

La soletta, realizzata in conglomerato cementizio di resistenza caratteristica $f_{ck}=37,35$ N/mm², ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{cls,0} = 34625 \text{ N/mm}^2$$

Secondo la 11.2.5 delle NTC.

Il coefficiente di omogeneizzazione per azioni di breve durata risulta pertanto:

$$n = E_s / E_{cls,0} = 210000 / 34625 = 6.06$$

si assume n = 6

Il coefficiente finale di viscosità per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 75% e avente dimensione fittizia $h_0=2A_c/u \cong 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\varphi(t_{\infty}, t_0) = 2$$

in cui è stato assunto t_0 , tempo di applicazione dei carichi permanenti responsabili di effetti viscosi, tra 8 e 60 giorni. Noto il valore del coefficiente di viscosità si ricava il modulo elastico del conglomerato a tempo infinito:

$$E_{cls,\infty} = E / [1 + \varphi(t_{\infty}, t_0)] = 11541 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n = E_s / E_{cls,\infty} = 210000 / 11541 = 18.19$$

si assume n = 18

In sintesi si ha:

$n = \infty$: reagente solo la trave in acciaio sotto l'azione dei pesi strutturali;

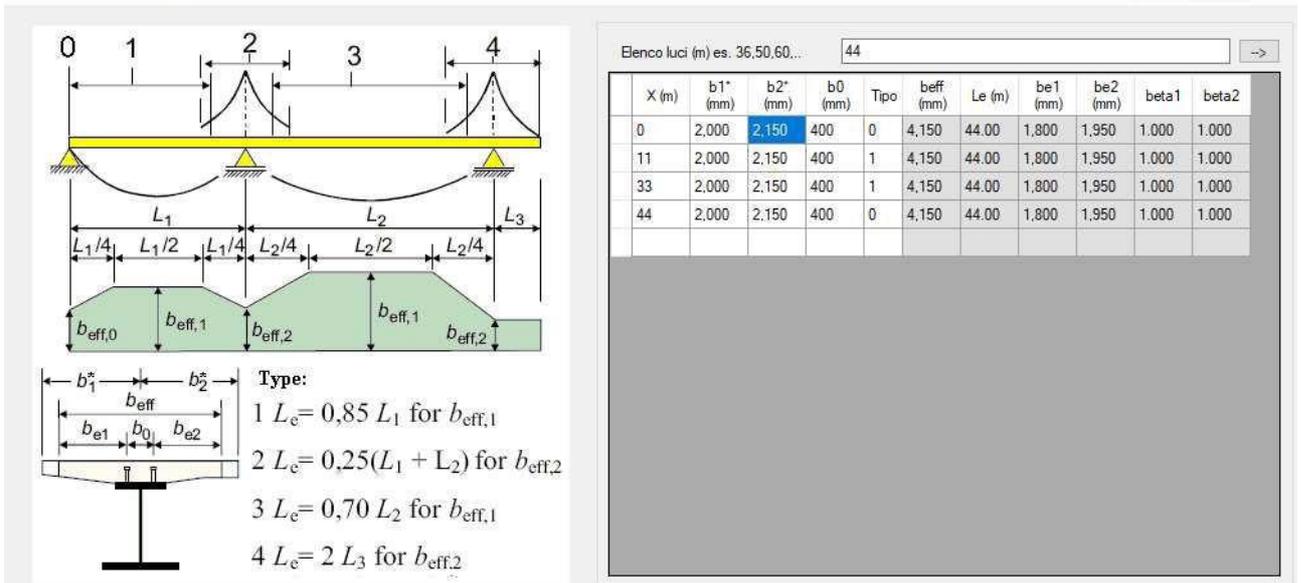
$n = 18$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi differiti (permanentemente portati, ritiro, cedimenti....);

$n = 6$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi istantanei (carichi accidentali, variazioni termiche, vento....).

7.2.2 Soletta collaborante

La larghezza collaborante di soletta da considerare per l'analisi della trave è definita, secondo il punto 4.3.2.3 del D.M. 2018, in funzione dell'interasse delle travi e delle condizioni di vincolamento. La larghezza collaborante per le diverse sezioni di verifica è calcolata come segue:

Dati per lo shear lag della soletta e delle flange (EN1994-2 5.4.1.2, EN 1993-1-5 3.2.1)



8 CRITERI DI CALCOLO

8.1 Criteri di definizione delle azioni di calcolo

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I carichi considerati nelle verifiche sono nominati, come suggerito dalla norma, con la nomenclatura di seguito riportata

- g1 Peso proprio degli elementi strutturali
- g2 Peso proprio dei carichi permanenti portati (pavimentazioni, parapetti ecc...)
- g3 Altre azioni permanenti
- ϵ 1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto
- ϵ 2 Ritiro e Viscosità
- ϵ 3 Variazioni termiche
- ϵ 4 Cedimenti vincolari
- q1 Carichi variabili da traffico
- q2 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità
- q3 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione
- q4 Azione centrifuga
- q5 Azioni di Neve e Vento
- q6 Azioni Sismiche
- q7 Resistenze passive dei vincoli
- q8 Urto di veicolo in svio

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.14 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018 e di seguito riportate:

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

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{ei} \cdot \varepsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

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

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

Nelle quali:

Le azioni eccezionali connessi agli urti sono prese singolarmente per ogni combinazione.

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella dei coefficienti parziali per i ponti.

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella dei coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

8.2 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli Stati Limite di Esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli Stati Limite Ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di Esercizio sia Ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche allo SLV.

Ai sensi del D.M. 17/02/2018 si esegue la determinazione dei parametri sismici che caratterizzano il sito di riferimento. I dati sismici del sito di costruzione, di seguito riportati, sono relativi alla sismicità propria del sito di ubicazione.

I parametri di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, vengono determinati conformemente a quanto previsto nel paragrafo 2.4 delle NTC 2018 e sulla base delle caratteristiche dell'opera progettata.

Trattandosi di un ponte di importanza strategica, si assume quale valore di vita nominale $V_N=50$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera si colloca in Classe d'uso IV. Alla suddetta classe d'uso è associato un valore del coefficiente d'uso $C_U=2,0$.

Si determina quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,0 = 100 \text{ anni}$$

La classificazione del terreno di fondazione è determinata sulla base delle risultanze della relazione geotecnica allegata alla documentazione.

Le condizioni topografiche del sito, come dichiarato in relazione geotecnica, sono riconducibili a quelle della categoria T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$). La normativa vigente associa alla suddetta categoria un coefficiente di amplificazione topografica $ST=1$.

Nella tabella seguente si riassumono i dati di base di caratterizzazione sismica:

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2,0
Periodo di riferimento (V_R)	100 anni
Categoria topografica	T1
Terreno	C

I valori dei parametri sismici, caratterizzanti la sismicità del sito, sono costituiti da:

- accelerazione orizzontale massima al suolo (a_g);
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_0);
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale (TC^*).

Essendo il periodo della struttura pari a $T=0$ in quanto in moto con il terreno a tergo in quanto le spalle quasi totalmente interrate, non ha senso per questo genere di strutture parlare di fattore di comportamento utile ad abbattere lo spettro per periodi $T>0$.

8.3 Spinta delle terre

In condizioni statiche, la spinta del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo. Le caratteristiche geomeccaniche assunte per il terreno utilizzato per il terrapieno della spalla sono valutate in uniformità a quanto previsto dal capitolato d'appalto in materia di materiale da rilevato e riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni di spinta delle terre.

L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

$$\sigma = K \gamma H \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta statica è pari a:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $H/3$.

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $q_{es}=25.00 \text{ kN/m}^2$ per il ponte stradale e $q_{es}=5.00 \text{ kN/m}^2$ per il ponte pedonale.

Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

$$\sigma_q = q_{es} \cdot k \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta è pari a:

$$S_q = q_{es} \cdot H \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La risultante di spinta è applicata a $1/2$ dell'altezza dalla base.

Le considerazioni appena viste valgono per la modellazione realizzata con il modello unifilare di SAP2000. Il calcolo delle spinte del terreno sul modello CDP è invece effettuato direttamente dal software.

8.4 Criteri di definizione delle resistenze di calcolo

Le resistenze di calcolo adottate per le verifiche strutturali sono definite come segue:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In cui:

f_d : Resistenza di calcolo

f_k : Resistenza caratteristica

γ_m : coefficiente parziale del materiale

I coefficienti parziali dei materiali adottati, conformi con le NTC 18 sono riportati nella seguente tabella:

Carpenteria metallica	Resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05
	Resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.10
	Resistenza alla rottura	γ_{M2}	1.25
	Resistenza dei pioli	γ_v	1.25
	Resistenza alla fatica	γ_f	1.35
	Resistenza a scorrimento SLE delle bullonature	γ_{M3}	1.10
Cemento armato	Resistenza del conglomerato	γ_c	1.50
	Resistenza dell'armatura	γ_s	1.15

La resistenza del conglomerato è valutata prendendo in conto il coefficiente riduttivo della resistenza per fenomeni di lunga durata $\alpha_{cc}=0.85$

9 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state svolte in accordo con le NTC-18 cap. 4.2, 4.3 e relative istruzioni nonché con quanto contenuto nei seguenti Eurocodici: EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2.

Nell'ambito dei vari stati limite considerati si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

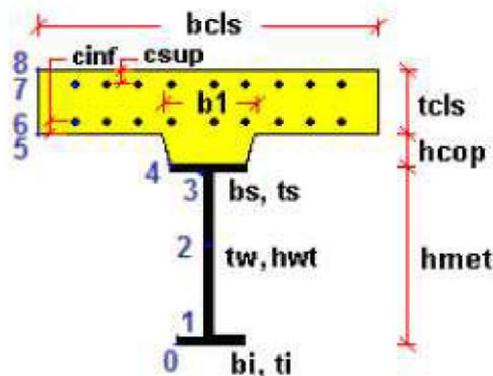
- Verifiche di resistenza flessionale SLU della trave composta o Verifica tensionale
- Verifica di resistenza al taglio SLU o Verifica Plastica o Shear Buckling o Controllo intenzione Taglio-Flessione
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifica delle connessioni trave-soletta (piolature) SLU e SLE
- Stabilità dei pannelli d'anima in esercizio (web breathing)
- Verifica a fatica

Nel seguito vengono espone in dettaglio i criteri di verifica adottati.

9.1 S.L.U. – RESISTENZA SEZIONI

Le verifiche di resistenza delle sezioni allo S.L.U. sono effettuate attraverso:

Verifica elastica a pressoflessione valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3 e 4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata fessurata (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in

corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

Verifica a taglio - sezioni suscettibili di "shear buckling" per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione χ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$, secondo la procedura indicata nell' EN1993-1-5.

Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 e 2, per le quali l'interazione N-MV si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3 e 4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico η_p , indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione). Inoltre, in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di $h_w/2$ dalla sezione di appoggio.

9.2 S.L.E. – LIMITAZIONE TENSIONI

La verifica viene condotta puntualmente, sulla sezione omogenizzata, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{m,ser} = 1.0$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio secondo le EN 1993-2 e EN 1994-2.

I punti di verifica in cui sono valutate le tensioni sono sempre gli stessi della figura precedente.

9.3 S.L.E. – WEB BREATHING

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sotto pannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-18, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli. Tale metodo consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente e rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello. Si applica pertanto la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

In cui:

σ_E è la tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

k_σ, k_τ sono i coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e dello stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica.

9.4 S.L.U. e S.L.E. – VERIFICA CONNESSIONI TRAVE SOLETTA

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza. I dettagli adottati per la connessione trave-soletta sono conformi alle NTC-18 paragrafo 4.3.4.1.2 e C.4.3.4 delle relative istruzioni.

Il ciclo di verifica delle piolature comprende i seguenti passi:

9.4.1 Verifica tensionale elastica SLU e SLE

La verifica tensionale elastica viene condotta mediante la deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio sul singolo piolo secondo la condizione di carico analizzata (SLU o SLE). Lo scorrimento unitario è calcolato come segue:

$$v_{ED} = \frac{V \cdot S}{J}$$

In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche non fessurate.

Quindi si fa il confronto con la portanza del piolo valutata come:

$$P_{RD}^1 = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v}$$

$$P_{RD}^2 = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$P_{RD} = \min(P_{RD}^1, P_{RD}^2)$ La verifica sarà quindi condotta come segue:

$$V_{ED} \leq n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.U. (combinazione fondamentale)}$$

$$V_{ED} \leq K_s \cdot n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.E. (combinazione caratteristica)}$$

K_s è un coefficiente riduttivo per lo S.L.E. assunto pari a 0.6 n è il numero di pioli per unità di lunghezza considerata.

9.4.2 Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro e della variazione termica nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro e variazione termica nelle zone di coda viene calcolato a partire dall'azione assiale indotta dalle relative deformazioni impresse nella soletta (ritiro e T), assumendo una distribuzione costante del flusso per una lunghezza di trave assunta pari alla larghezza di soletta efficace (b_{eff}).

$$V_{L,ED,max} = \frac{V_{L,ED}}{b_{eff}}$$
$$n_{pioli} = \frac{V_{L,ED,max}}{P_{RD}}$$

n pioli è il numero di pioli da inserire per una lunghezza b_{eff} a partire dalla testata della trave.

10 ANALISI DEI CARICHI

10.1 Carichi permanenti (g1 e g2)

I pesi strutturali utilizzati sono i seguenti:

Peso proprio acciaio: 78,50 kN/mc

Peso proprio c.a.: 25 kN/mc

Peso proprio pavimentazione: 19 kN/mc

Peso proprio barriere stradali: 1 kN/ml

Peso proprio barriere pedonali: 0,50 kN/ml

10.2 Ritiro differenziale fra trave e soletta (ϵ_2)

L'azione da ritiro è stata determinata secondo il punto 11.2.10.6 delle NTC 2018. Si è considerato un **calcestruzzo a ritiro compensato**.

La dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 55% e avente dimensione fittizia $h_0=2A_c/u \cong 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\epsilon_{sh} = 0.00012$$

in cui è stato assunto t_0 , età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro, compreso tra 8 e 60 giorni.

Per le travi, essendo elementi composti acciaio-calcestruzzo, si sono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \epsilon_{sh} * E_s / n_{f2b} * b_{eff} * t_{cls}$$

$$M_r = N_r * e$$

In particolare con "e" si è indicata l'eccentricità fra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione composta omogeneizzata. In sede di verifica tensionale, nella soletta, alle tensioni indotte da N_r e M_r si aggiunge lo stato di coazione locale di trazione

$$\sigma_{sh} = \epsilon_{sh} *$$

$$E_s / n_{f2b}.$$

In particolare si procede a risolvere la struttura nel seguente modo:

1° fase: si applicano dei vincoli ausiliari alla sommità dell'impalcato e si va a verificare la coazione di progetto. Si genererà quindi una reazione vincolare fittizia che sarà da riapplicare nello schema statico successivo di struttura iperstatica.

2° fase: si applica sulla struttura composta da impalcato e spalle la reazione vincolare generata in prima fase con segno opposto. L'azione complessiva sull'impalcato sarà la somma della prima fase e seconda fase. Mentre l'azione sulla spalla sarà direttamente quella ottenuta nella seconda fase.



10.3 Variazione termica differenziale (ϵ_3)

Nelle strutture miste, vista la differente inerzia termica dei materiali che costituiscono l'impalcato, si considera una variazione termica uniforme sulla soletta di $\pm 10^\circ\text{C}$, come da indicazioni in EC1 Parte 5 Cap 6.1 previsto dall'Approccio 2 per impalcati misti acciaio-calcestruzzo.

Questa coazione è stata trattata in termini analoghi al ritiro: si sono cioè implementati gli effetti iperstatici nel modello SAP, e gli effetti isostatici sono calcolati sezione per sezione in Ponti EC4 così come descritto per il ritiro. Per l'azione nelle sottostrutture si è implementata la forza concentrata in sommità spalla come spiegato al paragrafo precedente.

La dilatazione termica differenziale considerata nei calcoli è la seguente:

$$\epsilon_T = \alpha * DT = 1,15 \text{ E-}5 \times 10 = 1.15 \text{ E-}4$$

10.4 Variazione termica uniforme (ϵ_3)

Negli impalcati integrali riveste un ruolo di grande importanza anche la variazione termica uniforme o stagionale. Tale effetto produce un complessivo allungamento, nel caso di variazione termica positiva, o accorciamento, nel caso di variazione termica negativa, dell'impalcato. Allungamento o l'accorciamento producono quindi spinte o trazioni sulle spalle. Prendendo ad esempio il caso della variazione termica positiva e quindi dell'allungamento, l'impalcato sentirà un'azione di compressione tanto maggiore, maggiore è la rigidezza alla traslazione della spalla e del terreno che sta dietro ad essa. Inoltre, a seguito dell'allungamento dell'impalcato e del conseguente spostamento della spalla, quest'ultima ruoterà anche. Tale rotazione genererà un momento che andrà ad aggiungersi a quello prodotto dai carichi verticali. Come detto in precedenza le azioni sopra citate saranno tanto maggiori, maggiori sono le rigidzze di spalla e terreno, di conseguenza, questi effetti saranno più rilevanti nel caso in cui l'impalcato voglia allungarsi e allo spostamento si oppongano sia la spalla che il terreno, piuttosto che nel caso in cui l'impalcato voglia accorciarsi e quindi rimanga la resistenza della spalla ma venga meno quella del terreno. Per questa ragione sono state prese in considerazione solo le azioni prodotte da variazione termica positiva generante allungamento.

Si considera una variazione termica uniforme sulla soletta di +30°C, come da indicazioni in EC1 Parte 5 Cap 6.1, la dilatazione termica differenziale considerata nei calcoli è la seguente:

$$\epsilon_T = \alpha_T \cdot T = 1,15 \text{ E-5} \times 30 = 3.45 \text{ E-4}$$

10.5 Cedimenti differenziali delle spalle (ϵ_4)

Non sono significativi per lo stato tensionale della struttura.

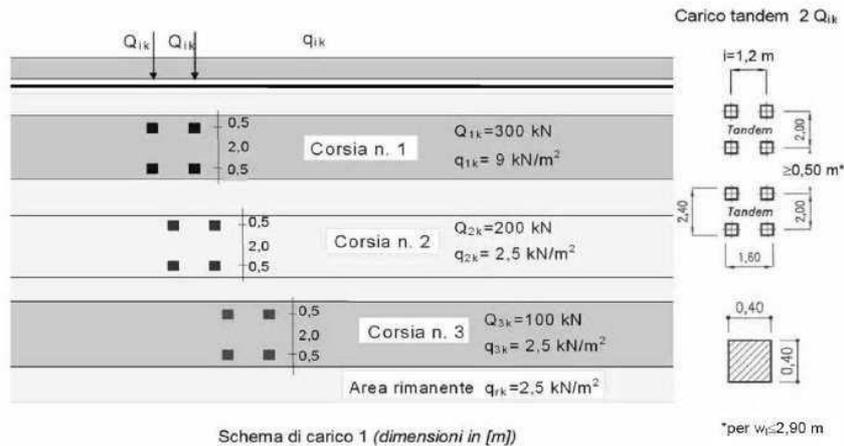
10.6 Carichi da traffico (verifiche di resistenza) (q_1)

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2018, cap. 5.1.3.3.5, equivalenti a quelle contenute in EN 1991-2. Si fa riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 7,30 m, è in grado di ospitare 2 corsia di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m.

I carichi utilizzati sono

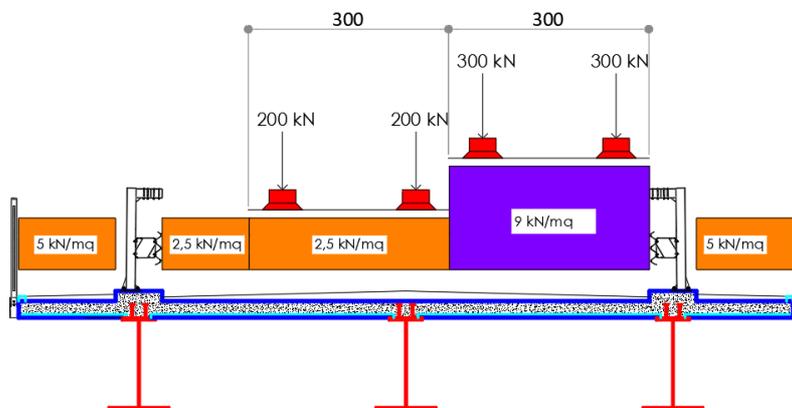
- Schema di carico 1 (punto 5.3.1.3.3.5 delle NTC2018)

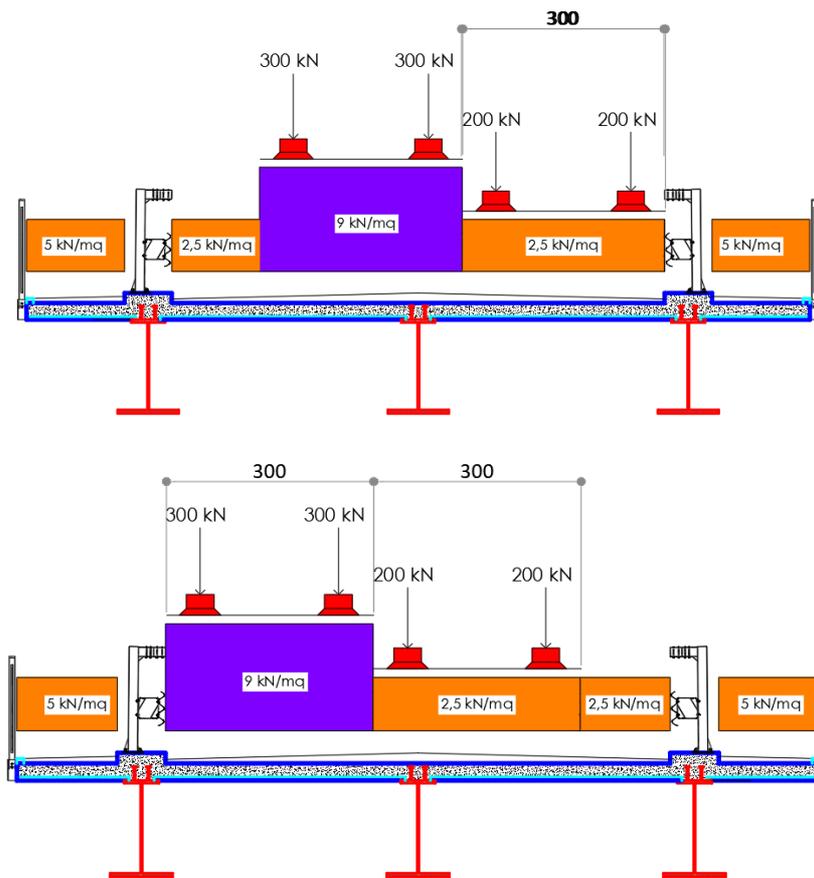


- Schema di carico 5 con carico distribuito di 5.00 kPa.

Dai carichi descritti si sono individuati diversi schemi di carico, mirati a massimizzare gli effetti sulle travate.

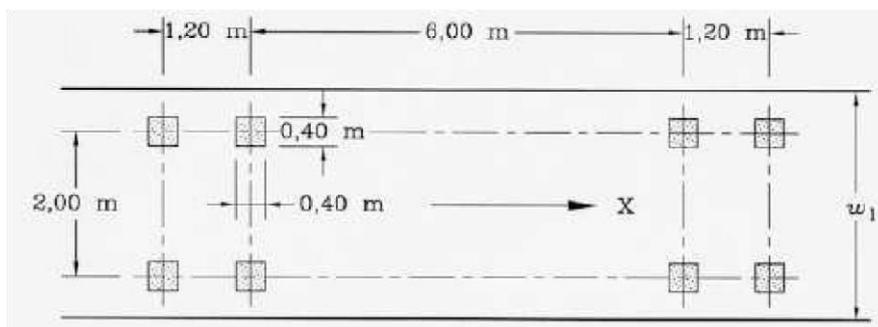
Secondo quanto riportato nel capitolo 6.4: "Ripartizione trasversale per le travi principali", i carichi sollecitanti le travi non saranno quelli sopra citati nella loro totalità ma una loro percentuale. Nello specifico i carichi utilizzati nel modello sono i seguenti. Di seguito sono riportate le disposizioni considerate al fine di massimizzare le sollecitazioni sulle travi:





10.7 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti. Pertanto, si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.



La struttura in esame è a carreggiata unica con doppio senso di marcia e pertanto si considera la presenza di due corsie lente, posizionate nella loro collocazione reale di progetto.

Per la valutazione degli effetti dei carichi variabili da fatica è stato utilizzato lo strumento per i carichi mobili implementato in SAP2000, basato sullo studio delle linee d'influenza, in modo da ottenere direttamente l'involuppo di tutte le sollecitazioni associate alla fatica nelle sezioni di verifica.

10.8 Azione di frenamento dei veicoli (q3)

Secondo (§ 5.1.3.5 NTC18)

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Larghezza della corsia	w_1	3	m
Carico concentrato da traffico corsia n. 1	$2Q_{1k}$	600	KN
Carico distribuito da traffico corsia n.1	q_{1k}	9,00	KN/m2
Lunghezza della zona caricata	L	51,40	m
Azione di frenamento =		498,78	KN

10.9 Azione centrifuga (q4)

Essendo l'opera in rettilineo, l'azione centrifuga non è presente.

10.10 Vento (q6)

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

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
3	27	500	0,37
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			50
T_R (Tempo di ritorno)			50
$V_b = v_{b,0} \cdot C_a$ $C_a = 1$ per $a_s \leq a_0$ $C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$C_a = 1$	v_b [m/s] = 27,000		
$V_r = v_b \cdot C_r$ $C_r = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_r)]\}^{0,5}$			
$C_r = 1,00000$	v_r [m/s] = 27,000		

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$
q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
C_e (coefficiente di esposizione)
C_p (coefficiente di pressione)
C_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_r [N/mq]	455,63
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	D	50

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

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0,19	0,05	4	1

z [m]	c _e
z ≤ 4	1,801
z = 0	1,801
z = 0	1,801

Si ottiene una pressione del vento pari a 0,82 kN/mq

10.11 Azione sismica (q₆)

L'azione sismica sulla costruzione è stata calcolata in accordo col paragrafo 3.2 delle NTC 2018.

I parametri utilizzati sono:

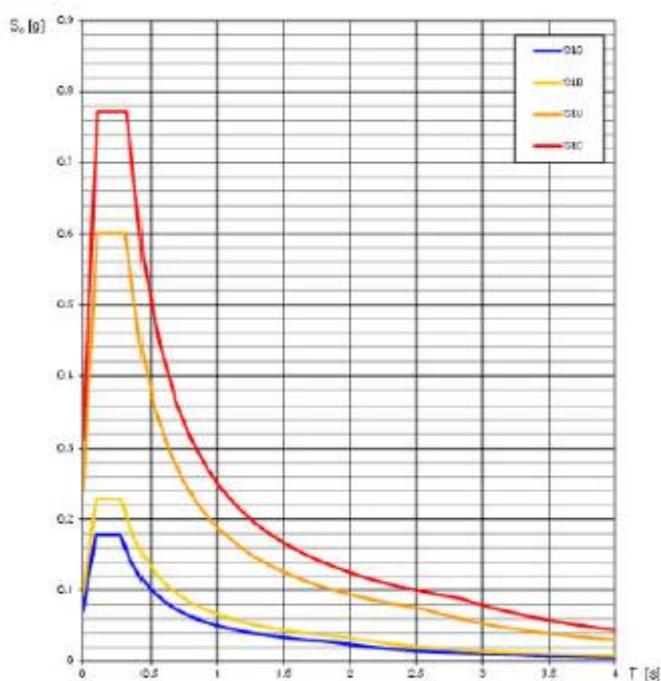
Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Coordinate del sito (sistema di riferimento ED50)	Latitudine = 43.654198
	Longitudine = 13.124692
Coordinate del sito (sistema di riferimento UTM WGS84)	Latitudine = 43.653253°
	Longitudine = 13.123754°
Scelta della strategia di progettazione	Vita Nominale (VN) =50 anni
	Coefficiente d'uso (CU) classe IV = 2,0
	Stati limite di riferimento = SLC, SLV, SLD, SLO
Dati di disaggregazione	Magnitudo (M) compresa tra 4 e 6.5 (SLV)
	Distanza (R) compresa tra 0 e 30 Km (SLV)

Si riportano di seguito gli spettri di progetto utilizzati:

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



VR 100 anni e Coefficiente d'uso 2,0				
Stato limite	Tr	ag	F0	Tc*
	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	60	0,071	2,525	0,283
SLD	101	0,093	2,460	0,290
SLV	949	0,239	2,511	0,314
SLC	1950	0,313	2,472	0,324

10.12 Spinta delle terre e del sovraccarico a tergo

La spinta delle terre e la spinta generata dalla presenza del sovraccarico a tergo, per quanto riguarda le spalle e l'impalcato, è stata calcolata come descritto in precedenza, ovvero con pressione a monte di 25 kPa per il ponte stradale e 5 kPa per la passerella pedonale.

Lo stesso contributo sui pali di fondazione è invece preso direttamente in considerazione all'interno del modello di calcolo.

10.13 Effetto dell'attrito terreno/struttura

Nella valutazione dei coefficienti di spinta (attiva e passiva) è necessario tenere in conto che l'angolo di attrito tra manufatto e terreno (δ) risulta inferiore all'angolo di attrito interno del terreno. Nel caso in studio si assume quanto segue:

- $\delta/\varphi = 0.50$; sia lato passivo che attivo.

10.14 Coefficienti di spinta in condizioni statiche

Spinta a riposo

Per piano campagna orizzontale si fa riferimento alla seguente correlazione (Jaky, 1944 e Schmidt, 1966):

$$k_o = 1 - \tan(\varphi') \tan \alpha$$

con

$\alpha = 0.5 \text{ OCR}$ = grado di sovraconsolidazione

Per pendio inclinato (β) si può considerare che la spinta a riposo sia parallela al p.c. e che il coefficiente k_o valga:

$$k_{o\beta} = k_o (1 + \tan \beta)$$

Spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva (K_a) viene valutato ricorrendo alla correlazione generale di Mueller-Breslau basata sulla teoria di Coulomb e riferita a superfici di rottura piane. In questo caso l'approssimazione (rispetto a quanto si sarebbe ottenuto considerando

superfici di rottura di geometria complessa) risulta molto contenuta e a favore di sicurezza.

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

ϕ = angolo d'attrito del terreno

α = angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale)

δ = angolo d'attrito terreno-parete

β = inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale

Spinta passiva

Per il calcolo del coefficiente di spinta passiva si fa riferimento a superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica) come suggerito da Caquot & Kerisel (1948).

Spinta attiva in fase sismica

Il coefficiente di spinta attiva (contributo statico + sismico) viene calcolato ricorrendo alla formulazione di Mononobe & Okabe:

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \vartheta - \delta) \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \vartheta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

$$\vartheta = \arctan k_h / (1 \pm k_v)$$

11 VERIFICHE

11.1 TRAVI DI IMPALCATO

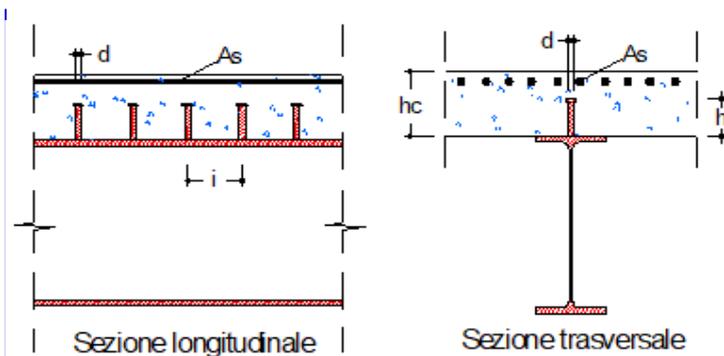
Le travi di impalcato sono costituite da travi a doppio T le cui dimensioni geometriche e meccaniche sono riportate di seguito:

GEOMETRIA TRAVE IN ACCIAIO			
$H_a =$	1400	mm	Altezza complessiva della sezione
$B_{f,sup} =$	500	mm	Larghezza ala superiore
$t_{f,sup} =$	40	mm	Spessore ala superiore
$B_{f,inf} =$	900	mm	Larghezza ala inferiore
$t_{f,inf} =$	40	mm	Spessore ala inferiore
$t_w =$	20	mm	Spessore dell'anima
$h_w =$	1320,00	mm	Altezza dell'anima
$A_a =$	82400,00	mm ²	Area della sezione
$G_a =$	6,4684	kN/ml	Peso al metro lineare della trave in acciaio
$Y_G =$	567,96	mm	Posizione dell'asse neutro
CARATTERISTICHE TRAVE IN ACCIAIO			
$J_{a,xx} =$	2,83E+10	mm ⁴	Momento di inerzia rispetto a X-X
$W_{a,xx,sup} =$	3,40E+07	mm ³	Modulo resistente sup.rispetto a xx
$W_{a,xx,inf} =$	4,98E+07	mm ³	Modulo resistente inf.rispetto a xx

Per quanto riguarda l'armatura longitudinale in soletta si è considerato, rispetto le sezioni di calcolo definite nel seguito:

Soletta in CALCESTRUZZO			
$B_c =$	3600,00	mm	Larghezza collaborante di calcolo
$h_c =$	250,00	mm	Spessore soletta in c.a.
$A_c =$	900000	mm ²	Area trasversale della soletta in c.a.
$A_f =$	0,00	mm ²	Area armatura superiore
$d' =$	125,00	mm	Copriferro superiore
$H =$	1650,00	mm	Altezza complessiva sezione mista
$G_{cls} =$	22,5	kN/ml	Peso al metro lineare della soletta
$G =$	28,97	kN/ml	Peso al metro lineare della trave mista

I pioli, diametro 19mm h=200mm, risultano:



Tipo piolo =	f_19		
$d_p =$	19	mm	Diametro del piolo
$h_{sc} =$	200	mm	Altezza del piolo dopo la saldatura
$\gamma_v =$	1,25		Fattore parziale del piolo
$f_{tk,piolo} =$	450	N/mm ²	Resistenza caratteristica dell'acciaio del piolo

Di seguito si riportano le singole combinazioni per le quali sono state calcolate le tensioni:

Peso proprio struttura in acciaio (trave continua su 4 appoggi)

Peso proprio struttura in acciaio (trave continua su 4 appoggi) più soletta non collaborante

Peso proprio struttura in acciaio (trave incastrata) più soletta collaborante a tempo t0

Peso proprio struttura in acciaio (trave incastrata) più soletta collaborante a tempo tinf

Peso proprio struttura in acciaio più soletta collaborante più permanenti a tempo t0

Peso proprio struttura in acciaio più soletta collaborante più permanenti a tempo tinf

Variabile

Ritiro

Variazione termica

11.1.1 Sollecitazioni di calcolo

Le sollecitazioni sono state estratte in parte dal modello di calcolo in SAP2000.

Per la determinazione delle sollecitazioni si è fatto ricorso a due modelli di calcolo. Il primo relativo alla fase 0 di costruzione in cui la sezione resistente è costituita dalla sola trave in acciaio e l'altro a cls maturato in cui la sezione resistente è quella mista

acciaio-cls. Si riportano di seguito gli screen-shot degli andamenti dei momenti flettenti per i due modelli:

Diagramma dei momenti per la sezione in acciaio:

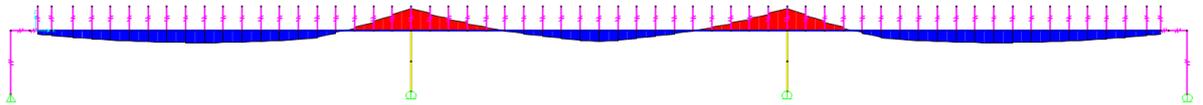
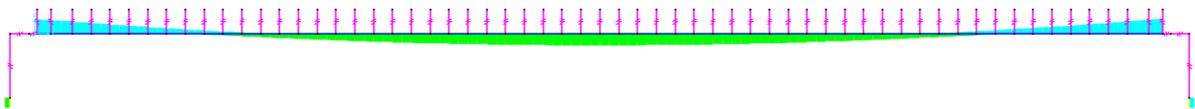


Diagramma dei momenti per la sezione mista:



Si riportano di seguito le sollecitazioni risultanti agenti nell'impalcato. Si precisa che a favore di sicurezza le sollecitazioni risultanti sono state utilizzate solo nella sezione di mezzeria in cui i momenti si sommano. Per le sezioni di incastro sono stati utilizzati i soli momenti di ponte integrale.

Per la sola condizione di sezione mista, si specifica che, al fine di massimizzare le sollecitazioni, per i carichi agenti sullo schema iperstatico inseriti nel modello SAP, stata inserita una molla rotazionale rappresentante il grado di vincolo offerto da spalla, pali e terreno a tergo all'impalcato. Le condizioni esaminate sono:

- per l'incastro rigidità della molla infinita;
- per la sezione di mezzeria l'effettiva rotazione della testa del palo.

Si riporta nel seguito il calcolo di questa rigidità sia nel caso di carichi a lungo termine ($n=19,21$), che a breve termine ($n=6,06$).

Sollecitazioni con rotazione della testa del palo impedita (incastro)

Etichette di riga	Max di M3	Min di M3	Max di V2
A_01_SLU_00	5132,3812	-10020,4236	982,054
A_01_SLU_01	10779,6856	-19280,2049	1901,724
A_01_SLU_02	9233,7482	-16599,8812	1643,036
A_01_SLU_03	9305,6296	-16795,3544	1656,318
A_01_SLU_04	10671,0691	-18987,1842	1904,694
A_01_SLU_05	5251,1803	-10427,4967	991,16
A_01_SLU_06	9357,3781	-16488,8921	1633,844
A_01_SLU_07	7811,4389	-13808,5683	1375,511
A_01_SLU_08	7883,3202	-14004,0415	1388,261
A_01_SLU_09	9248,7617	-16195,8713	1643,711
A_01_SLU_10	3828,871	-7636,1839	723,103
A_02_SLU_01	10057,9784	-17423,3394	1958,218
A_02_SLU_02	8846,0974	-15576,922	1683,165
A_02_SLU_03	8862,1326	-15771,3743	1674,219
A_02_SLU_04	10033,2285	-17592,183	1968,085
A_02_SLU_05	5251,1803	-10427,4967	991,16
A_02_SLU_06	8616,2152	-14632,0265	1697,234
A_02_SLU_07	7404,3315	-12785,6091	1422,182
A_02_SLU_08	7420,3667	-12980,0614	1413,236
A_02_SLU_09	8591,4652	-14778,0931	1707,102
A_02_SLU_10	3828,871	-7636,1839	723,103
	Max di M3	Min di M3	Max di V2
Valori di verifica	10779,6856	-19280,2049	1968,085

Sollecitazioni con rotazione della testa del palo effettiva:

Etichette di riga	Max di M3	Min di M3	Max di V2
A_01_SLU_00	6189,9266	-9043,3892	982,782
A_01_SLU_01	12508,0339	-17204,3097	1873,466
A_01_SLU_02	10781,4592	-16698,6386	1682,055
A_01_SLU_03	10840,6162	-16255,8407	1674,513
A_01_SLU_04	12399,2573	-16912,4321	1874,561
A_01_SLU_05	6302,71	-9452,0103	993,327
A_01_SLU_06	10787,2032	-14685,3088	1604,537
A_01_SLU_07	9064,2792	-14179,6377	1417,591
A_01_SLU_08	9119,7855	-13736,8398	1405,584
A_01_SLU_09	10678,4266	-14393,4312	1613,809
A_01_SLU_10	4581,8793	-6933,0094	724,398
A_02_SLU_01	11794,0865	-15634,4282	1929,56
A_02_SLU_02	10429,1067	-15797,9084	1725,767
A_02_SLU_03	10405,0696	-15354,043	1694,959
A_02_SLU_04	11769,3109	-15875,9224	1939,091
A_02_SLU_05	6302,71	-9452,0103	993,327
A_02_SLU_06	10052,0172	-13093,7678	1668,809
A_02_SLU_07	8713,5387	-13278,9075	1465,015
A_02_SLU_08	8681,6092	-12835,0421	1434,207
A_02_SLU_09	10027,6594	-13335,2621	1678,339
A_02_SLU_10	4581,8793	-6933,0094	724,398

	Max di M3	Min di M3	Max di V2
Valori di verifica	12508,04	-17204,31	1939,10

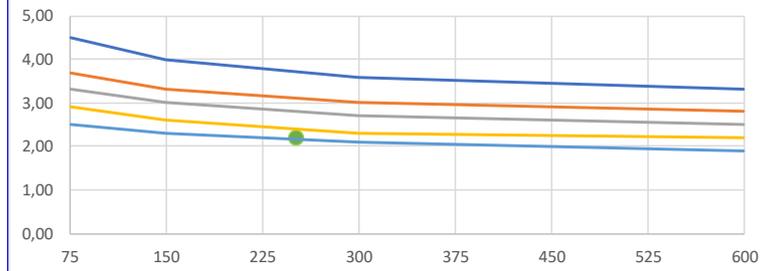
Per il calcolo di lungo termine si è determinato il coefficiente di omogeneizzazione n come di seguito riportato:

EFFETTI VISCOSI

$n_{t0} = 6,06$ Coefficiente di omogeneizzazione a tempo t_0
 $u = 7200$ mm Perimetro esposto all'aria
 $h_0 = 250$ mm Dimensione fittizia punto 11.2.10.6
Umidità = 55 % Umidità relativa dell'aria
 $t_0 = 60$ giorni

t0 (giorni)	U= 55				U= 75			
	75	150	300	600	75	150	300	600
3	4,50	4,00	3,60	3,30	3,50	3,20	3,00	2,80
7	3,70	3,30	3,00	2,80	2,90	2,70	2,50	2,30
15	3,30	3,00	2,70	2,50	2,60	2,40	2,20	2,10
30	2,90	2,60	2,30	2,20	2,30	2,10	1,90	1,80
60	2,50	2,30	2,10	1,90	2,00	1,80	1,70	1,60

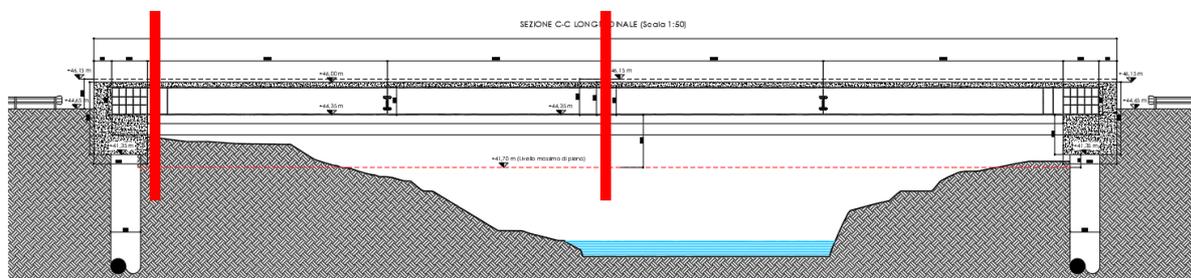
t0 (giorni)	h0					
	75	150	250	300	600	
3	4,5	4,00	3,73	3,60	3,30	
7	3,70	3,30	3,10	3,00	2,80	
15	3,30	3,00	2,80	2,70	2,50	
30	2,90	2,60	2,40	2,30	2,20	
60	2,50	2,30	2,17	2,10	1,90	



$i = 5$
 $\Phi(t_n, t_0) = 2,17$ Tabelle 11.2VI e 11.2.VII
 $E_{cis, t_n} = 10934$ N/mm² Modulo elastico del calcestruzzo a tempo t_n
 $n_{t_n} = 19,21$ Coefficiente di omogeneizzazione a tempo t_n

11.1.2 Sezioni di verifica significative

Le sezioni di verifica prese in considerazione per la trave longitudinale sono le seguenti:



Sez. 1 filo spalla spalla (momento negativo);

Sez. 2 di mezzeria (momento positivo);

Le sezioni di verifica sono state scelte in funzione delle massime sollecitazioni riscontrate dal modello di calcolo e risultano essere le più significative tra tutte quelle analizzate.

Sezione 1 – Filo spalla (momento negativo)

ACCIAIO DA CARPENTERIA	Tipo	S355	
$f_{tk} =$	510	N/mm^2	Tensione caratteristica di rottura
$f_{yk} =$	355	N/mm^2	Tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_{M0} =$	1,05		Fattore di sicurezza parziale per sezioni di classe 1-2-3-4
$\gamma_{M1} =$	1,05		Fattore di sicurezza parziale per instabilità membrature
$\gamma_{M1} =$	1,10		Fattore di sicurezza parziale per instabilità membrature di ponti stradali
$\gamma_{M2} =$	1,25		Fattore di sicurezza parziale nei riguardi delle sezioni tese indebolite dai fori
$f_{yd} =$	338,10	N/mm^2	Resistenza di progetto per le sezioni 1-2-3-4
$f_{yd} =$	338,10	N/mm^2	Resistenza di progetto per instabilità delle membrature
$f_{yd} =$	322,73	N/mm^2	Resistenza di progetto per instabilità delle membrature di ponti stradali
$f_{yd} =$	284,00	N/mm^2	Resistenza di progetto nei riguardi delle sezioni tese indebolite dai fori
$E_s =$	210000	N/mm^2	Modulo elastico dell'acciaio
$G_s =$	80769	N/mm^2	Modulo elastico trasversale dell'acciaio

Acciaio da C.A.			
Tipo	B450C		
$f_{yk} =$	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s =$	1,15		Fattore di sicurezza parziale dell'acciaio
$f_{yd} =$	391,30	N/mm ²	Resistenza di calcolo
$E_s =$	210000	N/mm ²	Modulo elastico dell'acciaio
Tensioni limite SLE			
$\sigma_{c,max,rara} =$	360	N/mm ²	Tensione di esercizio acciaio - Comb. Rara

GEOMETRIA TRAVE IN ACCIAIO			
$H_a =$	1400	mm	Altezza complessiva della sezione
$B_{f,sup} =$	500	mm	Larghezza ala superiore
$t_{f,sup} =$	40	mm	Spessore ala superiore
$B_{f,inf} =$	900	mm	Larghezza ala inferiore
$t_{f,inf} =$	40	mm	Spessore ala inferiore
$t_w =$	20	mm	Spessore dell'anima
$h_w =$	1320,00	mm	Altezza dell'anima
$A_a =$	82400,00	mm ²	Area della sezione
$G_a =$	6,4684	kN/ml	Peso al metro lineare della trave in acciaio
$Y_G =$	568,0	mm	Posizione dell'asse neutro

CARATTERISTICHE TRAVE IN ACCIAIO			
$J_{a,xx} =$	2,83E+10	mm ⁴	Momento di inerzia rispetto a X-X
$W_{a,xx,sup} =$	3,40E+07	mm ³	Modulo resistente sup.rispetto a xx
$W_{a,xx,inf} =$	4,98E+07	mm ³	Modulo resistente inf.rispetto a xx

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE PER FLESSIONE			
z (mm) =	10		Dimensione del cordone di saldatura
$\varepsilon =$	0,81		
Flessione			
Anima			
$c =$	1300		
$t =$	20		
$c/t =$	65	Classe	3
Flangia			
$c =$	230		
$t =$	40		
$c/t =$	5,75	Classe	1
Classe =	3	non è possibile eseguire le verifiche in campo plastico	

SOLLECITAZIONI

$M_{sd,xx,1}$	=	-10020,42	kNm	Momento sollecitante Peso proprio + permanenti
$M_{sd,xx,2}$	=	-9259,79	kNm	Momento sollecitante carichi variabili
$M_{sd,xx,3}$	=	0,00	kNm	Momento sollecitante dovuto al ritiro
$M_{sd,xx,4}$	=	0,00	kNm	Momento sollecitante temperatura
MTOT	=	-19280,21	kNm	Momento totale agente

Peso proprio e permanenti a tempo t0

$\sigma_{cls,sup}$	=	0,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della soletta
$\sigma_{s,sup}$	=	-95,88	N/mm ²	Tensione sull'armatura della soletta
$\sigma_{cls,inf}$	=	0,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della soletta
$\sigma_{a,sup}$	=	-74,48	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della trave in acciaio
$\sigma_{a,inf}$	=	165,21	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della trave in acciaio

Carico variabile (tempo t0)

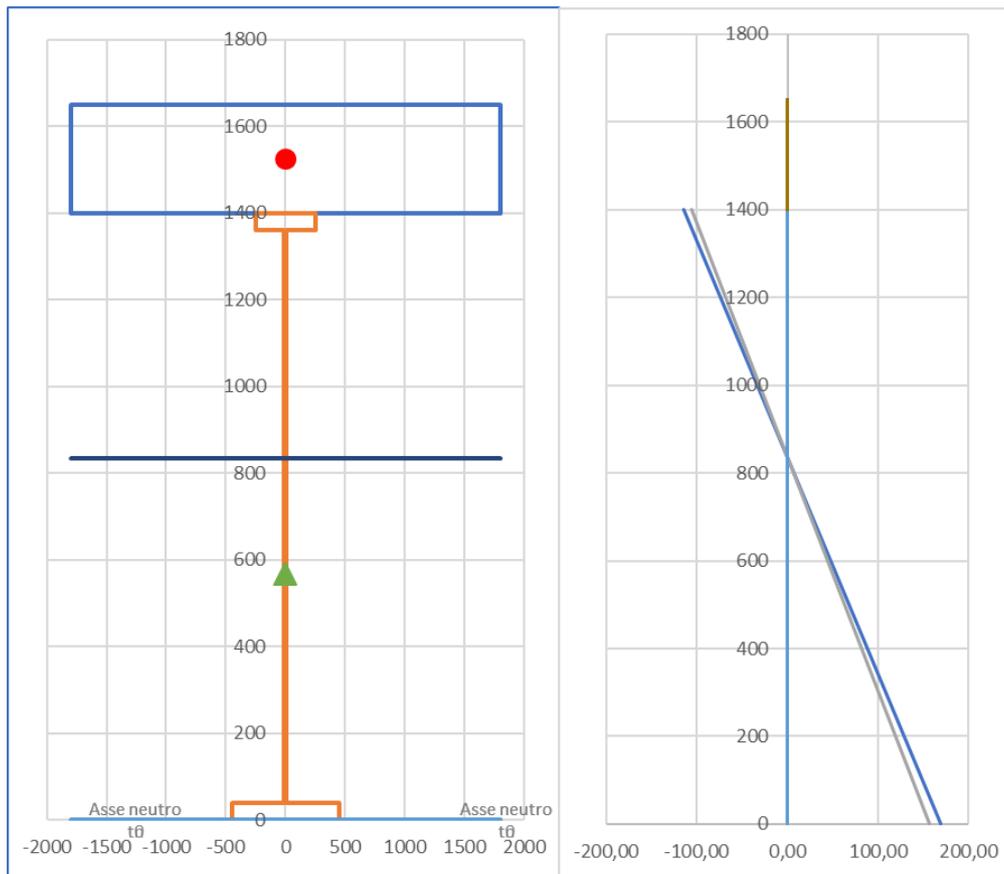
$\sigma_{cls,sup}$	=	0,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della soletta
$\sigma_{s,sup}$	=	-90,17	N/mm ²	Tensione sull'armatura della soletta
$\sigma_{cls,inf}$	=	0,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della soletta
$\sigma_{a,sup}$	=	-70,05	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della trave in acciaio
$\sigma_{a,inf}$	=	155,37	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della trave in acciaio

TOTALI A TEMPO T0

$\sigma_{cls,sup}$	=	0,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della soletta
$\sigma_{s,sup}$	=	-186,06	N/mm ²	Tensione sull'armatura della soletta
$\sigma_{cls,inf}$	=	0,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della soletta
$\sigma_{a,sup}$	=	-144,53	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della trave in acciaio
$\sigma_{a,inf}$	=	320,58	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della trave in acciaio

VERIFICHE DI RESISTENZA A TEMPO T0

$C_{f,cls}$	=	0,000	-
$C_{f,s}$	=	0,475	VERIFICA OK
$C_{f,cls}$	=	0,000	-
$C_{fa,sup}$	=	0,427	VERIFICA OK
$C_{fa,inf}$	=	0,948	VERIFICA OK



Sezione 2 – Mezzeria (momento positivo);

ACCIAIO DA CARPENTERIA		Tipo	S355
f_{tk} =	510	N/mm ²	Tensione caratteristica di rottura
f_{yk} =	355	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento
γ_{M0} =	1,05		Fattore di sicurezza parziale per sezioni di classe 1-2-3-4
γ_{M1} =	1,05		Fattore di sicurezza parziale per instabilità membrature
γ_{M1} =	1,10		Fattore di sicurezza parziale per instabilità membrature di ponti stradali
γ_{M2} =	1,25		Fattore di sicurezza parziale nei riguardi delle sezioni tese indebolite dai fori
f_{vd} =	338,10	N/mm ²	Resistenza di progetto per le sezioni 1-2-3-4
f_{vd} =	338,10	N/mm ²	Resistenza di progetto per instabilità delle membrature
f_{vd} =	322,73	N/mm ²	Resistenza di progetto per instabilità delle membrature di ponti stradali
f_{vd} =	284,00	N/mm ²	Resistenza di progetto nei riguardi delle sezioni tese indebolite dai fori
E_s =	210000	N/mm ²	Modulo elastico dell'acciaio
G_s =	80769	N/mm ²	Modulo elastico trasversale dell'acciaio

Calcestruzzo	Classe	C35/45	
$R_{ck} =$	45	N/mm^2	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	37,35	N/mm^2	Resistenza caratteristica a compressione
$f_{ctm} =$	3,35	N/mm^2	Resistenza media a trazione
$f_{ctfm} =$	4,02	N/mm^2	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} =$	2,35	N/mm^2	Resistenza caratteristica a trazione
$\gamma_c =$	1,5		Fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo
$\alpha =$	0,85		Coefficiente per carichi di lunga durata
$f_{cd} =$	21,17	N/mm^2	Resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctd} =$	1,56	N/mm^2	Resistenza di calcolo a trazione
$\eta_1 =$	1,00		
$\eta_2 =$	1,00		
$f_{bk} =$	5,28	N/mm^2	Tensione caratteristica di aderenza
$f_{bd} =$	3,52	N/mm^2	Tensione di aderenza di progetto
$E_c =$	34625	N/mm^2	Modulo elastico del calcestruzzo
$\nu =$	0,20		Modulo di Poisson
Tensioni limite SLE			
$\sigma_{c,max,rara} =$	22,41	N/mm^2	Tensione di esercizio calcestruzzo - Comb. Rara
$\sigma_{c,max,quasi perm} =$	16,81	N/mm^2	Tensione di esercizio calcestruzzo - Comb. Quasi perm.

Acciaio da C.A.			
Tipo	B450C		
$f_{yk} =$	450	N/mm^2	Tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s =$	1,15		Fattore di sicurezza parziale dell'acciaio
$f_{yd} =$	391,30	N/mm^2	Resistenza di calcolo
$E_s =$	210000	N/mm^2	Modulo elastico dell'acciaio
Tensioni limite SLE			
$\sigma_{c,max,rara} =$	360	N/mm^2	Tensione di esercizio acciaio - Comb. Rara

GEOMETRIA TRAVE IN ACCIAIO			
$H_a =$	1400	mm	Altezza complessiva della sezione
$B_{f,sup} =$	500	mm	Larghezza ala superiore
$t_{f,sup} =$	40	mm	Spessore ala superiore
$B_{f,inf} =$	900	mm	Larghezza ala inferiore
$t_{f,inf} =$	40	mm	Spessore ala inferiore
$t_w =$	20	mm	Spessore dell'anima
$h_w =$	1320,00	mm	Altezza dell'anima
$A_a =$	82400,00	mm^2	Area della sezione
$G_a =$	6,4684	kN/ml	Peso al metro lineare della trave in acciaio
$Y_G =$	568,0	mm	Posizione dell'asse neutro
CARATTERISTICHE TRAVE IN ACCIAIO			
$J_{a,xx} =$	2,83E+10	mm^4	Momento di inerzia rispetto a X-X
$W_{a,xx,sup} =$	3,40E+07	mm^3	Modulo resistente sup.rispetto a xx
$W_{a,xx,inf} =$	4,98E+07	mm^3	Modulo resistente inf.rispetto a xx

Soletta in CALCESTRUZZO			
$B_c =$	3600,00	mm	Larghezza collaborante di calcolo
$h_c =$	250,00	mm	Spessore soletta in c.a.
$A_c =$	900000	mm ²	Area trasversale della soletta in c.a.
$A_f =$	0,00	mm ²	Area armatura superiore
$d' =$	125,00	mm	Copriferro superiore
$H =$	1650,00	mm	Altezza complessiva sezione mista
$G_{cls} =$	22,5	kN/ml	Peso al metro lineare della soletta
$G =$	28,97	kN/ml	Peso al metro lineare della trave mista

CARATTERISTICHE SEZIONE MISTA DI CALCOLO			
$y_{sup} =$	467	mm	Distanza del baricentro dalla fibra superiore in regime di soletta parzializzata a tempo t_0
$y_{inf} =$	1183	mm	Distanza del baricentro dalla fibra inferiore in regime di soletta parzializzata a tempo t_0
$J_{t0} =$	7,76E+10	mm ⁴	Momento di inerzia in regime di soletta compressa a tempo t_0
$J_{t0} / J_{a,xx} =$	2,74E+00		Rapporto fra inerzia della sezione mista e inerzia della sezione in acciaio tempo t_0
$y_{sup} =$	751	mm	Distanza del baricentro dalla fibra superiore in regime di soletta parzializzata a tempo t_n
$y_{inf} =$	899	mm	Distanza del baricentro dalla fibra inferiore in regime di soletta parzializzata a tempo t_n
$J_{tn} =$	5,47E+10	mm ⁴	Momento di inerzia in regime di soletta compressa a tempo t_n
$J_{t0} / J_{a,xx} =$	1,93E+00		Rapporto fra inerzia della sezione mista e inerzia della sezione in acciaio a tempo t_n

SOLLECITAZIONI			
$M_{sd,xx,1} =$	6120,56	kNm	Momento sollecitante Peso proprio + permanenti
$M_{sd,xx,2} =$	6386,45	kNm	Momento sollecitante carichi variabili
$M_{sd,xx,3} =$	738,83	kNm	Momento sollecitante dovuto al ritiro

Peso proprio e permanenti a tempo t_0

$\sigma_{cls,sup} =$	6,07	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della soletta
$\sigma_{s,sup} =$	0,00	N/mm ²	Tensione sull'armatura della soletta
$\sigma_{cls,inf} =$	2,82	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della soletta
$\sigma_{a,sup} =$	17,09	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della trave in acciaio
$\sigma_{a,inf} =$	-93,33	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della trave in acciaio

Peso proprio e permanenti a tempo t_n

$\sigma_{cls,sup} =$	4,28	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della soletta
$\sigma_{s,sup} =$	0,00	N/mm ²	Tensione sull'armatura della soletta
$\sigma_{cls,inf} =$	2,85	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della soletta
$\sigma_{a,sup} =$	54,78	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della trave in acciaio
$\sigma_{a,inf} =$	-98,41	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della trave in acciaio

Carico variabile (tempo t_0)

$\sigma_{cls,sup} =$	6,33	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della soletta
$\sigma_{s,sup} =$	0,00	N/mm ²	Tensione sull'armatura della soletta
$\sigma_{cls,inf} =$	2,94	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della soletta
$\sigma_{a,sup} =$	17,83	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della trave in acciaio
$\sigma_{a,inf} =$	-97,39	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della trave in acciaio

Ritiro cls (a tempo t_n)

$\sigma_{cls,sup} =$	0,52	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della soletta
$\sigma_{s,sup} =$	0,00	N/mm ²	Tensione sull'armatura della soletta
$\sigma_{cls,inf} =$	0,34	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della soletta
$\sigma_{a,sup} =$	6,61	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della trave in acciaio
$\sigma_{a,inf} =$	-11,88	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della trave in acciaio

TOTALI A TEMPO T_0

$\sigma_{cls,sup} =$	12,40	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della soletta
$\sigma_{s,sup} =$	0,00	N/mm ²	Tensione sull'armatura della soletta
$\sigma_{cls,inf} =$	5,76	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della soletta
$\sigma_{a,sup} =$	34,93	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della trave in acciaio
$\sigma_{a,inf} =$	-190,72	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della trave in acciaio

TOTALI A TEMPO T_N

$\sigma_{cls,sup} =$	11,13	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della soletta
$\sigma_{s,sup} =$	0,00	N/mm ²	Tensione sull'armatura della soletta
$\sigma_{cls,inf} =$	6,14	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della soletta
$\sigma_{a,sup} =$	79,23	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore della trave in acciaio
$\sigma_{a,inf} =$	-207,68	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore della trave in acciaio

VERIFICHE DI RESISTENZA A TEMPO T_0

$C_{f,cls} =$	0,586	VERIFICA OK
$C_{f,s} =$	0,000	-
$C_{f,cls} =$	0,272	VERIFICA OK
$C_{fa,sup} =$	0,103	VERIFICA OK
$C_{fa,inf} =$	0,564	VERIFICA OK

VERIFICHE DI RESISTENZA A TEMPO T_N

$C_{f,cls} =$	0,526	VERIFICA OK
$C_{f,s} =$	0,000	-
$C_{f,cls} =$	0,290	VERIFICA OK
$C_{fa,sup} =$	0,234	VERIFICA OK
$C_{fa,inf} =$	0,614	VERIFICA OK

11.1.3 Riassunto verifiche travi

Nella seguente tabella si riportano le tensioni massime di riepilogo delle verifiche all'interno della sezione:

	Sezione di appoggio	Sezione di mezzzeria
Fibra superiore cls	-	12,40 MPa
Fibra inferiore cls	-	6,14 MPa
Armatura soletta	-186,06 MPa	-
Fibra superiore trave in acciaio	-144,53 MPa	34,93 MPa
Fibra inferiore trave in acciaio	320,58 MPa	-207,68 MPa

Tutte le tensioni risultano inferiori a quelle limite, e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda la stabilità della piattabanda inferiore la tensione di compressione risulta inferiore a quella limite pari a 322,73 Mpa, e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

11.1.4 Contromonte di progetto

Nel presente paragrafo vengono riportate le massime deformazioni verticali subite dalle travi di impalcato in condizioni di esercizio.

Quadro di deformabilità di progetto relativo alle travi principali

Di seguito si riportano i principali risultati inerenti la deformabilità dell'impalcato.

Viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

- Peso proprio
- Sovraccarichi permanenti
- Carichi mobili (combinati al 50%)

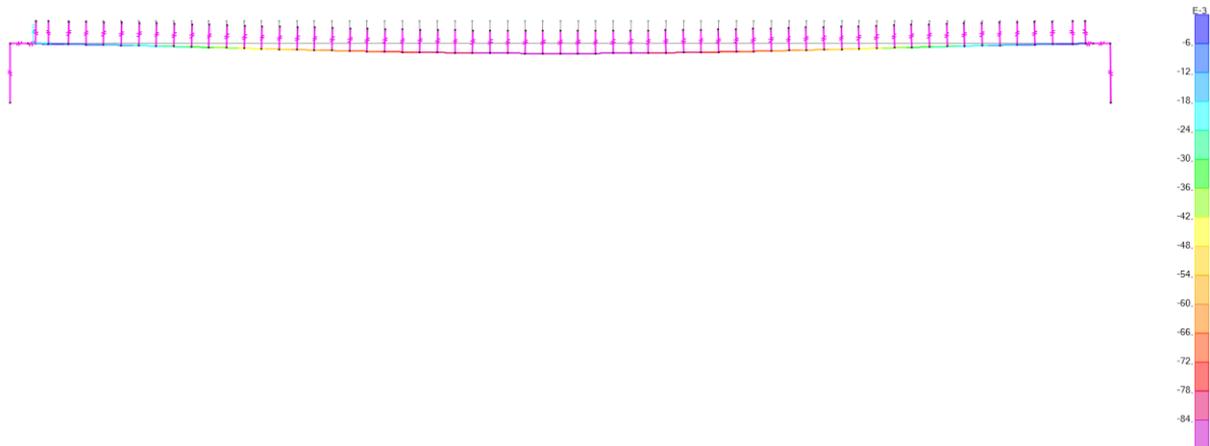
Nel seguito, relativamente alle travi principali, vengono riportate le deformate relative ai sopraccitati carichi, con l'indicazione del valore massimo di freccia riscontrato (espresso in m) in corrispondenza dei cambi concio della spalla e della mezzeria.

Contromonte di progetto

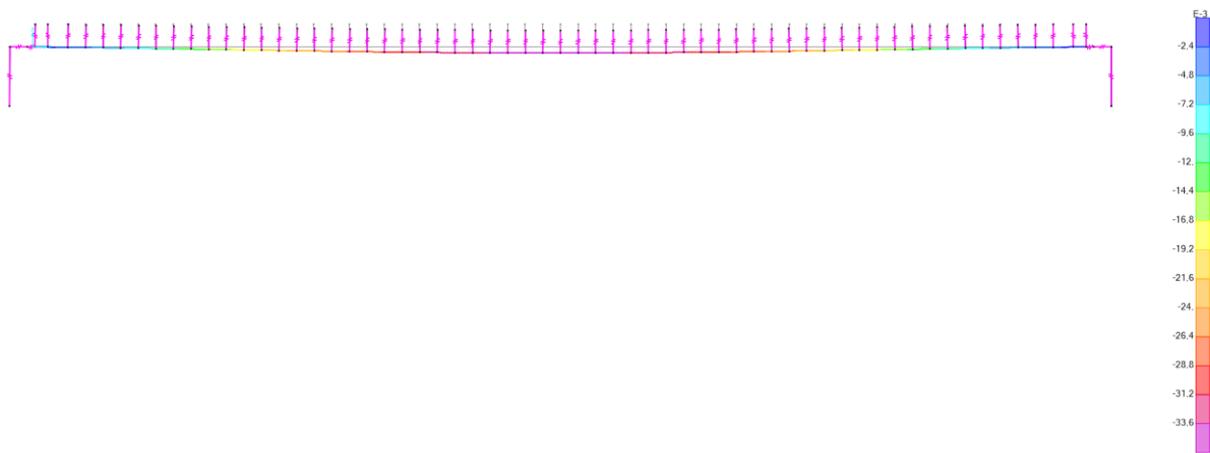
La contrefreccia da assegnare all'impalcato nella fase di montaggio è stata calcolata in modo da recuperare il 100% degli abbassamenti dovuti ai carichi strutturali e ai permanenti portati, sommato il 50% degli abbassamenti dovuti al carico da traffico.

Di seguito sono riportati i valori di contromonte adottati (espressi in mm) ed il grafico delle contrefrecce da assegnare ai vari conci.

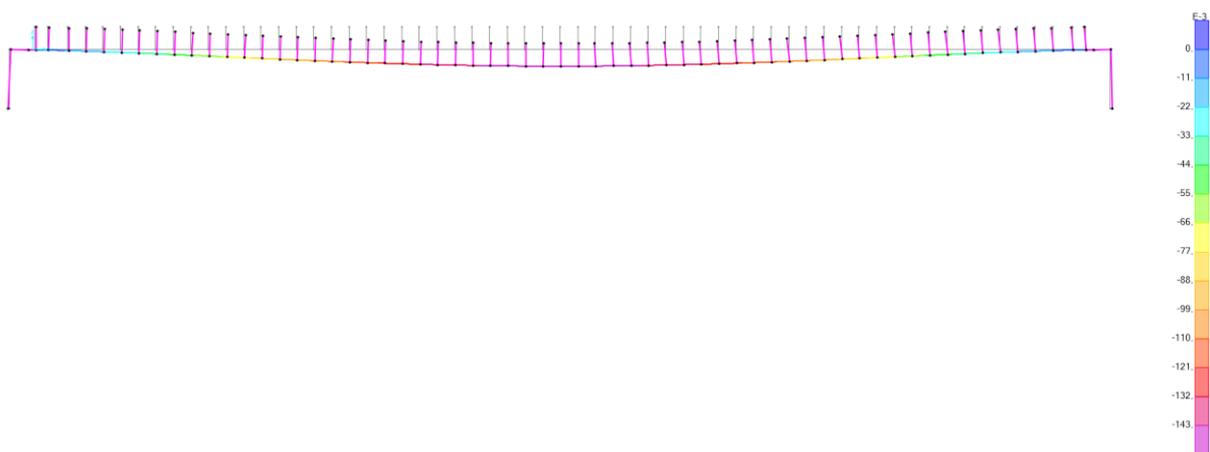
- spostamento per Peso Proprio:



- spostamento per Peso Permanente:



- Spostamento totale con carichi da traffico al 50%



Nella tabella viene riportato il calcolo della monta:

Condizione	Spostamenti (m)
Peso proprio	0,084
Peso permanente	0,034
Carichi da traffico al 50%	0,050
Totale	0,168

Si applica una contromonta pari a 20 cm.

Lo spostamento rimanente dovuto ai carichi da traffico è quindi pari a:

Spostamento dovuto ai pesi permanenti: $0,084+0,034 = 0,118$ m

Spostamento dovuto al totale dei carichi da traffico: 0,106 m

Spostamento totale (Combinazione rara): 0,224 m

Spostamento dovuto alla contromonta: -0,200 m

Spostamento restante (Combinazione rara): $0,118+0,106-0,20 = 0,024$ m

11.1.5 Verifica dei giunti delle travi

Per ragioni realizzative le travi sono state suddivise in tre conci, due laterali da 11 m ed uno centrale.

Il collegamento dei conci sarà realizzato mediante giunti bullonati per i cui dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

I giunti sono stati dimensionati a competo ripristino, quindi dimensionati con le resistenze degli elementi collegati e non con le sollecitazioni.

Nelle seguenti tabelle si riportano la verifica dei giunti dell'anima e delle piattabande.

GEOMETRIA TRAVE IN ACCIAIO			
$H_a =$	1400	mm	Altezza complessiva della sezione
$B_{f,sup} =$	500	mm	Larghezza ala superiore
$t_{f,sup} =$	40	mm	Spessore ala superiore
$B_{f,inf} =$	900	mm	Larghezza ala inferiore
$t_{f,inf} =$	40	mm	Spessore ala inferiore
$t_w =$	20	mm	Spessore dell'anima
$h_w =$	1320,00	mm	Altezza dell'anima
$A_a =$	82400,00	mm ²	Area della sezione
$G_a =$	6,4684	kN/ml	Peso al metro lineare della trave in acciaio
$Y_G =$	567,96	mm	Posizione dell'asse neutro
CARATTERISTICHE TRAVE IN ACCIAIO			
$J_{a,xx} =$	2,83E+10	mm ⁴	Momento di inerzia rispetto a X-X
$W_{a,xx,sup} =$	3,40E+07	mm ³	Modulo resistente sup.rispetto a xx
$W_{a,xx,inf} =$	4,98E+07	mm ³	Modulo resistente inf.rispetto a xx

MATERIALI			
Cl. Bulloni	10.9		
Tipo bullone	M24		
Tipo acciaio	S355		Materiale piastra di collegamento
$\gamma_{M2} =$	1,25		Coefficiente di sicurezza per bulloni
$\gamma_{M0} =$	1,05		Fattore di sicurezza parziale per sezioni di classe 1-2-3-4
$f_{tk} =$	355		Tensione di snervamento della piastra
$f_{tk} =$	510		Tensione di rottura della piastra
$f_{yb} =$	900,00	N/mm ²	Tensione di snervamento dei bulloni
$f_{tb} =$	1000	N/mm ²	Tensione di rottura dei bulloni
$d =$	24	mm	Diametro del bullone
$A =$	452	mm ²	Area gambo integro
$A_{res} =$	353	mm ²	Area resistente
$d_0 =$	26	mm	diametro del foro
$F_{v,Rd} =$	141,2	kN	Taglio resistente del singolo bullone

VERIFICA GIUNTO ANIMA			
$N_{b, \text{taglio}} =$	20		Numero bulloni resistenti a taglio anima
$n_p =$	2		Numero piastre di giunzione
$t =$	15	mm	Spessore delle piastre di giunzione
$h_p =$	1120	mm	Altezza della piastra
$e_1 =$	50	mm	figura 4.2.5 NTC18
$p_1 =$	146	mm	figura 4.2.5 NTC18
$e_2 =$	50	mm	figura 4.2.5 NTC18
$p_2 =$	167	mm	figura 4.2.5 NTC18
$N_s =$	2		Numero delle superfici di taglio
$V_b =$	128,83	kN	Taglio sul singolo bullone
$V_p =$	2576,631773	kN	Taglio agente sulla piastra
$f_p =$	153,37	N/mm ²	Tensione agente sulla piastra
$\alpha =$	0,64		Per bulloni di bordo
$\alpha =$	1,00		Per bulloni centrali
$\alpha =$	0,64		Utilizzato nella verifica
$k =$	2,50		Per bulloni di bordo
$k =$	2,50		Per bulloni centrali
$k =$	2,50		Utilizzato nella verifica
$F_{bRd} =$	235,38	kN	Taglio resistente di rifollamento

	Cs	C/D	
Csb =	0,91	1,10	Coefficiente di sfruttamento bulloni
Csp =	0,45	2,20	Coefficiente di sfruttamento piastra
Csr =	0,55	1,83	Coefficiente di sfruttamento rifollamento piastra

VERIFICA GIUNTO FLANGIA INFERIORE

N _{b taglio} =	48		Numero bulloni resistenti a taglio
np =	2		Numero piastre di giunzione sup
np =	1		Numero piastre di giunzione inf
ts =	25	mm	Spessore delle piastre di giunzione superiore
ti =	25	mm	Spessore delle piastre di giunzione inferiore
Lps =	360	mm	larghezza della piastra di giunzione superiore
Lpi =	840	mm	larghezza della piastra di giunzione inferiore
e1 =	50	mm	figura 4.2.5 NTC18
p1 =	120	mm	figura 4.2.5 NTC18
e2 =	50	mm	figura 4.2.5 NTC18
p2 =	130	mm	figura 4.2.5 NTC18
Ns =	2		Numero delle superfici di taglio
V _o =	127	kN	Taglio sul singolo bullone
fps =	338,10	N/mm ²	Trazione agente sulle piastre superiori
fpi =	289,80	N/mm ²	Tensione agente sulla piastra inferiore
α =	0,64		Per bulloni di bordo
α =	1,00		Per bulloni centrali
α =	0,64		Utilizzato nella verifica
k =	2,50		Per bulloni di bordo
k =	2,50		Per bulloni centrali
k =	2,50		Utilizzato nella verifica
FbRd =	392,31	kN	Taglio resistente di rifollamento

	Cs	C/D	
Csb =	0,90	1,11	Coefficiente di sfruttamento bulloni
Csp =	0,86	1,17	Coefficiente di sfruttamento piastra
Csr =	0,32	3,09	Coefficiente di sfruttamento rifollamento piastra

11.2 TRAVERSI DI IMPALCATO

11.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Considerata la tipologia di ponte il traverso maggiormente sollecitato è quello di mezzeria. Le sollecitazioni sono di seguito riportate:

Etichette di riga	Max di M3	Max di V2	Etichette di riga	Min di M3	Min di V2
A_01_SLU_00	14,2259	27,039	A_01_SLU_00	-38,4492	-23,235
A_01_SLU_01	161,0544	257,734	A_01_SLU_01	-188,3601	-198,992
A_01_SLU_02	108,9685	212,77	A_01_SLU_02	-166,9995	-144,624
A_01_SLU_03	100,2725	212,848	A_01_SLU_03	-174,2956	-139,985
A_01_SLU_04	174,1122	257,622	A_01_SLU_04	-177,4161	-205,95
A_01_SLU_05	10,9625	30,098	A_01_SLU_05	-56,6893	-30,665
A_01_SLU_06	161,7756	254,113	A_01_SLU_06	-176,6745	-198,662
A_01_SLU_07	109,6896	209,152	A_01_SLU_07	-155,3139	-144,294
A_01_SLU_08	100,9936	209,227	A_01_SLU_08	-162,61	-139,655
A_01_SLU_09	174,8333	254,002	A_01_SLU_09	-165,7305	-205,62
A_01_SLU_10	10,1607	22,087	A_01_SLU_10	-45,0037	-23,823
A_02_SLU_01	216,2825	293,337	A_02_SLU_01	-166,8152	-170,323
A_02_SLU_02	134,597	240,995	A_02_SLU_02	-143,7337	-120,334
A_02_SLU_03	126,1065	241,056	A_02_SLU_03	-151,0297	-115,695
A_02_SLU_04	228,8353	293,226	A_02_SLU_04	-173,1529	-177,282
A_02_SLU_05	10,9625	30,098	A_02_SLU_05	-56,6893	-30,665
A_02_SLU_06	220,7787	289,716	A_02_SLU_06	-167,617	-169,993
A_02_SLU_07	139,1642	237,379	A_02_SLU_07	-132,0481	-120,004
A_02_SLU_08	130,6737	237,44	A_02_SLU_08	-139,3442	-115,365
A_02_SLU_09	233,3314	289,605	A_02_SLU_09	-173,9547	-176,952
A_02_SLU_10	10,1607	22,087	A_02_SLU_10	-45,0037	-23,823

Le sollecitazioni massime sono:

	Sollecitazione
Momento flettente (kNm)	233,33
Taglio (kN)	293,33

11.2.2 Verifiche dei traveri

La verifica a flessione è di seguito riportata:

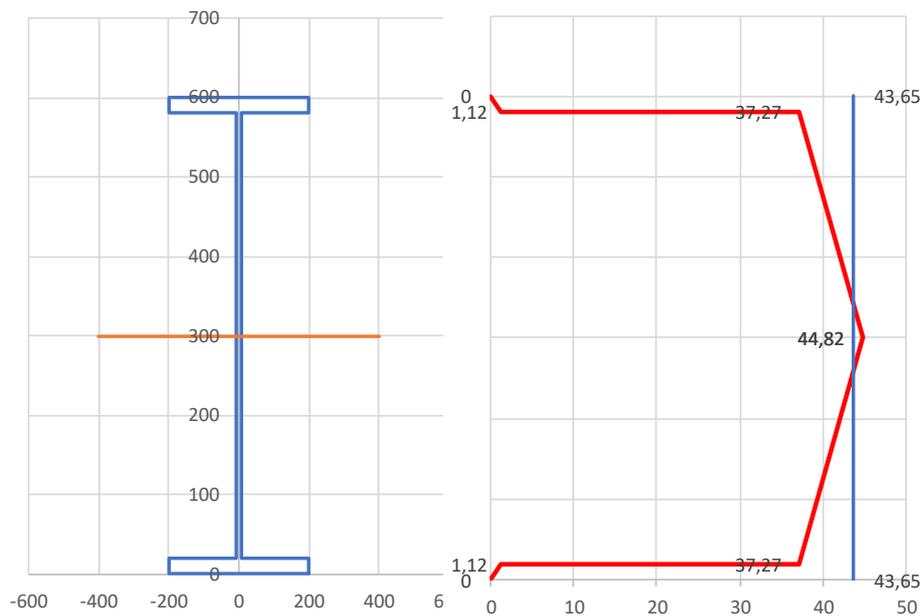
ACCIAIO DA CARPENTERIA		S355	
f_{ik}	510	N/mm ²	Tensione caratteristica di rottura
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento
γ_{M0}	1,05		Fattore di sicurezza parziale per sezioni di classe 1-2-3-4
γ_{M1}	1,05		Fattore di sicurezza parziale per instabilità membrature
γ_{M1}	1,10		Fattore di sicurezza parziale per instabilità membrature di ponti stradali
γ_{M2}	1,25		Fattore di sicurezza parziale nei riguardi delle sezioni tese indebolite dai fori
f_{yd}	338,10	N/mm ²	Resistenza di progetto per le sezioni 1-2-3-4
f_{yd}	338,10	N/mm ²	Resistenza di progetto per instabilità delle membrature
f_{yd}	322,73	N/mm ²	Resistenza di progetto per instabilità delle membrature di ponti stradali
f_{yd}	284,00	N/mm ²	Resistenza di progetto nei riguardi delle sezioni tese indebolite dai fori
E_s	210000	N/mm ²	Modulo elastico dell'acciaio
G_s	80769	N/mm ²	Modulo elastico trasversale dell'acciaio

GEOMETRIA TRAVE IN ACCIAIO			
$H_a =$	600	mm	Altezza complessiva della sezione
$B_{f,sup} =$	400	mm	Larghezza ala superiore
$t_{f,sup} =$	20	mm	Spessore ala superiore
$B_{f,inf} =$	400	mm	Larghezza ala inferiore
$t_{f,inf} =$	20	mm	Spessore ala inferiore
$t_w =$	12	mm	Spessore dell'anima
$h_w =$	560,00	mm	Altezza dell'anima
$A_a =$	22720,00	mm ²	Area della sezione
$G_s =$	1,78352	kN/ml	Peso al metro lineare della trave in acciaio
$Y_G =$	300,00	mm	Posizione dell'asse neutro
CARATTERISTICHE TRAVE IN ACCIAIO			
$J_{a,xx} =$	1,52E+09	mm ⁴	Momento di inerzia rispetto a X-X
$W_{a,xx,sup} =$	5,07E+06	mm ³	Modulo resistente sup.rispetto a xx
$W_{a,xx,inf} =$	5,07E+06	mm ³	Modulo resistente inf.rispetto a xx
SOLLECITAZIONI SOLO ACCIAIO (FASE 1 PER LE STRUTTURE MISTE NON PUNTELLATE)			
$M_{sd,xx} =$		kNm	Momento sollecitante peso proprio trave + carico permanente
$M_{sd,xx} =$	233,33	kNm	Momento sollecitante carichi variabili
$M_{tot} =$	233,33		
VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE TRAVE ACCIAIO			
Carico permanente			
$\sigma_{a,sup} =$	0,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore dovuta ai carichi permanenti
$\sigma_{a,inf} =$	0,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore dovuta ai carichi permanenti
Carico variabile			
$\sigma_{a,sup} =$	46,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore dovuta ai carichi variabili
$\sigma_{a,inf} =$	-46,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore dovuta ai carichi variabili
TOTALE			
$\sigma_{a,sup} =$	46,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra superiore
$\sigma_{a,inf} =$	-46,00	N/mm ²	Tensione sulla fibra inferiore
$\sigma_{a,max} =$	46,00	N/mm ²	Tensione massima in valore assoluto agente sulla sezione
$C_s =$	0,14		Coefficiente di sfruttamento del materiale
$M_{el} =$	1715	kNm	Momento resistente elastico

La verifica risulta ampiamente verificata.

Di seguito si riporta la verifica a taglio

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN ACCIAIO			
$V_{sd} =$	293,33	kN	Taglio sollecitante
$R_a =$	0	kN	Reazione vincolare appoggio
$A_w =$	6720	mm ²	Area della sezione resistente a taglio
$\tau_{med} =$	43,65	N/mm ²	Tensione media agente sull'anima dovuta al taglio sollecitante
$\tau_{max} =$	44,82	N/mm ²	Tensione massima agente sull'anima dovuta al taglio sollecitante
$\tau_{yd} =$	195,20	N/mm ²	Tensioni tangenziale di snervamento
$V_{c,Rd} =$	1312	kN	Taglio resistente
$C_{fv} =$	0,22		Coefficiente di sfruttamento



Anche in questo caso la verifica è soddisfatta.

11.2.3 Riassunto verifiche traversi

Nella seguente tabella si riportano gli esiti delle verifiche:

Sollecitazione	Domanda	Capacità	C/D
Flessione	233,33	1715	7,35
Taglio	193,33	1312	6,78

11.2.4 Verifica dei collegamenti

I traversi sono collegati alle travi mediante giunti bullonati. I giunti sono stati dimensionati a completo ripristino della sezione.

Si riportano, nelle seguenti tabelle, le verifiche dei bulloni e delle piastre di collegamento.

MATERIALI

Cl. Bulloni	10.9		
Tipo bullone	M24		
Tipo acciaio	S355		Materiale piastra di collegamento
γ_{M2} =	1,25		Coefficiente di sicurezza per bulloni
γ_{M0} =	1,05		Fattore di sicurezza parziale per sezioni di classe 1-2-3-4
ftk =	355		Tensione di snervamento della piastra
ftk =	510		Tensione di rottura della piastra
f_{yb} =	900,00	N/mm ²	Tensione di snervamento dei bulloni
f_{tb} =	1000	N/mm ²	Tensione di rottura dei bulloni
d =	24	mm	Diametro del bullone
A =	452	mm ²	Area gambo integro
Ares =	353	mm ²	Area resistente
d0 =	26	mm	diametro del foro
F_{v,Rd} =	141,2	kN	Taglio resistente del singolo bullone

VERIFICA GIUNTO ANIMA

N_{b, taglio} =	5		Numero bulloni resistenti a taglio anima
np =	2		Numero piastre di giunzione
t =	12	mm	Spessore delle piastre di giunzione
hp =	430	mm	Altezza della piastra
e1 =	38	mm	figura 4.2.5 NTC18
p1 =	88	mm	figura 4.2.5 NTC18
e2 =	38	mm	figura 4.2.5 NTC18
p2 =	80	mm	figura 4.2.5 NTC18
Ns =	2		Numero delle superfici di taglio
V_b =	131,17	kN	Taglio sul singolo bullone
Vp =	655,8699058	kN	Taglio agente sulla piastra
fp =	127,11	N/mm ²	Tensione agente sulla piastra
α =	0,49		Per bulloni di bordo
α =	0,88		Per bulloni centrali
α =	0,49		Utilizzato nella verifica
k =	2,39		Per bulloni di bordo
k =	2,50		Per bulloni centrali
k =	2,39		Utilizzato nella verifica
FbRd =	136,95	kN	Taglio resistente di rifollamento

	Cs	C/D	
Csb =	0,93	1,08	Coefficiente di sfruttamento bulloni
Csp =	0,38	2,66	Coefficiente di sfruttamento piastra
Csr =	0,96	1,04	Coefficiente di sfruttamento rifollamento piastra

VERIFICA GIUNTO FLANGIA INFERIORE

$N_{b \text{ taglio}} =$	8		Numero bulloni resistenti a taglio
$n_p =$	2		Numero piastre di giunzione sup
$n_p =$	2		Numero piastre di giunzione inf
$t_s =$	20	mm	Spessore delle piastre di giunzione superiore
$t_i =$	38	mm	Spessore delle piastre di giunzione inferiore
$L_{ps} =$	155	mm	larghezza della piastra di giunzione superiore
$L_{pi} =$	155	mm	larghezza della piastra di giunzione inferiore
$e_1 =$	38	mm	figura 4.2.5 NTC18
$p_1 =$	88	mm	figura 4.2.5 NTC18
$e_2 =$	38	mm	figura 4.2.5 NTC18
$p_2 =$	88	mm	figura 4.2.5 NTC18
$N_s =$	4		Numero delle superfici di taglio
$V_b =$	85	kN	Taglio sul singolo bullone
$f_{ps} =$	218,13	N/mm ²	Trazione agente sulle piastre superiori
$f_{pi} =$	229,61	N/mm ²	Tensione agente sulla piastra inferiore
$\alpha =$	0,49		Per bulloni di bordo
$\alpha =$	0,88		Per bulloni centrali
$\alpha =$	0,49		Utilizzato nella verifica
$k =$	2,39		Per bulloni di bordo
$k =$	2,50		Per bulloni centrali
$k =$	2,39		Utilizzato nella verifica
$F_{bRd} =$	228,25	kN	Taglio resistente di rifollamento

	C_s	C/D	
$C_{sb} =$	0,60	1,67	Coefficiente di sfruttamento bulloni
$C_{sp} =$	0,68	1,47	Coefficiente di sfruttamento piastra
$C_{sr} =$	0,37	2,70	Coefficiente di sfruttamento rifollamento piastra

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

11.1.5 Verifica della connessione trave-soletta

Il collegamento fra trave in acciaio e soletta di cls è assicurata mediante pioli tipo Nelson con le seguenti caratteristiche:

Tipo piolo =	f_19		
$d_p =$	19	mm	Diametro del piolo
$h_{sc} =$	200	mm	Altezza del piolo dopo la saldatura
$\gamma_v =$	1,25		Fattore parziale del piolo
$f_{tk,piolo} =$	450	N/mm ²	Resistenza caratteristica dell'acciaio del piolo

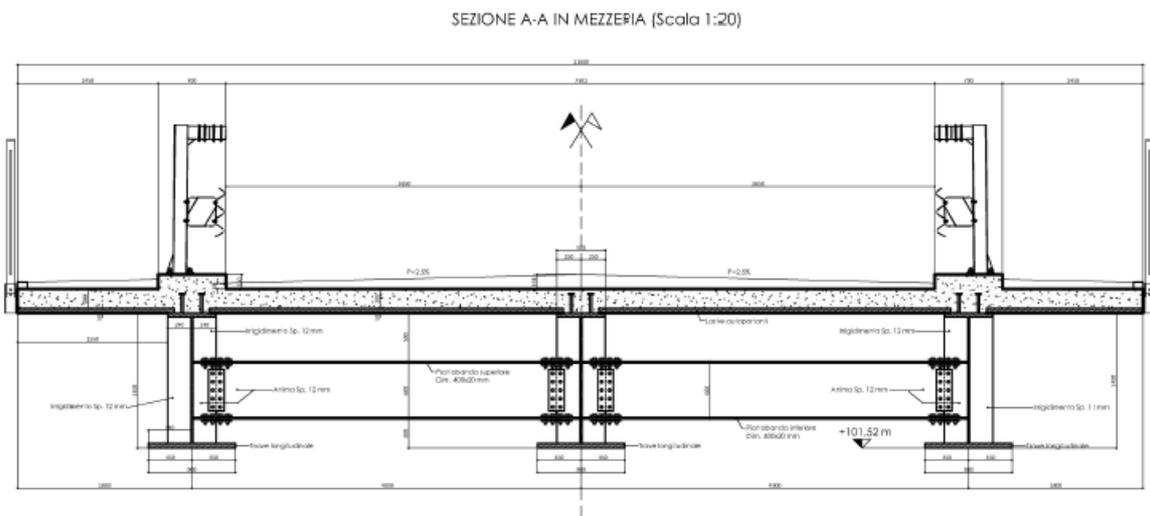
Nella tabella di seguito viene riportata la verifica per le zone maggiormente sollecitate:

CALCOLO DEI PIOLI DI CONNESSIONE		tn	
$S =$	2,93E+07	mm ³	Momento statico della soletta omogeneizzato all'acciaio
$J_{I0} =$	5,59E+10	mm ⁴	Momento di inerzia in regime di soletta compressa
$z =$	1908	mm	Braccio interno
$V =$	6943	kN	Scorrimento totale
$L_{tr} =$	7000	mm	Lunghezza a cui affidare lo scorrimento (minore di mezza trave)
$F_{sc, Sd} =$	992	kN/ml	Scorrimento per metro lineare
$N_{file} =$	2		Numero di file di connettori
$i =$	150	mm	Passo longitudinale delle file dei connettori
$N_p =$	13,33	1/ml	Numero connettori su lunghezza unitaria
<p style="text-align: center;">Sezione longitudinale Sezione trasversale</p>			
Tipo piolo =	f_19		
$d_p =$	19	mm	Diametro del piolo
$h_{sc} =$	200	mm	Altezza del piolo dopo la saldatura
$\gamma_v =$	1,25		Fattore parziale del piolo
$f_{tk, piolo} =$	450	N/mm ²	Resistenza caratteristica dell'acciaio del piolo
$\alpha =$	1,00		
$P_{Rd, a} =$	81,66	kN	Resistenza a taglio del piolo lato acciaio
$P_{Rd, c} =$	95,24	kN	Resistenza a taglio del piolo lato cls
$P_{Rd} =$	81,66	kN	Resistenza a taglio del piolo
$F_{sc, Rd} =$	1089	kN/m	Scorrimento resistente per metro lineare
$C_f =$	0,91		VERIFICA OK

La verifica risulta soddisfatta.

11.3 SOLETTA DI IMPALCATO

La soletta, ordita trasversalmente, è costituita da lastre tralicciate tipo predalles appoggiate sulle travi principali. Il calcolo delle predalles è escluso dalla presente relazione.



11.3.1 Analisi dei carichi

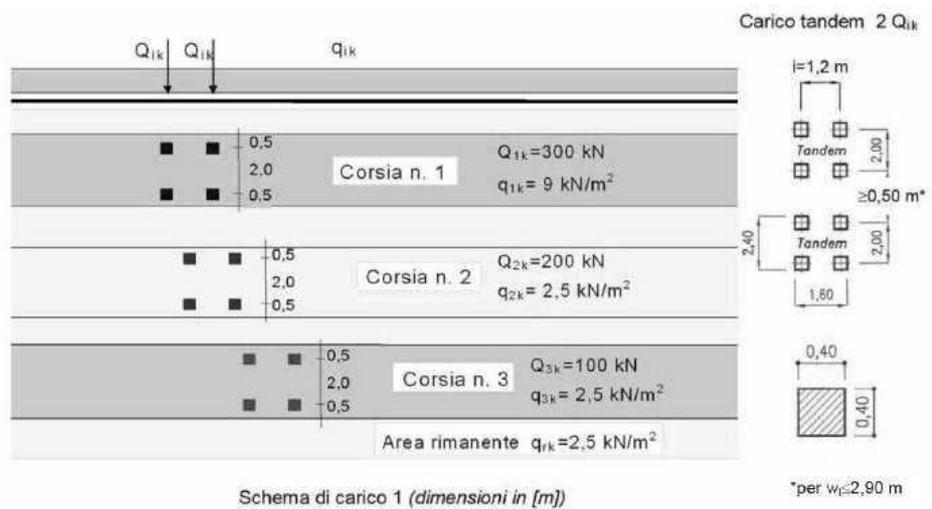
Peso proprio dei getti di calcestruzzo (si riportano i carichi per le varie fasce di soletta):

Tratto	Spessore (m)	Peso cls (kN/m ³)	Peso
Cordolo	0,15 x 0,70	25.00	2,62 kN/ml
Campata	0,25	25.00	6.25 N/m ²

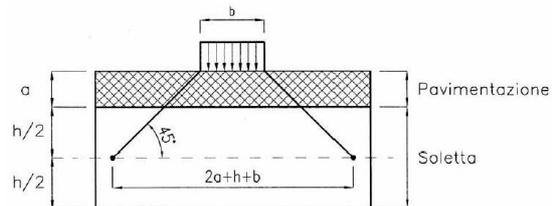
Pavimentazione 3.00 kN/m²

Barriere 1.00 kN/m

Si considera lo Schema di Carico 1, costituito da carichi uniformemente distribuiti e carichi concentrati come riportato nella figura sottostante.



Secondo quanto indicato dalla normativa si considera lo Schema di Carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem Q_{1k} e da un carico distribuito q_{1k} . Si assume come base resistente, l'ingombro trasversale del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta.



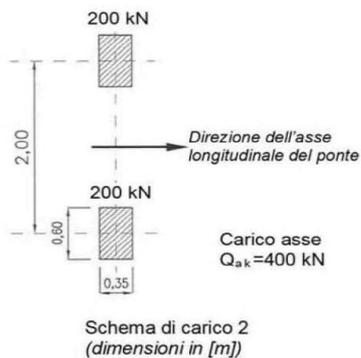
$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 0.80 \text{ m}$$

$$P_{eq.} = 300 / (0.8 \cdot 0.8 \text{ m}) = 468 \text{ kN/m}^2$$

E' stato poi considerato anche lo schema di carico2:



Sono state definite delle corsie di traffico relative alle colonne di carico, disposte in modo da poter valutare tutte le disposizioni da traffico più sfavorevoli per la soletta, in modo da massimizzare le sollecitazioni flettenti positive e negative.

Si considera inoltre lo schema di carico 5 per simulare la presenza della folla:

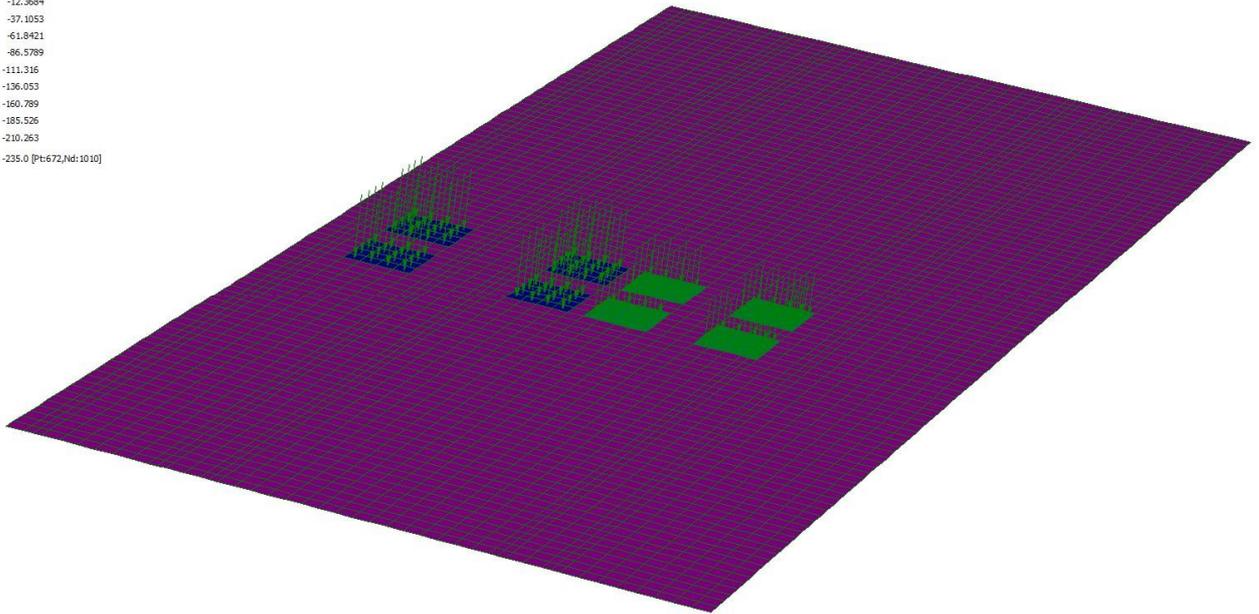
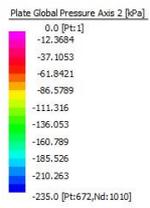
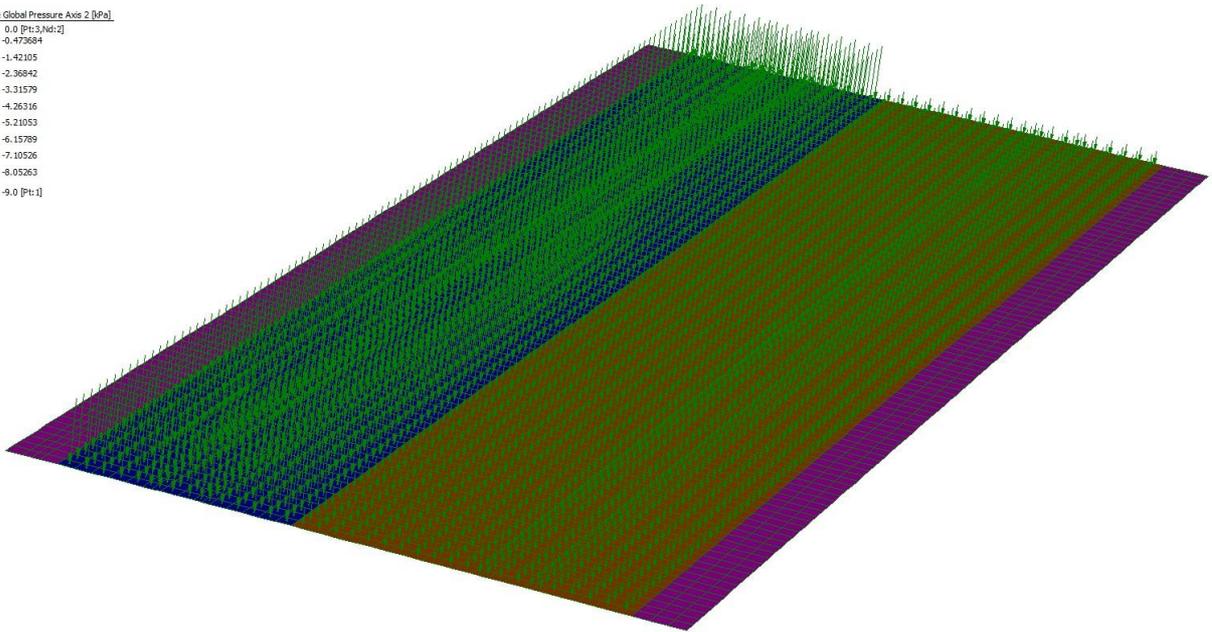
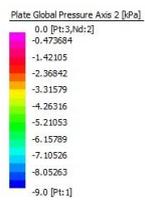


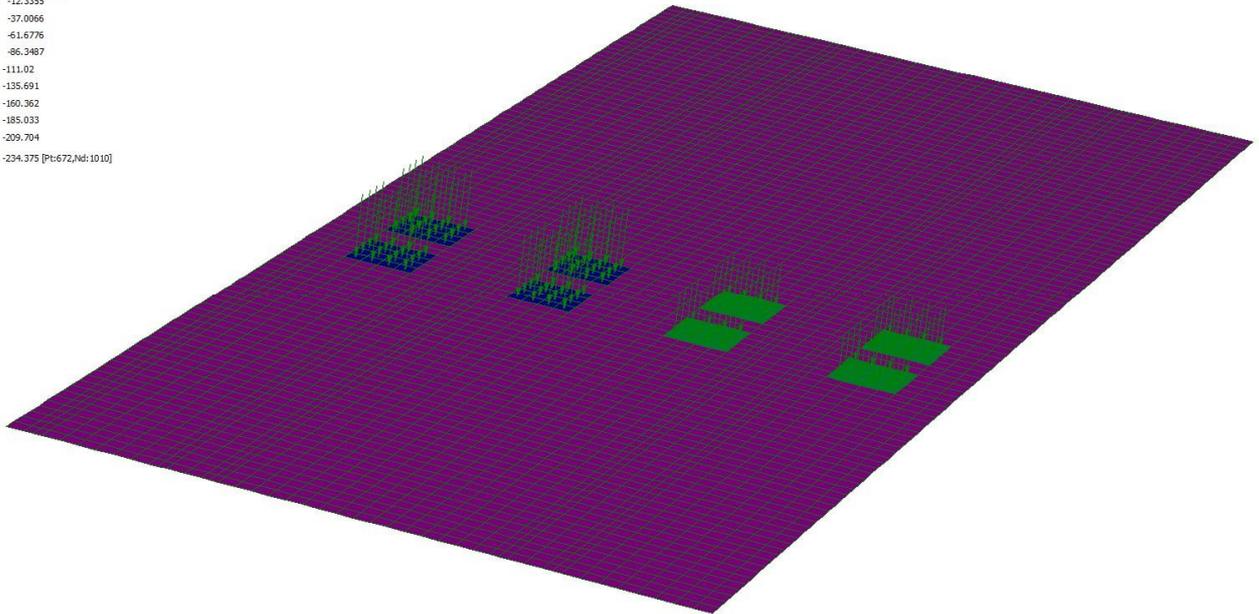
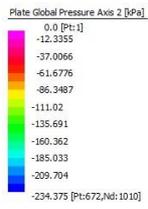
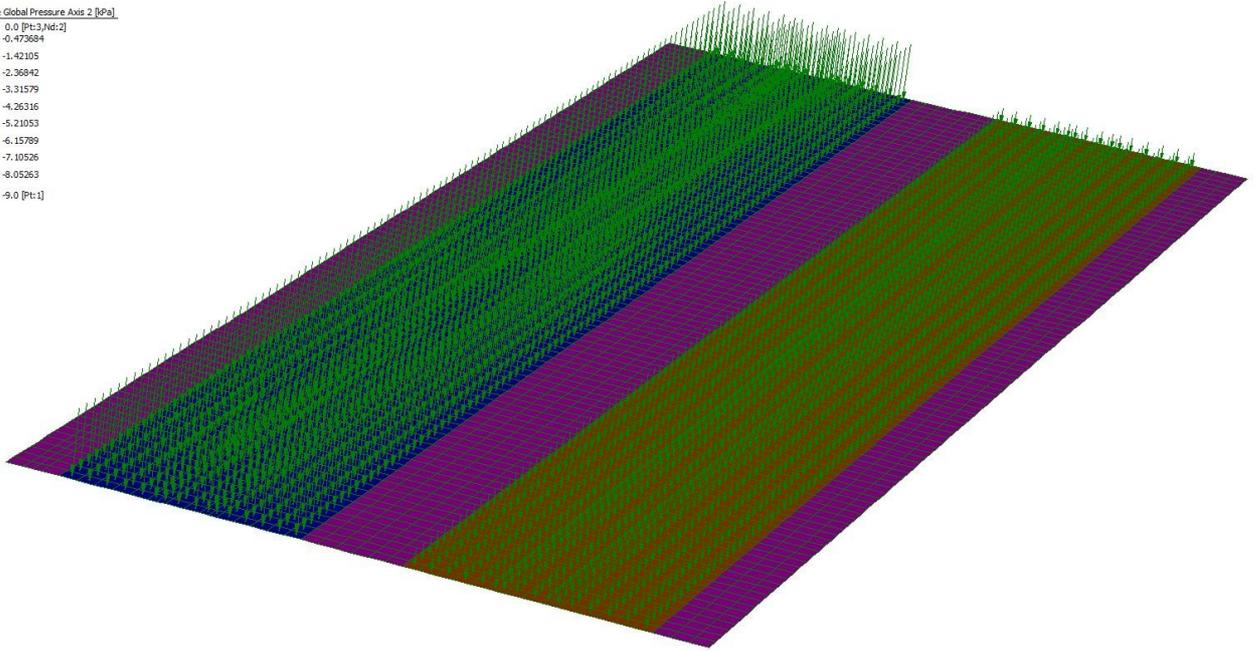
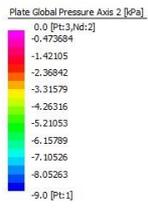
11.3.2 Sollecitazioni

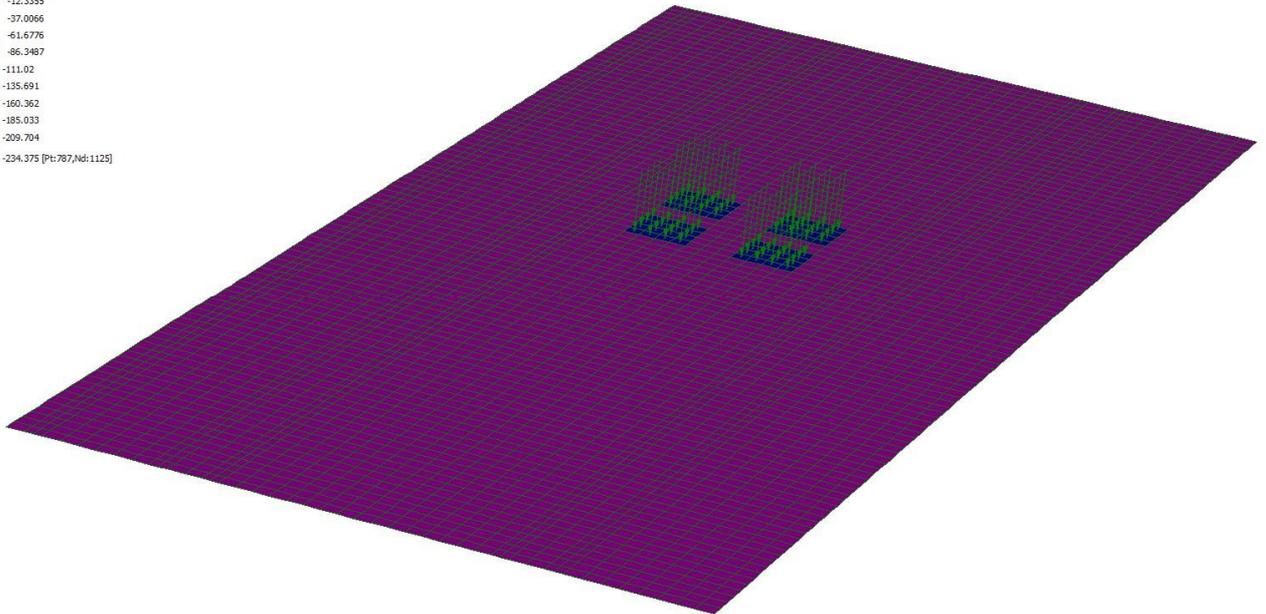
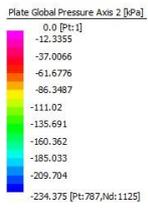
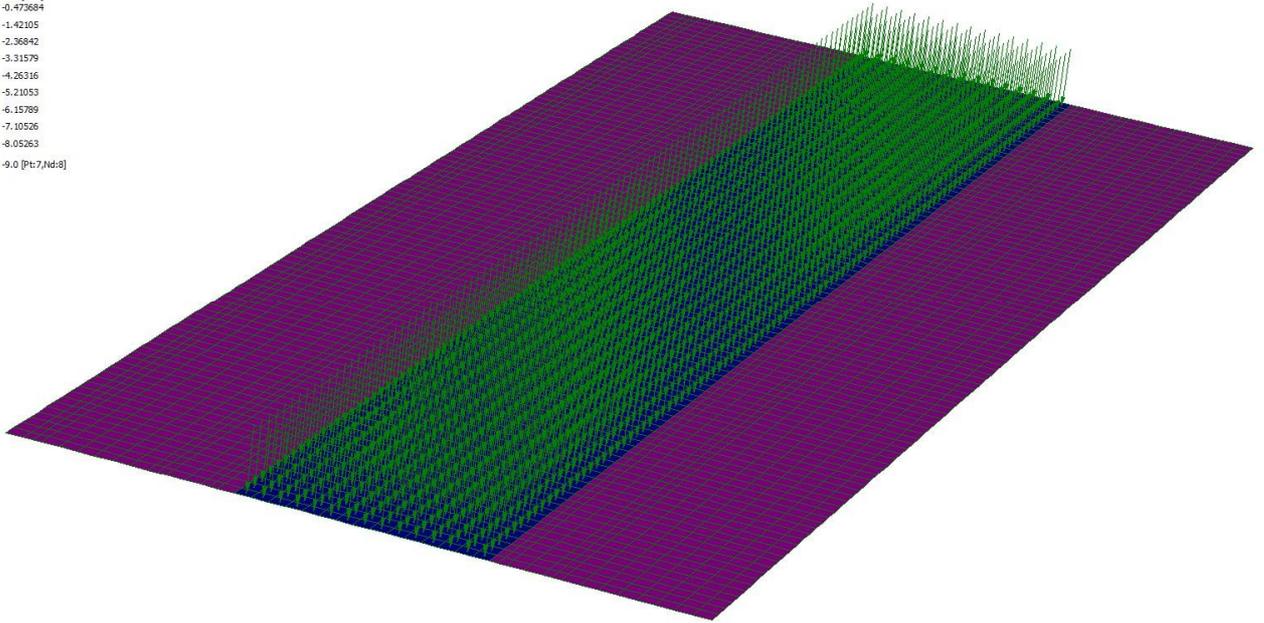
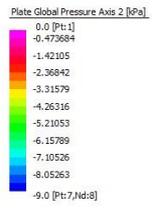
Le sollecitazioni vengono estratte dal modello di calcolo 3d nel quale sono stati inseriti i carichi permanenti e variabili in gioco.

Dopo aver estratto le sollecitazioni si procederà alla verifica a flessione/taglio SLU, limitazione tensioni in combo rara, fessurazione in combo frequente. Non si svolgeranno le verifiche in combo quasi permanente in quanto non essendo presenti i contributi del traffico si producono sollecitazioni molto limitate e le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

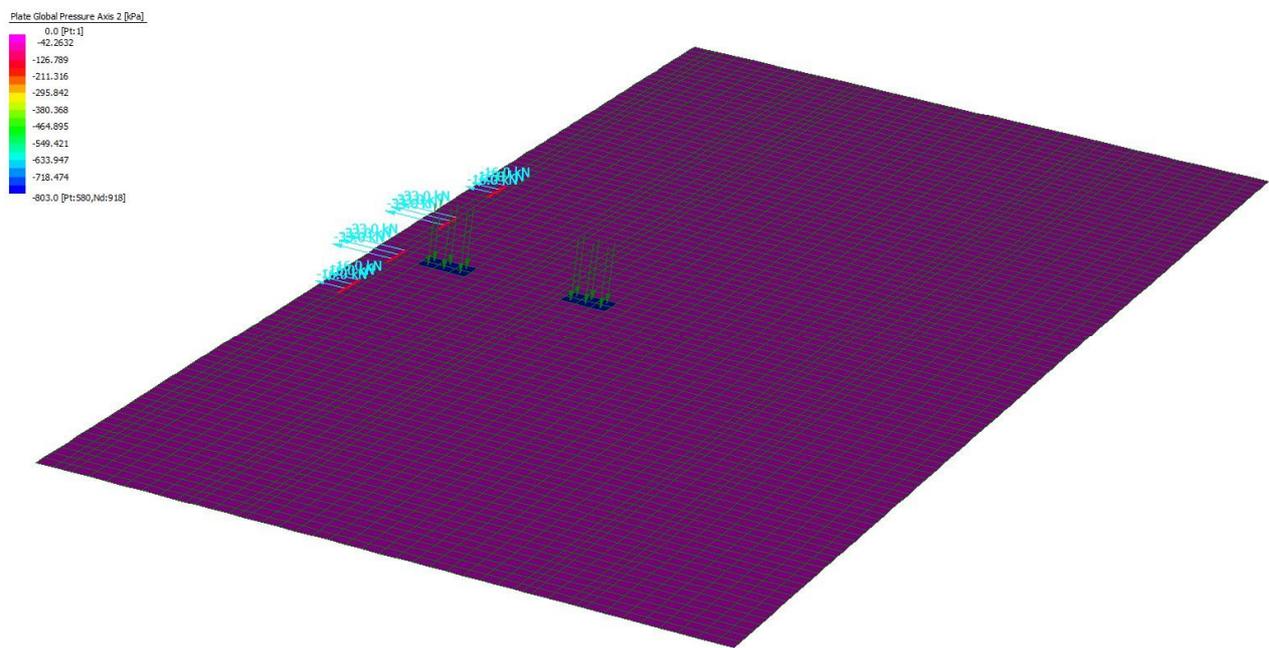
Si riportano a titolo di esempio alcuni caricamenti da traffico Schema di carico 1 inseriti nel programma:







E' stato considerato anche il caso di urto contro sicurvia associato allo schema di carico 2. La norma al 3.6.3.3.2 impone come urto una forza di 100 kN applicata a 1.00m sopra il piano di marcia. Nel presente progetto si è considerata cautelativamente una forza di 300 kN distribuita su 4 montanti a passo 1.5m, in modo che il primo ed ultimo assorbono 50kN e i due montanti centrali assorbono 100 kN cadauno.

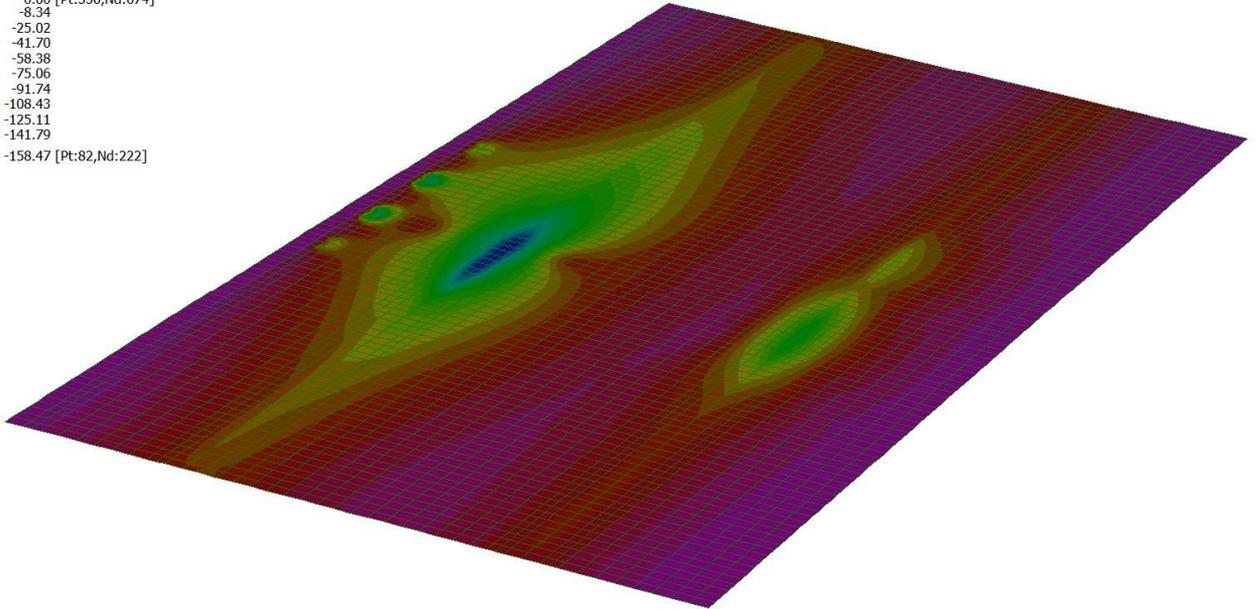


Si riportano di seguito l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti.

Involuppo Momenti flettenti SLU M-:

Plate Moment:XX (kN.m/m)

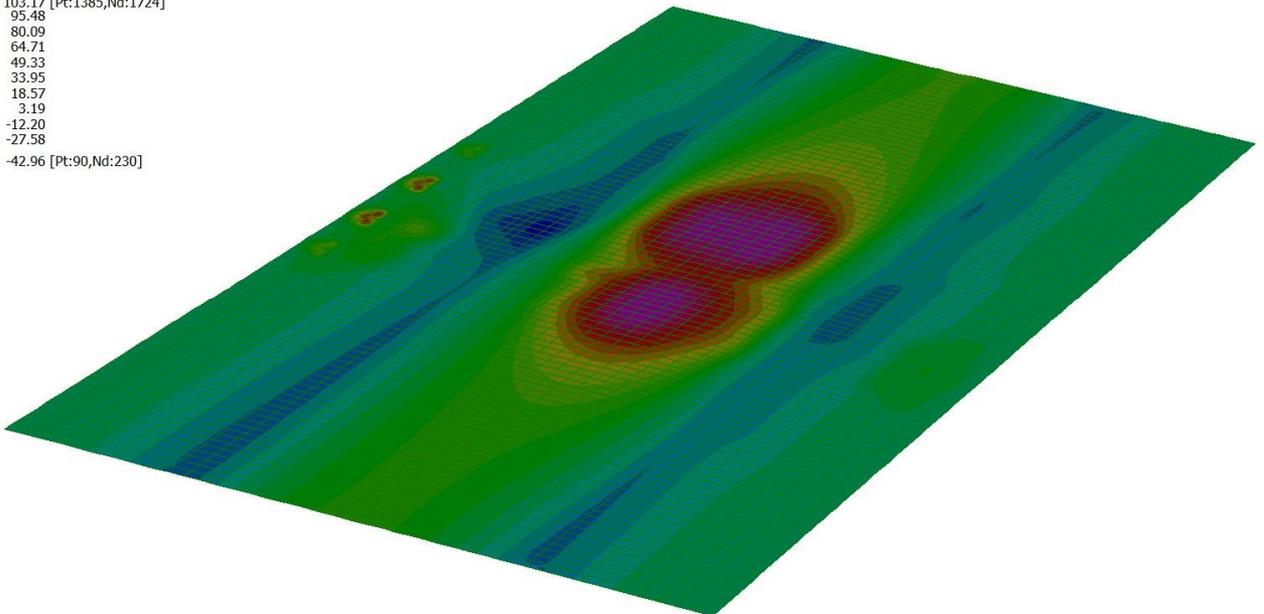
0.00 [Pt:336,Nd:674]
-8.34
-25.02
-41.70
-58.38
-75.06
-91.74
-108.43
-125.11
-141.79
-158.47 [Pt:82,Nd:222]



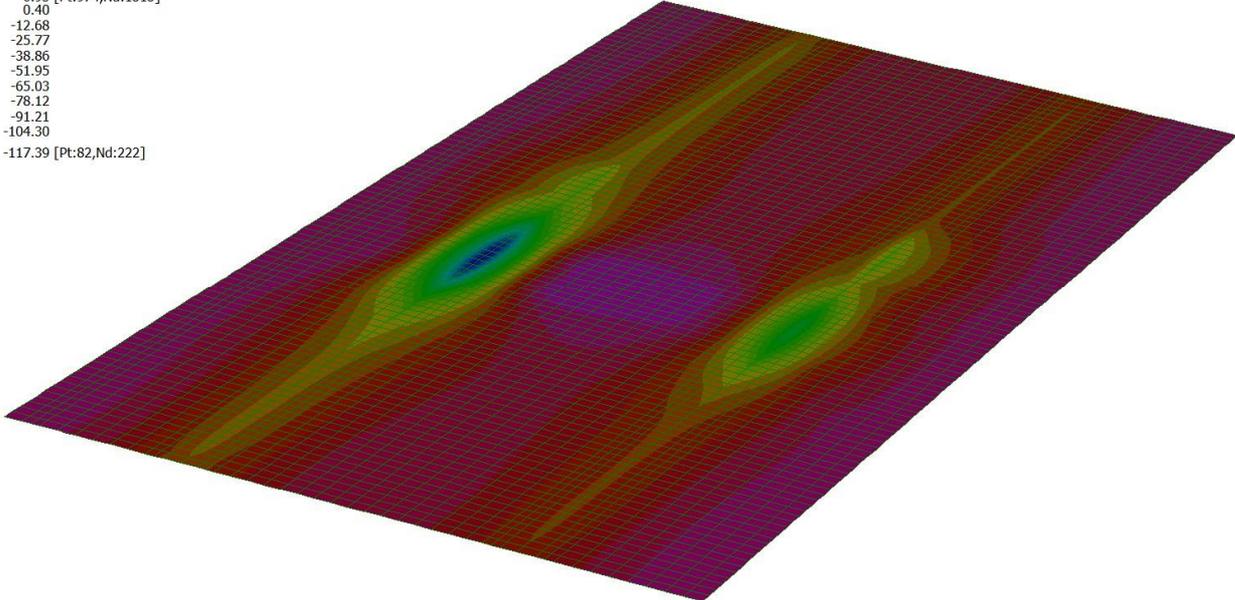
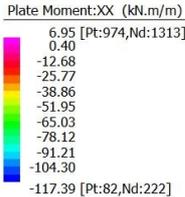
Involuppo Momenti flettenti SLU M+:

Plate Moment:XX (kN.m/m)

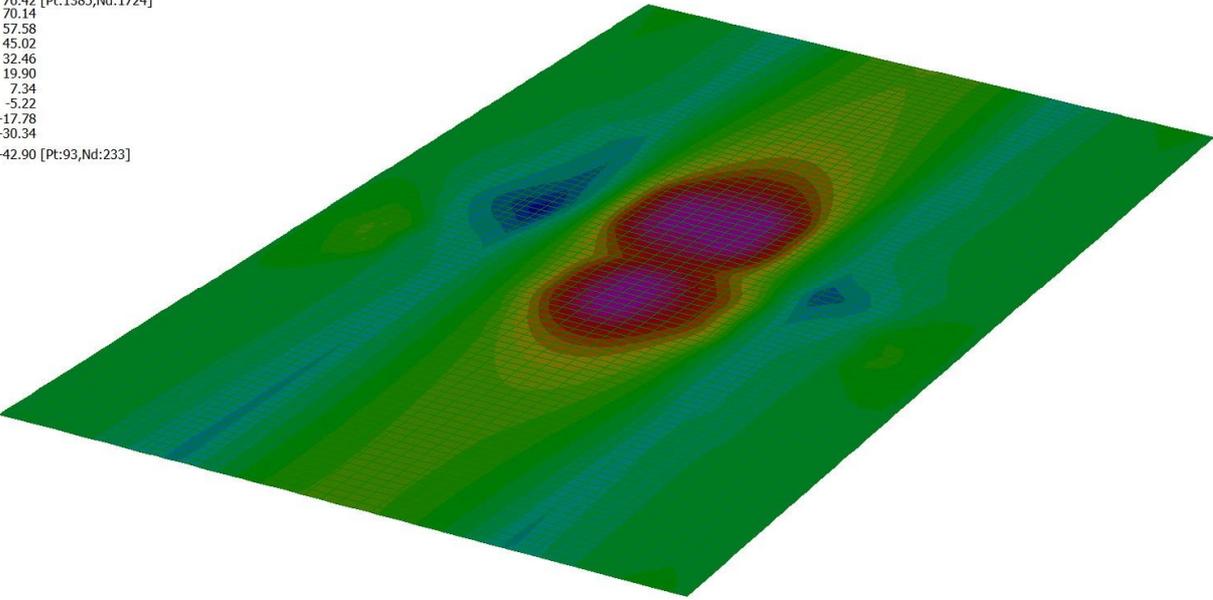
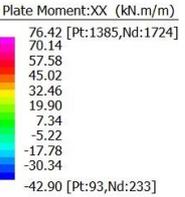
103.17 [Pt:1385,Nd:1724]
95.48
80.09
64.71
49.33
33.95
18.57
3.19
-12.20
-27.58
-42.96 [Pt:90,Nd:230]



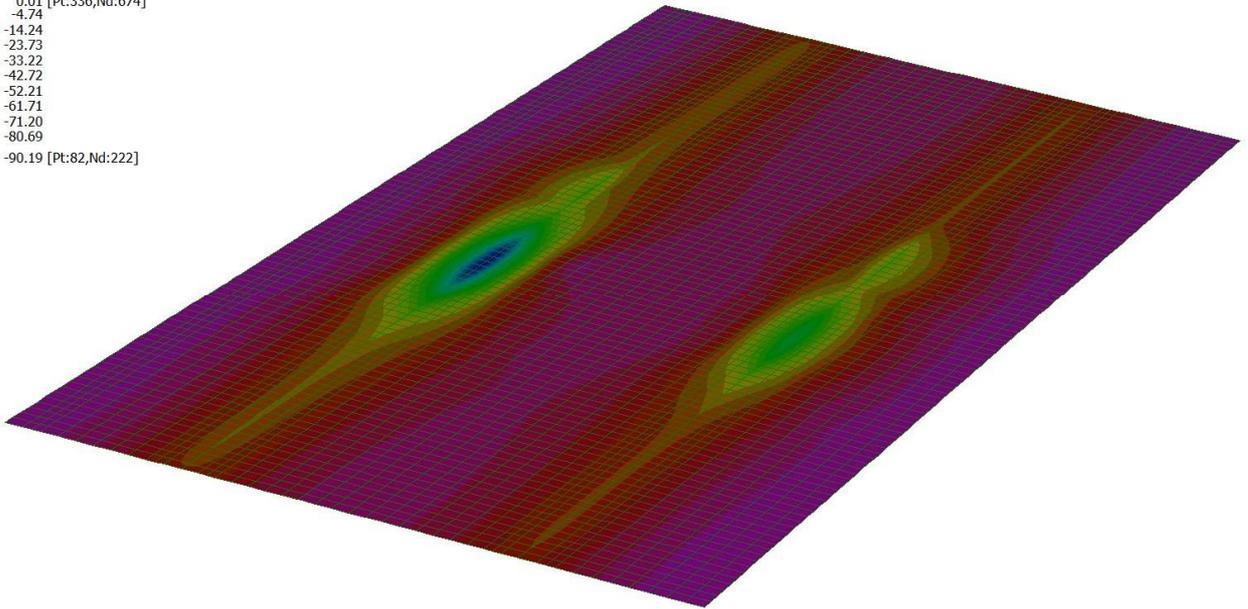
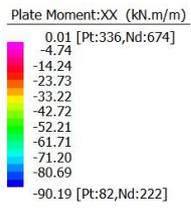
Inviluppo Momenti flettenti SLE Rara M-:



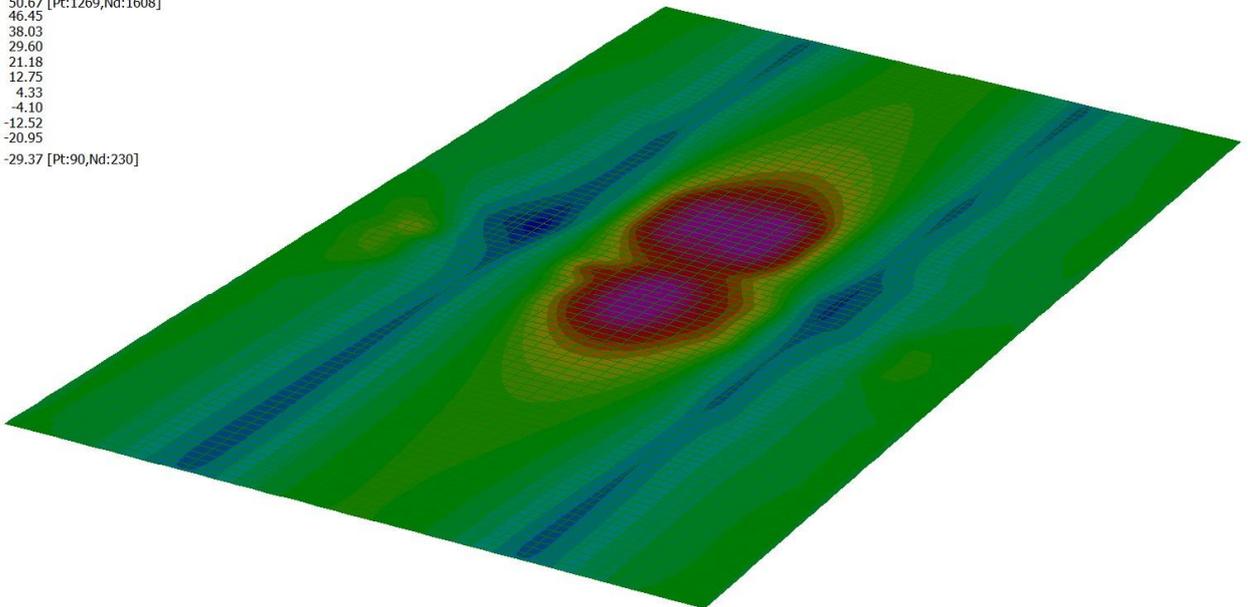
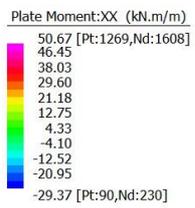
Inviluppo Momenti flettenti SLE Rara M+:



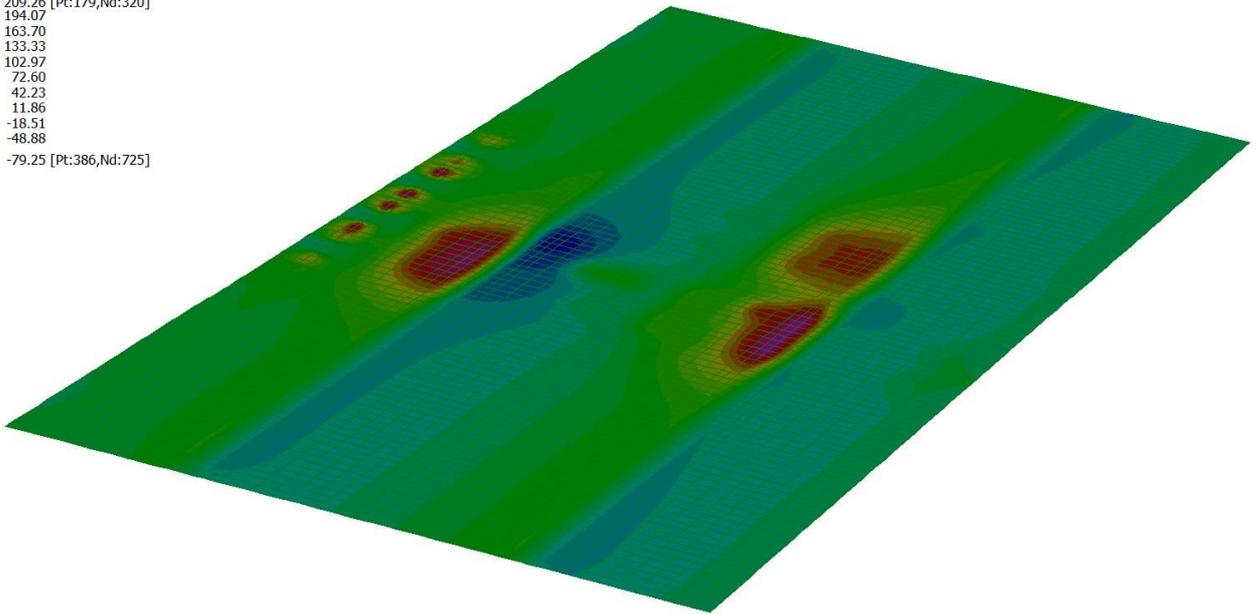
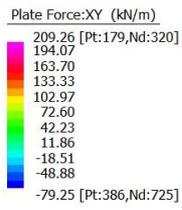
Inviluppo Momenti flettenti SLE Frequente M-:



Inviluppo Momenti flettenti SLE Frequente M+:



Inviluppo Taglio SLU:



11.3.3 Riepilogo delle Sollecitazioni

		Mezzeria	Appoggio
		M+	M-
MSLU	kNm	+103	-158
M RARA	kNm	+76	-117
M Freq	kNm	+51	-90
T SLU	kN	-	209

11.3.4 Verifica a flessione M-SLU

Caratteristiche sezioni di verifica		
Base	100	cm
Altezza	25	cm
Armatura superiore	Ø20/20 + Ø16/20	
Armatura inferiore	Ø20/20	

Si riporta di seguito la verifica:

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25,76	3
2	15,71	19

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Calcoli e Parametri:
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm
 P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN
 Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Materiali:
 B450C C35/45
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Parametri di Progetto:
 N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta.

11.3.5 Verifica a flessione M+ SLU

Caratteristiche sezioni di verifica		
Base	100	cm
Altezza	25	cm
Armatura superiore	1Ø16/20	
Armatura inferiore	1Ø20/20	

Si riporta di seguito la verifica:

Titolo : _____

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	3
2	15,71	19

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

Solecitazioni
 S.L.U.

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

Tipi rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

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

Tipi flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 107 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 16,86 ‰
 d 19 cm
 x 3,267 x/d 0,1719
 δ 0,7

N° rett. 100

 L_o 0 cm

 Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta.

11.3.6 Verifica a limitazione tensioni M-Rara

Titolo: _____

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25,76	3
2	15,71	19

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

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

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

Verifica
N° iterazioni:

Precompresso

Avendo $\sigma_c = 11,71 \text{ MPa} < 0,6 \times 35 = 21,0 \text{ MPa}$ e $\sigma_s = 245,5 \text{ MPa} < 0,8 \times 450 = 360 \text{ MPa}$.

La verifica è quindi soddisfatta.

11.3.7 Verifica a fessurazione M-frequente

Si riporta la verifica considerando una limitazione di apertura fessura pari a $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ corrispondente a condizione ambientale molto aggressiva.

Nella verifica si tiene conto del contributo alla fessurazione del ritiro aumentando la ϵ_{sm} del

valore ϵ_{sh} che per il calcestruzzo in oggetto è pari a 0.00012.

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione cls tesocompr.

$$n' = 0.6$$

Coefficiente di omogeneizzazione acc.-cls

$$n = 15$$

Classe cls

$$R_{ck} = 45$$

N/mm²

Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	33643	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza	$H =$	25.00	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	25.75	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	4.50	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	15.71	cm ²
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	5	cm
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	3.5	cm
Ricoprimento barre interne tese	$c+S =$	0.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\phi =$	2	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	90.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione per fless. del cls	$\sigma_{ct} =$	2.58	N/mm ²
Tensione al lembo teso cls (cls reagente a traz.)	$\sigma_c =$	2.37	N/mm ²

Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	90.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	8.95	cm
Tensione cls compresso	$\sigma_c =$	-9,00	N/mm ²
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	188,9	N/mm ²

Distanza media fra due fessure attigue

Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.5	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	6.92	N/mm ²
	$\sigma_2 =$	-3.92	N/mm ²
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	5.3	cm

Area efficace	$A_{ceff} =$	526.7	cm ²
Diametro equivalente	$\Phi_{eq} =$	1.822	cm
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	25.75	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{max} =$	18.235	cm

Deformazione unitaria media

Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	0.4 per carichi di lunga durata
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	9.25E-04	

Ampiezza fessura $w_d =$ 0.169 mm

Apertura massima fessura $w_{amm} = w_1$ 0.2 mm

La verifica è quindi soddisfatta avendo $w < w_1$.

11.3.8 Verifica a taglio SLU

Per la verifica a taglio si è considerato il contributo resistente del solo calcestruzzo. Si è quindi effettuato il calcolo in condizione di sezione non armata a taglio:

$V_{sd} =$ **209** kN Taglio sollecitante

Sezione non armata a taglio

$k =$	1,95		
$v_{min} =$	0,77		
$\rho =$	0,0071		
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	
$V_{rd1} =$	226,13	kN	Taglio resistente 1
$V_{rd2} =$	169,79	kN	Taglio resistente 2
$V_{rd} =$	226,13	kN	Taglio resistente
$c_f =$	0,92		Coefficiente di sfruttamento

Si ha 226 kN > 209 kN. La verifica è quindi soddisfatta.