

**NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD**

**STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)
"BRETELLA DI GALLARATE"**

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 Società designata: GA&M Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	IL PROGETTISTA FIRMATARIO DELLA PRESTAZIONE  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI	COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Fabrizio BAJETTI

HN003

**H - PROGETTO STRUTTURALE - OPERE PRINCIPALI
HN-ST06 - AMPLIAMENTO SOTTOVIA - CARREGGIATA SUD A8**

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. MI533 E 1801			NOME FILE Testatine relazioni.dwg		REVISIONE A	SCALA: -
CODICE ELAB. V03ST03STRRE02						
C						
B						
A	EMISSIONE		MAGGIO 2021	ING. VALERIO POLINI	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	Introduzione	7
1.1	generalità	7
1.1.1	Impalcato e sottostrutture	7
1.1.2	Sistema di vincolo	12
1.1.3	Fasi realizzative	13
1.2	Normative di riferimento	13
1.3	Caratteristiche dei materiali	14
1.3.1	Acciaio in barre da c.a.	15
1.3.2	Acciaio da carpenteria metallica	15
1.3.3	Calcestruzzi	16
1.3.4	Copriferri	18
1.4	Caratterizzazione geotecnica del sito	20
1.5	software di calcolo	22
1.6	Convenzioni generali	22
2	impostazioni delle analisi e delle verifiche	23
2.1	analisi della struttura composta (impalcato)	23
2.1.1	Fasi23	
2.1.2	Coefficienti di omogeneizzazione	23
2.1.3	Modellazione/idealizzazione della struttura	25
2.1.4	Metodologia di modellazione per impalcati in accostamento	26
2.1.5	Sintesi step di analisi	28
2.2	Analisi siSmica	28
2.3	dati generali delle sezioni di impalcato e classificazione	28
2.3.1	Armature longitudinali	30
2.3.2	Armature trasversali	30
2.3.3	Stiffeners d'anima	30
3	analisi dei carichi	31
3.1	Carichi agenti in fase 1	31
3.1.1	Pesi propri acciaio (G_{k1}')	31
3.1.2	Getto soletta (G_{k1}'')	31
3.2	Carichi agenti in fase 2	32
3.2.1	Pesi permanenti portati (G_{k2})	32
3.3	Reologia calcestruzzo ($G_{sh,k}$)	33
3.4	Variazioni termiche (T_k)	35
3.5	Carichi mobili (Q_k)	37
3.5.1	Azioni di frenatura (Q_{fk})	39
3.6	Azioni sismiche (E_d)	40

4	combinazioni di carico	42
5	analisi strutturale dell'impalcato	44
5.1	generalità	44
5.2	risultati salienti - nuovo impalcato	47
5.3	Analisi simica	51
6	verifiche nuovo impalcato	55
6.1	s.l.e. per deformazione – frecce e contromonte	55
6.1.1	Deformazioni verticali massime	55
6.1.2	Contromonte	58
6.2	Verifiche in direzione longitudinale	59
6.2.1	S.L.U.	59
6.2.2	Fatica	64
6.2.3	S.L.E.	65
6.3	verifica delle armature trasversali	67
6.3.1	S.L.U.	68
7	Appoggi e giunti	73
7.1	Reazioni agli appoggi	73
7.2	Escursione appoggi e giunti	74
8	Ritegni sismici trasversali	75
8.1	Verifica dei cuscinetti	77
9	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	79
9.1	origine e caratteristiche dei software di calcolo	79
9.2	affidabilità dei codici utilizzati	79
9.3	validazione del codice di calcolo agli elementi finiti	79

Indice delle Tabelle e delle Figure

Figura 1-1 Sezione trasversale (esistente)	8
Figura 1-2 Sezione longitudinale (esistente)	8
Figura 1-3 Planimetria (esistente).....	9
Figura 1-4 Sezione trasversale	9
Figura 1-5 Sezione longitudinale	10
Figura 1-6 Planimetria delle fondazioni	10
Figura 1-7 Particolare della sezione longitudinale.....	11
Figura 1-8 Sezione trasversale tipo di un impalcato "filler beam" (Figura 6.8 EN1994-2)	11
Figura 1-9 Fase 1	13
Figura 1-100 Fase 2.....	13
Figura 1-11 Legame costitutivo "b" definito per l'acciaio dalle NTC2008.....	15
Figura 1-12 Legame costitutivo "a" definito per il calcestruzzo dalle NTC2008.	16
Tabella 1-1 Classe di esposizione e condizioni ambientali degli elementi strutturali.....	17
Tabella 1-2 Tabella materiali.....	19
Tabella 2-1 Dati di base necessari al calcolo dei coefficienti di viscosità finale	24
Tabella 2-2 Calcolo dei coefficienti di omogeneizzazione	25
Tabella 2-3 Tabella riepilogativa dei coefficienti di omogeneizzazione adottati in ciascuna fase ..	25
Figura 2-1 Sezione trasversale impalcato	26
Figura 2-2 Modello agli elementi finiti - impalcato nuovo (FASE 1).....	27
Figura 2-3 Modello agli elementi finiti dell'impalcato completo (FASE 2).....	27
Tabella 2-4 Caratteristiche geometrico-statiche delle travi longitudinali assunte nella modellazione.	29
Tabella 2-5 Massimo valore del rapporto c/t per le ali di travi in acciaio incorporate.	30
Figura 3-1 Carichi permanenti strutturali.....	32
Figura 3-2 Carichi permanenti dovuti alla pavimentazione e agli arredi stradali.....	33
Tabella 3-1 Valore finale del ritiro.....	34

Figura 3-3 Correlazione tra temperatura dell'aria e temperatura della struttura (fig 6.1 EN 1991-1-5).....	36
Tabella 3-2 Valori dei carichi stradali concentrati (TS) e distribuiti (UDL).....	37
Figura 3- 4 Carichi da traffico di tipo UDL.....	38
Figura 3-5 Carichi da traffico di tipo TS diffusi alla quota del piano medio dell'impalcato (disposizione del carico che massimizza il momento in campata).....	38
Figura 3-6 Carichi da traffico di tipo TS diffusi alla quota del piano medio dell'impalcato (disposizione del carico che massimizza il taglio agli appoggi).....	39
Figura 3-7 Carichi da frenatura.....	40
Tabella 3-3 Parametri caratterizzanti l'azione sismica	41
Figura 5-1 Nomenclatura degli elementi longitudinali (principali).	44
Figura 5-2 Nomenclatura degli elementi trasversali.	45
Figura 5-3 Nomenclatura dei nodi.....	46
Tabella 5-1 Caratteristiche delle sollecitazioni degli elementi longitudinali.....	47
Figura 5-4 Sforzo assiale N (in kN) per carichi permanenti strutturali	48
Figura 5-5 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi permanenti strutturali	48
Figura 5-6 Momento flettente M (in kNm) per carichi permanenti strutturali.....	48
Figura 5-7 Sforzo assiale N (in kN) per carichi permanenti non strutturali	48
Figura 5-8 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi permanenti non strutturali	48
Figura 5-9 Momento flettente M (in kNm) per carichi permanenti non strutturali	48
Figura 5-10 Sforzo assiale N (in kN) per carichi da traffico UDL	49
Figura 5-11 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi da traffico UDL	49
Figura 5-12 Momento flettente M (in kNm) per carichi da traffico UDL.....	49
Figura 5-13 Sforzo assiale N (in kN) per carichi da traffico TS.....	49
Figura 5-14 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi da traffico TS.....	49
Figura 5-15 Momento flettente M (in kNm) per carichi da traffico TS	50
Figura 5-16 Sforzo assiale N (in kN) per carichi da frenatura	50
Figura 5-17 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi da frenatura	50
Figura 5-18 Momento flettente M (in kNm) per carichi da frenatura.....	50

Tabella 5-2 Coefficienti di massa partecipante modale	51
Figura 5-19 Primo modo di vibrare	51
Figura 5-20 Secondo modo di vibrare	52
Figura 5-21 Terzo modo di vibrare	52
Figura 5-22 Spostamenti U_x (in m) per sisma con spettro SLD in direzione X.....	53
Figura 5-23 Spostamenti U_y (in m) per sisma con spettro SLD in direzione Y.	53
Figura 5-24 Spostamenti U_x (in m) per sisma con spettro SLC in direzione X.....	54
Figura 5-25 Spostamenti U_y (in m) per sisma con spettro SLC in direzione Y.	54
Tabella 6-1 Spostamenti nodali max/min per ciascuna direzione	55
Figura 6-1 Spostamenti U_z (in mm) per carichi permanenti strutturali	56
Figura 6-2 Spostamenti U_z (in mm) per carichi permanenti non strutturali	56
Figura 6-3 Spostamenti U_z (in mm) per carichi da traffico UDL	57
Figura 6-4 Spostamenti U_z (in mm) per carichi da traffico TS (involuppo M_{max}/T_{max})	57
Figura 6-5 Spostamenti U_z (in mm) per carichi da frenatura	58
Tabella 6-2 Frecce massime.....	58
Figura 6-6 Dominio di resistenza agli SLU della sezione longitudinale dell'impalcato	63
Tabella 6-3 Caratteristiche della sollecitazione per ciascun caso di carico elementare.....	64
Tabella 6-4 tensioni nella sezione agli SLE (comb. rara)	65
Tabella 6-5 Tensioni nella sezione agli SLE (comb. frequente)	66
Tabella 6-6 caratteristiche della sollecitazione degli elementi trasversali.....	67
Figura 6-7 Dominio di resistenza agli SLU della sezione trasversale dell'impalcato (per 1 m di larghezza).....	71
Tabella 7-1 Reazioni verticali e orizzontali delle apparecchiature di appoggio.....	73
Tabella 7-2 Escursioni verticali, longitudinali, trasversali e rotazioni agli appoggi	74
Tabella 8-1 Caratteristiche (da catalogo) del cuscinetto su paraghiaia.	77
Figura 10-1 Carico UDL.....	80
Figura 10-2 Carico derivante dall'impronta del carico tandem.	80
Figura 10-3 Momento flettente.	80
Figura 10-4 Sollecitazione di taglio.....	80

Figura 10-5 Deformata verticale. 81

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta i calcoli statici relativi all'opera in oggetto, in merito al collegamento stradale tra Samarate ed il confine con la Provincia di Novara, dal km 6+500 (svincolo S.S.336 nord) al km 8+844 (svincolo autostrada A8) – "Bretella di Gallarate".

1.1 GENERALITÀ

La nuova opera di scavalco presenta pertanto una luce complessiva (valutata in asse autostradale) pari a circa 10.24 m ed un interasse tra le spalle di 9.27 m. L'orditura è analoga a quella dell'opera esistente.

1.1.1 IMPALCATO E SOTTOSTRUTTURE

Al fine di contenere al minimo le variazioni di livelletta introdotte dalle nuove modalità realizzative, la scelta della tipologia di impalcato è ricaduta sull'impalcato in acciaio-calcestruzzo tipo "filler beam" (a "travi incorporate"), tipologia che consente la realizzazione di impalcato estremamente sottili.

L'impalcato si compone quindi di un'orditura principale di travi metalliche accostate a distanza trasversale pari a 0.75 m, realizzate mediante profili standard commerciali HEB 550. L'assieme di travi viene mutuamente solidarizzato da un getto di calcestruzzo autocompattante, previo inserimento delle barre trasversali e longitudinali d'armatura integrativa. Al fine di minimizzare l'impatto sulle preesistenze, il getto verrà effettuato con l'ausilio di predalles prefabbricate in acciaio da 3 mm disposte a chiudere il varco inferiore tra le travi longitudinali e di una carteratura laterale in lamiera, opportunamente sagomata e controventata, di identico spessore. In ambedue i casi, questi dispositivi hanno l'esclusiva funzione di cassero a perdere. Lo spessore complessivo dell'impalcato è pari a 700 mm circa.

Il grigliato di travi metalliche è collegato trasversalmente da un traverso di testata, realizzato da un profilo HEA 360, e da traversi formati da un diagonale singolo e da un profilo di corrente superiore, bullonati alle travi, per la realizzazione dei quali si adottano profili angolari 50x50x6 mm; questi elementi vengono predisposti al solo scopo di garantire la stabilità in fase di getto, rimanendo la statica trasversale d'esercizio interamente affidata ad armature trasversali inferiori e superiori, ordite perpendicolarmente alle travi longitudinali. Le armature trasversali inferiori intersecano le anime delle travi attraverso opportune asole disposte ad interasse longitudinale pari a 300 mm.

L'impalcato di ampliamento è appoggiato, tramite dei cuscinetti in neoprene posti in corrispondenza delle estremità di ogni trave metallica, su 2 spalle in c.a. con fondazione costituita da due plinti 5.56x5.45x1.00 m su 4 pali di diametro 80cm e di lunghezza 24 m.

Le figure seguenti riportano la configurazione indicativa dell'opera.

SEZIONE C-C

SCALA 1:100

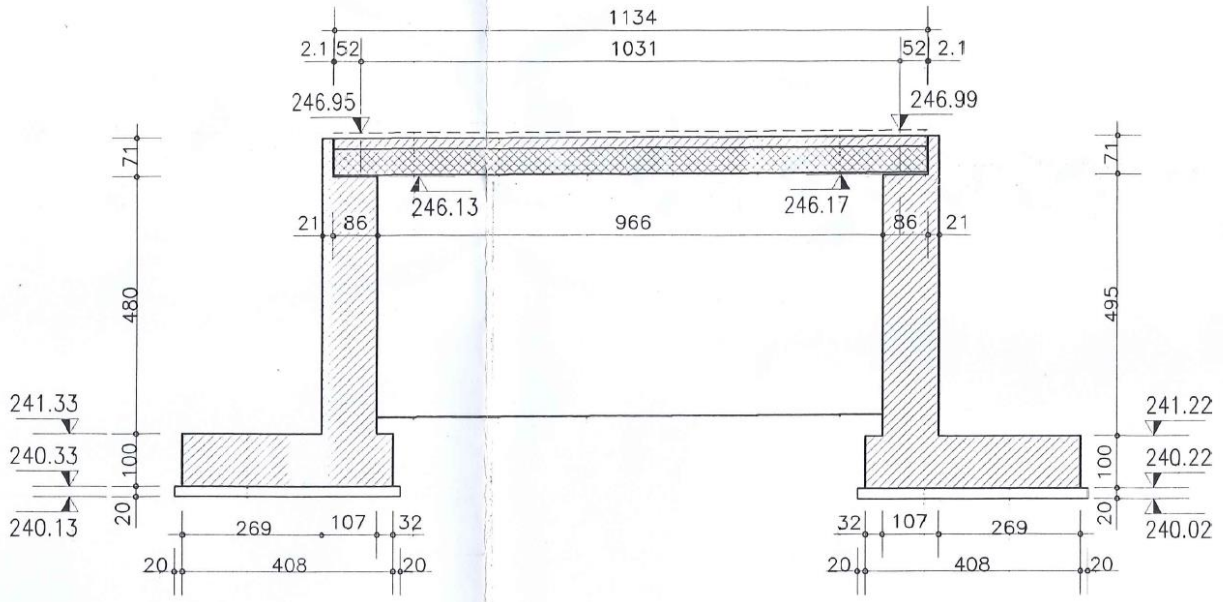


Figura 1-1 Sezione trasversale (esistente)

SEZIONE A-A

SCALA 1:100

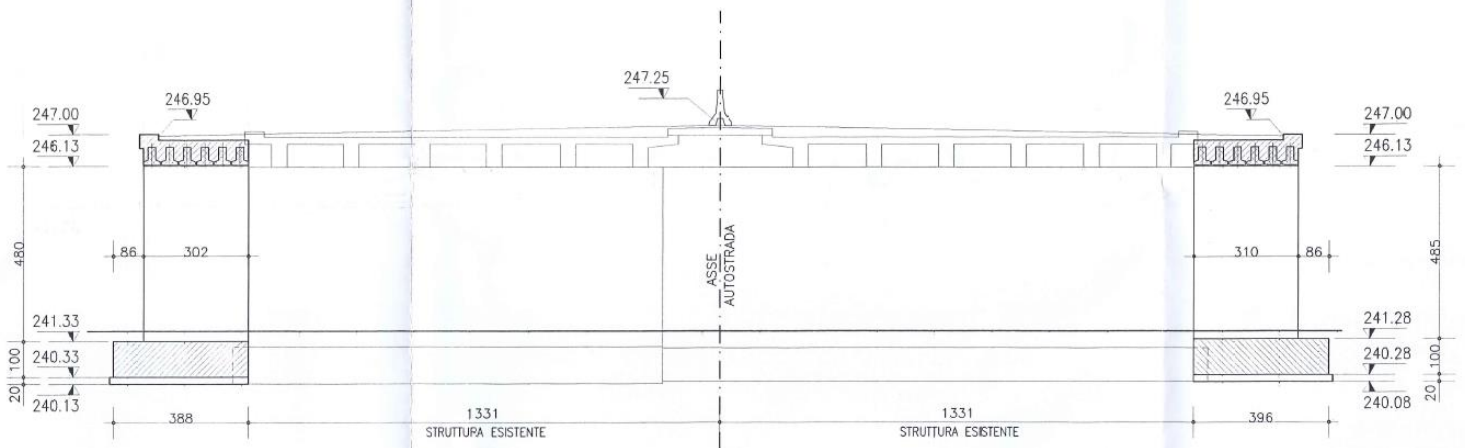


Figura 1-2 Sezione longitudinale (esistente)

STRALCIO PLANIMETRICO

SCALA 1:200

PONTECELLO S.P. (OBLIQUO) L=9,00 m (C67)
 Progr. km 25+371,99
 DA ALLARGARE IN Dx E Sx CON PONTECELLO A TRAVI IN C.A. L=9,00 m

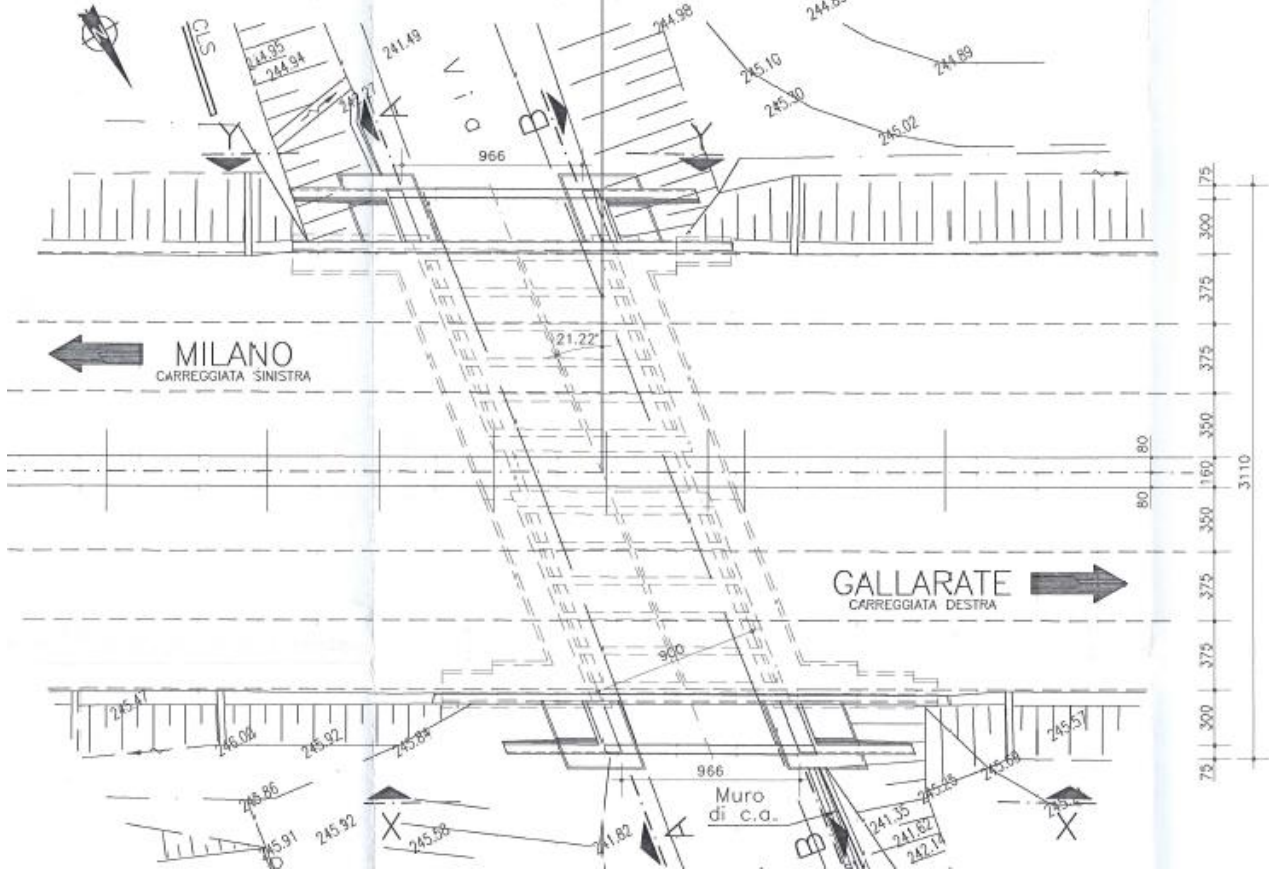


Figura 1-3 Planimetria (esistente)

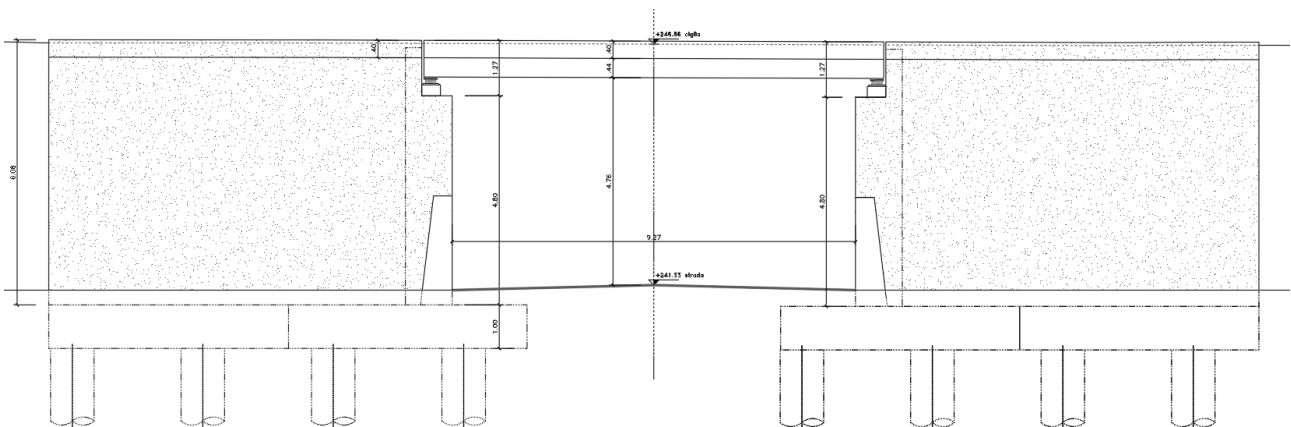


Figura 1-4 Sezione trasversale

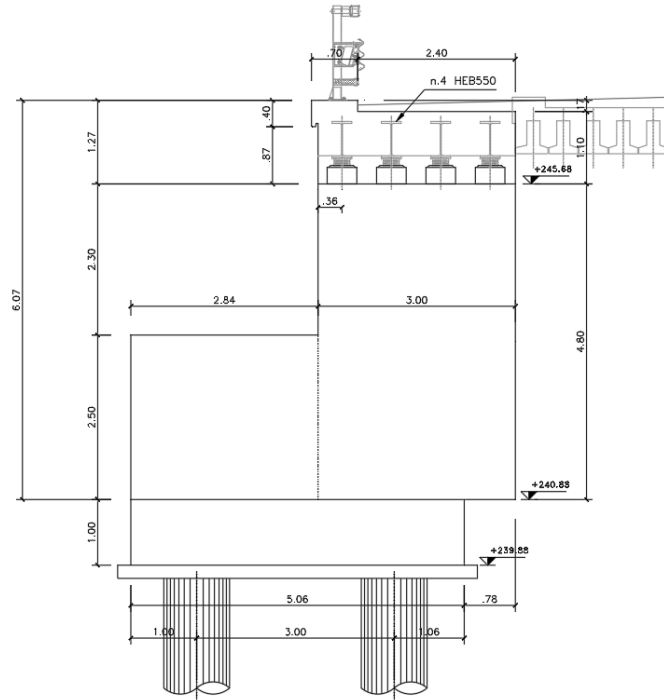


Figura 1-5 Sezione longitudinale

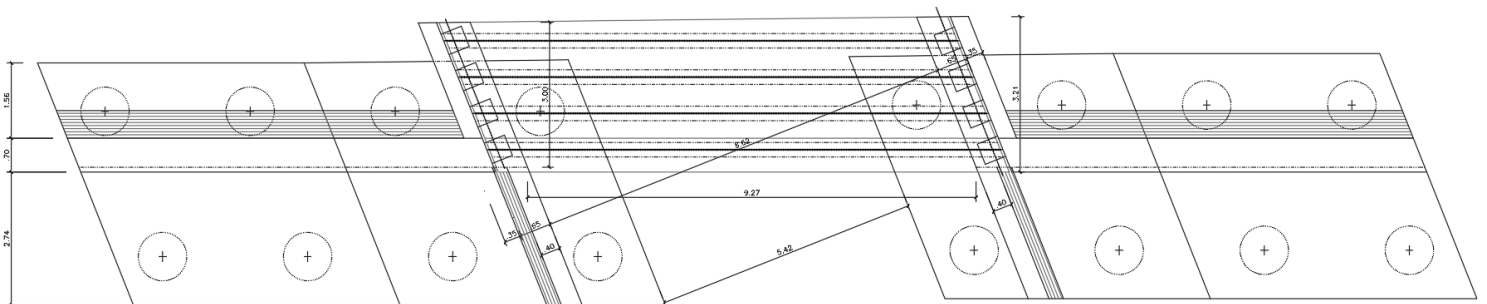


Figura 1-6 Planimetria delle fondazioni

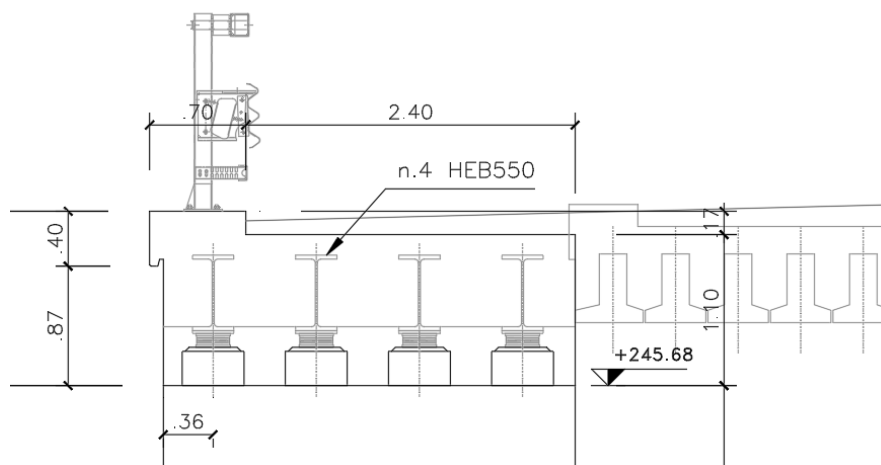
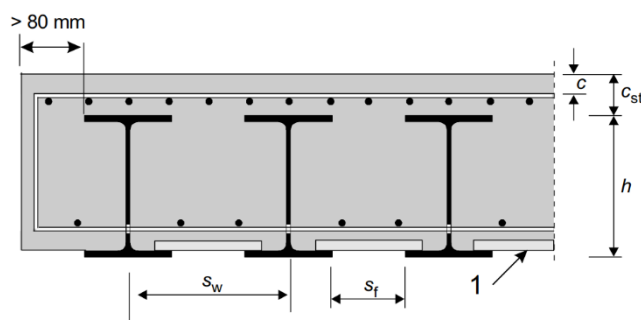


Figura 1-7 Particolare della sezione longitudinale

Le caratteristiche di dettaglio della sovrastruttura soddisfano le limitazioni previste dalla EN 1994-2 per la particolare tipologia di impalcato (cfr. cap. 6.3.1) e di cui se ne riporta di seguito uno stralcio:



Key:

1 non participating formwork

Figura 1-8 Sezione trasversale tipo di un impalcato "filler beam" (Figura 6.8 EN1994-2)

I ponti di tipo "filler beam" devono rispettare le seguenti condizioni:

- travi in acciaio ad asse rettilineo nel piano orizzontale;
- angolo di orditura $\theta \leq 30^\circ$ (il valore $\theta = 0^\circ$ corrispondente ad un'orditura ortogonale);
- altezza nominale delle travi in acciaio $210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$;
- interasse delle travi in acciaio $s_w \leq \min(h/3 + 600\text{mm}; 750\text{mm})$ dove h è l'altezza nominale delle travi;
- spessore del calcestruzzo al di sopra delle travi in acciaio $70 \text{ mm} \leq c_{st} \leq \min(150\text{mm}; h/3; x_{pl} - t_f)$ dove x_{pl} è la distanza tra l'asse neutro plastico e la fibra compressa di calcestruzzo più distante, e t_f è lo spessore delle ali del profilo in acciaio;
- spessore del calcestruzzo misurato lateralmente all'ala esterna delle travi di bordo $> 80 \text{ mm}$;
- distanza libera tra le ali delle travi in acciaio $s_f \geq 150\text{mm}$, in modo da consentire il getto e la compattazione del calcestruzzo;
- intradosso delle ali inferiori delle travi in acciaio non ricoperto;

- uno strato inferiore di armatura trasversale che attraversa l'anima delle travi in acciaio ed ancorato oltre le travi di bordo, ad ogni estremità di ciascuna barra, in modo da svilupparne la resistenza allo snervamento in accordo al cap. 8.4 della EN 1992-1-1:2004; le barre nervate devono essere conformi alla EN 1992-1-1: 2004, 3.2.2 e all'allegato C, di diametro ≥ 16 mm e spaziatura ≤ 300 mm;
- calcestruzzo a densità normale;
- superficie delle travi in acciaio priva di ossidazione. L'intradosso, l'estradosso e i bordi delle ali inferiori delle travi in acciaio devono essere protetti contro la corrosione;
- per i ponti stradali e ferroviari i fori nelle anime delle sezioni in acciaio devono essere eseguiti con roto-perforazione.

Pertanto, si adotteranno i seguenti valori

- $\theta = 22^\circ$
- $h = 550$ mm
- $s_w = 750$ mm
- $c_{st} = 150$ mm
- $c_{laterale} = 350$ mm
- $s_f = 450$ mm

Come evidenziato nel dettaglio della sezione trasversale mostrata poco sopra, il getto del riempimento viene effettuato con l'ausilio di una predalle disposta in appoggio sulle ali inferiori delle travi longitudinali. La predalle tipica è formata da una lastra metallica di spessore 3 mm, nervata con spezzoni di barre $\phi 20$ saldate alla lastra e fissata alle ali inferiori delle travi mediante saldature a tratti. Nei campi di interfaccia tra una fase e la successiva, si impiega una lastra in c.a. dello spessore di 50 mm.

1.1.2 SISTEMA DI VINCOLO

Lo schema di vincolo prevede l'adozione di apparecchiature di appoggio in neoprene armato (prive di funzione smorzante), disposte su ambedue le estremità della trave, in corrispondenza di ciascun allineamento longitudinale di trave. Le apparecchiature vengono fissate meccanicamente sia alle travi, sia alle spalle.

Le apparecchiature di appoggio avranno le seguenti dimensioni indicative (piastre incluse):

$$\phi \times h = 270 \times 60 \text{ mm}$$

Ai fini dell'analisi strutturale l'impalcato di nuova costruzione viene considerato vincolato elasticamente alle estremità, assumendo le seguenti costanti elastiche:

- $k_h = 1.50$ kN/mm costante elastica orizzontale
- $k_v = 1000$ kN/mm costante elastica verticale.

1.1.3 FASI REALIZZATIVE

Al fine di minimizzare le ripercussioni sull'esercizio dell'autostrada, viene previsto solo un restringimento di corsia sul lato sud per la realizzazione dell'opera.

Di seguito si riportano le due macrofasi previste.

FASE 1 – ESECUZIONE ALLARGAMENTO CARREGGIATA SUD

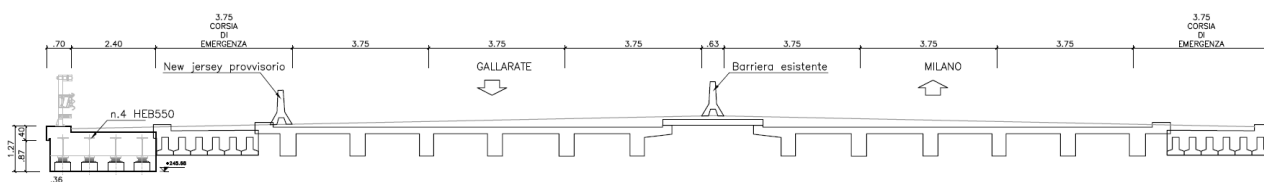


Figura 1-9 Fase 1

FASE 2 – RIPRISTINO CONFIGURAZIONE FINALE

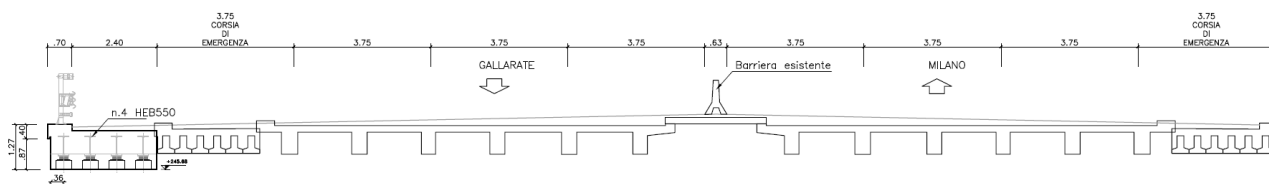


Figura 1-100 Fase 2

Nell'ambito della prima macrofase, l'impalcato viene realizzato posizionando il modulo di travi preassemblate. Al termine del posizionamento, verranno regolate le apposite sovrapposizioni delle barre inferiori d'armatura (preinstallate in apposite asole), e completato il posizionamento dell'armatura. Segue quindi il getto, effettuato con l'ausilio di calcestruzzo autocompattante.

1.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-18) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio:

- D.M. 17 gennaio 2018: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-18")
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento

- UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1090 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.
- Si è inoltre fatto riferimento alle istruzioni
- RFI DTC INC PO SP IFS 002, che sostituisce l'istruzione FS 44A
- RFI DTC INC PO SP IFS 005, che sostituisce l'istruzione FS 44E

I dispositivi di vincolo prescelti risultano essere i più idonei, date le dimensioni trasversali della struttura, a garantire l'ottimale funzionamento dell'assieme.

1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle Norme tecniche per le Costruzioni, emesse con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

I materiali impiegati sono i seguenti:

- | | | |
|------------------------|---|--|
| • Impalcato: | acciaio per carpenteria metallica | S355 autoprotetto (*) |
| • Soletta/riempimento: | calcestruzzo autocompattante
acciaio in barre per c.a. | C35/45, classe di esposizione XF4
B450C |
| • Spalle: | calcestruzzo
acciaio in barre per c.a. | C35/45, classe di esposizione XF2
B450C |
| • Fondazioni: | calcestruzzo
acciaio in barre per c.a. | C30/37, classe di esposizione XC2
B450C |
| • Pali: | calcestruzzo
acciaio in barre per c.a. | C25/30, classe di esposizione XC2
B450C |

(*) Si dovrà prevedere la verniciatura dell'intradosso delle ali inferiori di ciascuna trave.

Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

1.3.1 ACCIAIO IN BARRE DA C.A.

Le barre di armatura sono in acciaio tipo B450C. Per le verifiche si utilizza il legame costitutivo *elastico-perfettamente plastico indefinito*.

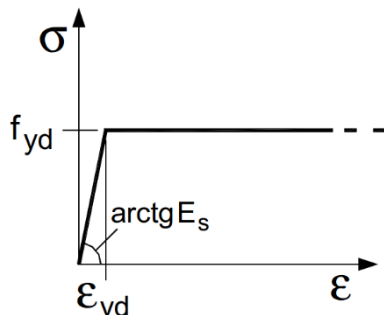


Figura 1-11 Legame costitutivo "b" definito per l'acciaio dalle NTC2008.

Le caratteristiche meccaniche sono le seguenti:

- | | |
|---|----------------------------------|
| • tipo di acciaio: | B450C |
| • tensione di snervamento caratteristica: | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| • tensione di rottura caratteristica: | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ |
| • tensione di snervamento di progetto: | $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ |
| • modulo elastico: | $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ |
| • coefficiente di poisson | $\nu = 0.30$ |
| • coefficiente di sicurezza | $\gamma_s = 1.15$ |

1.3.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

L'acciaio previsto è di tipo S355JR. Per le verifiche si utilizza il legame costitutivo *elastico-perfettamente plastico indefinito*. Le caratteristiche meccaniche sono le seguenti:

- | | |
|---|---|
| • tipo di acciaio: | S355 ($t \leq 40\text{mm}$) |
| • tensione di snervamento caratteristica: | $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ |
| • tensione di rottura caratteristica: | $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ |
| • tensione di snervamento di progetto: | $f_{yd} = 338.10 \text{ N/mm}^2$ |
| • modulo elastico: | $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ |
| • modulo di elasticità trasversale: | $G_s = 80\,770 \text{ N/mm}^2$ |
| • coefficiente di poisson | $\nu = 0.30$ |
| • coefficiente di sicurezza | $\gamma_s = 1.15$ |
| • coefficiente di espansione termica lineare | $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} [\text{fino a } 100 \text{ }^\circ\text{C}]$ |
| • peso volumico | $\rho = 78.50 \text{ kN/m}^3$ |
| • coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni | $\gamma_{M0} = 1.05$ |
| • coefficiente di sicurezza per l'instabilità delle membrature | $\gamma_{M1} = 1.05$ |
| • coeff. di sicurezza per l'instabilità delle membrature di ponti | $\gamma_{M1} = 1.10$ |

- coeff. di sicur. per frattura di sezioni tese indebolite da fori $\gamma_{M2} = 1.25$

1.3.3 CALCESTRUZZI

Per le verifiche si utilizza il legame costitutivo *parabola-rettangolo*.

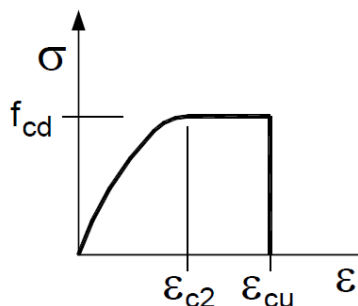


Figura 1-12 Legame costitutivo "a" definito per il calcestruzzo dalle NTC2008.

Le caratteristiche meccaniche sono le seguenti:

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • Classe di resistenza • resistenza cubica a compressione caratteristica • resistenza cilindrica a compressione caratteristica • resistenza cilindrica a compressione media • resistenza a compressione di progetto • resistenza a trazione semplice media • resistenza a trazione per flessione media • resistenza a trazione semplice caratteristica • resistenza a trazione semplice di progetto • modulo elastico di progetto • modulo di elasticità trasversale di progetto | <p>C35/45</p> <p>$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{cm} = 43 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{cfm} = 3.85 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{ctk} = 2.25 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{ctd} = 1.50 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$E_{cm} = 34\,077 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$G_c = 14\,199 \text{ N/mm}^2$</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • Classe di resistenza • resistenza cubica a compressione caratteristica • resistenza cilindrica a compressione caratteristica • resistenza cilindrica a compressione media • resistenza a compressione di progetto • resistenza a trazione semplice media • resistenza a trazione per flessione media • resistenza a trazione semplice caratteristica • resistenza a trazione semplice di progetto • modulo elastico di progetto • modulo di elasticità trasversale di progetto | <p>C30/37</p> <p>$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{cfm} = 3.48 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{ctk} = 2.03 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$f_{ctd} = 1.35 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$E_{cm} = 32\,837 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$G_c = 13\,682 \text{ N/mm}^2$</p> |

• Classe di resistenza	C25/30
• resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
• resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
• resistenza cilindrica a compressione media	$f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2$
• resistenza a compressione di progetto	$f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$
• resistenza a trazione semplice media	$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
• resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctfm} = 3.08 \text{ N/mm}^2$
• resistenza a trazione semplice caratteristica	$f_{ctk} = 1.80 \text{ N/mm}^2$
• resistenza a trazione semplice di progetto	$f_{ctd} = 1.20 \text{ N/mm}^2$
• modulo elastico di progetto	$E_{cm} = 31\,476 \text{ N/mm}^2$
• modulo di elasticità trasversale di progetto	$G_c = 13\,115 \text{ N/mm}^2$
• coefficiente di Poisson (non fessurato)	$\nu = 0.20$
• deformazione massima ramo elastico	$\epsilon_{c2} = 0.0020$
• deformazione ultima	$\epsilon_{c2} = 0.0035$
• peso volumico per c.a.	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
• coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
• coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.50$

Nella tabella successiva sono riportare, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscono la durabilità.

Elemento strutturale	Classi di esposizione (uni en 206-1)	Descrizione condizioni ambientali	Situazioni possibili per l'applicazione della classe
Elementi non armati (magri)	X0	Nessun rischio di corrosione	Strutture non armate
Impalcato, cordoli e baggioli	XF4	Elevata saturazione con acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali di strutture stradali esposte a gelo e spruzzi contenenti sali disgelanti
Spalle	XF2	Moderata saturazione con acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali di strutture stradali esposte a gelo e spruzzi contenenti sali disgelanti
Fondazioni/pali	XC2	Bagnato raramente asciutto	Fondazioni e strutture interrare

Tabella 1-1 Classe di esposizione e condizioni ambientali degli elementi strutturali

1.3.4 COPRIFERRI

Di seguito si indicano i copriferri netti assunti per gli elementi strutturali dello scatolare:

- Per fondazioni:
 - superfici casserate 40 mm
 - superfici a contatto con magro di fondazione 40 mm
 - superfici gettate controterra 40 mm
 - pali 60 mm
- Per elevazioni: 35 mm
- Per solette: 35 mm

Infine, si riportano le tabelle dei materiali impiegati per l'opera.

TABELLA MATERIALI :
CALCESTRUZZO :

Secondo EN206 – CNR UNI 11104

PALI:

- Classe C25/30
- Classe di esposizione XC2

MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI:

- Classe C12/15
- Classe di esposizione X0

FONDAZIONI PILE, SPALLE E MURI:

- Classe C30/37
- Classe di esposizione XC2

ELEVAZIONI PILE:

- Classe C35/45
- Classe di esposizione XF2

PULVINO:

- Classe C35/45
- Classe di esposizione XF4

ELEVAZIONI MURI:

- Classe C35/45
- Classe di esposizione XF2

ELEVAZIONI SPALLE:

- Classe C35/45
- Classe di esposizione XF2

CORDOLI, BAGGIOLI E RITEGNI SISMICI:

- Classe C35/45
- Classe di esposizione XF4

SOLETTE IN C.A.:

Calcestruzzo a ritiro compensato con espansivo a base di ossido di calcio con ritiro ≤ 100 micron/m a 28gg.
(Valutazione con la prova secondo UNI 8148)

- Classe C35/45 MPa
- Classe di esposizione XF4

COPPELLE:

- Classe C35/45
- Classe di esposizione XF4

COPRIFERRO NOMINALE* per pali trivellati (ϕ palo>600mm) Cnom.=60.0mm
 COPRIFERRO NOMINALE* per solette Cnom.=35.0mm
 COPRIFERRO NOMINALE* per elevazioni Cnom.=35.0mm
 COPRIFERRO NOMINALE* per fondazioni Cnom.=40.0mm
 * EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

ACCIAIO PER C.A.:

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C fyk ≥ 450 MPa
 ftk ≥ 540 MPa

MICROPALI / ANCORAGGI PASSIVI:
CARPENTERIA METALLICA:

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:
 - Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali t ≥ 40 mm)
 - Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali t > 40 mm)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

MISCELA / MALTA CEMENTIZIA DI INIEZIONE:

Secondo NTA – soggetto ad approvazione della Direzione Lavori

Classe di resistenza minima C25/30

Classe di esposizione XC2

Eventuali additivi secondo NTA

PER QUANTO NON SPECIFICATO, IN PARTICOLARE RELATIVAMENTE ALLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI, ALLE SPECIFICHE PER L'ESECUZIONE DEI LAVORI ED AI CONTROLLI DA ESEGUIRE, SI DOVRA' FARE RIFERIMENTO ALLE NORME TECNICHE D'APPALTO.

GETTO DI SUTURA SOLETTA ESISTENTE-AMPLIAMENTO
LEGANTE A RAPIDO INDURIMENTO :

- Classe C20/25 MPa a 8 ore con temperatura 0°±20°C
- Classe di esposizione XF4
- Altre specifiche saranno osservate su indicazioni imposte sulla scheda tecnica del produttore del legante

NOTA PER L'UTILIZZO DELLA TABELLA MATERIALI:

QUALORA SIA NECESSARIO IL SODDISFACIMENTO DEL CRITERIO DI UNIFORME RESISTENZA TRA LA PARTE STRUTTURALE ESISTENTE E QUELLA IN AMPLIAMENTO, E' CONSENTITO OPERARE IN DEROGA ALLA PRESENTE TABELLA MATERIALI.

Tabella 1-2 Tabella materiali.

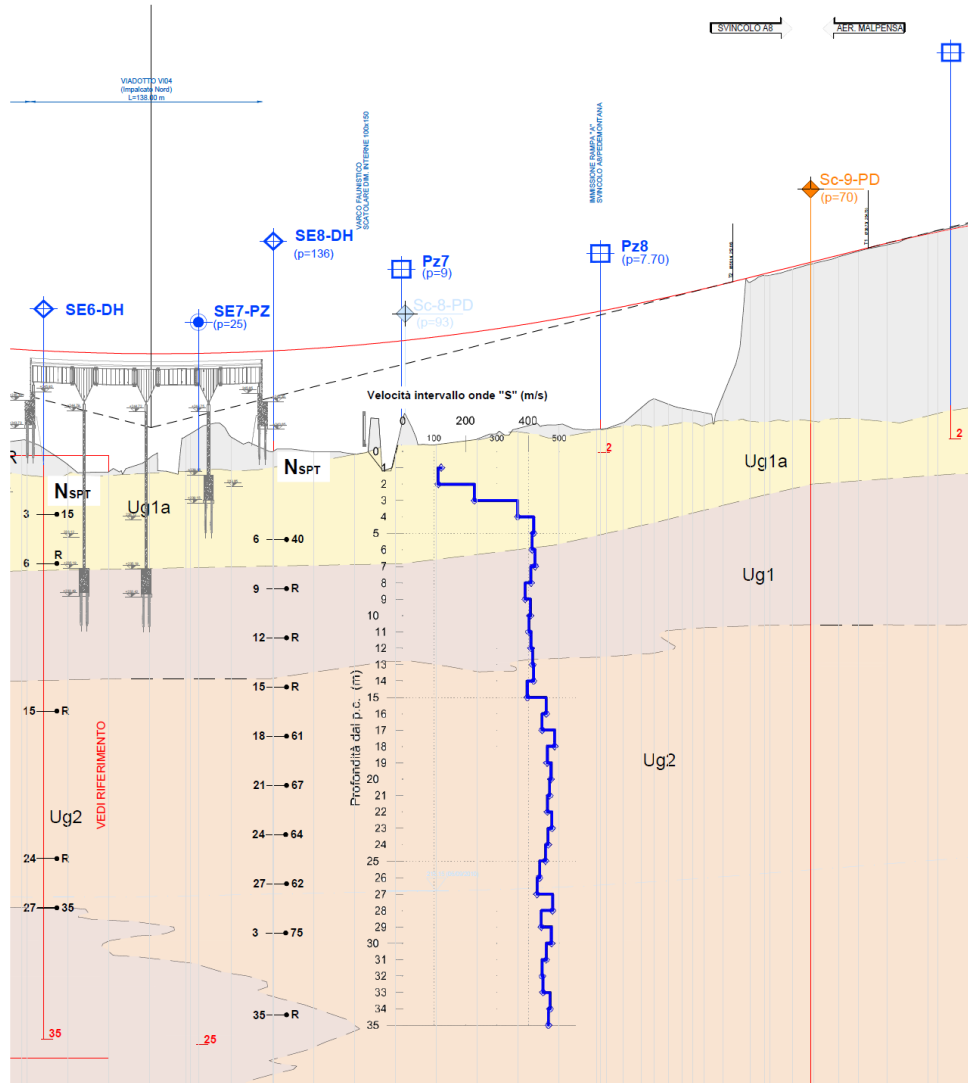
1.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Con riferimento alla relazione geotecnica BB01_T00GE00GETRE01 alla quale si rimanda per maggiori dettagli, le varie unità geotecniche analizzate possono essere caratterizzate mediante i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente; per alcuni litotipi per ciascuno dei principali parametri geotecnici si propone un intervallo di valori più o meno ampio, per tener conto del numero ridotto di dati disponibili, soprattutto per quanto riguarda le prove per la determinazione delle proprietà meccaniche, della variabilità sia laterale che verticale delle litologie e dell'eterogeneità composizionale dei terreni presenti.

UG	Litotipo	γ_t	c'	ϕ'	E	G
		kN/mc	kPa		MPa	MPa
Ug1a	Ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia	18-20	0-5	27-34°	10-40	5-15
Ug1	Ghiaia in matrice sabbiosa	19-21	---	35-40°	70-130 (<25m) 150-200 (>25m)	15-30 (<25m) 45-60 (>25m)
Ug2	Sabbia e sabbia limosa con ghiaia	18-20	0-10	30-35°	80-130 (<25m) 150-200 (>25m)	10-40 (<25m) 45-60 (>25m)

UG	Litotipo	PL	Mp	k	Vs,30
		MPa	MPa	cm/s	m/s
Ug1a	Ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia			1E-04	100-350
Ug1	Ghiaia in matrice sabbiosa	2,5 (<25m)	40-45 (<25m)	1E-05	250-450 (<25m) 400-700 (>25m)
Ug2	Sabbia e sabbia limosa con ghiaia	2,5 (<25m)	35-40 (<25m)	1E-05	300-500 (<25m) 400-700 (>25m)

Caratterizzazione geotecnica dei vari litotipi



Stralcio profilo longitudinale 3° tratto geotecnico

Per la stratigrafia si assume:

da p.c. a q.ta -4.0m UNITA' Ug1a

da q.ta -4.0m a -11.0m UNITA' Ug1

da q.ta >11.0m UNITA' Ug2

1.5 SOFTWARE DI CALCOLO

Si prevede l'utilizzo dei codici di calcolo di seguito descritti.

Per l'analisi strutturale dell'impalcato si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il software "Sap2000 (vers. 16.0)", fornito da CSI Italia su piattaforma Microsoft Windows. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

Per la definizione degli spettri, si utilizza il foglio elettronico "spettri-NTCver1.0.3" lasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La verifica delle membrature viene effettuata mediante il software "GeoStru".

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici Microsoft Office Excel.

1.6 CONVENZIONI GENERALI

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

- lunghezze: m
- forze: kN
- tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno si considerano, in generale, positive le trazioni. Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha il piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

- P azione assiale
- V2 azione tagliante agente nel piano verticale
- V3 azione tagliante agente nel piano orizzontale
- T momento torcente
- M2 momento flettente agente nel piano orizzontale
- M3 momento flettente agente nel piano verticale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche P, V2, M3, dal momento che risultano non significativi i contributi V3, T e M2.

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

- N in luogo di P
- T in luogo di V2
- M in luogo di M3

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono all'intradosso della trave;
- NEGATIVE: se le fibre tese sono all'estradosso della trave.

2 IMPOSTAZIONI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE

2.1 ANALISI DELLA STRUTTURA COMPOSTA (IMPALCATO)

La struttura composta acciaio-calcestruzzo verrà analizzata secondo il metodo classico adottato per questi tipi di strutture, che prevede il calcolo delle caratteristiche geometrico-statiche delle varie sezioni sulla base di una sezione equivalente, in cui la porzione in calcestruzzo viene "omogeneizzata" all'acciaio in funzione del rapporto $E_s/E_c(t)$, essendo $E_c(t)$ il modulo elastico del calcestruzzo valutato in funzione del tipo di carico applicato, tenendo conto, ove opportuno, dei fenomeni a lungo termine.

Viene pertanto effettuata l'analisi separata e la conseguente sovrapposizione dei quadri tensionali afferenti alle varie "fasi" attraversate dalla struttura, ciascuna delle quali si differenzia dalle altre per lo schema statico di analisi e/o per la proprietà delle sezioni.

2.1.1 FASI

La struttura viene trattata con la metodologia di analisi classica impiegata per le sezioni composte acciaio-calcestruzzo, introducendo alcune semplificazioni di seguito meglio dettagliate.

Vengono prese in esame le seguenti "fasi":

- fase 1: assenza della soletta in cls (fase iniziale).
- fase 2a: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti (di intensità costante nel tempo) applicati ad istante t_1 dal getto.
- fase 2b: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi applicati ad istante t_1 immediatamente dopo il getto ed aventi sviluppo nel tempo parallelo a quello dei fenomeni differiti (ritiro, cedimenti vincolari "lenti");
- fase 2c: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per coazioni e/o cedimenti vincolari permanenti (di intensità costante nel tempo) imposti all'istante t_1 dal getto.
- fase 3: presenza della soletta, con modulo elastico valutato a breve termine.

2.1.2 COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

La valutazione dei coefficienti di viscosità finale, propedeutica alla valutazione dei coefficienti di omogeneizzazione, viene effettuata secondo i criteri contenuti nell'annex B della EN 1992-1-1 a partire dai seguenti dati di base:

RH	80 %	umidità ambientale relativa, in percentuale
Ac	2083200 mm ²	area della sezione trasversale
u	3840 mm	perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera
h0	1085 mm	dimensione fittizia dell'elemento (B.6 EN 1992-1-1)
Es	210000 N/mm ²	modulo di elasticità dell'acciaio
classe cls	C35/45 N/mm ²	
Rck	45 N/mm ²	resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo all'età di 28 giorni
fck	35 N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo all'età di 28 giorni
fcm	43 N/mm ²	resistenza media a compressione del calcestruzzo all'età di 28 giorni
Ec,m	34077 N/mm ²	modulo secante di elasticità del calcestruzzo per carichi di breve durata
n0	6,16 -	coefficiente di omogeneizzazione Es/Ec per carichi di breve durata
Gs	80769 N/mm ²	modulo di elasticità tangenziale (ν=0.3) dell'acciaio
Gc	14199 N/mm ²	modulo di elasticità tangenziale (ν=0.2) del calcestruzzo per carichi di breve durata
n0G	5,69 -	coefficiente di omogeneizzazione Gs/Gc per carichi di breve durata
tipo di cemento	N -	
α	0 -	esponente che dipende dal tipo di cemento
α1	0,866 -	coefficiente che tiene conto dell'influenza della resistenza del calcestruzzo (B.8c EN 1992-1-1)
α2	0,960 -	coefficiente che tiene conto dell'influenza della resistenza del calcestruzzo (B.8c EN 1992-1-1)
α3	0,902 -	coefficiente che tiene conto dell'influenza della resistenza del calcestruzzo (B.8c EN 1992-1-1)

Tabella 2-1 Dati di base necessari al calcolo dei coefficienti di viscosità finale

Ai fini della valutazione degli effetti del ritiro e dei cedimenti lenti ($t_{01} = 1 g$; $t_{\infty} = 25\ 550 g$) si ha pertanto:

- $t_{2b} = 1 g$ per gli effetti dei carichi da ritiro e cedimento lento (cfr. EN 1994-2-cap. 5.4.2.2 (4))
- $t_{2a} = 30 g$ per gli effetti dei sovraccarichi permanenti
- $t_{2c} = 50 g$ per gli effetti di coazioni e/o cedimenti vincolari permanenti
- $t_{\infty} = 25\ 550 g \cong 70\ anni$

La valutazione dei coefficienti di omogeneizzazione da assegnarsi alla soletta nelle varie fasi di vita indicate al punto precedente viene effettuata secondo i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 5.4.2.1.

Il calcolo dei vari valori di n_{Li} (coefficiente di omogeneizzazione per carico di lunga durata, nella fase "i"), viene effettuato sulla base di:

$$n_{Li} = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad \text{cfr. eq. 5.6 in EN 1994-2 5.4.2.2(1)}$$

in cui:

$$n_0 = E_s / E_{cm(0)} (G_s / G_c(0)) \quad \text{coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata}$$

$\psi_L =$ "creep multiplier" avente valore variabile in funzione del tipo di carico, ovvero (cfr. EN 1994-2 5.4.2.2 (2)):

$$\psi_L = 1.10 \quad \text{per i carichi permanenti}$$

$$\psi_L = 1.50 \quad \text{per i cedimenti vincolari istantanei e deformazioni imposte}$$

$$\psi_L = 0.55 \quad \text{per l'azione del ritiro e cedimenti lenti}$$

La tabella seguente riporta i coefficienti di viscosità calcolati, unitamente ai parametri intermedi necessari al calcolo. La colonna di destra riporta il riferimento alle formule adottate, tratte dall'annex B della EN 1992-1-1.

t0	30	1	50 giorni	età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico
t0, T	30	1	50 giorni	(B.10 EN 1992-1-1)
t	25550	25550	25550 giorni	età del calcestruzzo al momento considerato
t0*	30	1	50 giorni	(B.9 EN 1992-1-1)
t-t0	25520	25549	25500 giorni	durata non corretta del carico
βh	1353	1353	1353 -	(B.8 EN 1992-1-1)
β (fcm)	2,562	2,562	2,562 -	(B.4 EN 1992-1-1)
β (t0*)	0,482	0,909	0,437 -	(B.5 EN 1992-1-1)
βc (t,t0)	0,985	0,985	0,985 -	(B.7 EN 1992-1-1)
φRH	1,122	1,122	1,122 -	(B.3 EN 1992-1-1)
φ0	1,386	2,613	1,257 -	(B.2 EN 1992-1-1)
φ(t,t0)	1,364	2,573	1,238 -	(B.1 EN 1992-1-1)
tipo di carico	carichi permanenti	effetti del ritiro	def. imposte, ced. vincolari	
ψL	1,1	0,55	1,5 -	coefficiente di viscosità dipendente dal tipo di carico
nE,i	15,41	14,88	17,60 -	(5.6 EN 1994-2)
nG,i	14,23	13,74	16,25 -	(5.4.2.2 (11) EN 1994-2)
Ecm(t)	13626	14109	11929 N/mm2	modulo di elasticità del cls per carichi di lunga durata
Gc(t)	5677	5879	4971 N/mm2	modulo di elasticità tangenziale del cls per carichi di lunga durata

Tabella 2-2 Calcolo dei coefficienti di omogeneizzazione

La tabella seguente riepiloga, per le fasi considerate, i coefficienti di omogeneizzazione adottati rispettivamente per il modulo elastico e per il modulo di deformabilità tangenziale nelle varie fasi considerate. Per uniformità con gli indici adottati nel prosieguo della relazione, il coefficiente di omogeneizzazione di base n_0 viene indicato con n_3 (il pedice indica il nome della fase cui si riferisce).

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	
nE,i	-	15,41	14,88	17,60	6,16	-
nG,i	-	14,23	13,74	16,25	5,69	-
Ecm(t)	-	13626	14109	11929	34077	N/mm2
Gc(t)	-	5677	5879	4971	14199	N/mm2

Tabella 2-3 Tabella riepilogativa dei coefficienti di omogeneizzazione adottati in ciascuna fase

2.1.3 MODELLAZIONE/IDEALIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato mediante un modello ad elementi finiti bidimensionali (grigliato), nel quale vengono discretizzati l'impalcato e le apparecchiature di vincolo.

Il modello si completa quindi del collegamento trasversale tra le varie travi, realizzato mediante 11 allineamenti trasversali, che discretizzano la collaborazione trasversale realizzata dalla composizione in calcestruzzo armato.

Le proprietà geometrico statiche delle travi longitudinali vengono valutate di volta in volta senza considerare alcuna collaborazione con l'esistente. Per i traversi fittizi, che vengono disposti nel

modello ad interasse longitudinale pari a 0.97 m circa, si considerano le caratteristiche geometrico statiche di una comune sezione in calcestruzzo di pari larghezza.

Per convenzione, il piano nodale dell'impalcato viene collocato in corrispondenza della metà altezza della trave e in corrispondenza delle spalle, l'impalcato viene considerato elasticamente vincolato a terra, previa interposizione degli opportuni elementi schematizzanti le apparecchiature in elastomero.

Il sistema-spalla, viene analizzato separatamente, considerando le azioni derivanti dall'impalcato.

2.1.4 METODOLOGIA DI MODELLAZIONE PER IMPALCATI IN ACCOSTAMENTO

Si descrive la procedura di modellazione per le opere che prevedono una parte di impalcato costruito in affiancamento all'esistente.

In generale, la modellazione prevede la schematizzazione degli impalcato come graticci di travi.

Il nuovo impalcato, costruito in affiancamento all'esistente, è realizzato attraverso lo schema di impalcato "a travi incorporate" in cui delle travi in acciaio "HE" sono annegate in una soletta in cemento armato gettata in opera e sulla quale avviene la posa del manto di finitura e il transito del traffico stradale.

La figura seguente mostra la sezione trasversale della struttura esistente e il nuovo impalcato in affiancamento.

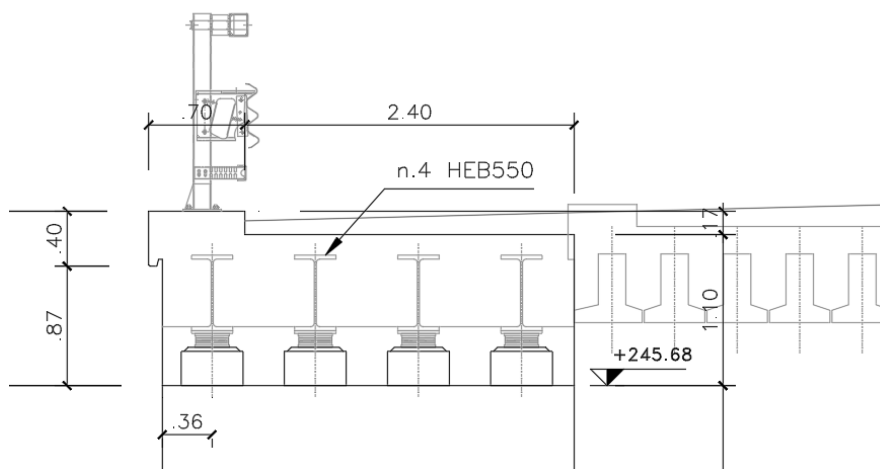


Figura 2-1 Sezione trasversale impalcato

La modellazione della struttura prevede due fasi:

- FASE 1: L'impalcato nuovo in affiancamento è modellato attraverso le sole travi in acciaio. Nella FASE 1 sono applicati solo i carichi permanenti strutturali (G1, peso proprio trave e peso della soletta gettata in opera). Tra nuovo e vecchio impalcato non c'è connessione e quindi non si ha trasmissione di forze e spostamenti tra un impalcato e l'altro. Questo tipo di modellazione assicura che in questa fase i carichi applicati sulle due parti di impalcato non interagiscano tra loro, cioè un carico applicato sulla parte nuova non si ripartisce sull'esistente e viceversa.

- FASE 2: L'impalcato nuovo in affiancamento è modellato con le proprietà della sezione mista costituita dalle travi HE annegate nella soletta in calcestruzzo armato ora reagente e della soletta trasversale. Nella FASE 2 sono applicati i carichi mobili, i carichi permanenti non strutturali (G2) e gli effetti dovuti al ritiro.

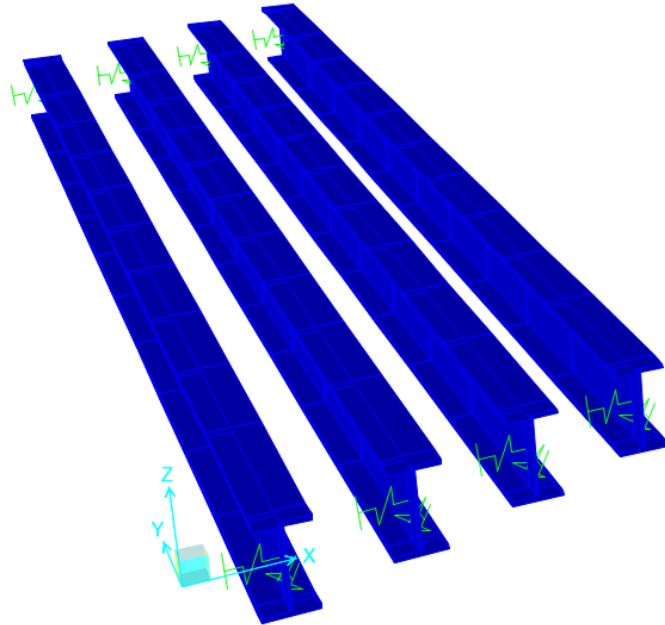


Figura 2-2 Modello agli elementi finiti – impalcato nuovo (FASE 1)

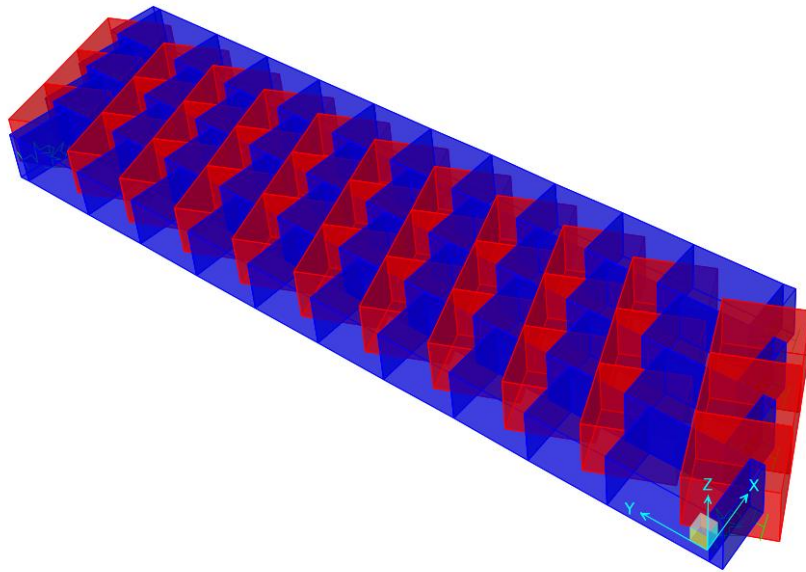


Figura 2-3 Modello agli elementi finiti dell'impalcato completo (FASE 2)

2.1.5 SINTESI STEP DI ANALISI

L'analisi strutturale viene effettuata combinando linearmente le sollecitazioni derivanti dall'analisi separata delle seguenti fasi:

- fase 1: azione dei carichi di peso proprio delle travi metalliche e del getto della soletta (caratteristiche della sezione dell'impalcato relative alla sola trave metallica)
- fase 2a: per lo studio dei carichi permanenti portati (caratteristiche della sezione dell'impalcato valutate con riferimento alla soletta in cls, con parametri di lungo termine "a")
- fase 2b: per lo studio degli effetti iperstatici del ritiro (effetti secondari) e dei cedimenti vincolari. (caratteristiche della sezione dell'impalcato valutate con riferimento alla soletta in cls, con parametri di lungo termine "b")
- fase 3: per lo studio degli effetti dei carichi accidentali e variabili (caratteristiche della sezione dell'impalcato valutate con riferimento alla soletta in cls, con parametri di breve termine).

L'elaborazione delle combinazioni di carico per i vari S.L. esaminati viene pertanto effettuata a valle dell'analisi strutturale delle varie fasi.

2.2 ANALISI SISMICA

Essendo poco significativa l'influenza delle azioni sismiche sulla struttura di impalcato, l'analisi si focalizza essenzialmente sulla valutazione del quadro tenso-deformativo delle sottostrutture, rilevando, le sollecitazioni scaricate alle apparecchiature di appoggio durante l'evento sismico.

L'analisi sismica viene effettuata mediante sovrapposizione lineare della risposta modale.

Le sollecitazioni scaturite dalla sovrapposizione modale verranno pertanto combinate, a valle dell'analisi, con i rimanenti contributi relativi alla combinazione S.L.E. quasi permanente.

Gli S.L. sismici analizzati sono i seguenti:

- SLV per la verifica agli SLU degli elementi strutturali e del varco giunti.
- SLD per il dimensionamento delle escursioni dei giunti (per i quali si ammette il danneggiamento allo SLV)

2.3 DATI GENERALI DELLE SEZIONI DI IMPALCATO E CLASSIFICAZIONE

Le travi principali presentano altezza e sezione costante, essendo realizzate mediante profili standard.

La tabella seguente riporta le caratteristiche geometrico-statiche delle travi longitudinali assunte nella modellazione.

Profilato (da catalogo)	
sezione	HE550B -
h	550 mm
b	300 mm
t _w	15 mm
t _f	29 mm
r	27 mm
A	25410 mm ²
h _i	492 mm
J _y	1367000000 mm ⁴
J _z	1308000000 mm ⁴
J _t	6003000 mm ⁴
W _{el,y}	4971000 mm ³
W _{el,z}	871800 mm ³

Sezione della soletta in cls	
C _{st}	150 mm
H _{tot}	700 mm
h _{utile}	671 mm
interasse	750 mm

Armatura della soletta		
S _{sup}	200	200 mm
n _{sup}	3.75	3.75 -
φ _{sup}	16	0 mm
A _{sup}	754	0 mm ²
Y _{sup}	645	0 mm
S _{inf}	375	mm
n _{inf}	2	-
φ _{inf}	24	mm
A _{inf}	904.78	mm ²
Y _{inf}	135	mm

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3
nE,i	-	15,41	14,88	17,60	6,16
nG,i	-	14,23	13,74	16,25	5,69
A (mm ²)	25410	58938	60054	55029	106877
J _y (mm ⁴)	1,37E+09	2,85E+09	2,89E+09	2,70E+09	4,69E+09
J _z (mm ⁴)	1,31E+08	2,28E+11	2,34E+11	2,09E+11	4,62E+11
AV,z (mm ²)	8250	29018	30058	25372	73724
AV,y (mm ²)	17400	29018	30058	25372	73724
J _t (mm ⁴)	6,00E+06	5,23E+09	5,41E+09	4,57E+09	1,33E+10

Tabella 2-4 Caratteristiche geometrico-statiche delle travi longitudinali assunte nella modellazione.

Si segnala che il momento di inerzia in direzione trasversale (attorno all'asse verticale impalcato) viene definito sulla base dell'inerzia complessiva della trave di impalcato/numero di travi.

La classificazione del profilo metallico senza encasement vede il profilo stesso ascritto, per flessione alla classe 1. Considerato quanto previsto dalla tabella 5.2 in EN 1994-2, 5.5.3 (2), medesima classe verrà assegnata anche al profilo composto, in quanto:

$$c = 115.5 \text{ mm}$$

$$t = 29 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 4.895 \leq 9$$

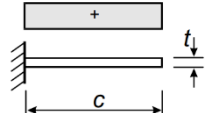
rolled section		welded section		 Stress distribution (compression positive)
Class	Type	Limit max (c/t)		
1	Rolled or welded	$c/t \leq 9\varepsilon$		$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ with f_y in N/mm ²
2		$c/t \leq 14\varepsilon$		
3		$c/t \leq 20\varepsilon$		

Tabella 2-5 Massimo valore del rapporto c/t per le ali di travi in acciaio incorporate.

2.3.1 ARMATURE LONGITUDINALI

Con riferimento ai criteri contenuti in EN 1994-2 – 5.5.1, si predispongono le seguenti armature longitudinali:

- $A_{s,sup} = \emptyset 16/20$ al di sopra delle travi in acciaio
- $A_{s,inf} = 2\emptyset 24/trave$ al di sopra delle ali inferiori delle travi in acciaio.

Il quantitativo previsto di armatura al di sopra del profilato metallico soddisfa le limitazioni previste da EN 1994-2, 5.5.1(5).

2.3.2 ARMATURE TRASVERSALI

Con riferimento ai criteri contenuti in EN 1994-2 – 6.3.1 (4), si predispongono le seguenti armature trasversali:

- $A_{st,sup} = \emptyset 20/20$ al di sopra delle travi in acciaio
- $A_{st,inf} = \emptyset 24/30$ al di sopra delle ali inferiori delle travi in acciaio.

2.3.3 STIFFENERS D'ANIMA

Data la tipologia di ponte (filler beam deck), non sono presenti né stiffeners verticali né longitudinali.

3 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale dell'impalcato.

3.1 CARICHI AGENTI IN FASE 1

3.1.1 PESI PROPRI ACCIAIO (G_{K1}')

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78.50 kN/m^3 , incrementato forfettariamente del 2 %, per tenere conto della presenza degli elementi di vestizione (traversi, sovrappessori di saldatura, etc.).

Il peso proprio di ciascuna trave, applicato come carico distribuito, è quindi pari a:

$$g'_{k1} = 0.02541 \cdot 78.50 \cdot 1.02 = 2.04 \text{ kN/m}$$

3.1.2 GETTO SOLETTA (G_{K1}'')

A favore di sicurezza, il peso del getto viene valutato con riferimento alla sezione "lorda" dell'impalcato, sulla base del peso unitario del calcestruzzo pari a 25.0 kN/m^3 . Si ha pertanto, sulla singola trave:

$$g_{k1}'' = 0.75 \cdot 0.671 \cdot 25.00 = 12.58 \text{ kN/m}$$

Per la trave di bordo si ha:

$$g_{k1}'' = 0.96 \cdot 0.671 \cdot 25.00 = 16.10 \text{ kN/m}$$

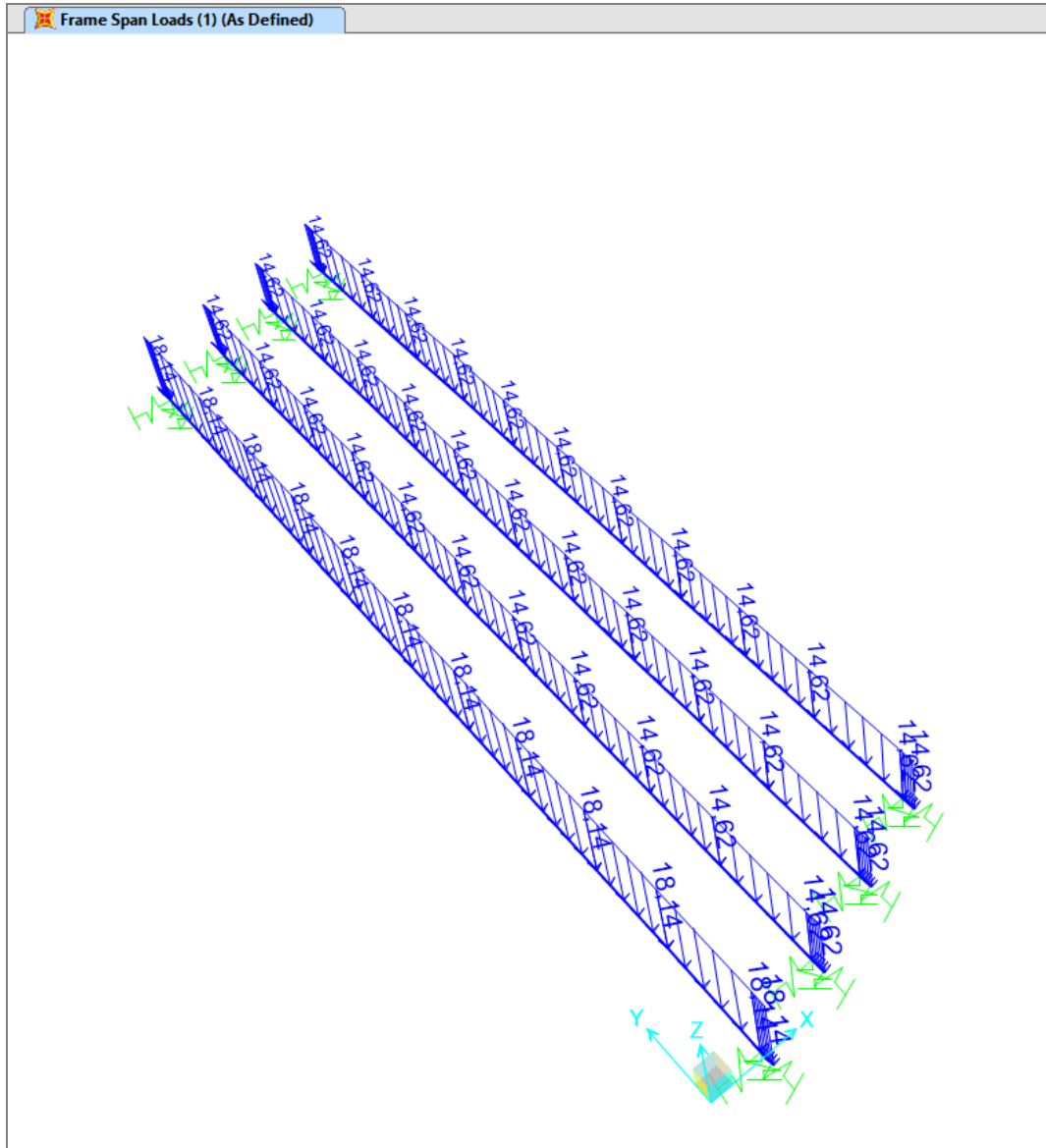


Figura 3-1 Carichi permanenti strutturali.

3.2 CARICHI AGENTI IN FASE 2

3.2.1 PESI PERMANENTI PORTATI (G_{k2})

Si considerano i contributi dovuti a:

- Manto pavimentazione su nuovo impalcato (g_{k2}'): $22.00 \cdot 0.12 \cdot 0.75 = 2.00 \text{ kN/m} (*)$
- Barriere New jersey (g_{k2}''): 5.50 kN/m

Ciascun contributo di carico verrà inserito nel modello E.F., con la rispettiva distribuzione trasversale.

(*) La pendenza trasversale e longitudinale di progetto verrà fornita mediante opportuna imbottitura. Ai fini del calcolo si considera la presenza di un pacchetto di pavimentazione di spessore medio.

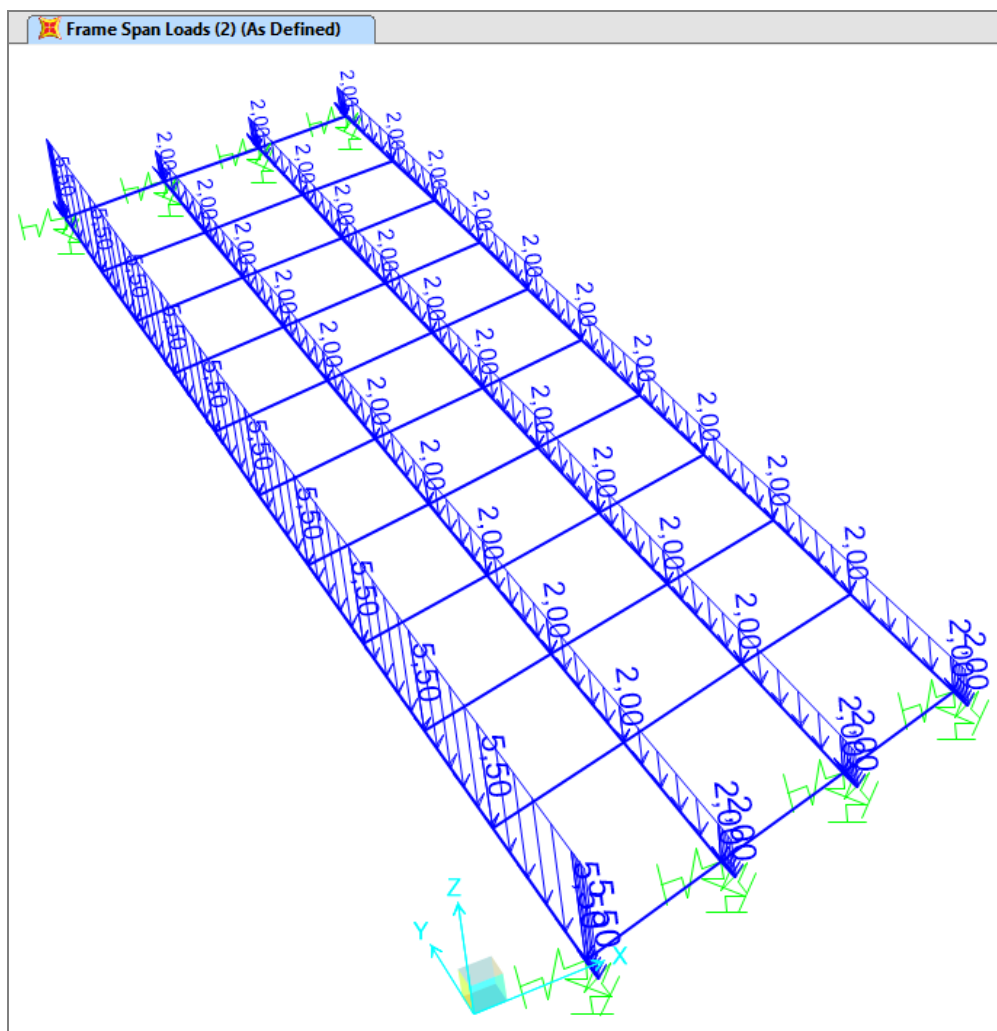


Figura 3-2 Carichi permanenti dovuti alla pavimentazione e agli arredi stradali.

3.3 REOLOGIA CALCESTRUZZO ($G_{SH,K}$)

Come indicato in EN 1994-2, cap. 5.4.2.9 (6), si trascura l'effetto del ritiro del calcestruzzo ai fini del calcolo delle sollecitazioni e delle verifiche statiche della sezione; tale effetto viene conteggiato unicamente ai fini della definizione della contrazione complessiva della struttura per il dimensionamento delle apparecchiature di appoggio e dei giunti.

Il calcolo delle deformazioni conseguenti alla viscosità e al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri contenuti nel cap. 3 e nell'Appendice B della norma EN 1992-1-1.

Gli effetti della viscosità vengono valutati con l'ausilio di coefficienti di omogeneizzazione opportunamente modificati, come esposto nei capitoli precedenti.

La tabella seguente riporta il valore finale del ritiro, ed il calcolo dei vari parametri che influenzano il fenomeno.

h0	1085 mm	dimensione fittizia dell'elemento (B.6 EN 1992-1-1)
fck	35 N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo all'età di 28 giorni
fc _m	43 N/mm ²	resistenza media a compressione del calcestruzzo all'età di 28 giorni
RH	80 %	umidità ambientale relativa, in percentuale
tipo cemento	N -	
α _{ds1}	4 -	coefficiente dipendente dal tipo di cemento
α _{ds2}	0,12 -	coefficiente dipendente dal tipo di cemento
kh	0,7 -	coefficiente che dipende dalla dimensione fittizia h0
t	25550 giorni	età del calcestruzzo al momento considerato
t _s	2 giorni	età del calcestruzzo all'inizio del ritiro per essiccamento
β _{RH}	0,7564 -	(EN 1992-1-1 B.12)
β _{ds(t,ts)}	0,947	(EN 1992-1-1 3.10)
β _{as(t)}	1	(EN 1992-1-1 3.13)
E _{cd,0}	2,533E-04 -	deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento (EN 1992-1-1 B.11)
E _{cd(∞)}	1,773E-04 -	deformazione finale per essiccamento
E _{ca(∞)}	6,250E-05 -	(EN 1992-1-1 3.12)
E _{cd(t)}	1,679E-04	deformazione finale da ritiro per essiccamento (EN 1992-1-1 3.9)
E _{ca(t)}	6,250E-05	deformazione da ritiro autogeno (EN 1992-1-1 3.11)
E _{cs(t)}	2,304E-04 -	deformazione totale da ritiro (EN 1992-1-1 3.8)

Tabella 3-1 Valore finale del ritiro

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni, si tiene conto degli effetti primari del ritiro secondo i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 5.4.2.2. Il valore massimo gravante sulla singola trave,

($b_{eff} = b_{reale} = 750 \text{ mm}$) risulta:

$$N_r = \varepsilon_{sh} \cdot \frac{E_s}{n_{f2b}} \cdot b_{eff} \cdot t_{cls} = 2.304 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{210\,000}{14.88} \right) \cdot 750 \cdot 671 = -1636 \text{ kN/trave}$$

3.4 VARIAZIONI TERMICHE (T_K)

Come confermato da EN 1994-2, cap. 5.4.2.9 (8), si trascurano gli effetti delle variazioni termiche uniformi e lineari ai fini del calcolo delle sollecitazioni e delle verifiche statiche delle sezioni.

Si considera il solo effetto delle variazioni termiche uniformi, per la definizione della contrazione/espansione complessiva della struttura ai fini del dimensionamento di appoggi e giunti.

Per la determinazione degli effetti della temperatura si fa riferimento a EN 1991-1-5 (NTC-18, cap. 3.5).

Per l'opera in esame il "range" di temperatura dell'aria all'ombra ("shaded air temperature") è definito in funzione dell'aera geografica (Zona I, Lombardia) e della quota del sito (circa 240 m s.l.m) dall'Appendice nazionale alla EN1991-1-5 A1(1) Nota1:

$$T_{min} = -13 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{max} = +42 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{min,h} = T_{min} - 4.38 \cdot h/1000 = -13 - 4.38 \cdot 240/1000 = -14 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{max,h} = T_{max} - 6.16 \cdot h/1000 = +42 - 6.16 \cdot 240/1000 = +41 \text{ } ^\circ\text{C}$$

La temperatura della struttura risulta dalla tabella di correlazione riportata in figura 6.1 di EN 1991-1-5. Il ponte è una struttura di tipo 3 (concrete deck) secondo EN1991-1-5 cap. 6.1.1.

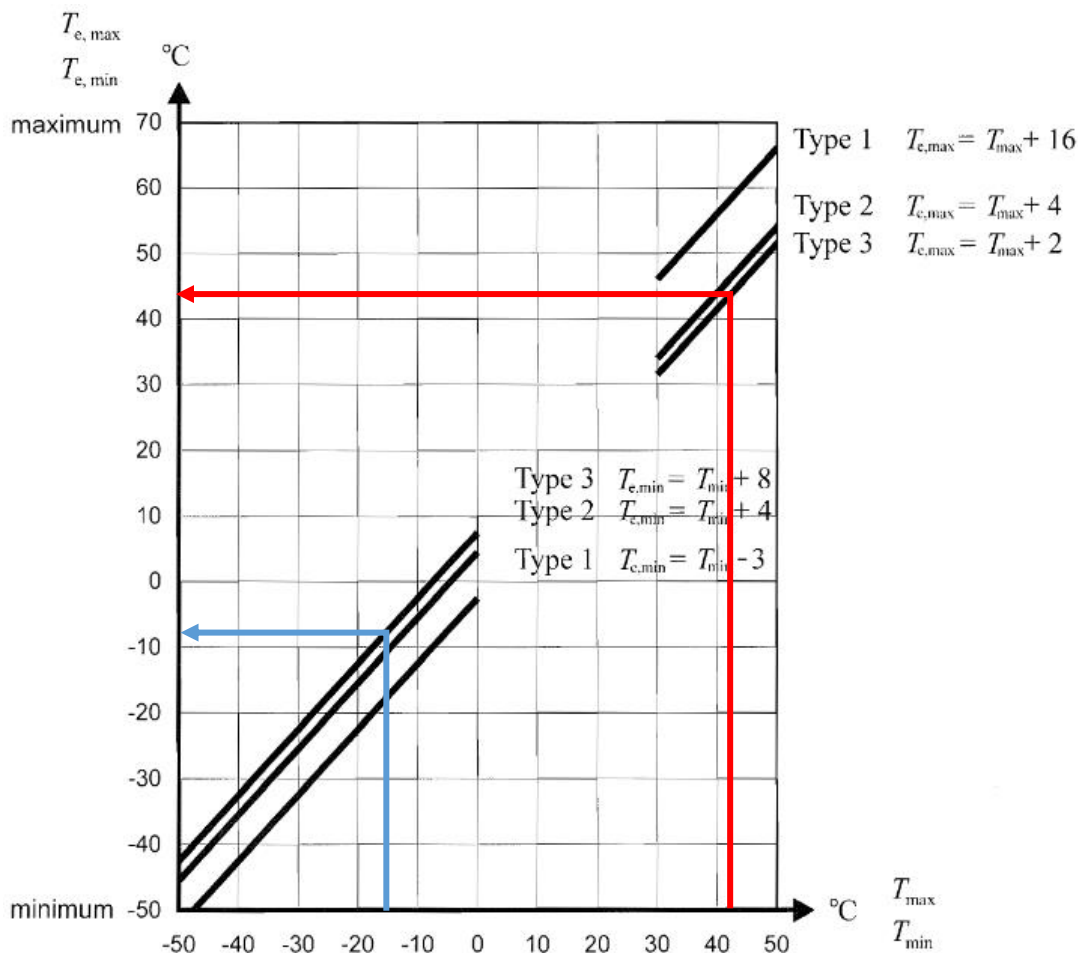


Figura 3-3 Correlazione tra temperatura dell'aria e temperatura della struttura (fig 6.1 EN 1991-1-5).

$$T_{e, \min} = T_{\min, h} + 8 = -14 + 8 = -6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e, \max} = T_{\max, h} + 2 = +41 + 2 = +43 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Fissando $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$ si ottiene l'escursione termica rispetto alla temperatura minima e massima dell'impalcato:

$$\Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \min} = 15 - (-6) = 21 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{EN1991-1-5 (6.2)})$$

$$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \max} - T_0 = 43 - 15 = 28 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{EN1991-1-5 (6.3)})$$

L'escursione totale massima è pari a:

$$\Delta T_N = T_{e, \max} - T_{e, \min} = 43 - (-6) = 49 \text{ } ^\circ\text{C}$$

3.5 CARICHI MOBILI (QK)

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2. capp.4/5 + NAD (NTC-18 cap. 5.1.3.3.5) con riferimento a ponti di 1a categoria.

La carreggiata, presenta una larghezza utile pari a 2.40 m, ed è in grado di ospitare 1 corsia di carico, di larghezza convenzionale pari a 3.00 m.

Ai fini del calcolo sollecitazioni nella statica globale, si considera il *Load model 1* (LM1); ai fini delle verifiche a fatica, affrontate in maniera semplificata, sfruttando la similitudine del modello *Fatigue Load Model 1* (FLM1) e LM1, si farà riferimento cautelativamente al quadro tensionale indotto da quest'ultimo.

Load model 1

Il *Load model 1* (LM1) è formato da carichi concentrati (TS) e distribuiti (UDL), posizionati su corsie convenzionali di carico di ampiezza massima pari a 3.00 m, per la fase di lavoro in esame, non sono presenti superfici pedonabili.

Le corsie verranno denominate secondo le convenzioni di norma, partendo dalla più "pesante" detta "corsia 1".

Ai fini delle verifiche globali dell'impalcato si considera il carico TS e UDL, riferendo le rispettive intensità a quanto riportato in tabella.

Location	Tandem system TS	UDL system
	Axle loads Q_k (kN)	q_k (or q_k) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_k)	0	2,5

Tabella 3-2 Valori dei carichi stradali concentrati (TS) e distribuiti (UDL).

Il posizionamento dei carichi TS e delle corsie, vengono determinati in modo da massimizzare/minimizzare i valori delle seguenti entità:

- momento flettente M delle travi longitudinali (principali).
- taglio T delle travi longitudinali (principali).

Le figure seguenti riportano, a titolo indicativo, una tipica disposizione dei carichi LM1.

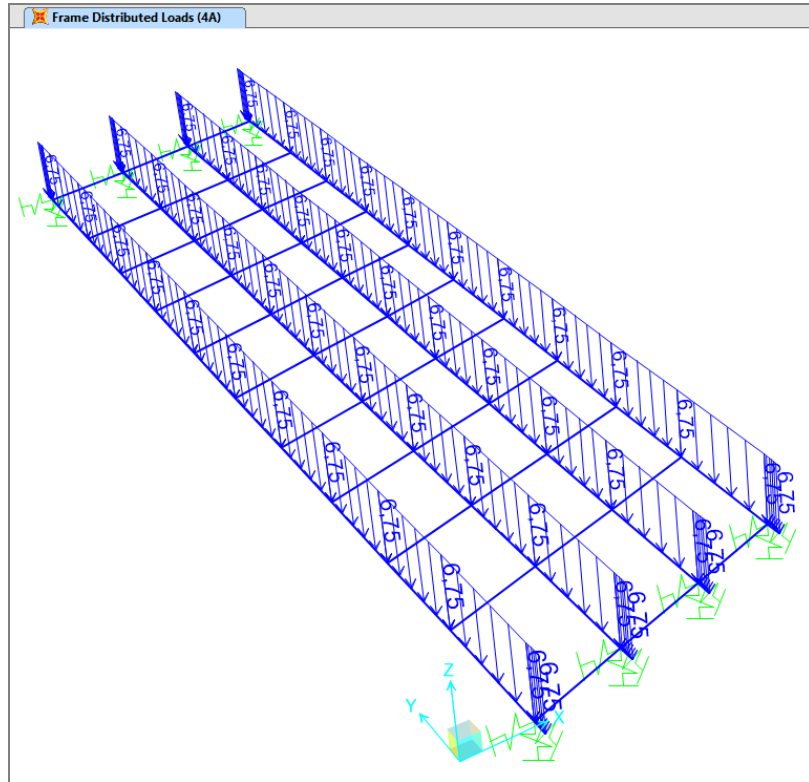


Figura 3- 4 Carichi da traffico di tipo UDL.

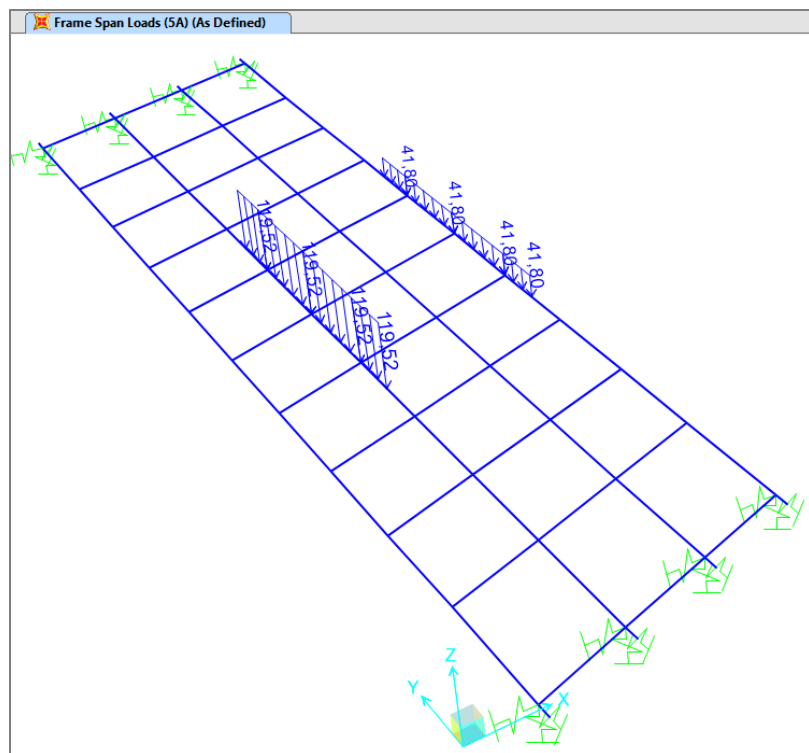


Figura 3-5 Carichi da traffico di tipo TS diffusi alla quota del piano medio dell'impalcato (disposizione del carico che massimizza il momento in campata).

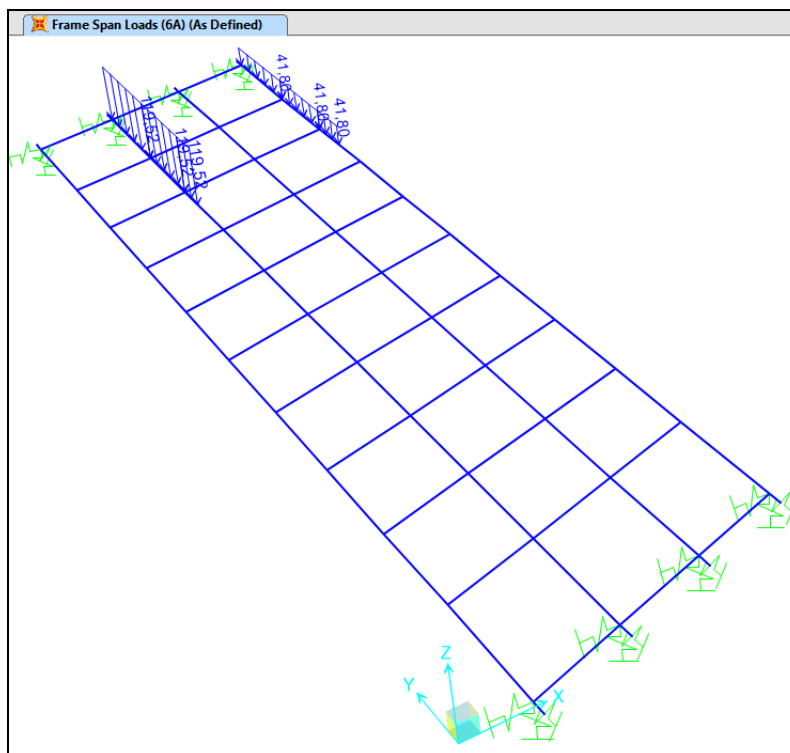


Figura 3-6 Carichi da traffico di tipo TS diffusi alla quota del piano medio dell'impalcato (disposizione del carico che massimizza il taglio agli appoggi).

3.5.1 AZIONI DI FRENATURA (Q_{LK})

Per l'azione di frenatura si fa riferimento a quanto indicato in EN 1991-2, 4.4.1 (NTC-08, cap. 5.1.3.5).

Si ha pertanto:

$$Q_{iK} = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L < 900 \text{ kN} \quad \text{EN 1991-2, 4.4.1(2)}$$

dove:

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

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

$$w_1 = 3.00 \text{ m}$$

$$L = 10.56 \text{ m}$$

Si ottiene:

$$Q_{iK} = 388.51 \text{ kN}$$

ottenendo quindi:

$$q_x = \pm 9.20 \text{ kN/m/m}$$

La forza di frenatura è distribuita uniformemente su ciascuna delle travi componenti l'impalcato e ricadenti nella corsia di carico 1.

L'azione di frenatura si accompagna ai carichi da traffico, presi con il relativo valore frequente, a formare i carichi di Gruppo 2a EN 1991-2, tab. 4.4.a (cfr. NTC-18, tab. 5.1.IV).

Tale azione verrà presa in esame per il solo dimensionamento delle apparecchiature di vincolo e sottostrutture.

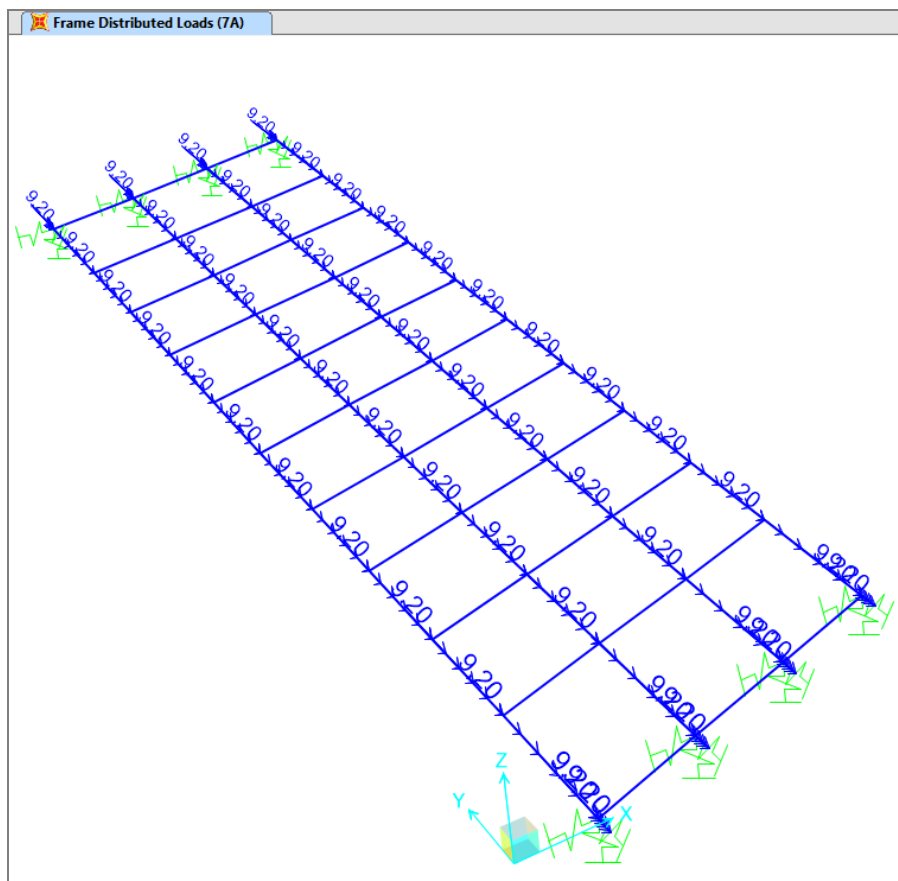


Figura 3-7 Carichi da frenatura.

3.6 AZIONI SISMICHE (ED)

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 e relative istruzioni si fa riferimento ai seguenti parametri caratteristici:

- Vita utile dell'opera, V_u 50 anni
- Categoria uso IV
- Coefficiente d'uso, C_u 2.0
- Vita di riferimento, V_r 100 anni
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLD) 63% per dimensionamento giunti
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLV) 10% dimensionamento sottostrutture
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLC) 5% dimensionamento dispositivi appoggio
- I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti (cfr. anche i capitoli introduttivi):
 - Categoria di sottosuolo: C
 - Condizione topografica: T1

Di seguito di riportano i parametri caratterizzanti l'azione sismica, determinati mediante la procedura di calcolo "spettri NTC ver. 1.03" messa a punto dal C.S.LL.PP.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,024 g
F_o	2,587
T_C^*	0,206 s
S_S	1,500
C_C	1,769
S_T	1,000
q	1,000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,045 g
F_o	2,650
T_C^*	0,303 s
S_S	1,500
C_C	1,557
S_T	1,000
q	1,000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,053 g
F_o	2,732
T_C^*	0,321 s
S_S	1,500
C_C	1,528
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,121 s
T_C	0,364 s
T_D	1,697 s

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,157 s
T_C	0,472 s
T_D	1,782 s

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,164 s
T_C	0,491 s
T_D	1,813 s

Tabella 3-3 Parametri caratterizzanti l'azione sismica

4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-18, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1 + N.A.D./NTC-18, tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a:

- EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/NTC-08 cap. 2.5.3 + N.A.D.

Le azioni variabili dominanti di interesse sono:

- carichi mobili Q_k (*)

(*) Ai fini della verifica dell'impalcato si possono prendere in esame, nell'ambito delle azioni da traffico, i soli carichi di gruppo 1, mentre per la verifica di sottostrutture ed appoggi, l'inviluppo verrà esteso anche ai carichi di gruppo 2.

S.L.U. - STR

Si considera l'inviluppo delle seguenti combinazioni.

S.L.U. - Q_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{G2} \cdot G_{k2} + \gamma_{sh} \cdot G_{sh} + \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,gr1-2} + \gamma_{q,2} \cdot 0.6T_k + \gamma_{q,3} \cdot 0.6F_w$$

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

$\gamma_{G1} = 1.0 \div 1.35$	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
$\gamma_{G2} = 1.0 \div 1.35$	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
$\gamma_{sh} = 1.20$	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{Q1} = 0 \div 1.35$	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico
$\gamma_{Q2} = 1.20$	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica
$\gamma_{Q3} = 1.20$	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento.

S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. – STR, impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

$\gamma_{G1} = 1.0 \div 1.0$	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
$\gamma_{G2} = 1.0 \div 1.0$	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
$\gamma_{sh} = 1.0 \div 1.0$	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{Q1} = 1.15 \div 0$	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
$\gamma_{Q2} = 1.00 \div 0$	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica

$$\gamma_{Q3} = 1.30 \div 0$$

coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento.

S.L.U. - sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la seguente combinazione:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + 0.5T_k + E_d$$

E_d sollecitazione sismica.

S.L.E. – caratteristica

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. car. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{sh} + Q_{k,gr1-2} + 0.6T_k + 0.6F_w$$

S.L.E. - frequente

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{sh} + 0.5T_k + (0.75Q_{k,TS} + 0.4Q_{k,UDL})$$

S.L.E. - quasi permanente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + 0.5T_k$$

5 ANALISI STRUTTURALE DELL'IMPALCATO

5.1 GENERALITÀ

L'impalcato viene modellato mediante un grigliato di elementi "beam" lineari a due nodi, con vincoli e proprietà geometriche variabili in funzione della fase studiata e del tipo di contributo di carico, così come accennato nei capitoli introduttivi.

La modellazione a grigliato viene effettuata con riferimento ai 4 fili afferenti alle travi principali, e ad una serie di trasversi trasversali "fittizi" che modellano la presenza del getto che incorpora i fili principali di trave.

Gli appoggi in elastomero vengono modellati mediante elementi tipo "joint", di rigidità traslazionale orizzontale pari a quella delle effettive apparecchiature, che viene assunta, indicativamente, pari a 1.5 kN/mm per l'impalcato di nuova costruzione.

Le figure seguenti riportano lo schema del modello E.F in forma schematica.

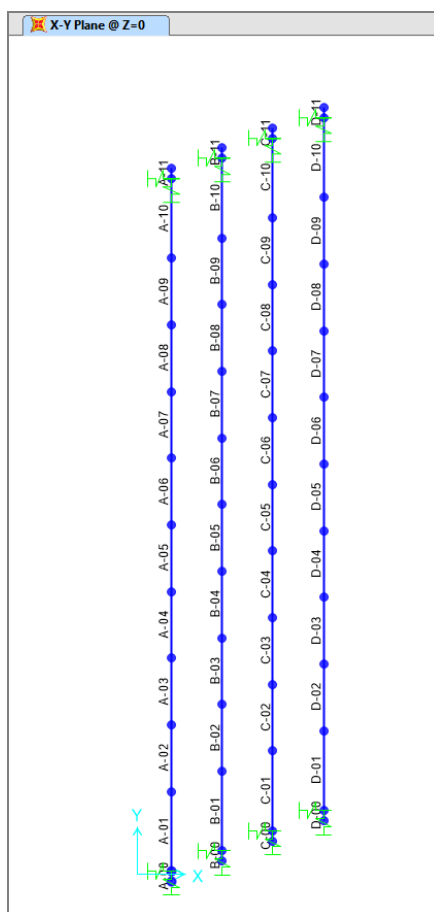


Figura 5-1 Nomenclatura degli elementi longitudinali (principali).

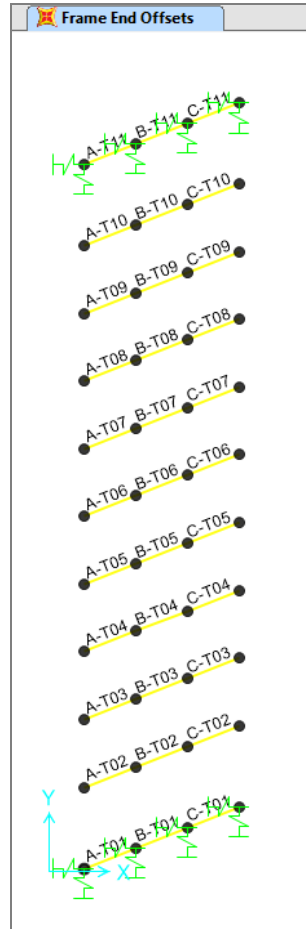


Figura 5-2 Nomenclatura degli elementi trasversali.

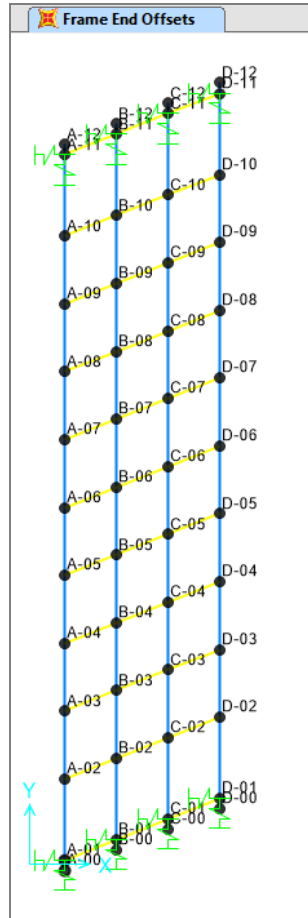


Figura 5-3 Nomenclatura dei nodi.

Nell'analisi in fase 1 non sono presenti gli elementi trasversali, mentre nell'analisi nelle fasi successive, come anche suggerito da EN 1994-2, a questi verrà assegnata una costante di torsione ridotta del 50% per tenere conto della penalizzazione della rigidezza torsionale indotta dai fenomeni fessurativi.

5.2 RISULTATI SALIENTI - NUOVO IMPALCATO

A valle dell'analisi strutturale, effettuata per le singole azioni caratteristiche, vengono effettuate le combinazioni, pertinenti ai vari scopi, per i valori di N, T e M. Nella tabella seguente sono riportati i valori massimi e minimi:

	SLU STR				SLU GEO			
	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Nmax	A-10	63,70	288,08	-39,85	A-10	54,26	227,13	-32,75
Nmin	A-01	-63,68	-228,45	-34,74	A-01	-54,25	-177,17	-28,38
Tmax	B-10	0,00	363,07	-12,45	B-10	0,00	295,73	-10,34
Tmin	A-01	0,00	-274,55	-48,70	A-01	0,00	-216,43	-40,27
Mmax	A-05	0,00	-84,34	858,33	A-05	0,00	-71,43	689,50
Mmin	A-10	0,00	361,44	-55,36	A-10	0,00	289,63	-45,96

	SLE RARA				SLE FREQUENTE				SLE QUASI PERMANENTE			
	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Nmax	A-10	47,18	213,39	-29,51	A-00	0,00	0,00	0,00	A-00	0,00	0,00	0,00
Nmin	A-01	-47,17	-169,22	-25,73	A-00	0,00	0,00	0,00	A-00	0,00	0,00	0,00
Tmax	B-10	0,00	268,94	-9,22	A-10	0,00	213,39	-29,51	A-10	0,00	121,77	-7,97
Tmin	A-01	0,00	-203,37	-36,07	A-01	0,00	-169,22	-25,73	A-01	0,00	-116,27	-8,10
Mmax	A-05	0,00	-62,48	635,80	A-05	0,00	-44,68	515,58	A-05	0,00	-2,78	277,76
Mmin	A-10	0,00	267,73	-41,01	A-10	0,00	213,39	-29,51	A-01	0,00	-116,27	-8,10

	SLD				SLV			
	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Nmax	A-01	0,68	-116,27	-8,10	A-01	1,69	-116,27	-8,10
Nmin	A-01	-0,68	-116,27	-8,10	A-01	-1,69	-116,27	-8,10
Tmax	A-10	0,27	121,77	-7,97	A-10	0,67	121,77	-7,97
Tmin	A-01	0,28	-116,27	-8,10	A-01	0,69	-116,27	-8,10
Mmax	A-05	0,28	-2,78	277,76	A-05	0,69	-2,78	277,76
Mmin	A-01	0,28	-116,27	-8,10	A-01	0,69	-116,27	-8,10

Tabella 5-1 Caratteristiche delle sollecitazioni degli elementi longitudinali.

Si riportano di seguito i seguenti diagrammi qualitativi, riferiti alla trave di bordo lato destro denominata "A", risultata la più sollecitata:

- carichi permanenti strutturali - sezione di fase 1
- carichi permanenti non strutturali - sezione di fase 2a
- carichi da traffico UDL - sezione di fase 3
- carichi da traffico TS (involuppo posizione che genera M_{max}/T_{max}) - sezione di fase 3
- frenatura - sezione di fase 3

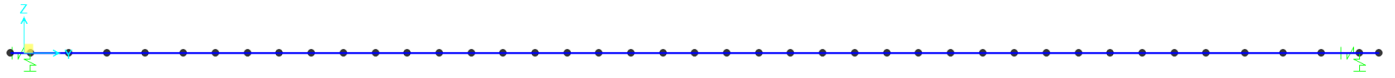


Figura 5-4 Sforzo assiale N (in kN) per carichi permanenti strutturali

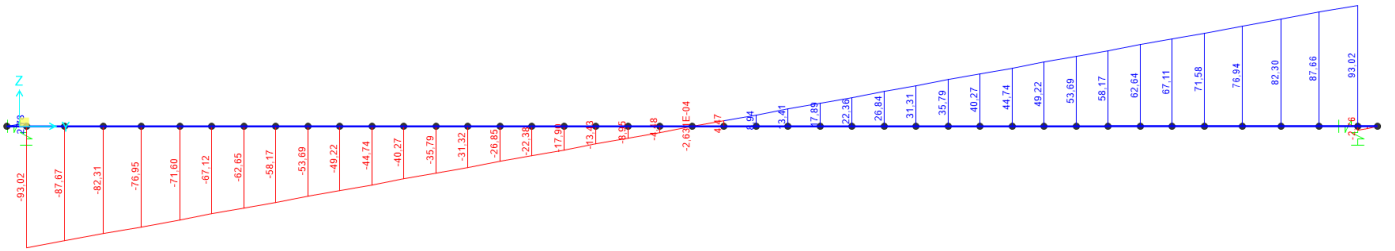


Figura 5-5 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi permanenti strutturali

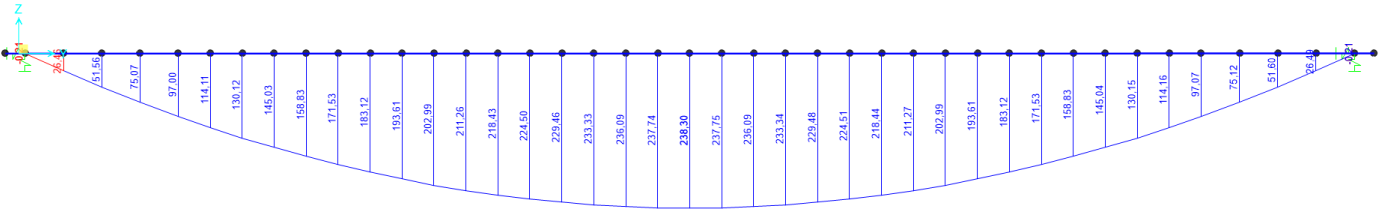


Figura 5-6 Momento flettente M (in kNm) per carichi permanenti strutturali



Figura 5-7 Sforzo assiale N (in kN) per carichi permanenti non strutturali

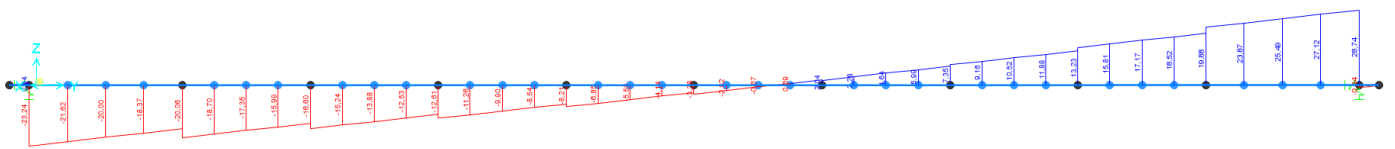


Figura 5-8 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi permanenti non strutturali

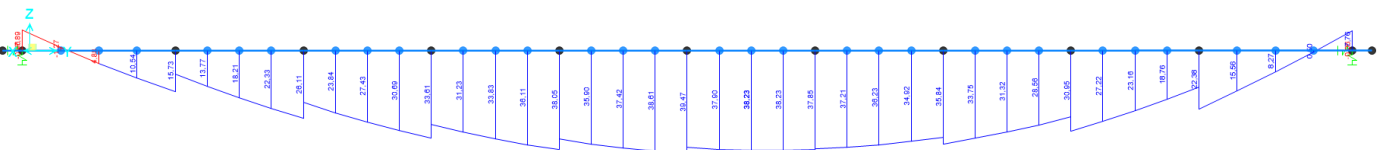


Figura 5-9 Momento flettente M (in kNm) per carichi permanenti non strutturali



Figura 5-10 Sforzo assiale N (in kN) per carichi da traffico UDL

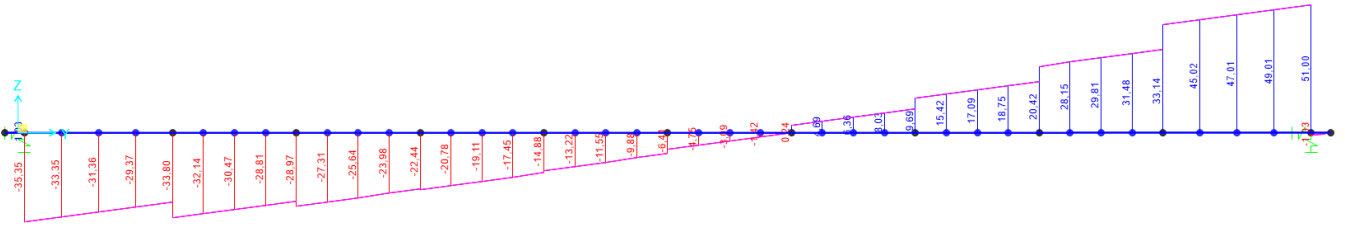


Figura 5-11 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi da traffico UDL

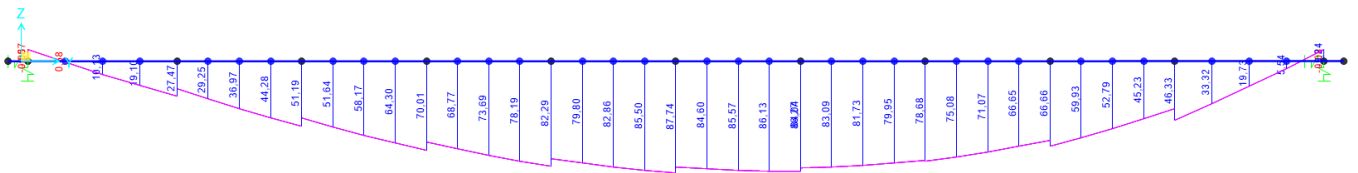


Figura 5-12 Momento flettente M (in kNm) per carichi da traffico UDL



Figura 5-13 Sforzo assiale N (in kN) per carichi da traffico TS

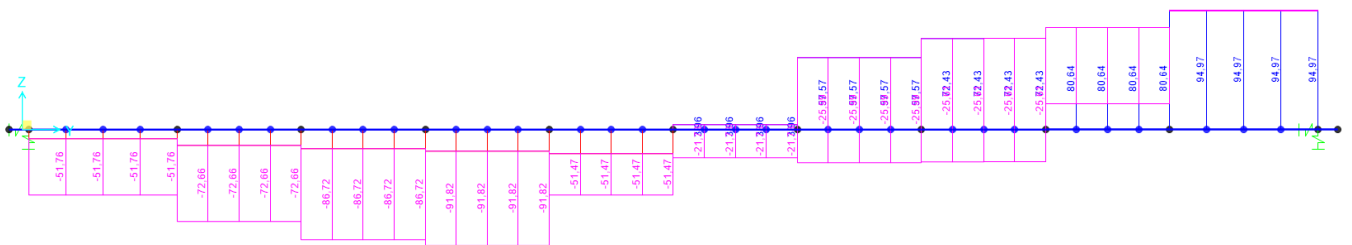


Figura 5-14 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi da traffico TS

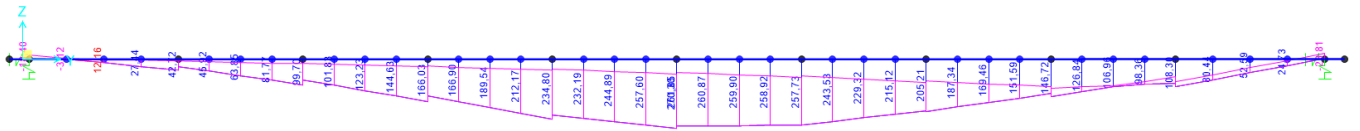


Figura 5-15 Momento flettente M (in kNm) per carichi da traffico TS

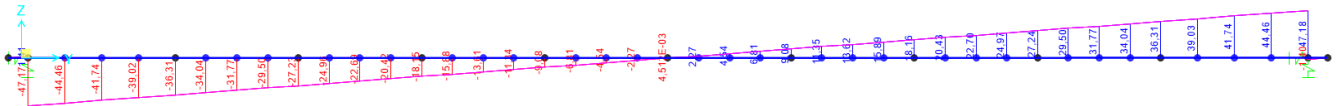


Figura 5-16 Sforzo assiale N (in kN) per carichi da frenatura



Figura 5-17 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi da frenatura



Figura 5-18 Momento flettente M (in kNm) per carichi da frenatura

5.3 ANALISI SIMICA

Come accennato nei paragrafi introduttivi, l'analisi viene effettuata mediante sovrapposizione delle risposte modali.

L'analisi modale viene effettuata mediante il medesimo modello E.F. adottato per l'analisi statica.

La massa complessiva dell'impalcato è quella afferente ai pesi propri della struttura e dei sovraccarichi permanenti.

La dinamica della struttura è dominata da 2 dei primi 3 modi propri di vibrare, tramite i quali viene eccitata quasi il 100 % della massa della struttura come mostrato nella tabella seguente:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Modal	Mode	1	0,510568	46,34%	53,62%	0,04%	46,34%	53,62%	0,04%
Modal	Mode	2	0,510428	53,65%	46,34%	0,01%	99,99%	99,96%	0,05%
Modal	Mode	3	0,312451	0,01%	0,04%	99,95%	100,00%	100,00%	100,00%

Tabella 5-2 Coefficienti di massa partecipante modale

Di seguito si riportano le deformate qualitative di ciascun modo proprio di vibrare, propedeutiche alla sovrapposizione (effettuata con il metodo CQC).

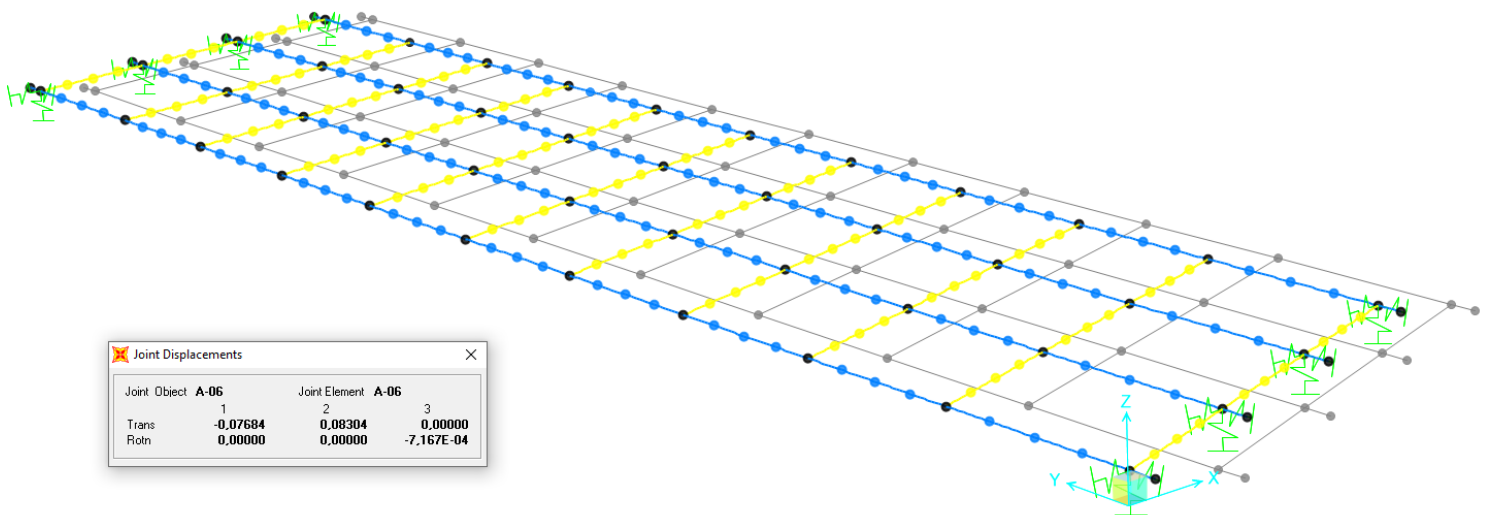


Figura 5-19 Primo modo di vibrare

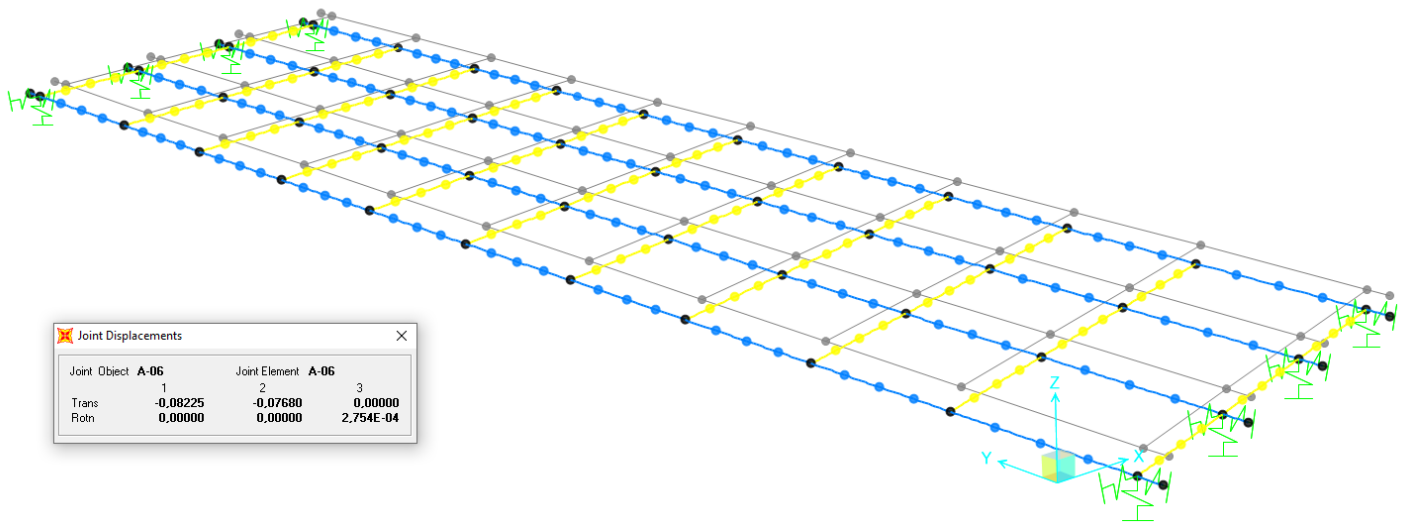


Figura 5-20 Secondo modo di vibrare

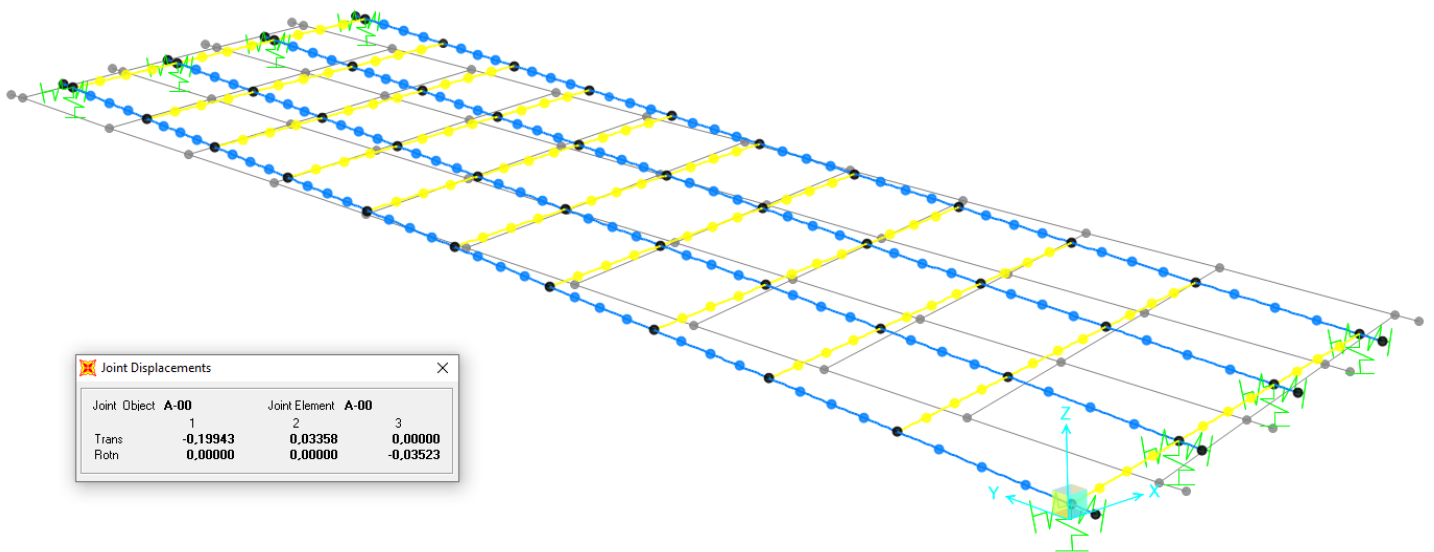


Figura 5-21 Terzo modo di vibrare

Di seguito si riportano le deformate qualitative dedotte dalla sovrapposizione modale (effettuata mediante il metodo CQC), rispettivamente per sisma longitudinale (Y) e trasversale (X) sia con spettro SLD che SLC. Ulteriori risultati vengono forniti nel prosieguo della relazione, nell'ambito delle verifiche dei vari elementi strutturali.

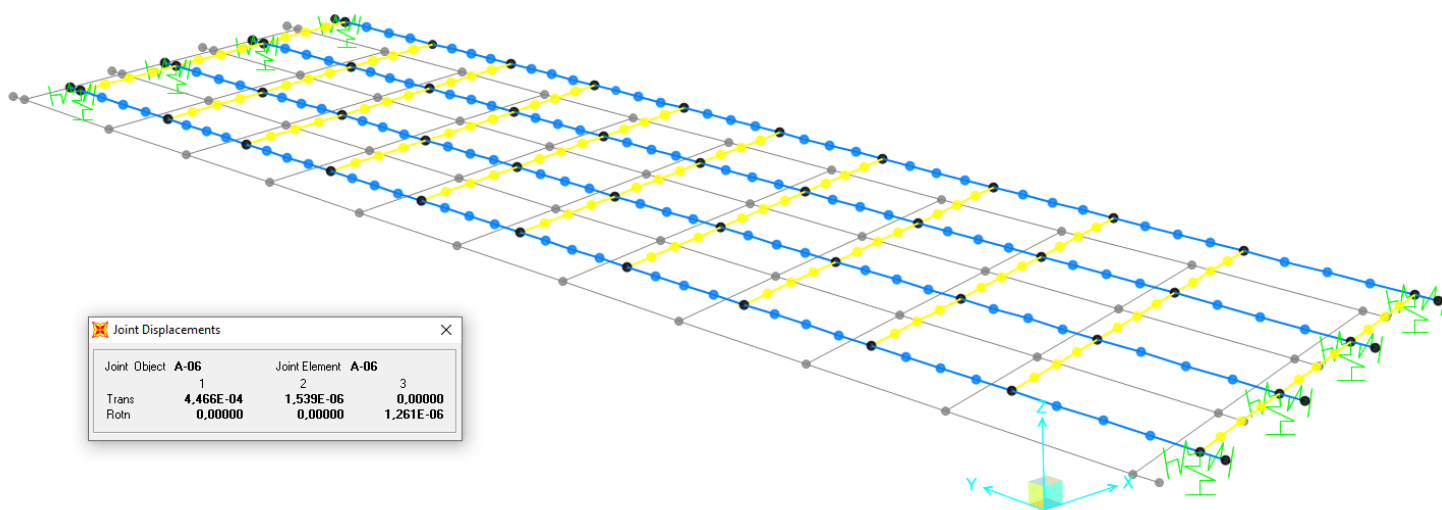


Figura 5-22 Spostamenti U_x (in m) per sisma con spettro SLD in direzione X.

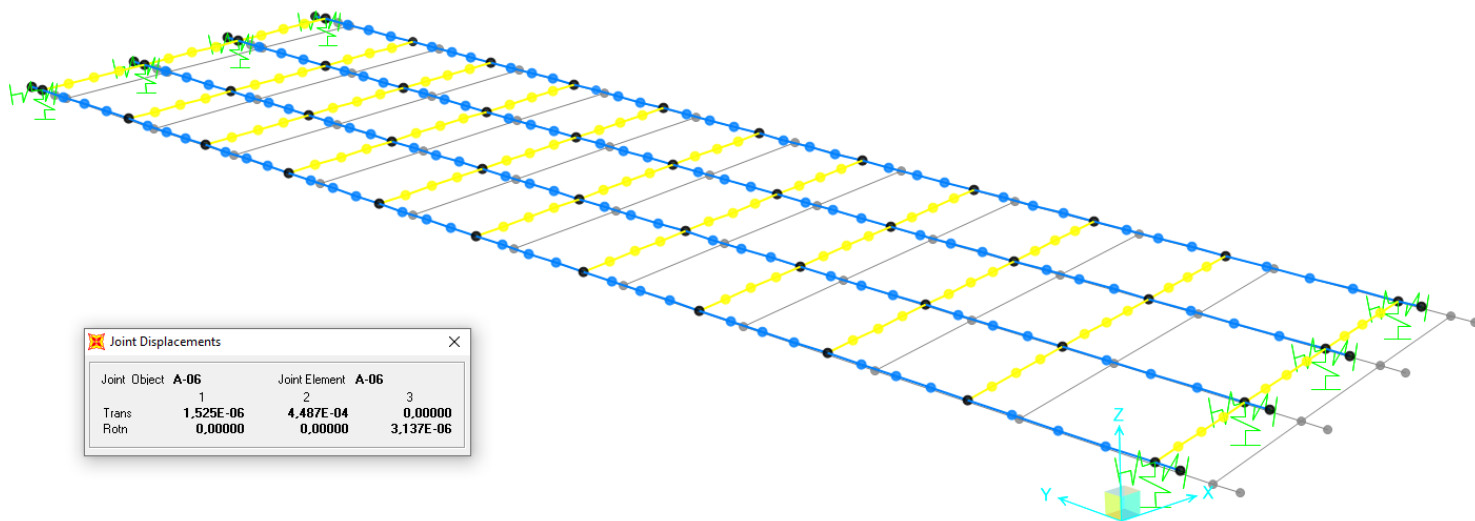


Figura 5-23 Spostamenti U_y (in m) per sisma con spettro SLD in direzione Y.

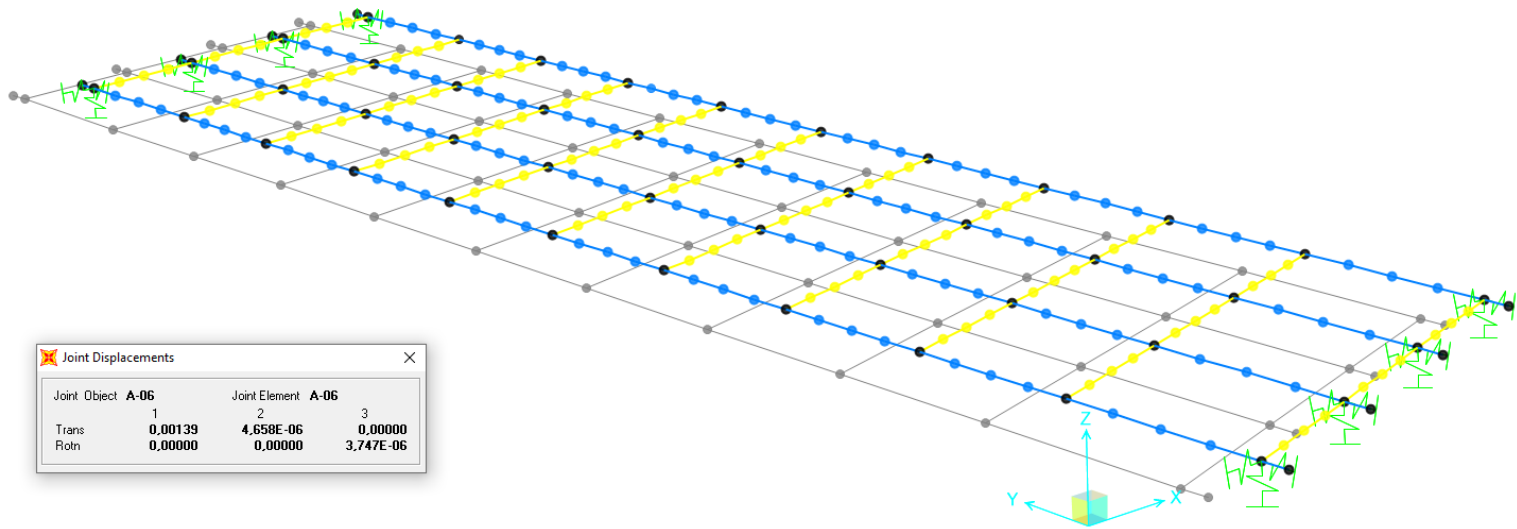


Figura 5-24 Spostamenti U_x (in m) per sisma con spettro SLC in direzione X.

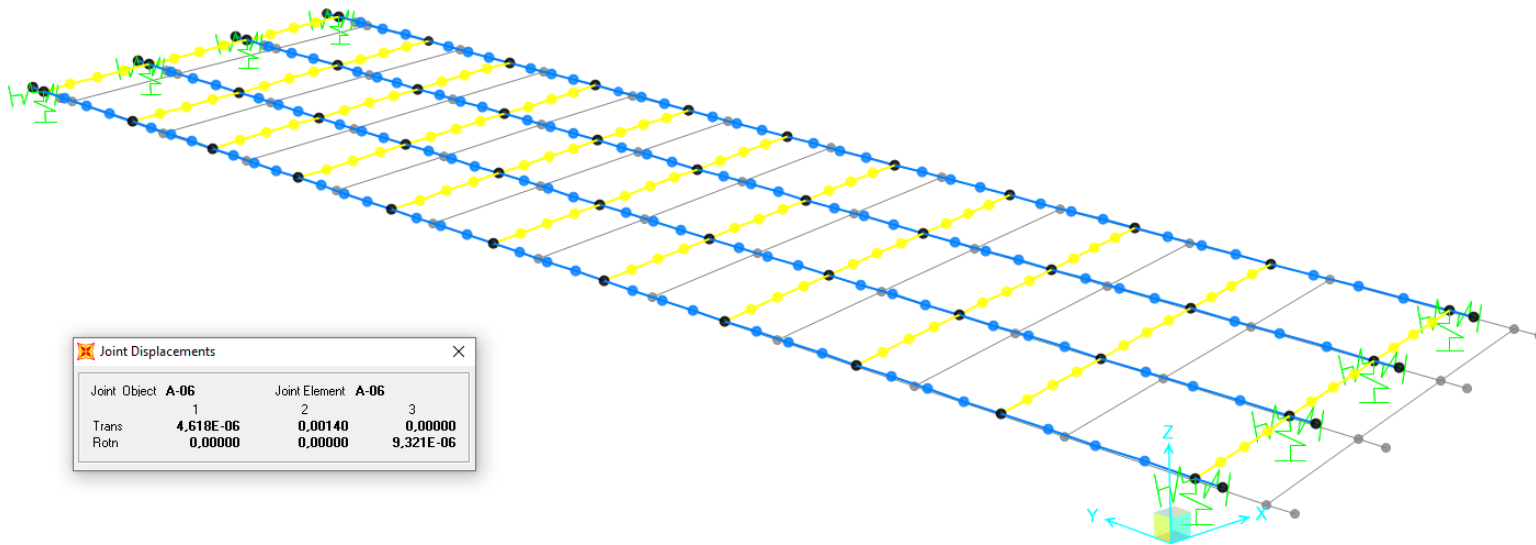


Figura 5-25 Spostamenti U_y (in m) per sisma con spettro SLC in direzione Y.

6 VERIFICHE NUOVO IMPALCATO

6.1 S.L.E. PER DEFORMAZIONE – FRECCE E CONTROMONTE

6.1.1 DEFORMAZIONI VERTICALI MASSIME

A valle dell'analisi strutturale, effettuata per le singole azioni caratteristiche, vengono effettuate le combinazioni, pertinenti ai vari scopi, per i valori di spostamento nelle 3 direzioni X, Y Z. Nella tabella seguente sono riportati i valori massimi e minimi:

	SLU STR				SLU GEO			
	ID joint	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)	ID joint	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)
U1max	D-12	0,00	-43,72	0,52	D-12	0,00	-37,25	0,40
U1min	A-00	0,00	-43,72	0,63	A-00	0,00	-37,25	0,49
U2max	A-00	0,00	0,00	0,71	A-00	0,00	0,00	0,55
U2min	A-05	0,00	-43,73	-16,74	A-05	0,00	-37,25	-12,77
U3max	A-00	0,00	0,00	0,71	A-00	0,00	0,00	0,55
U3min	A-06	0,00	0,00	-19,46	A-06	0,00	0,00	-15,01

	SLE RARA				SLE FREQUENTE				SLE QUASI PERMANENTE			
	ID joint	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)	ID joint	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)	ID joint	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)
U1max	D-12	0,00	-32,39	0,39	A-00	0,00	0,00	0,47	A-00	0,00	0,00	0,36
U1min	A-00	0,00	-32,39	0,47	A-00	0,00	0,00	0,47	A-00	0,00	0,00	0,36
U2max	A-00	0,00	0,00	0,52	A-00	0,00	0,00	0,47	A-00	0,00	0,00	0,36
U2min	A-05	0,00	-32,39	-12,40	A-00	0,00	0,00	0,47	A-00	0,00	0,00	0,36
U3max	A-00	0,00	0,00	0,52	A-00	0,00	0,00	0,47	A-00	0,00	0,00	0,36
U3min	A-06	0,00	0,00	-14,41	A-06	0,00	0,00	-13,03	A-06	0,00	0,00	-10,42

	SLD				SLV			
	ID joint	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)	ID joint	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)
U1max	A-00	0,46	0,14	0,36	A-00	1,14	0,34	0,36
U1min	A-00	-0,46	-0,14	0,36	A-00	-1,14	-0,34	0,36
U2max	A-11	0,15	0,45	-0,13	A-11	0,36	1,12	-0,13
U2min	A-11	-0,15	-0,45	-0,13	A-11	-0,36	-1,12	-0,13
U3max	A-00	0,46	0,14	0,36	A-00	1,14	0,34	0,36
U3min	A-06	0,45	0,14	-10,42	A-06	1,11	0,34	-10,42

Tabella 6-1 Spostamenti nodali max/min per ciascuna direzione

Si riportano di seguito i seguenti diagrammi qualitativi dello spostamento verticale Uz:

- carichi permanenti strutturali - sezione di fase 1,
- carichi permanenti non strutturali - sezione di fase 2,
- carichi da traffico UDL - sezione di fase 3,
- carichi da traffico TS (involuppo posizione che genera M_{max}/T_{max}) - sezione di fase 3,
- frenatura - sezione di fase 3.

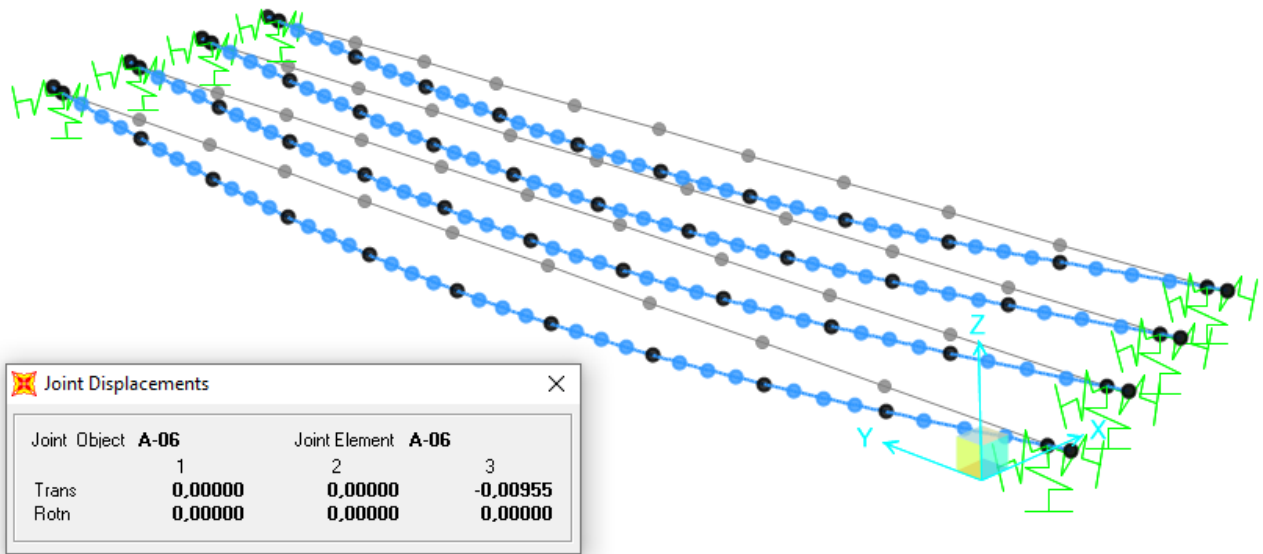


Figura 6-1 Spostamenti Uz (in mm) per carichi permanenti strutturali

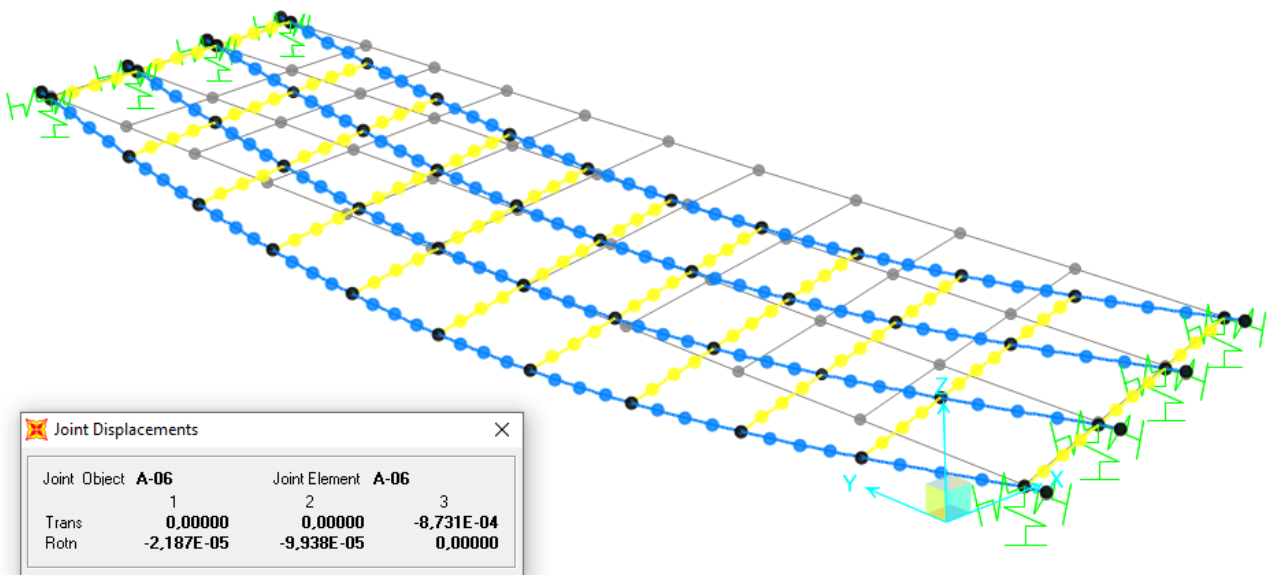


Figura 6-2 Spostamenti Uz (in mm) per carichi permanenti non strutturali

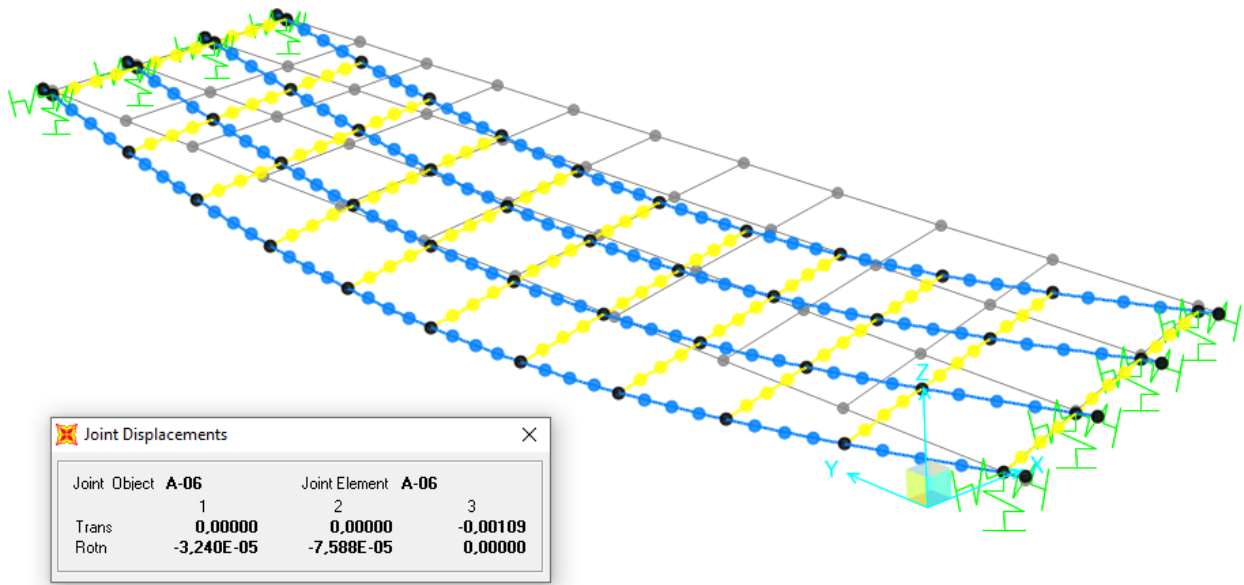


Figura 6-3 Spostamenti Uz (in mm) per carichi da traffico UDL

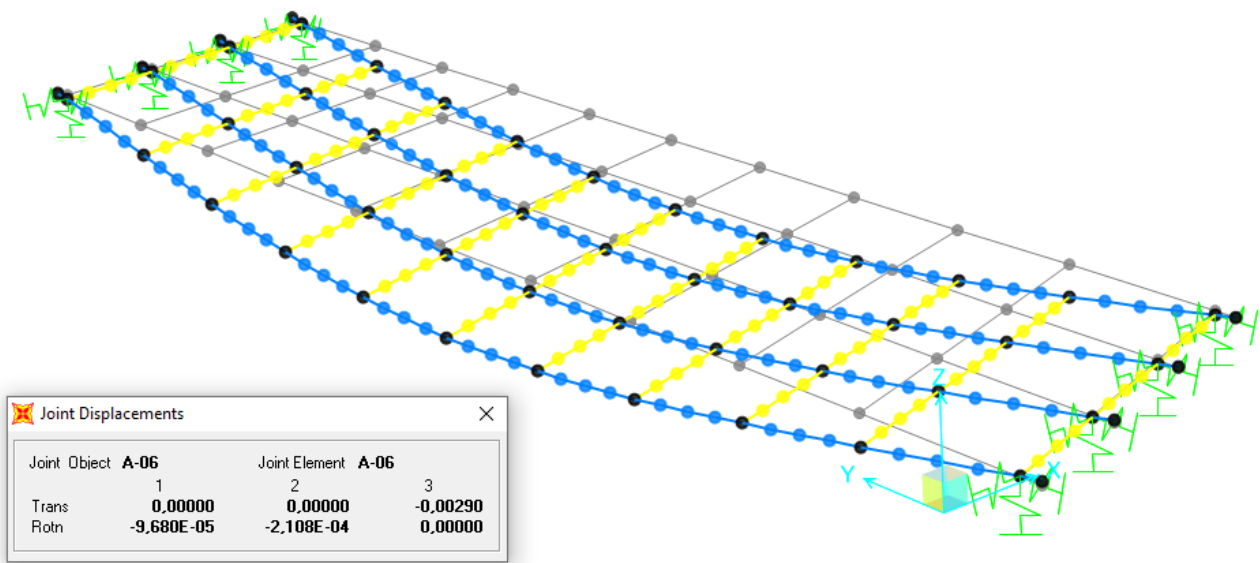


Figura 6-4 Spostamenti Uz (in mm) per carichi da traffico TS (involuppo M_{max}/T_{max})

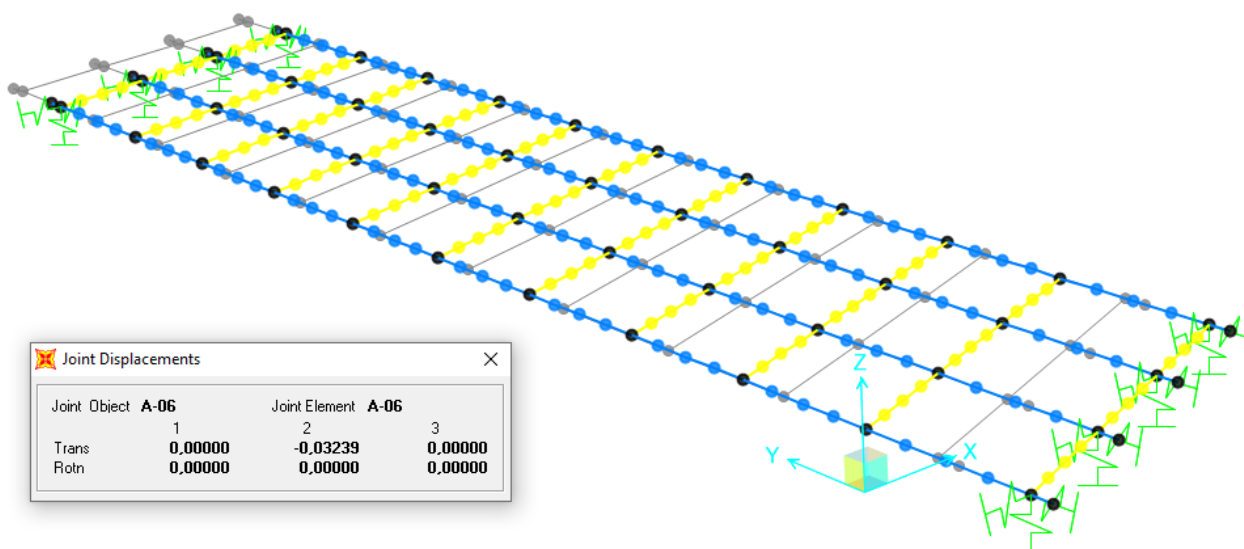


Figura 6-5 Spostamenti Uz (in mm) per carichi da frenatura

Le frecce massime, calcolate con la sezione parzializzata ($\delta_{f_{ess}}$), sono riepilogate nella tabella seguente, unitamente al rapporto freccia/luce.

ID joint	carichi fase 1	carichi mob. v.caratt.	carichi mob. v.frequ.	SLE RARA	SLE FREQUENTE	SLE QUASI PERMANENTE
A-01	-0,10	0,00	0,01	-0,11	-0,10	-0,11
A-06	-9,55	-3,99	-2,61	-14,41	-13,03	-10,42
A-11	-0,10	-0,18	-0,12	-0,31	-0,24	-0,13
δ (mm)	-9,64	-4,08	-2,67	-14,62	-13,21	-10,54
$\delta_{f_{ess}}$ (mm)	-9,64	-6,55	-4,28	-17,29	-15,02	-10,74
$\delta_{f_{ess}}/L$	0,0009	0,0006	0,0004	0,0014	0,0013	0,0010
	1/1060	1/1560	1/2390	1/700	1/780	1/970

Tabella 6-2 Frecce massime

In accordo a EN 1993-2, 7.8.1 (2), la combinazione S.L.E. frequente viene presa come riferimento per la valutazione qualitativa del comportamento deformativo dell'opera e per la determinazione delle contromonte d'officina.

6.1.2 CONTROMONTE

Verrà predisposta una apposita contromonta atta ad assorbire per intero la freccia della combinazione S.L.E. frequente pari a:

$$\delta = 15.02 \text{ mm}$$

La contromonta d'officina, da ottenersi preferibilmente mediante apposita sagomatura dei conci in corrispondenza delle sezioni di giunzione, risulta pertanto pari a:

$$\delta = 20.00 \text{ mm}$$

6.2 VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Si effettua la verifica in direzione longitudinale, con riferimento alla singola trave ed al rispettivo encasement di competenza.

6.2.1 S.L.U.

6.2.1.1 Verifica per tensioni normali

La classificazione della sezione trasversale viene effettuata ai sensi della EN 1994-2, cap. 5.5.3(1) e (2).

La sezione d'anima della trave HEB550 priva di incapsulamento nel calcestruzzo è intrinsecamente di classe 1, pertanto, anche la sezione composta verrà riguardata come di pari classe.

La costruzione del dominio plastico della sezione viene effettuata considerando la resistenza del profilo (opportunamente discretizzato in aree circolari equivalenti), del getto in calcestruzzo e delle barre di armatura. Si trascura, a favore di sicurezza, la presenza della coppella metallica, adottata esclusivamente per il getto.

Dall'esame dei risultati dell'analisi strutturale, si rileva la massima sollecitazione flettente sulla trave "A", che comporta:

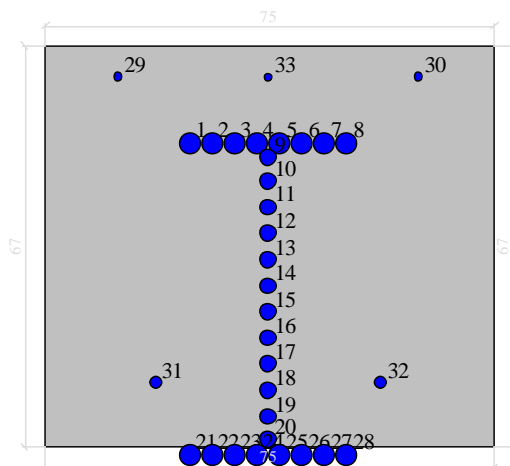
$$M_{Ed,S.L.U.} = 858.33 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,S.L.U.} = 0.00 \text{ kN}$$

Le armature superiori considerate nel calcolo del momento resistente sono assunte cautelativamente pari a 3 ϕ 16.

Dati generali

Dati di input



Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lineare	Fase 2a	Ec=134100
2	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.3 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
3	Lineare	Fase 3	Ec=340910

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lineare	Lineare Es = 2100000	Es=2100000
2	Lin.Rett.	S355	Es=2100000 fyd=3285
3	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -198.3 daN/cm²

fctd 35 daN/cm²

Ec 340910 daN/cm²

Materiale : C35/45

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-37.5	-33.55
2	-37.5	33.55
3	37.5	33.55
4	37.5	-33.55

Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	37.2109	-13.125	17.1	0.	1	S355
2	37.2109	-9.375	17.1	0.	1	S355
3	37.2109	-5.625	17.1	0.	1	S355
4	37.2109	-1.875	17.1	0.	1	S355
5	37.2109	1.875	17.1	0.	1	S355
6	37.2109	5.625	17.1	0.	1	S355
7	37.2109	9.375	17.1	0.	1	S355
8	37.2109	13.125	17.1	0.	1	S355
9	30.233	0.	14.626	0.	1	S355
10	28.923	0.	10.76	0.	1	S355
11	28.923	0.	6.38	0.	1	S355
12	28.923	0.	2.	0.	1	S355
13	28.923	0.	-2.38	0.	1	S355
14	28.923	0.	-6.76	0.	1	S355
15	28.923	0.	-11.14	0.	1	S355
16	28.923	0.	-15.52	0.	1	S355
17	28.923	0.	-19.9	0.	1	S355
18	28.923	0.	-24.28	0.	1	S355
19	28.923	0.	-28.66	0.	1	S355
20	30.233	0.	-32.526	0.	1	S355
21	37.2109	-13.125	-35.	0.	-	S355
22	37.2109	-9.375	-35.	0.	-	S355
23	37.2109	-5.625	-35.	0.	-	S355

24	37.2109	-1.875	-35.	0.	-	S355
25	37.2109	1.875	-35.	0.	-	S355
26	37.2109	5.625	-35.	0.	-	S355
27	37.2109	9.375	-35.	0.	-	S355
28	37.2109	13.125	-35.	0.	-	S355
29	16.	-25.	28.	0.	1	B450C
30	16.	25.	28.	0.	1	B450C
31	24.	-18.75	-22.95	0.	1	B450C
32	24.	18.75	-22.95	0.	1	B450C
33	16.	0.	28.	0.	1	Lineare Es = 2100000

Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}^*\text{m})$	$M_y(\text{daN}^*\text{m})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}^*\text{m})$	$M_{yu}(\text{daN}^*\text{m})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
85833.0	0.0	0.0	249371.2	0.0	0.0	2.9053044

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

$M_x(\text{daN}^*\text{m})$	$M_y(\text{daN}^*\text{m})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}^*\text{m})$	$M_{yu}(\text{daN}^*\text{m})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
85833.0	0.0	0.0	249371.2	0.0	0.0	2.9053044

La figura seguente riporta la collocazione del punto caratterizzante M_{Ed} sul dominio plastico della sezione.

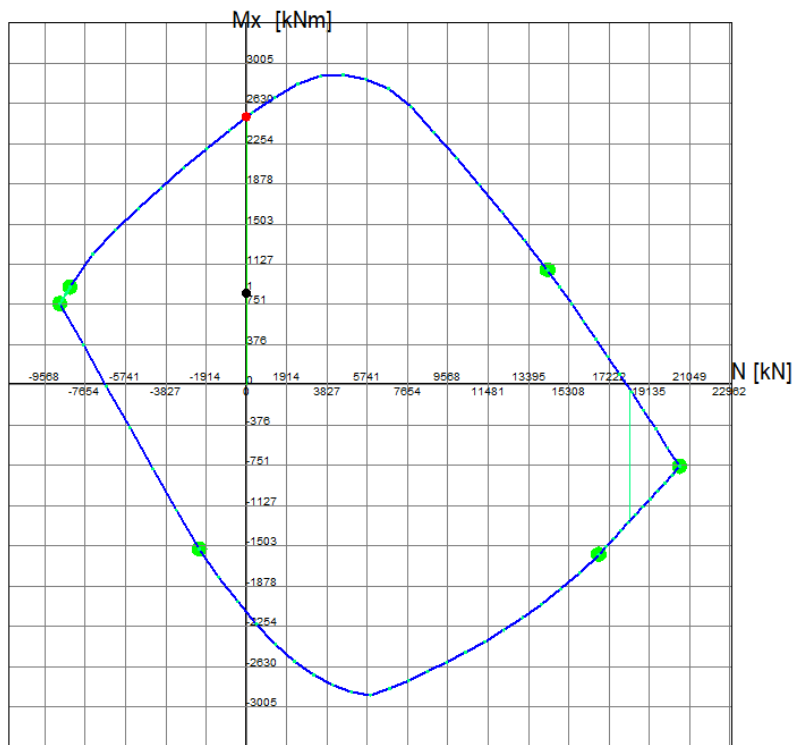


Figura 6-6 Dominio di resistenza agli SLU della sezione longitudinale dell'impalcato

6.2.1.2 Taglio

Dall'esame dei risultati dell'analisi strutturale, si rileva la massima sollecitazione tagliante sulla trave di bordo "A", che comporta:

$$V_{Ed,S.L.U.} = 363.07 \text{ kN}$$

Il taglio resistente della sezione viene ricavato direttamente dalle caratteristiche plastiche del profilo HE550B, trascurando la presenza del calcestruzzo dell'encasment (EN 1994-2, 1993-1-1, cap. 6.2.6 (2)):

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1954 \text{ kN} \gg V_{Ed}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 10011 \text{ mm}^2 \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 7380 \text{ mm}^2 \quad (\eta = 1)$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{m0} = 1.05$$

La sicurezza nei confronti dello shear buckling è automaticamente garantita dalla presenza dell'encasment in calcestruzzo; pertanto la sicurezza nei confronti dell'azione tagliante è ampiamente soddisfatta (c. s. = 5.38).

6.2.1.3 Interazione flessione/taglio

Si rileva che l'azione tagliante massima di progetto risulta di per sé molto minore della metà del taglio resistente, $V_{Ed} = 363.07 \text{ kN} \ll \frac{V_{pl,a,Rd}}{2} = 977 \text{ kN}$

pertanto, il controllo dell'interazione taglio/flessione non risulta significativo (EN 1994-2, 6.2.2.4 (1)).

6.2.2 FATICA

La verifica relativa allo S.L. di fatica viene speditivamente, ed a favore di sicurezza, svolta con riferimento al modello di carico *LM1 frequente*, di intensità leggermente superiore a *FLM1*. L'assunzione opera a notevole favore di sicurezza, sia per l'intrinseca natura cautelativa del modello *FLM1*, sia per il fatto che *LM1 frequente* è composto da $0.75 \cdot TS + 0.4 \cdot UDL$, mentre *FLM1* da $0.7 \cdot TS + 0.3 \cdot UDL$.

Con riferimento alla sezione di mezzzeria della trave di bordo "A", la massima variazione di momento flettente sotto l'azione di tali carichi comporta quanto segue:

ID Asta	Load case	1	2	4A	5A	6A	7A	TOT
A-05-4	N (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T (kN)	0,00	-2,78	-8,22	-51,47	-18,84	0,00	
	M (kNm)	238,30	39,47	87,74	270,30	56,69	0,00	
COMB.	FREQ_1	1,00	1,00	0,40	0,75	0,00	0,00	
	N (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	T (kN)	0,00	-2,78	-3,29	-38,61	0,00	0,00	-44,68
	M (kNm)	238,30	39,47	35,10	202,72	0,00	0,00	515,58

Tabella 6-3 Caratteristiche della sollecitazione per ciascun caso di carico elementare.

$$M_{Ed,max} = 0.75 \cdot M_{TS} + 0.4 \cdot M_{UDL} = 35.10 + 202.72 = 237.82 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,min} = 0 \text{ kNm}$$

Il $\Delta\sigma$ di tensione è pertanto quello corrispondente all'applicazione stessa del carico, il che comporta, in corrispondenza della piattabanda inferiore (valutazione effettuata sulla base delle caratteristiche di fase 3):

$$\Delta\sigma_{max} = \sigma_{x(LM1),max} = 37.68 \text{ N/mm}^2$$

Il dettaglio più delicato soggetto al massimo $\Delta\sigma$ risulta essere quello relativo alla saldatura P.P. delle piattabande inferiori, di categoria 112, dettaglio 3 (EN 1993-1-9, tab. 8.3), "full cross section butt welds of rolled sections without cope holes". Si ha pertanto, conteggiando il size effect (EN 1993-1-1, 7.2.2):

$$k_s = (25/29)^{0.2} = 0.971$$

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_C = 0.971 \cdot 112 = 108.75 \text{ N/mm}^2$$

con $\Delta\sigma_c = 112 \text{ N/mm}^2$ valore di riferimento a fatica per 2 milioni di cicli (EN 1993-1-1, 7.1 (1))

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_c = 0.737 \cdot 108.75 = 80.15 \text{ N/mm}^2$$

limite di fatica per cicli ad ampiezza costante

Si ha pertanto (EN 1993-1-1, 8 (2)):

$$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 37.68 < \Delta\sigma_D / \gamma_{mf} = 59.37 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{mf} = 1.35$$

$$\gamma_{FF} = 1.00$$

La verifica a fatica è pertanto soddisfatta.

6.2.3 S.L.E.

6.2.3.1 Limitazione delle tensioni

Il calcolo delle tensioni lungo la sezione viene effettuato cumulando le tensioni rilevate nell'ambito delle varie fasi nella combinazione S.L.E. - rara.

Per il calcolo delle tensioni, le proprietà della sezione vengono così considerate:

- sezione metallica per il calcolo delle tensioni in fase 1
- sezione in c.a. parzializzata per il calcolo delle tensioni in fase 2a e 3

Il calcolo viene effettuato adottando una comune procedura di calcolo automatica dedicata alla verifica delle sezioni in c.a., discretizzando opportunamente la sezione metallica della HE550B in barre d'armatura equivalenti.

Ai fini della resistenza, si considera la presenza delle barre di armatura disposte al lembo inferiore, posizionate essenzialmente allo scopo di ottenere un indicatore relativamente alla tensione di lavoro ai fini della verifica a fessurazione.

Si ottengono pertanto i valori riportati in tabella.

COMB.: RARA_1		fase 1	fase 2a	fase 3	tot	σ_{lim}	C.S.
M	kNm	238,30	39,47	358,03	635,80	-	-
N	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
σ_{dis}	N/mm ²	0,00	-0,37	-3,33	-3,70	-21,00	5,68
$\sigma_{\phi,sup}$	N/mm ²	0,00	-4,69	-42,58	-47,27	360,00	7,62
$\sigma_{HEB,sup}$	N/mm ²	-47,94	-2,80	-25,40	-76,14	355,00	4,66
$\sigma_{\phi,inf}$	N/mm ²	0,00	4,16	37,73	41,89	360,00	8,59
$\sigma_{HEB,inf}$	N/mm ²	47,94	6,25	56,72	110,91	355,00	3,20

Tabella 6-4 tensioni nella sezione agli SLE (comb. rara)

in cui:

$\sigma_{HEB,inf/sup} =$ tensione all'intradosso/estradosso delle piattabande del profilato HEB.

$\sigma_{cls} =$ tensione all'estradosso della sezione in cls.

$\sigma_{\phi,inf/sup} =$ tensione nelle barre di armatura inferiori/superiori.

$c. s. = \sigma_{lim,i} / \sigma_{Ed,i} \geq 1$ coefficiente di sicurezza

$\sigma_{lim,steel} = f_y / \gamma_{M,ser} = 355.0 / 1.0 = 355 \text{ N/mm}^2$ EN 1993-2, 7.3 (1)

$\sigma_{lim,\phi} = k_3 \cdot f_{sk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ EN 1994-2, 7.2.2 (4), EN 1992-1-1, 7.2 (4)

$\sigma_{lim,cls} = k_1 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 35 = 21 \text{ N/mm}^2$ EN 1994-2, 7.2.2 (2), EN 1992-2, 7.2 (102), EN 1992-1-1, 7.2 (2)

Si può pertanto concludere un esito più che soddisfacente delle verifiche S.L.E. – limitazione delle tensioni.

6.2.3.2 Fessurazione

Le tensioni valutate lungo la sezione nella combinazione S.L.E. frequente sono riportate di seguito.

COMB.: FREQ_1		fase 1	fase 2a	fase 3	tot
M	kNm	238,30	39,47	237,82	515,58
N	kN	0,00	0,00	0,00	0,00
σ_{cls}	N/mm ²	0,00	-0,37	-2,21	-2,58
$\sigma_{\phi,sup}$	N/mm ²	0,00	-4,69	-28,28	-32,97
$\sigma_{HEB,sup}$	N/mm ²	-47,94	-2,80	-16,87	-67,61
$\sigma_{\phi,inf}$	N/mm ²	0,00	4,16	25,06	29,22
$\sigma_{HEB,inf}$	N/mm ²	47,94	6,25	37,68	91,87

Tabella 6-5 Tensioni nella sezione agli SLE (comb. frequente)

Il limitato valore di tensione rilevato nelle barre di intradosso (29.22 N/mm²) consente di ritenere automaticamente soddisfatte le relative verifiche a fessurazione, prescindendo dal calcolo diretto.

6.3 VERIFICA DELLE ARMATURE TRASVERSALI

Come suggerito da EN 1994-2, 6.3.1 (4), le verifiche in direzione trasversale vengono effettuate con riferimento alle regole usuali delle sezioni in cemento armato (EN 1992-1-1).

La statica trasversale della sezione in c.a. è affidata alle seguenti armature:

$$A_{s,sup} = 1\emptyset 20/20$$

$$A_{s,inf} = 1\emptyset 24/30$$

Lo spessore di calcolo effettivo della sezione è pari a 671 mm.

Le massime e minime sollecitazioni rilevate nei traversi correnti allo S.L.U. sono riportate nella tabella seguente.

I valori delle sollecitazioni mostrati sono riferiti ad una sezione di larghezza unitaria, considerando che la larghezza del traverso fittizio adottato nell'analisi E.F è di

$$b_{calc} = 10.24 \text{ m} / 10 = 1.024 \text{ m}.$$

	SLU STR				SLU GEO							
	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)				
Nmax	B-T10	0,00	-26,78	-24,86	B-T10	0,00	-22,21	-20,47				
Nmin	B-T11	0,00	-72,77	-24,96	B-T11	0,00	-59,95	-20,45				
Tmax	B-T01	0,00	169,89	85,30	B-T01	0,00	143,46	71,80				
Tmin	A-T10	0,00	-116,17	-66,88	A-T10	0,00	-98,57	-56,19				
Mmax	A-T01	0,00	134,06	91,37	A-T01	0,00	112,91	76,73				
Mmin	A-T10	0,00	-116,17	-66,88	A-T10	0,00	-98,57	-56,19				
	SLE RARA				SLE FREQUENTE				SLE QUASI PERMANENTE			
	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Nmax	B-T10	0,00	-19,84	-18,41	A-T01	0,00	66,70	45,75	A-T01	0,00	8,61	7,36
Nmin	B-T11	0,00	-53,91	-18,49	A-T01	0,00	66,70	45,75	A-T01	0,00	8,61	7,36
Tmax	B-T01	0,00	125,85	63,18	B-T01	0,00	83,92	42,47	A-T01	0,00	8,61	7,36
Tmin	A-T10	0,00	-86,05	-49,54	A-T10	0,00	-61,73	-34,56	B-T11	0,00	-13,65	-5,39
Mmax	A-T01	0,00	99,31	67,68	A-T01	0,00	66,70	45,75	A-T01	0,00	8,61	7,36
Mmin	A-T10	0,00	-86,05	-49,54	A-T10	0,00	-61,73	-34,56	B-T11	0,00	-13,65	-5,39
	SLD				SLV							
	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)				
Nmax	B-T11	0,06	-13,65	-5,39	B-T11	0,16	-13,65	-5,39				
Nmin	B-T11	-0,06	-13,65	-5,39	B-T11	-0,16	-13,65	-5,39				
Tmax	A-T01	0,02	8,61	7,36	A-T01	0,04	8,61	7,36				
Tmin	B-T11	0,06	-13,65	-5,39	B-T11	0,16	-13,65	-5,39				
Mmax	A-T01	0,02	8,61	7,36	A-T01	0,04	8,61	7,36				
Mmin	B-T11	0,06	-13,65	-5,39	B-T11	0,16	-13,65	-5,39				

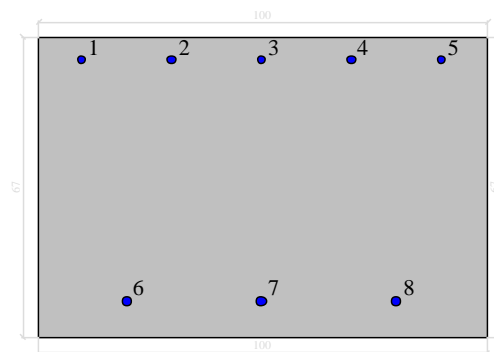
Tabella 6-6 caratteristiche della sollecitazione degli elementi trasversali.

6.3.1 S.L.U.

6.3.1.1 Verifica per tensioni normali

Dati generali

Dati di input



Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.3 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913.04

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -198.3 daN/cm²

fctd 35 daN/cm²

Ec 340910 daN/cm²

Materiale : C35/45

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-33.55
2	-50.	33.55
3	50.	33.55
4	50.	-33.55

Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	20.	-40.	28.15	0.	1	B450C
2	20.	-20.	28.15	0.	1	B450C
3	20.	0.	28.15	0.	1	B450C
4	20.	20.	28.15	0.	1	B450C
5	20.	40.	28.15	0.	1	B450C
6	24.	-30.	-25.55	0.	1	B450C
7	24.	0.	-25.55	0.	1	B450C
8	24.	30.	-25.55	0.	1	B450C

Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*m)	My(daN*m)	N(daN)	Mxu(daN*m)	Myu(daN*m)	Nu(daN)	c.s.
9137.0	0.0	0.0	31402.0	0.0	0.0	3.4367954

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*m)	My(daN*m)	N(daN)	Mxu(daN*m)	Myu(daN*m)	Nu(daN)	c.s.
9137.0	0.0	0.0	31402.0	0.0	0.0	3.4367954

La figura seguente riporta la collocazione del punto caratterizzante M_{Ed} sul dominio plastico della sezione.

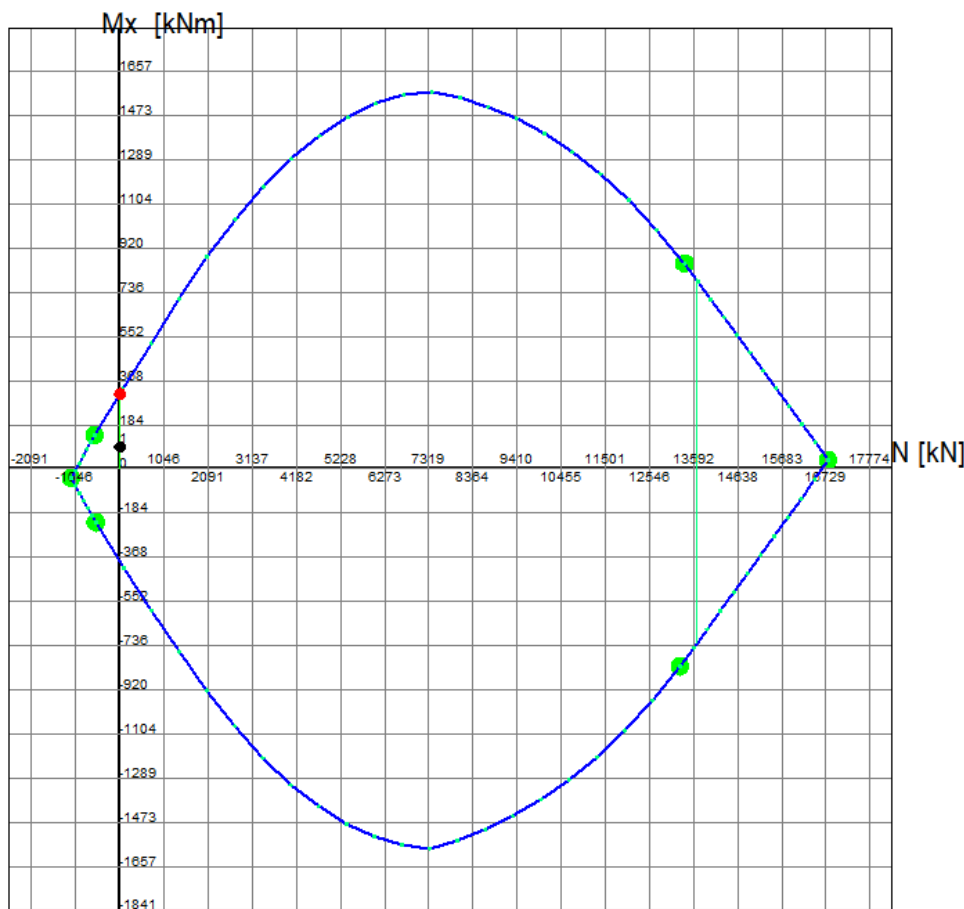


Figura 6-7 Dominio di resistenza agli SLU della sezione trasversale dell'impalcato (per 1 m di larghezza)

6.3.1.2 Taglio

La massima azione tagliante rilevata in combinazione S.L.U. risulta:

$$V_{Ed,max} = 169.89 \text{ kN/m}$$

La verifica viene effettuata con riferimento ai criteri contenuti in EN 1992-1-1 cap. 6.2 ed è svolta considerando il taglio massimo in presenza sia di armatura tesa inferiore che superiore.

La tabella seguente riporta la verifica, effettuata, secondo i criteri validi per le sezioni prive di specifica armatura a taglio.

Proprietà dei materiali

fyk	450	450 MPa	Tensione caratt. Di snervamento dell'acciaio
ys	1.15	1.15 -	Coeff. parziale di resistenza dell'acciaio
fywd	391.3	391.3 MPa	Tensione di prog. Di snervamento dell'acciaio
Rck	45	45 MPa	Resistenza caratt. A compressione del cls
fck	35	35 MPa	Coeff. parziale di resistenza del cls
yc	1.5	1.5 -	Coeff. parziale di sicurezza del cls
acc	0.85	0.85 -	Coeff. Riduttivo resistenze di lunga durata
fcd	19.8	19.8 MPa	Resistenza di prog. a compressione del cls

Geometria della sezione

Element ID	B-T01	B-T01	-	
H	671	671	mm	Altezza soletta
b	1000	1000	mm	Larghezza soletta
d	619	607	mm	Altezza utile
z=0.9d	557.1	546.3	mm	braccio delle forze interne
c'+ϕ/2	52	64	mm	copriferro

Sollecitazioni

Combinazione	SLU	SLU	-	
Ned	0	0	kN	Sforzo normale (>0 compressione)
Ved	169.89	116.17	kN	Taglio agente [v.ass.]
Med	85.3	66.88	kN m	Momento agente
ocp=min[0.2fcd;Ned/Ac]	0	0	MPa	Tensione normale

Armatura longitudinale

Sx1	300	200	mm	Interasse barre secondo X (1° strato)
Sy1	375	200	mm	Interasse barre secondo Y (1° strato)
ϕx1	24	20	mm	Diametro barre secondo X (1° strato)
ϕy1	24	14	mm	Diametro barre secondo Y (1° strato)
Sx2	1000	1000	mm	Interasse barre secondo X (2° strato)
Sy2	1000	200	mm	Interasse barre secondo Y (2° strato)
ϕx2	0	0	mm	Diametro barre secondo X (2° strato)
ϕy2	0	16	mm	Diametro barre secondo Y (2° strato)
Asx	15.08	15.71	cm ² /m	Armatura longitudinale X
Asy	12.06	17.75	cm ² /m	Armatura longitudinale Y
px=Asx/(bw*d)	0.002	0.003	-	Rapporto di armatura X
py=Asy/(bw*d)	0.002	0.003	-	Rapporto di armatura Y
ρ1=min[0.02;(px ² +py ²) ^{0.5}]	0.003	0.004	-	Rapporto di armatura

Verifica degli elementi senza armatura a taglio

k=min[1+(200/d) ^{0.5} ;2]	1.568	1.574	-	
k1	0.15	0.15	-	
Ord=0.18/yc	0.12	0.12	-	
Vmin=0.035k ^{3/2} *fck ^{1/2}	0.407	0.409	MPa	
v	0.602	0.602	-	
Vrd,c3	1905.7	1868.3	kN	
Vrd,c1	259.2	274.4	kN	
Vrd,c2	252.5	248.5	kN	
Vrd,c=max[Vrd,c1;Vrd,c2]	259.2	274.4	kN	
Verifica [Vrd,c3>=Ved]	OK	OK	-	
c.s.	1.53	2.36		Coefficiente di sicurezza

La verifica è soddisfatta.

7 APPOGGI E GIUNTI

7.1 REAZIONI AGLI APPOGGI

L'esame delle reazioni di appoggio rilevate su ciascuna apparecchiatura, mostra dei valori differenti su ciascun appoggio. In ogni caso, vista anche la complessa suddivisione in fasi che caratterizza la realizzazione della struttura, si utilizzeranno apparecchiature di appoggio di caratteristiche identiche su tutti e 4 gli allineamenti delle travi (per un totale di 8 dispositivi di appoggio).

Le tabelle seguenti riportano le reazioni verticali (F3) e orizzontali massime e minime rilevate sulle apparecchiature di appoggio:

	SLU STR				SLU GEO			
	ID joint	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	ID joint	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)
F1max	A-01	0,00	65,58	140,11	A-01	0,00	55,87	103,08
F1min	D-11	0,00	65,58	98,89	D-11	0,00	55,87	73,08
F2max	A-01	0,00	65,58	140,11	A-01	0,00	55,87	103,08
F2min	A-01	0,00	0,00	143,02	A-01	0,00	0,00	105,56
F3max	A-11	0,00	0,00	420,39	A-11	0,00	0,00	339,04
F3min	D-11	0,00	65,58	98,89	D-11	0,00	55,87	73,08

	SLE RARA				SLE FREQUENTE				SLE QUASI PERMANENTE			
	ID joint	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	ID joint	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	ID joint	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)
F1max	A-01	0,00	48,58	103,78	A-01	0,00	0,00	103,78	A-01	0,00	0,00	108,51
F1min	D-11	0,00	48,58	73,25	A-01	0,00	0,00	103,78	A-01	0,00	0,00	108,51
F2max	A-01	0,00	48,58	103,78	A-01	0,00	0,00	103,78	A-01	0,00	0,00	108,51
F2min	A-01	0,00	0,00	105,94	A-01	0,00	0,00	103,78	A-01	0,00	0,00	108,51
F3max	A-11	0,00	0,00	311,40	A-11	0,00	0,00	243,92	A-11	0,00	0,00	127,14
F3min	D-11	0,00	48,58	73,25	D-11	0,00	0,00	73,25	D-11	0,00	0,00	74,39

	SLD				SLV				SLC			
	ID joint	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	ID joint	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	ID joint	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)
F1max	A-01	0,69	0,20	108,51	A-01	1,70	0,51	108,51	A-01	2,13	0,64	108,51
F1min	A-01	-0,69	-0,20	108,51	A-01	-1,70	-0,51	108,51	A-01	-2,13	-0,64	108,51
F2max	A-11	0,22	0,67	127,14	A-11	0,55	1,67	127,14	A-11	0,68	2,10	127,14
F2min	A-11	-0,22	-0,67	127,14	A-11	-0,55	-1,67	127,14	A-11	-0,68	-2,10	127,14
F3max	A-11	0,67	0,20	127,14	A-11	1,66	0,51	127,14	A-11	2,08	0,64	127,14
F3min	D-11	0,67	0,20	74,39	D-11	1,66	0,50	74,39	D-11	2,08	0,63	74,39

Tabella 7-1 Reazioni verticali e orizzontali delle apparecchiature di appoggio.

Come si può rilevare da quanto riportato negli schemi, non si rileva decompressione in alcuno degli S.L. considerati (i valori minimi di F3 sono tutti > 0, ciò sta a indicare che la forza di reazione del vincolo è verso l'alto).

7.2 ESCURSIONE APPOGGI E GIUNTI

La tabella seguente restituisce le massime escursioni verticali, longitudinali, trasversali e le rotazioni rilevabili agli appoggi dell'impalcato per i vari S.L.

SLU STR					SLU GEO					
ID joint	U1(mm)	U2(mm)	U3(mm)	R1(rad)	ID joint	U1(mm)	U2(mm)	U3(mm)	R1(rad)	
U1max	D-11	0,000	-43,722	-0,099	0,004	D-11	0,000	-37,245	-0,073	0,003
U1min	A-01	0,000	-43,722	-0,140	-0,005	A-01	0,000	-37,245	-0,103	-0,004
U2max	A-01	0,000	0,000	-0,143	-0,006	A-01	0,000	0,000	-0,106	-0,004
U2min	D-11	0,000	-43,722	-0,099	0,004	D-11	0,000	-37,245	-0,073	0,003
U3max	D-11	0,000	-43,722	-0,099	0,004	D-11	0,000	-37,245	-0,073	0,003
U3min	A-11	0,000	0,000	-0,420	0,005	A-11	0,000	0,000	-0,339	0,004
R1max	A-11	0,000	0,000	-0,420	0,005	A-11	0,000	0,000	-0,339	0,004
R1min	A-01	0,000	0,000	-0,143	-0,006	A-01	0,000	0,000	-0,106	-0,004

SLE RARA					SLE FREQUENTE					SLE QUASI PERMANENTE					
ID joint	U1(mm)	U2(mm)	U3(mm)	R1(rad)	ID joint	U1(mm)	U2(mm)	U3(mm)	R1(rad)	ID joint	U1(mm)	U2(mm)	U3(mm)	R1(rad)	
U1max	D-11	0,000	-32,387	-0,073	0,003	A-01	0,000	0,000	-0,104	-0,004	A-01	0,000	0,000	-0,109	-0,003
U1min	A-01	0,000	-32,387	-0,104	-0,004	A-01	0,000	0,000	-0,104	-0,004	A-01	0,000	0,000	-0,109	-0,003
U2max	A-01	0,000	0,000	-0,106	-0,004	A-01	0,000	0,000	-0,104	-0,004	A-01	0,000	0,000	-0,109	-0,003
U2min	D-11	0,000	-32,387	-0,073	0,003	A-01	0,000	0,000	-0,104	-0,004	A-01	0,000	0,000	-0,109	-0,003
U3max	D-11	0,000	-32,387	-0,073	0,003	D-11	0,000	0,000	-0,073	0,003	D-11	0,000	0,000	-0,074	0,002
U3min	A-11	0,000	0,000	-0,311	0,004	A-11	0,000	0,000	-0,244	0,004	A-11	0,000	0,000	-0,127	0,003
R1max	A-11	0,000	0,000	-0,311	0,004	A-11	0,000	0,000	-0,244	0,004	A-11	0,000	0,000	-0,127	0,003
R1min	A-01	0,000	0,000	-0,106	-0,004	A-01	0,000	0,000	-0,104	-0,004	A-01	0,000	0,000	-0,109	-0,003

SLD					SLV					SLC					
ID joint	U1(mm)	U2(mm)	U3(mm)	R1(rad)	ID joint	U1(mm)	U2(mm)	U3(mm)	R1(rad)	ID joint	U1(mm)	U2(mm)	U3(mm)	R1(rad)	
U1max	A-01	0,457	0,136	-0,109	-0,003	A-01	1,135	0,338	-0,109	-0,003	A-01	1,424	0,424	-0,109	-0,003
U1min	A-01	-0,457	-0,136	-0,109	-0,003	A-01	-1,135	-0,338	-0,109	-0,003	A-01	-1,424	-0,424	-0,109	-0,003
U2max	A-11	0,147	0,449	-0,127	0,003	A-11	0,364	1,116	-0,127	0,003	A-11	0,456	1,398	-0,127	0,003
U2min	A-11	-0,147	-0,449	-0,127	0,003	A-11	-0,364	-1,116	-0,127	0,003	A-11	-0,456	-1,398	-0,127	0,003
U3max	D-11	0,444	0,134	-0,074	0,002	D-11	1,105	0,334	-0,074	0,002	D-11	1,385	0,419	-0,074	0,002
U3min	A-11	0,445	0,136	-0,127	0,003	A-11	1,106	0,338	-0,127	0,003	A-11	1,385	0,424	-0,127	0,003
R1max	A-11	0,445	0,136	-0,127	0,003	A-11	1,106	0,338	-0,127	0,003	A-11	1,385	0,424	-0,127	0,003
R1min	A-01	0,457	0,136	-0,109	-0,003	A-01	1,135	0,338	-0,109	-0,003	A-01	1,424	0,424	-0,109	-0,003

Tabella 7-2 Escursioni verticali, longitudinali, trasversali e rotazioni agli appoggi

Tali escursioni vengono considerate anche per il dimensionamento dei giunti, della tipologia a sottopavimentazione.

Per quanto riguarda la limitazione delle rotazioni delle apparecchiature di vincolo, si evidenzia che i cunei di spessoramento interposti tra travi ed apparecchiature di vincolo vengono geometrizzati in modo da fornire una pre-rotazione iniziale delle apparecchiature tale da annullare la rotazione indotta dalla controtreccia di progetto.

Da quanto si evince dai risultati di tabella (colonna R1), le rotazioni massime delle apparecchiature risultano pienamente compatibili con quelle ordinariamente in uso.

8 RITEGNI SISMICI TRASVERSALI

Si effettua la verifica dei ritegni sismici trasversali, posti esternamente su ciascuna delle due spalle. A tale scopo, si assume cautelativamente che:

- la forza di inerzia dell'intero impalcato, compreso quindi anche l'esistente, si scarichi interamente sui ritegni sismici;
- sia nullo l'attrito tra la nuova soletta e i dispositivi di appoggio;
- la forza è applicata sul ritegno sismico esterno ad un'altezza di 111 cm dal piano di appoggio della soletta (quota del baricentro del cuscinetto) ed è considerata equamente ripartita tra i due ritegni;

La forza complessiva massima, nella direzione parallela all'asse longitudinale delle spalle, esercitata da metà impalcato su ciascuno dei due ritegni sismici trasversali, è stata valutata mediante il prodotto tra l'intera massa partecipante (il nuovo impalcato e metà di quello esistente) e il valore massimo di a_g (plateau ad accelerazione costante) per lo stato limite SLC:

$$R_{tot} = 663.75 \text{ kN}$$

$$R = 663.75/2 = 331.87 \text{ kN}$$

Il ritegno sismico viene armato con 10 ϕ 24 verticali e ϕ 12/15 orizzontali, disposte ambo i lati.

Data la conformazione di "mensola tozza" questo elemento è verificato secondo il modello tirante-puntone.

geometria mensola

a	1110,00 mm	distanza di applicazione della forza
h	700,00 mm	altezza della mensola
b	650,00 mm	larghezza della mensola
c	59,00 mm	copriferro
d	641,00 mm	
z=0,9d	576,90 mm	
l=a+0,2d	1238,20 mm	

caratteristica dell'armatura

acciaio	B450C	
f _{yk}	450 N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica
f _{yd}	391,30 N/mm ²	tensione di snervamento di progetto
r _a	10 -	numero di barre di armatura meccanismo A
ø _a	24,00 mm	diametro barre di armatura meccanismo A
A _a	4521,60 mm ²	area barre di armatura meccanismo A
r _b	0 -	numero di barre di armatura meccanismo B
ø _b	16,00 mm	diametro barre di armatura meccanismo B
A _b	0,00 mm ²	area barre di armatura meccanismo B

caratteristiche del calcestruzzo

classe	C35/45 -	
f _{ck}	35 N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica
f _{cd}	19,83 N/mm ²	resistenza cilindrica di progetto

carichi agenti

Comb.	SLC	combinazione di carico
Ped	331,87 kN	carico verticale agente sulla mensola
Hed	0,00 kN	carico orizzontale agente sulla mensola

meccanismo A

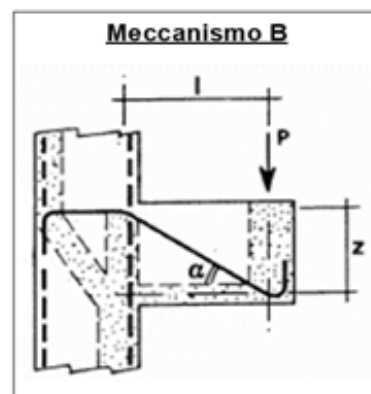
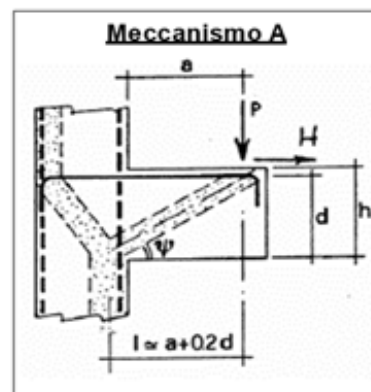
c	1,5 -	c=1 per sbalzi sprovvisti di staffatura e c=1.5 per sbalzi provvisti di staffatura
ψ	27 °	inclinazione del puntone di calcestruzzo A
Pr,s	901,50 kN	portanza della mensola "lato" acciaio A
Pr,c	4152,09 kN	portanza della mensola "lato" calcestruzzo A
Pr,c>Pr,s	OK	resistenza del puntone A in cls>resistenza dell'armatura A
Pr,s>Ped	OK	verifica meccanismo A

meccanismo B

α	25 °	inclinazione del tir ante meccanismo B
ΔPr,s	0 kN	portanza della mensola "lato" acciaio B
ΔPr,c	770,54 kN	portanza della mensola "lato" calcestruzzo B
ΔPr,c>ΔPr,s	OK	resistenza del puntone B in cls>resistenza dell'armatura B

meccanismo A+B

Pr	901,50 kN	capacità portante globale della mensola provvista dei due ordini d'armatura
Pr>Ped	OK	verifica meccanismo A+B
C.S.	2,72	coefficiente di sicurezza



Con riferimento ai coefficienti di sicurezza mostrati in tabella la verifica si ritiene SODDISFATTA

8.1 VERIFICA DEI CUSCINETTI

Si effettua la verifica del cuscinetto in neoprene disposto tra la soletta e il ritegno simico.

Di seguito si riporta una tabella con dimensioni e caratteristiche del dispositivo, tipo "FIP NEOARM 200x250x31", e le relative verifiche:

CARATTERISTICHE								
Dimensioni	Altezza	Lamierini	Elastomero		Rigidezza orizzontale	Volume	Peso	Codice appoggio
a x b mm	h_{tot} mm	t_s mm	t_i mm	n n	K_o kN/mm	Vol dm ³	W kg	NEOARM
200 x 250	31	2	6	3	1,96	1,6	4	200 x 250 x 31
	39			4	1,55	2,0	5	200 x 250 x 39
	47			5	1,29	2,4	6	200 x 250 x 47

LEGENDA

- a** larghezza (dimensione minore)
- b** lunghezza (dimensione maggiore)
- h_{tot}** altezza totale
- t_s** spessore lamierini interni
- t_i** spessore singolo strato in elastomero
- n** numero strati in elastomero interni
- K_o** rigidezza orizzontale
- Vol** volume
- W** peso
- v** spostamento massimo orizzontale in direzione della dimensione **a**
- F_{z ULS}** carico massimo verticale

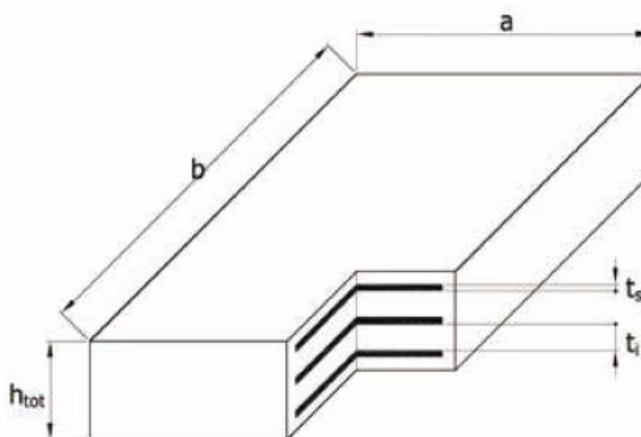


Tabella 8-1 Caratteristiche (da catalogo) del cuscinetto su paraghiaia.

Geometria cuscinetto

Modello appoggio		200x250x31	-
Larghezza longitudinale	a	200	mm
Larghezza trasversale	b	250	mm
Ricoprimento laterale	c	5	mm
Larghezza longitudinale lamierini	$a_e = a - 2c$	190	mm
Larghezza trasversale lamierini	$b_e = b - 2c$	240	mm
Numero di strati di gomma	n_i	3	-
Spessore strati di gomma	t_i	6	mm
Numero di gomme di ricoprimento esterne	n_o	1	-
Spessore gomme di ricoprimento	t_i'	5	mm
Numero di lamierini	n_r	4	-
Spessore dei lamierini	t	2	mm
Spessore di gomma totale	h_e	18	mm
Altezza totale dell'appoggio	H	31	mm
Modulo di taglio	G	0,9	N/mm ²
Area effettiva in pianta	$A_1 = a_e \cdot b_e$	45600	mm ²
fattore di forma	$S = A_1 / ((2(a_e + b_e))t_i)$	8,84	-

Carichi applicati al cuscinetto

combinazione		SLU	-
Carico verticale	V	420	kN
Movimento longitudinale	$v_{x,d}$	0,000	mm
Movimento trasversale	$v_{y,d}$	0,000	mm
Rotazione longitudinale (asse //b)	$\alpha_{x,d}$	5,5E-03	rad
Rotazione trasversale (asse //a)	$\alpha_{y,d}$	0,0E+00	rad

Verifica deformativa

Area ridotta	$A_r = A_1(1 - v_{x,d}/a_e - v_{y,d}/b_e)$	45600	mm ²
Fattore di carico	K_i	1,00	-
deformazione dovuta al carico verticale	$\epsilon_{c,d} = 1.5 \cdot V / (G \cdot A_r \cdot S)$	1,74	-
deformazione dovuta ai movimenti orizzontali	$\epsilon_{q,d} = (v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2)^{0.5} / h_e < 1$	0,00	-
deformazione dovuta alla rotazione	$\epsilon_{a,d} = (a_e^2 \cdot \alpha_x + b_e^2 \cdot \alpha_y) \cdot t_i / (2 \cdot n_i \cdot t_i^3)$	0,92	-
deformazione di taglio	$\epsilon_{t,d} = K_i \cdot (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{a,d})$	2,65	-
Indice di resistenza a deformazione	$\epsilon_{t,d} / 7 < 1$	0,38	-

Verifica dello spessore dei lamierini di rinforzo

Fattore di concentrazione degli sforzi	K_p	1,30	-
Fattore correttivo	K_h	1,00	-
Resistenza a snervamento caratteristica acciaio	f_y	275	MPa
	γ_m	1,10	-
Spessore minimo delle lamiere	$t_{min} = (K_p \cdot V \cdot 2 \cdot t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m) / (A_r \cdot f_y)$	0,57	mm
Indice di resistenza dei lamierini di acciaio	$t_{min} / t < 1$	0,29	-

Con riferimento ai valori evidenziati in tabella la verifica agli S.L.U si ritiene SODDISFATTA.

9 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO

In accordo col cap.10 della norma NTC 18 si riportano di seguito le considerazioni e le valutazioni relativamente ai risultati dell'analisi e ai codici di calcolo adottati.

9.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE DI CALCOLO

L'analisi dei modelli di calcolo è stata condotta attraverso il software agli elementi finiti *Sap2000* ver. 16.0. La sovrapposizione dei risultati dei modelli e le verifiche di resistenza, tensionale, di stabilità, fessurazione e fatica delle travi principali dell'impalcato sono state condotte per mezzo del software *GeoStru* e per mezzo di fogli di calcolo *Excel*.

9.2 AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI

La versione di *Sap2000* adottata per gli scopi di questa progettazione consente di eseguire analisi di elementi finiti in campo lineare e non lineare statico e dinamico, utilizzando una modellazione a grigliato con elementi beam (monodimensionali) aventi leggi costitutive lineari e non lineari. Permette di definire i carichi da traffico in accordo con le norme, consentendo di movimentare, lungo le corsie convenzionali, le azioni concentrate e distribuite che simulano il passaggio dei veicoli, valutando per ogni sezione dell'impalcato gli effetti massimi e quelli concomitanti (in termini di sollecitazioni).

Il software permette, inoltre, un'analisi strutturale per fasi – necessaria per eseguire correttamente il progetto di questa tipologia di impalcato – cioè è in grado di analizzare ed estrarre i risultati di differenti modelli aventi in comune la geometria (posizione e dimensioni degli elementi f.e.m.), ed i vincoli.

Dopo aver esaminato le documentazioni a corredo del software e quelle reperibili sul sito web (www.csiamerica.com) si ritiene, per le particolari funzioni implementate che il *SAP2000* sia affidabile ed idoneo alla progettazione in oggetto per l'analisi statica della struttura.

Il software *GeoStru* consente di effettuare verifiche di sezioni in c.a. di forma qualsiasi in campo lineare e non lineare.

Anche per il software di verifica *GeoStru* valgono le stesse considerazioni e giudizio di idoneità e affidabilità espressi per il *SAP2000*.

9.3 VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

Ai fini della validazione del codice di calcolo si confrontano i risultati ottenuti con un modello agli elementi finiti con quelli in forma chiusa per il medesimo problema strutturale. In particolare, si analizza la risposta in termini di sollecitazioni e deformazione di una trave dell'impalcato di luce 10.25 m e sbalzi laterali di 0.153 m. Le caratteristiche della trave sono quelle della trave di impalcato della fase 3 e la cui larghezza è di 0.75 m.

Il carico applicato è costituito dai soli carichi da traffico dello schema di carico 1: un carico uniformemente distribuito su tutta la lunghezza della trave di 9 kN/m² e un carico distribuito derivante dalla diffusione (fino alla metà dello spessore della soletta) derivante dall'impronta del carico tandem applicato in superficie e posto nella posizione di mezzeria dell'impalcato.

Di seguito si riporta la soluzione ottenuta con il modello agli elementi finiti.

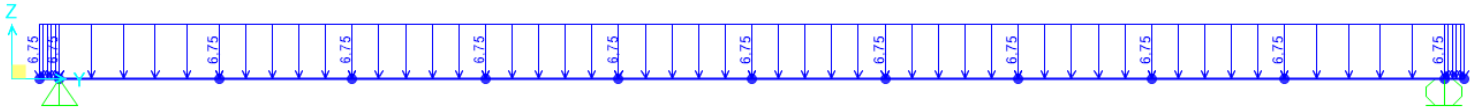


Figura 9-1 Carico UDL.

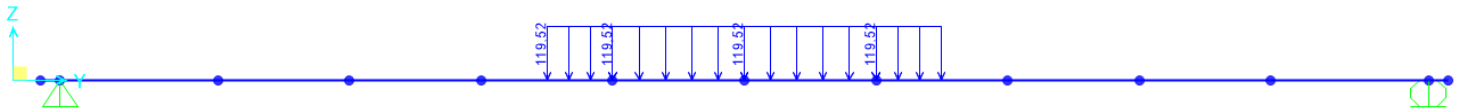
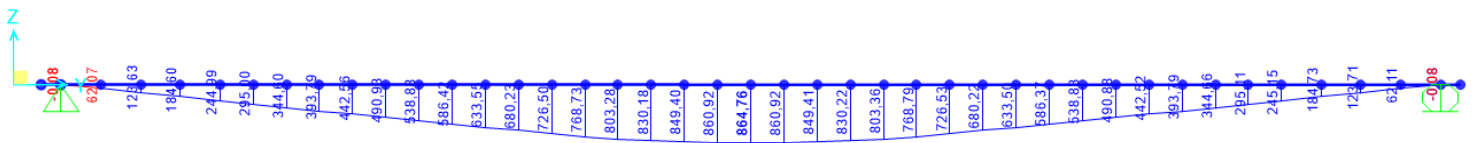


Figura 9-2 Carico derivante dall'impronta del carico tandem.



Joint Displacements			
Joint Object	B-06		Joint Element
	1	2	3
Trans	0,00000	0,00000	-0,00987
Rotn	0,00000	-9,312E-04	0,00000

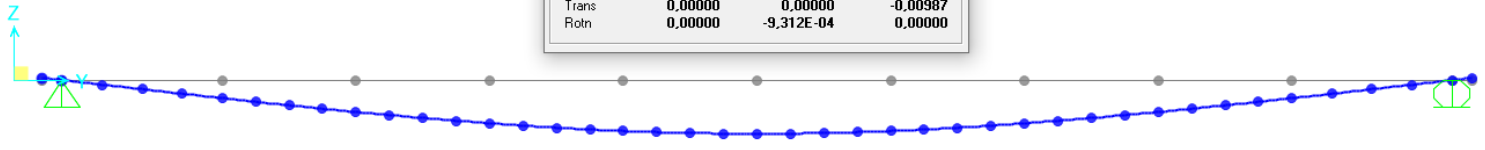
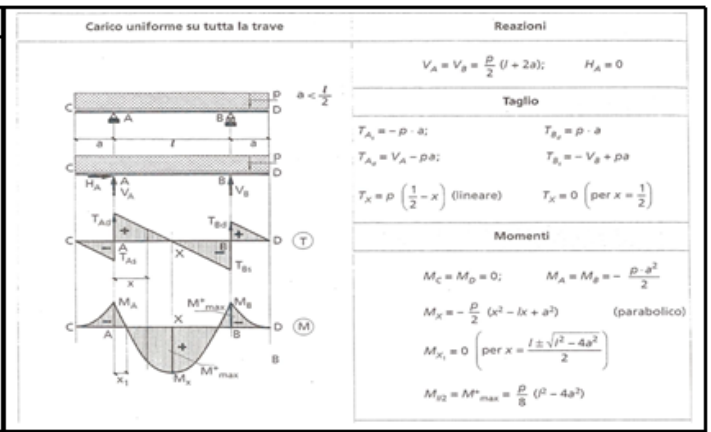


Figura 9-5 Deformata verticale.

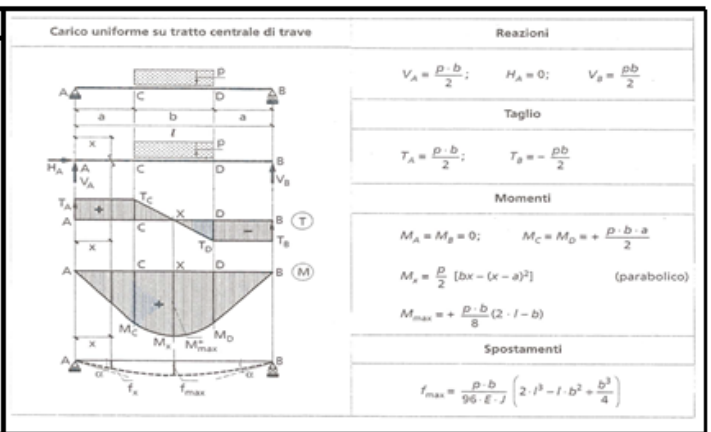
Di seguito si riporta la soluzione ottenuta analiticamente.

caratteristiche della trave		
lunghezza dello sbalzo laterale	a	0,153 m
luce tra gli appoggi	l	10,25 m
modulo di rigidezza	E	2,10E+08 kN/m ²
momento di inerzia	J	4,69E-03 m ⁴

schema 1: carico uniforme su tutta la trave		
caratteristiche del carico		
carico distribuito	Qudl	6,75 kN/m
reazioni		
reazione verticale degli appoggi	V(A,B)	35,63 kN
taglio		
taglio all'appoggio A (sx)	T(As)	-1,03 kN
taglio all'appoggio A (dx)	T(Ad)	34,59 kN
taglio all'appoggio B (sx)	T(Bs)	-34,59 kN
taglio all'appoggio B (dx)	T(Bd)	1,03 kN
momenti		
momento agli appoggi	M(A,B)	-0,08 kNm
momento in mezzeria	M(l/2)	88,57 kNm
spostamenti		
abbassamento in mezzeria	fmax	0,95 mm



schema 2: carico uniforme su tratto centrale di trave		
caratteristiche del carico		
carico distribuito	Qtandem	119,52 kN/m
distanza del carico dagli appoggi	a	3,65 m
lunghezza del tratto caricato	b	2,96 m
reazioni		
reazione verticale degli appoggi	V(A,B)	176,89 kN
taglio		
taglio all'appoggio A	T(A)	176,89 kN
taglio all'appoggio B	T(B)	-176,89 kN
momenti		
momento agli appoggi	M(C,D)	645,65 kNm
momento in mezzeria	M(l/2)	775,66 kNm
spostamenti		
abbassamento in mezzeria	fmax	7,75 mm



schema 1+2		
reazioni		
reazione verticale degli appoggi	V(A,B)	212,52 kN
taglio		
taglio all'appoggio A (sx)	T(As)	-1,03 kN
taglio all'appoggio A (dx)	T(Ad)	211,48 kN
taglio all'appoggio B (sx)	T(Bs)	-211,48 kN
taglio all'appoggio B (dx)	T(Bd)	1,03 kN
momenti		
momento agli appoggi	M(A,B)	-0,08 kNm
momento in mezzeria	M(l/2)	864,23 kNm
spostamenti		
abbassamento in mezzeria	fmax	8,70 mm

La soluzione numerica e la soluzione analitica coincidono sia per il valore dell'abbassamento in mezzeria della trave che per le sollecitazioni di taglio e momento flettente.