

**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

HM003

**H - PROGETTO STRUTTURALE - OPERE PRINCIPALI
HM - ST05 - AMPLIAMENTO SOTTOVIA - CARREGGIATA NORD 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. V03ST02STRRE02						
C						
B						
A	EMMISSIONE	MAGGIO 2021	ING. VALERIO POLINI	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

Sommario

1	INTRODUZIONE	5
1.1	GENERALITÀ.....	5
1.1.1	<i>Impalcato e sottostrutture.....</i>	5
1.1.2	<i>Sistema di vincolo</i>	9
1.1.3	<i>Fasi realizzative.....</i>	10
1.2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	11
1.2.1	<i>Caratteristiche dei materiali</i>	12
1.2.2	<i>Acciaio in barre da c.a.....</i>	12
1.2.3	<i>acciaio da carpenteria metallica.....</i>	13
1.2.4	<i>Calcestruzzi</i>	13
1.3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	17
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	19
1.5	CONVENZIONI GENERALI	19
2	IMPOSTAZIONI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE	20
2.1	ANALISI DELLA STRUTTURA COMPOSTA (IMPALCATO)	20
2.1.1	<i>Fasi.....</i>	20
2.1.2	<i>Coefficienti di omogeneizzazione.....</i>	20
2.1.3	<i>Modellazione/idealizzazione della struttura</i>	22
2.1.4	<i>Sintesi step di analisi.....</i>	23
2.2	ANALISI SIMICA.....	23
2.3	DATI GENERALI DELLE SEZIONI DI IMPALCATO E CLASSIFICAZIONE	23
2.3.1	<i>Armature longitudinali.....</i>	25
2.3.2	<i>Armature trasversali</i>	25
2.3.3	<i>Stiffeners d'anima.....</i>	25
3	ANALISI DEI CARICHI.....	26
3.1	CARICHI AGENTI IN FASE 1	26
3.1.1	<i>Pesi propri acciaio (G_{k1}').....</i>	26
3.1.2	<i>Getto soletta (G_{k1}'').....</i>	26
3.2	CARICHI AGENTI IN FASE 2	28
3.2.1	<i>Pesi permanenti portati (G_{k2}).....</i>	28
3.3	REOLOGIA CALCESTRUZZO ($G_{SH,K}$)	29
3.4	VARIAZIONI TERMICHE (T_k)	30
3.5	CARICHI MOBILI (Q_k)	32
3.5.1	<i>Azioni di frenatura (Q_{fk}).....</i>	34
3.6	AZIONI SISMICHE (E_d)	36
4	COMBINAZIONI DI CARICO	37
5	ANALISI STRUTTURALE DELL'IMPALCATO	39
5.1	GENERALITÀ.....	39
5.2	RISULTATI SALIENTI.....	43
5.2.1	<i>Analisi statica.....</i>	43
5.2.2	<i>Analisi simica</i>	46
6	VERIFICHE	50
6.1	S.L.E. PER DEFORMAZIONE – FRECCHE E CONTROMONTE	50
6.1.1	<i>Deformazioni verticali massime.....</i>	50

6.1.2	Contromonte.....	53
6.2	VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	54
6.2.1	S.L.U.....	54
6.2.2	S.L.E.....	59
6.3	VERIFICA DELLE ARMATURE TRASVERSALI	61
6.3.1	S.L.U.....	62
7	APPOGGI E GIUNTI	66
7.1	REAZIONI AGLI APPOGGI	66
7.2	ESCURSIONE APPOGGI E GIUNTI	67
8	RITEGNI SISMICI TRASVERSALI	68
8.1	VERIFICA DELLA MENSOLA	68
8.2	VERIFICA DEI CUSCINETTI	70
9	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO.....	72
9.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE DI CALCOLO	72
9.2	AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI	72
9.3	VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI.....	72

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 SEZIONE TRASVERSALE (ESISTENTE)	6
FIGURA 1-2 SEZIONE LONGITUDINALE (ESISTENTE)	6
FIGURA 1-3 PLANIMETRIA (ESISTENTE)	7
FIGURA 1-4 CARPENTERIA	7
FIGURA 1-5 SEZIONE TRASVERSALE	8
FIGURA 1-6 PARTICOLARE DELLA SEZIONE LONGITUDINALE	8
FIGURA 1-7 SEZIONE TRASVERSALE TIPO DI UN IMPALCATO "FILLER BEAM" (FIGURA 6.8 EN1994-2).....	8
FIGURA 1-8 FASE 1	10
FIGURA 1-9 FASE 2	11
FIGURA 1-10 LEGAME COSTITUTIVO "B" DEFINITO PER L'ACCIAIO DALLE NTC2018.	12
FIGURA 1-11 LEGAME COSTITUTIVO "A" DEFINITO PER IL CALCESTRUZZO DALLE NTC2018.....	13
TABELLA 1-1 CLASSE DI ESPOSIZIONE E CONDIZIONI AMBIENTALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	15
TABELLA 1-2 TABELLA MATERIALI.	16
TABELLA 2-1 DATI DI BASE NECESSARI AL CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI VISCOSITÀ FINALE	21
TABELLA 2-2 CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE	22
TABELLA 2-3 TABELLA RIEPILOGATIVA DEI COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE ADOTTATI IN CIASCUNA FASE	22
TABELLA 2-4 CARATTERISTICHE GEOMETRICO-STATICHE DELLE TRAVI LONGITUDINALI ASSUNTE NELLA MODELLAZIONE.....	24
TABELLA 2-5 MASSIMO VALORE DEL RAPPORTO C/T PER LE ALI DI TRAVI IN ACCIAIO INCORPORATE.	25
FIGURA 3-1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI.	27
FIGURA 3-2 CARICHI PERMANENTI DOVUTI ALLA PAVIMENTAZIONE E AGLI ARREDI STRADALI.	28
TABELLA 3-1 VALORE FINALE DEL RITIRO	29
FIGURA 3-3 CORRELAZIONE TRA TEMPERATURA DELL'ARIA E TEMPERATURA DELLA STRUTTURA (FIG 6.1 EN 1991-1-5).....	30
TABELLA 3-2 VALORI DEI CARICHI STRADALI CONCENTRATI (TS) E DISTRIBUITI (UDL).....	32
FIGURA 3-4 CARICHI DA TRAFFICO DI TIPO UDL	33
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).....	33
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).....	34
FIGURA 3-7 CARICHI DA FRENATURA.	35
TABELLA 3-3 PARAMETRI CARATTERIZZANTI L'AZIONE SISMICA	36
FIGURA 5-1 NOMENCLATURA DEGLI ELEMENTI LONGITUDINALI (PRINCIPALI).....	39
FIGURA 5-2 NOMENCLATURA DEGLI ELEMENTI TRASVERSALI.	40
FIGURA 5-3 NOMENCLATURA DEI NODI.	41
FIGURA 5-4 MODELLO PER L'ANALISI IN FASE 1.....	41
FIGURA 5-5 MODELLO PER L'ANALISI IN FASE 2A E FASE 3.	42
TABELLA 5-1 CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI DEGLI ELEMENTI LONGITUDINALI.....	43
FIGURA 5-6 SFORZO ASSIALE N (IN KN) PER CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	44
FIGURA 5-7 SFORZO DI TAGLIO T (IN KN) PER CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	44
FIGURA 5-8 MOMENTO FLETTENTE M (IN kNm) PER CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	44
FIGURA 5-9 SFORZO ASSIALE N (IN KN) PER CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	44
FIGURA 5-10 SFORZO DI TAGLIO T (IN KN) PER CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	44
FIGURA 5-11 MOMENTO FLETTENTE M (IN kNm) PER CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	44
FIGURA 5-12 SFORZO ASSIALE N (IN KN) PER CARICHI DA TRAFFICO UDL	44
FIGURA 5-13 SFORZO DI TAGLIO T (IN KN) PER CARICHI DA TRAFFICO UDL.....	44
FIGURA 5-14 MOMENTO FLETTENTE M (IN kNm) PER CARICHI DA TRAFFICO UDL.....	45
FIGURA 5-15 SFORZO ASSIALE N (IN KN) PER CARICHI DA TRAFFICO TS (INVILUPPO M_{MAX}/T_{MAX}).....	45
FIGURA 5-16 SFORZO DI TAGLIO T (IN KN) PER CARICHI DA TRAFFICO TS (INVILUPPO M_{MAX}/T_{MAX}).....	45
FIGURA 5-17 MOMENTO FLETTENTE M (IN kNm) PER CARICHI DA TRAFFICO TS (INVILUPPO M_{MAX}/T_{MAX})	45

FIGURA 5-18 SFORZO ASSIALE N (IN KN) PER CARICHI DA FRENATURA	45
FIGURA 5-19 SFORZO DI TAGLIO T (IN KN) PER CARICHI DA FRENATURA	45
FIGURA 5-20 MOMENTO FLETTENTE M (IN KNM) PER CARICHI DA FRENATURA	46
TABELLA 5-2 COEFFICIENTI DI MASSA PARTECIPANTE MODALE	46
FIGURA 5-21 PRIMO MODO DI VIBRARE.....	46
FIGURA 5-22 SECONDO MODO DI VIBRARE.....	47
FIGURA 5-23 TERZO MODO DI VIBRARE	47
FIGURA 5-24 SPOSTAMENTI U _x (IN MM) PER SISMA CON SPETTRO SLD IN DIREZIONE X	48
FIGURA 5-25 SPOSTAMENTI U _y (IN MM) PER SISMA CON SPETTRO SLD IN DIREZIONE Y	48
FIGURA 5-26 SPOSTAMENTI U _x (IN MM) PER SISMA CON SPETTRO SLC IN DIREZIONE X.....	49
FIGURA 5-27 SPOSTAMENTI U _y (IN MM) PER SISMA CON SPETTRO SLC IN DIREZIONE Y.....	49
TABELLA 6-1 SPOSTAMENTI NODALI MAX/MIN PER CIASCUNA DIREZIONE	50
FIGURA 6-1 SPOSTAMENTI U _z (IN MM) PER CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	51
FIGURA 6-2 SPOSTAMENTI U _z (IN MM) PER CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	51
FIGURA 6-3 SPOSTAMENTI U _z (IN MM) PER CARICHI DA TRAFFICO UDL.....	52
FIGURA 6-4 SPOSTAMENTI U _z (IN MM) PER CARICHI DA TRAFFICO TS (INVILUPPO M _{MAX} /T _{MAX}).....	52
FIGURA 6-5 SPOSTAMENTI U _z (IN MM) PER CARICHI DA FRENATURA	53
TABELLA 6-2 FRECCHE MASSIME.....	53
FIGURA 6-6 DOMINIO DI RESISTENZA AGLI SLU DELLA SEZIONE LONGITUDINALE DELL'IMPALCATO (PER 1 M DI LARGHEZZA) ..	57
TABELLA 6-3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE PER CIASCUN CASO DI CARICO ELEMENTARE.....	58
TABELLA 6-4 TENSIONI NELLA SEZIONE AGLI SLE (COMB. RARA).....	59
TABELLA 6-5 TENSIONI NELLA SEZIONE AGLI SLE (COMB. FREQUENTE).....	60
TABELLA 6-6 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE DEGLI ELEMENTI TRASVERSALI.	61
FIGURA 6-7 DOMINIO DI RESISTENZA AGLI SLU DELLA SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO (PER 1 M DI LARGHEZZA)	64
TABELLA 7-1 REAZIONI VERTICALI E ORIZZONTALI DELLE APPARECCHIATURE DI APPOGGIO.	66
TABELLA 7-2 ESCURSIONI VERTICALI, LONGITUDINALI, TRASVERSALI E ROTAZIONI AGLI APPOGGI.....	67
TABELLA 8-1 CARATTERISTICHE (DA CATALOGO) DEL CUSCINETTO.	70
FIGURA 10-1 CARICO UDL.....	73
FIGURA 10-2 CARICO DERIVANTE DALL'IMPRONTA DEL CARICO TANDEM.....	73
FIGURA 10-3 MOMENTO FLETTENTE.....	73
FIGURA 10-4 SOLLECITAZIONE DI TAGLIO.....	73
FIGURA 10-5 DEFORMATA VERTICALE.....	73

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 progettazione prevede la realizzazione di un'opera di scavalco affiancata, sul lato sud, all'esistente e avente luce analoga. Al fine di limitare al minimo le interferenze con il traffico autostradale, i lavori saranno suddivisi in opportune fasi.

La nuova opera di scavalco presenta pertanto una luce complessiva (valutata in asse autostradale) pari a circa 9.53 m ed un interasse tra le spalle di 8.46 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 0.60 m, realizzate mediante profili standard commerciali HEB 340. 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 420 mm circa.

Il grigliato di travi metalliche è collegato trasversalmente da un traverso di testata, realizzato da un profilo ad "I" in composizione saldata, 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 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 3.80x3.48x1.00 m su pali di diametro 80cm e di lunghezza 28 m.

Le figure seguenti riportano la configurazione indicativa dell'opera.

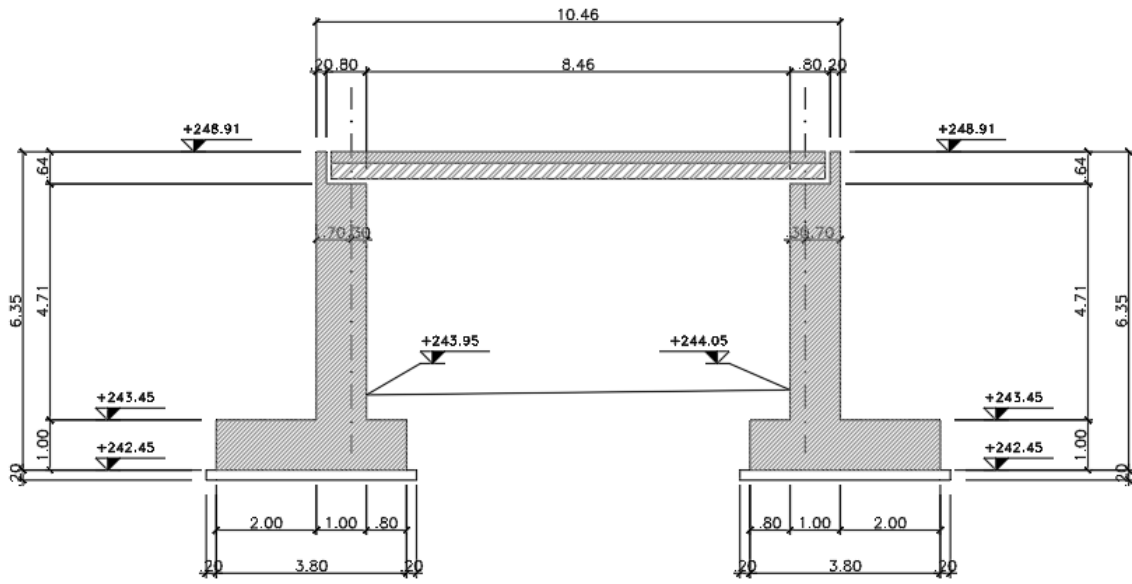


Figura 1-1 Sezione trasversale (esistente)

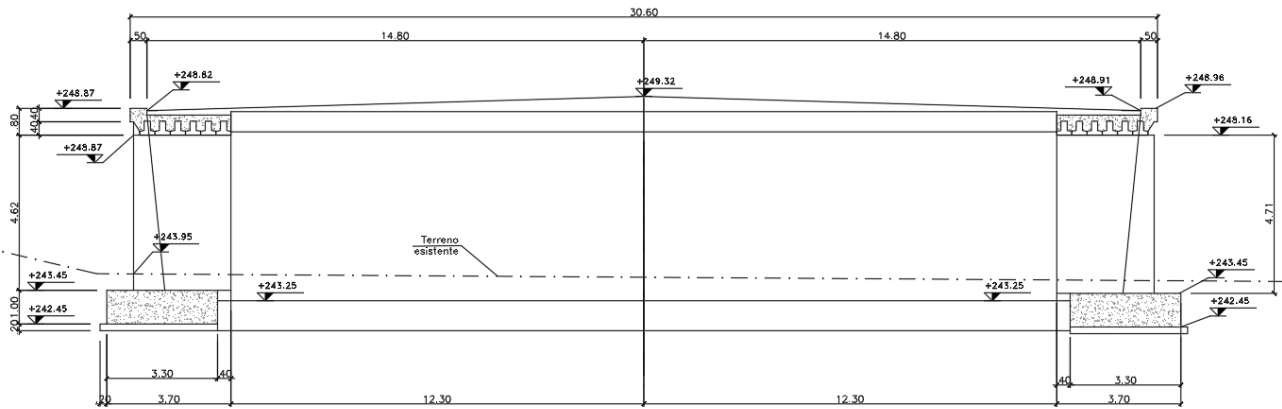


Figura 1-2 Sezione longitudinale (esistente)

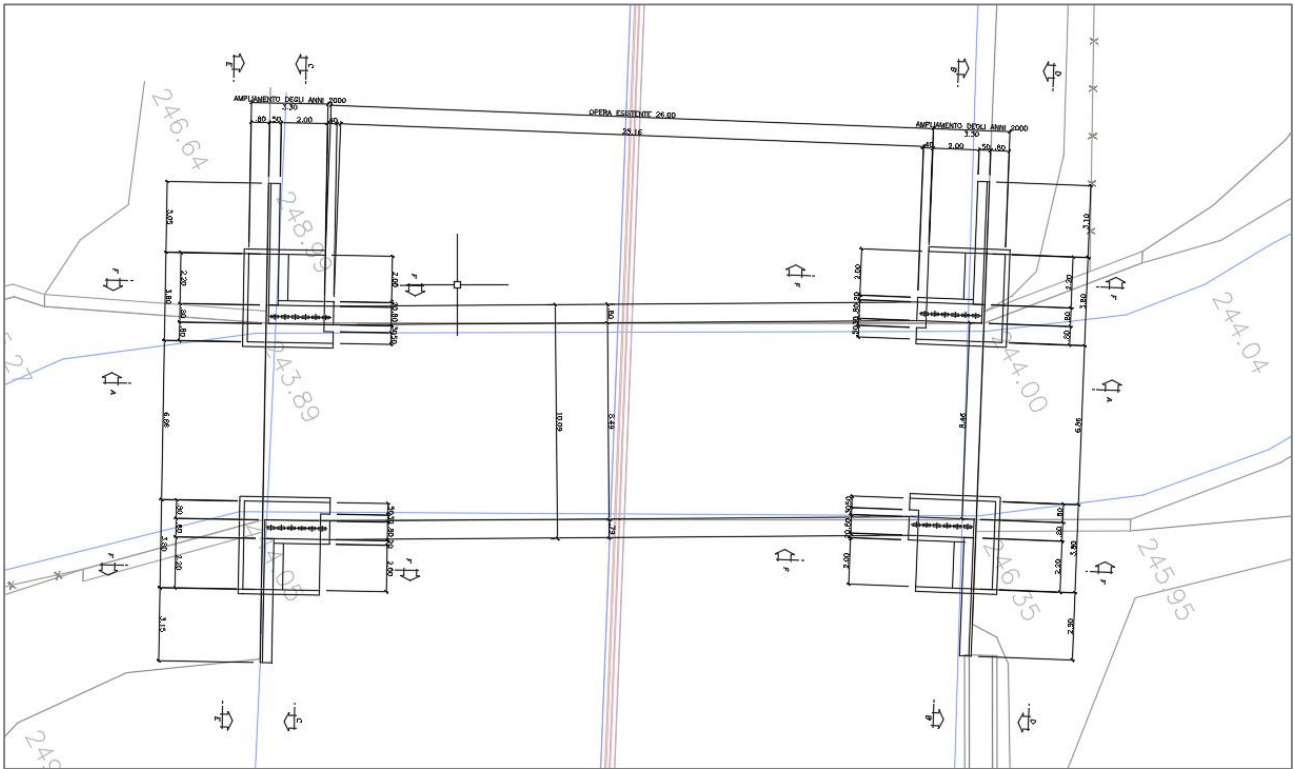


Figura 1-3 Planimetria (esistente)

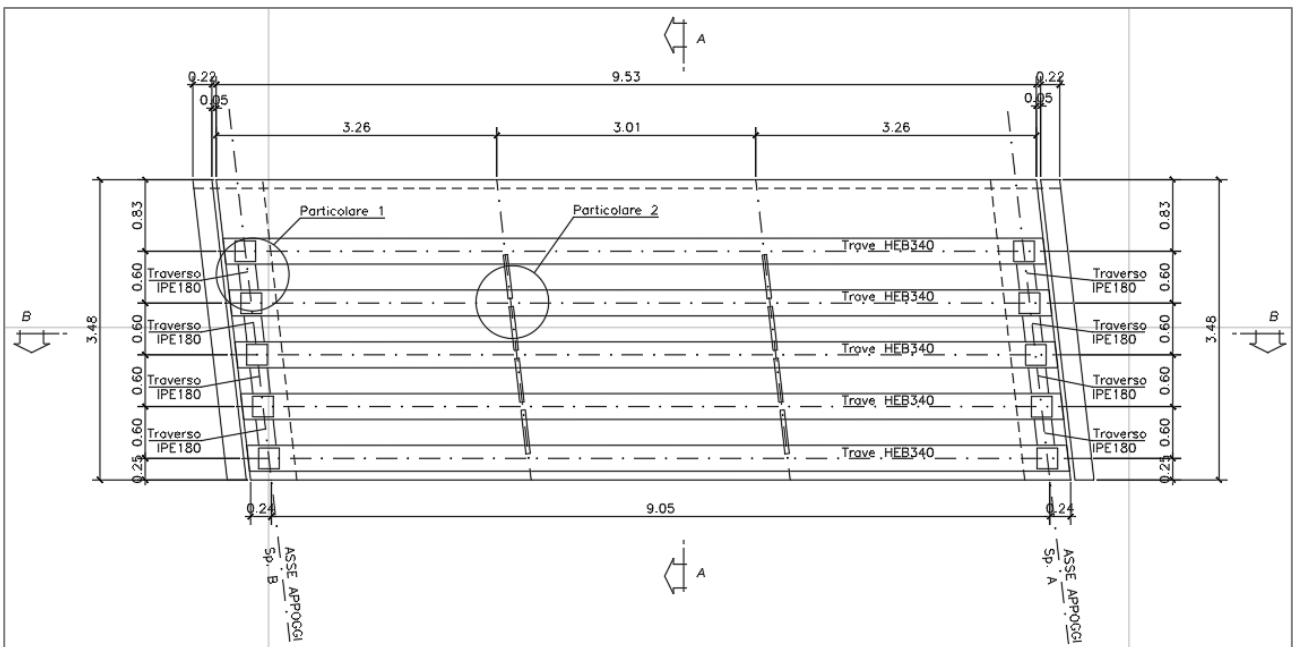


Figura 1-4 Carpenteria

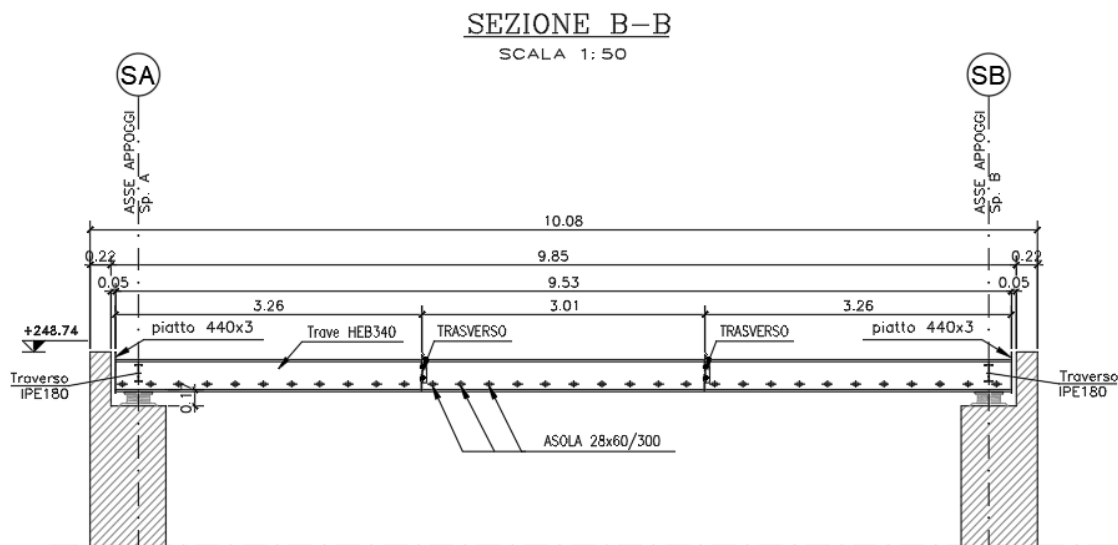


Figura 1-5 Sezione trasversale

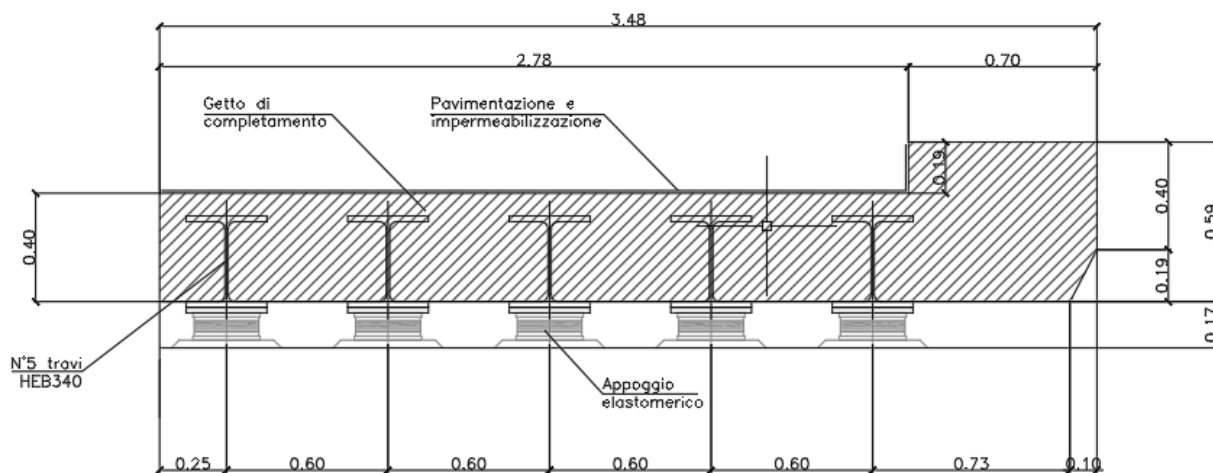


Figura 1-6 Particolare della sezione longitudinale

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:

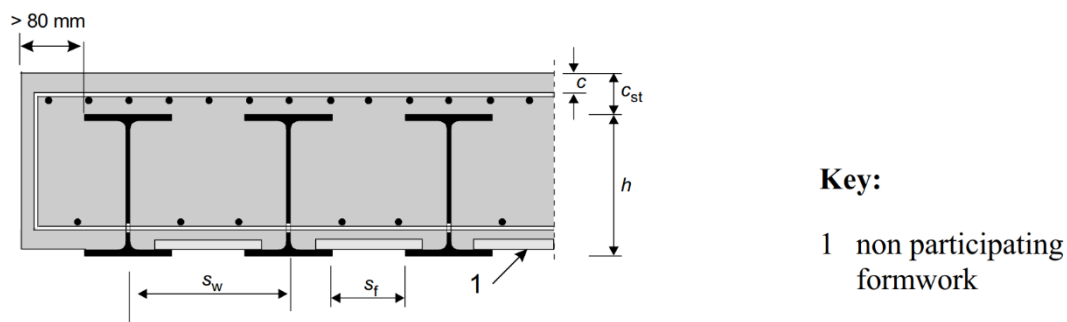


Figura 1-7 Sezione trasversale tipo di un impalcato "filler beam" (Figura 6.8 EN1994-2)

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 $\geq 16 \text{ mm}$ e spaziatura $\leq 300 \text{ mm}$;
- 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

- $\theta \cong 0^\circ$
- $h = 340 \text{ mm}$
- $s_w = 600 \text{ mm}$
- $c_{st} = 80 \text{ mm}$
- $c_{laterale} = 680 \text{ mm}$
- $s_f = 300 \text{ mm}$

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):

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

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

- $k_h = 1.50 \text{ kN/mm}$ costante elastica orizzontale
- $k_v = 1000 \text{ kN/mm}$ 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 NORD

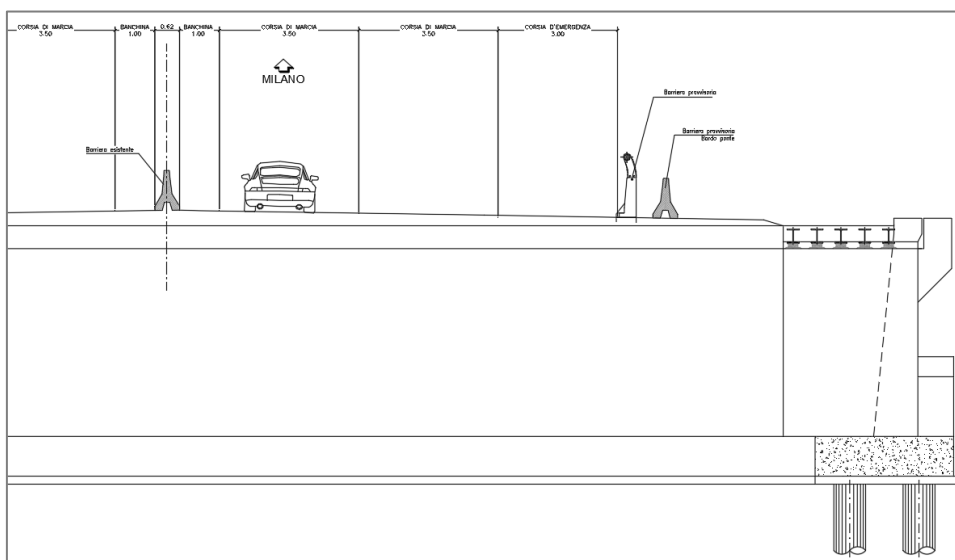


Figura 1-8 Fase 1

FASE 2 – RIPRISTINO CONFIGURAZIONE FINALE

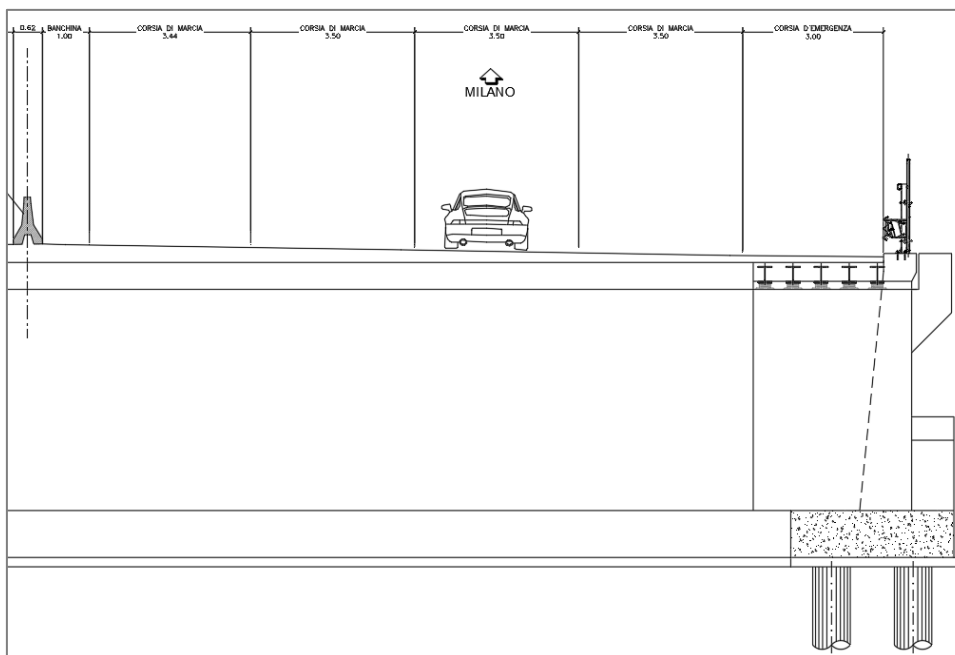


Figura 1-9 Fase 2

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.

1.2.1 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	C35/45, classe di esposizione XF4
• Spalle:	acciaio in barre per c.a.	B450C
XF2	calcestruzzo	C35/45, classe di esposizione
• Fondazioni:	acciaio in barre per c.a.	B450C
XC2	calcestruzzo	C30/37, classe di esposizione
• Pali:	acciaio in barre per c.a.	B450C
XC2	calcestruzzo	C25/30, classe di esposizione
	acciaio in barre per c.a.	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.

1.2.2 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*.

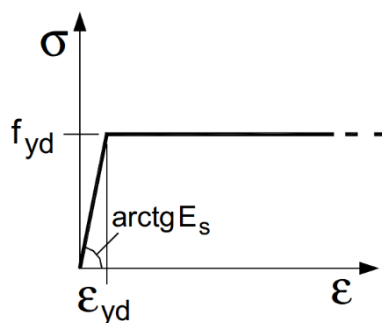


Figura 1-10 Legame costitutivo "b" definito per l'acciaio dalle NTC2018.

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 $\gamma_s = 1.15$

1.2.3 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 ≤ 40mm)
- 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 $10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ [fino a 100 °C]: $\alpha = 12 \cdot$
- 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: $\gamma_{M2} = 1.25$

1.2.4 Calcestruzzi

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

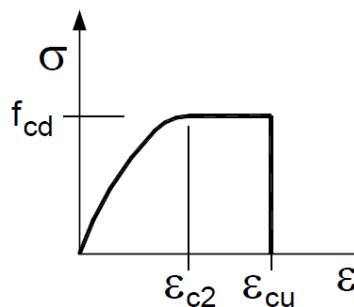


Figura 1-11 Legame costitutivo "a" definito per il calcestruzzo dalle NTC2018.

Le caratteristiche meccaniche sono le seguenti:

- Classe di resistenza: C35/45
- resistenza cubica a compressione caratteristica: $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
- resistenza cilindrica a compressione caratteristica: $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- resistenza cilindrica a compressione media: $f_{cm} = 43 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a compressione di progetto: $f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione semplice media: $f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione per flessione media: $f_{cfm} = 3.85 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione semplice caratteristica: $f_{ctk} = 2.25 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione semplice di progetto: $f_{ctd} = 1.50 \text{ N/mm}^2$

- modulo elastico di progetto $E_{cm} = 34\,077\text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità trasversale di progetto $G_c = 14\,199\text{ N/mm}^2$

- Classe di resistenza **C30/37**
- resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck} = 37\text{ N/mm}^2$
- resistenza cilindrica a compressione caratteristica $f_{ck} = 30\text{ N/mm}^2$
- resistenza cilindrica a compressione media $f_{cm} = 38\text{ N/mm}^2$
- resistenza a compressione di progetto $f_{cd} = 17.00\text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione semplice media $f_{ctm} = 2.90\text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione per flessione media $f_{ctfm} = 3.48\text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione semplice caratteristica $f_{ctk} = 2.03\text{ N/mm}^2$
- resistenza a trazione semplice di progetto $f_{ctd} = 1.35\text{ N/mm}^2$
- modulo elastico di progetto $E_{cm} = 32\,837\text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità trasversale di progetto $G_c = 13\,682\text{ N/mm}^2$

- 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	XC2	Bagnato raramente asciutto	Fondazioni e strutture interrare

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

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

TABELLA MATERIALI:

PER QUANTO NON SPECIFICATO NEL SEGUITO, 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.

CALCESTRUZZO:

MAGRO DI FONDAZIONE (non strutturale):

- Classe di resistenza C12/15

PALI:

- Classe di resistenza C25/30

- Classe di esposizione XC2

FONDAZIONI SPALLE E PILE:

- Classe di resistenza C30/37

- Classe di esposizione XC2

ELEVAZIONI SPALLE, PILE, BAGGIOLI E RITEGNI SISMICI:

- Classe di resistenza C35/45

- Classe di esposizione XC4

ELEVAZIONI SPALLE, PILE, BAGGIOLI E RITEGNI SISMICI (Solo per OPERE in AMPLIAMENTO):

- Classe di resistenza C30/37

- Classe di esposizione XC4

SOLETTA IN C.A. E CORDOLI:

- Calcestruzzo espansivo all'aria con ritiro <100micron/m a 28gg (Solo per AMPLIAMENTI SOLETTA)

- Classe di resistenza C35/45

- Classe di esposizione XC4

BAGGIOLI E RITEGNI SISMICI (Solo per STRUTTURE ESISTENTI):

- Calcestruzzo espansivo all'aria con ritiro <100micron/m a 28gg

- Classe di resistenza C35/45

- Classe di esposizione XC4

PREDALLE:

- Classe di resistenza C35/45

- Classe di esposizione XC4

ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE:

- Acciaio in barre nervate tipo B450C

$f_{yk} \geq 450$ MPa

$f_{tk} \geq 540$ MPa

COPRIFERRO per pali trivellati: 70.0 mm (ØPALO>600mm)

COPRIFERRO per solette, travi prefab.: 35.0 mm

COPRIFERRO per fondazioni ed elevazioni: 40.0 mm

N.B. MATERIALI CONFORMI ALLE NORME:

UNI EN 206-1: 2006

UNI EN 11104: 2004

UNI EN ISO 15630: 2004

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA:

Secondo EN 10025

Elementi saldati $t \leq 20$ mm S355J0W

Elementi saldati $20 < t \leq 40$ mm S355J2G3W

Elementi saldati $t > 40$ mm S355K2G3W

Elementi non saldati, angolari, piastre e imbottiture S355J0W

BULLONI:

Secondo UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968

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

Dadi classe 10 (UNI EN 20898-2:1994)

Rosette in acciaio C50 EN10083-2:2006 (HRC 32-40) (UNI EN 14399)

I bulloni disposti verticalmente, avranno la testa della vite verso l'alto ed il dado verso il basso ed avranno una rosetta sotto la vite ed una sotto il dado.

SALDATURE:

In accordo alla EN 1090

PIOLI:

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo NELSON Ø=19

Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)

$f_y > 350$ MPa

$f_u > 450$ MPa

Allungamento > 15%

Strizione > 50%

NOTA: Tutte le giunzioni soggette ad inversione di sforzo saranno ad attrito

Tabella 1-2 Tabella materiali.

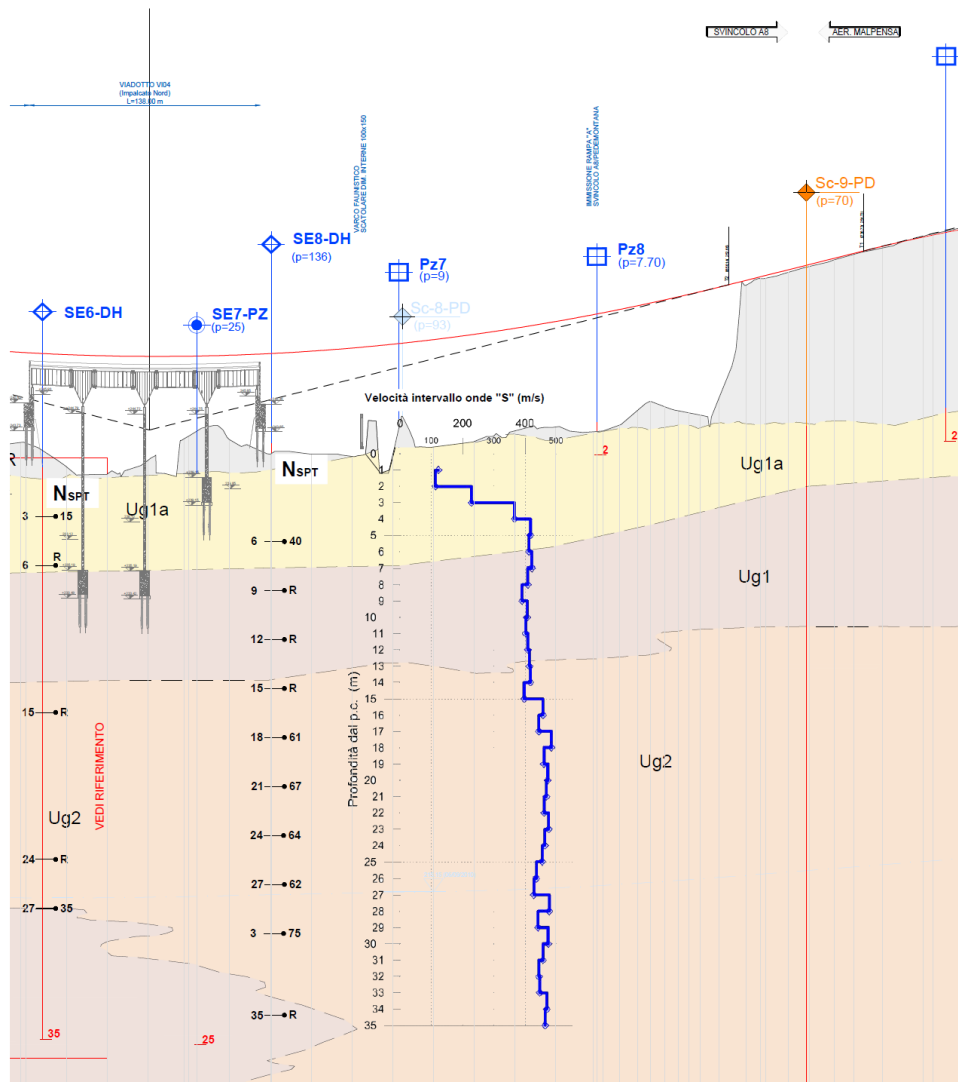
1.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

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 compositiva 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

1.4 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.

1.5 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	1472000 mm ²	area della sezione trasversale
u	4070 mm	perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera
h0	723 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
Ecm	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 (v=0.3) dell'acciaio
Gc	14199 N/mm ²	modulo di elasticità tangenziale (v=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:

- $t_{2b} = 1 g$ (4) per gli effetti dei carichi da ritiro e cedimento lento (cfr. EN 1994-2-cap. 5.4.2.2)
- $t_{2a} = 30 g$ 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:

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

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

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

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

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

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
β_h	1831	1831	1831 -	(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)
β_c (t,t0)	0,979	0,979	0,979 -	(B.7 EN 1992-1-1)
φ_{RH}	1,145	1,145	1,145 -	(B.3 EN 1992-1-1)
φ_0	1,414	2,667	1,283 -	(B.2 EN 1992-1-1)
$\varphi(t,t_0)$	1,385	2,612	1,256 -	(B.1 EN 1992-1-1)
tipo di carico	carichi permanenti	effetti del ritiro	def. imposte, ced. vincolari	
ψ_L	1,1	0,55	1,5 -	coefficiente di viscosità dipendente dal tipo di carico
nE,i	15,55	15,02	17,78 -	(5.6 EN 1994-2)
nG,i	14,36	13,86	16,41 -	(5.4.2.2 (11) EN 1994-2)
Ecm(t)	13503	13985	11813 N/mm2	modulo di elasticità del cls per carichi di lunga durata
Gc(t)	5626	5827	4922 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	-	15,55	15,02	17,78	6,16	-
nG,i	-	14,36	13,86	16,41	5,69	-
Ecm(t)	-	13503	13985	11813	34077	N/mm2
Gc(t)	-	5626	5827	4922	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.

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento, per semplicità, all'impalcato nella configurazione di fase 1, considerando pertanto un grigliato di 5 travi.

Il modello si completa quindi del collegamento trasversale tra le varie travi, realizzato mediante 10 allineamenti trasversali fittizi, che discretizzano la collaborazione trasversale realizzata dalla composizione in calcestruzzo armato.

Le proprietà geometrico statiche delle travi longitudinali vengono valutate di volta in volta considerando pienamente collaborante la porzione di soletta di competenza a ciascuna trave (larghezza 600 mm). Per i traversi fittizi, che vengono disposti nel modello ad interasse longitudinale pari a 1.005 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 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 SIMICA

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	HE340B -
h	340 mm
b	300 mm
t _w	12 mm
t _f	21.5 mm
r	27 mm
A	17090 mm ²
h _i	297 mm
J _y	366600000 mm ⁴
J _z	96900000 mm ⁴
J _t	2572000 mm ⁴
W _{el,y}	2156000 mm ³
W _{el,z}	646000 mm ³

Sezione della soletta in cls	
C _{st}	80 mm
H _{tot}	420 mm
h _{utile}	398.5 mm
interasse	600 mm

Armatura della soletta		
S _{sup}	150	200 mm
n _{sup}	4	3 -
φ _{sup}	14	0 mm
A _{sup}	616	0 mm ²
Y _{sup}	373	0 mm
S _{inf}	300	mm
n _{inf}	2	-
φ _{inf}	24	mm
A _{inf}	904.78	mm ²
Y _{inf}	70	mm

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3
nE,i	-	15,55	15,02	17,78	6,16
nG,i	-	14,36	13,86	16,41	5,69
A (mm ²)	17090	33014	33536	31188	55785
J _y (mm ⁴)	3,67E+08	6,11E+08	6,18E+08	5,85E+08	9,23E+08
J _z (mm ⁴)	9,69E+07	4,20E+11	4,27E+11	3,95E+11	7,27E+11
AV,z (mm ²)	4080	13571	14063	11851	35027
AV,y (mm ²)	12900	13571	14063	11851	35027
J _t (mm ⁴)	2,57E+06	8,62E+08	8,93E+08	7,53E+08	2,22E+09
J _{y,fess,cls} (mm ⁴)	-	8,64E+09	-	-	4,15E+09
J _{y,fess,acc} (mm ⁴)	-	5,56E+08	-	-	6,73E+08
J _y /J _{y,fess,acc}	-	1,10	-	-	1,37

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:

$$c = 117 \text{ mm}$$

$$t = 21.5 \text{ mm}$$

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

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 6.688 \leq 9$$

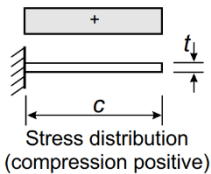
rolled section		welded section	
Class	Type	Limit max (c/t)	
1	Rolled or welded	$c/t \leq 9\varepsilon$	
2		$c/t \leq 14\varepsilon$	
3		$c/t \leq 20\varepsilon$	

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:

- $A_{sl,sup} = \emptyset 14/15$ al di sopra delle travi in acciaio
- $A_{sl,inf} = 2\emptyset 24/trave$ 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:

- $A_{st,sup} = \emptyset 16/20$ 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 Pesì 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:

$$g'_{k1} = 0.01709 \cdot 78.50 \cdot 1.02 = 1.37 \text{ kN/m}$$

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:

$$g_{k1}'' = 0.60 \cdot 0.3985 \cdot 25.00 = 5.98 \text{ kN/m}$$

Per la trave di bordo, si ha:

$$g_{k1}'' = 1.13 \cdot 0.3985 \cdot 25.00 = 11.26 \text{ kN/m}$$

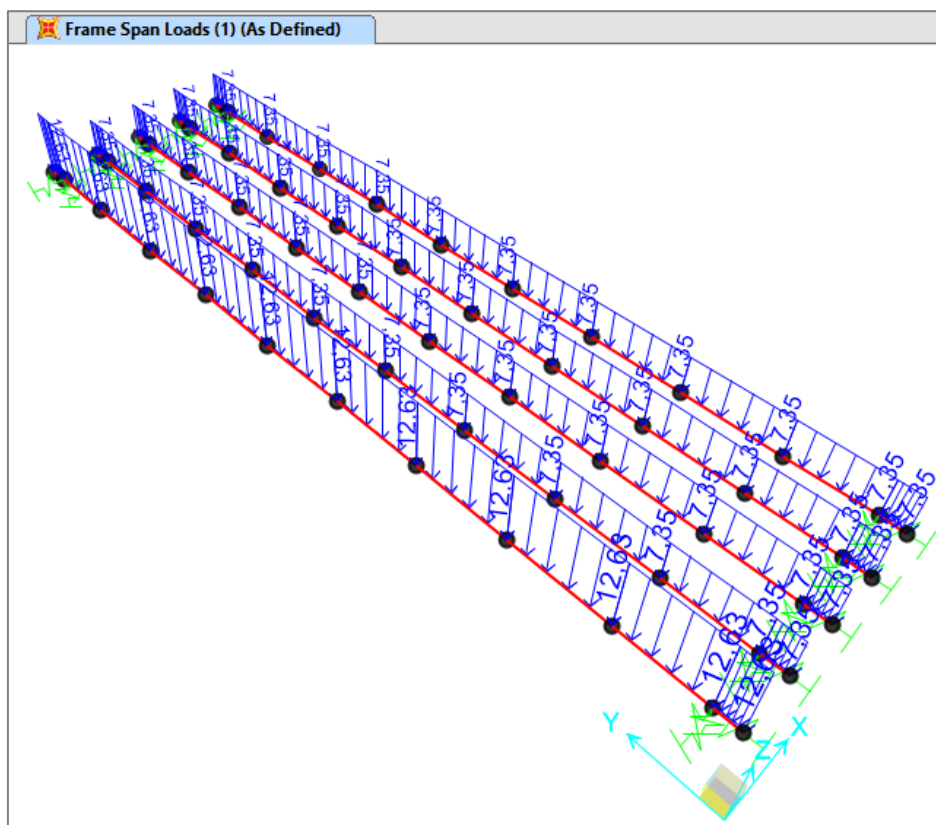


Figura 3-1 Carichi permanenti strutturali.

3.2 CARICHI AGENTI IN FASE 2

3.2.1 Pesì permanenti portati (G_{k2})

Si considerano i contributi dovuti a:

Manto pavimentazione (g_{k2}'): $22.00 \cdot 0.16 \cdot 0.60 = 2.11 \text{ kN/m}$ (*)

Cordoli laterali (g_{k2}''): $25.00 \cdot 0.19 \cdot 0.70 = 3.325 \text{ kN/m}$ (trave di bordo)

Barriere New jersey (g_{k2}'''): 1.50 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.

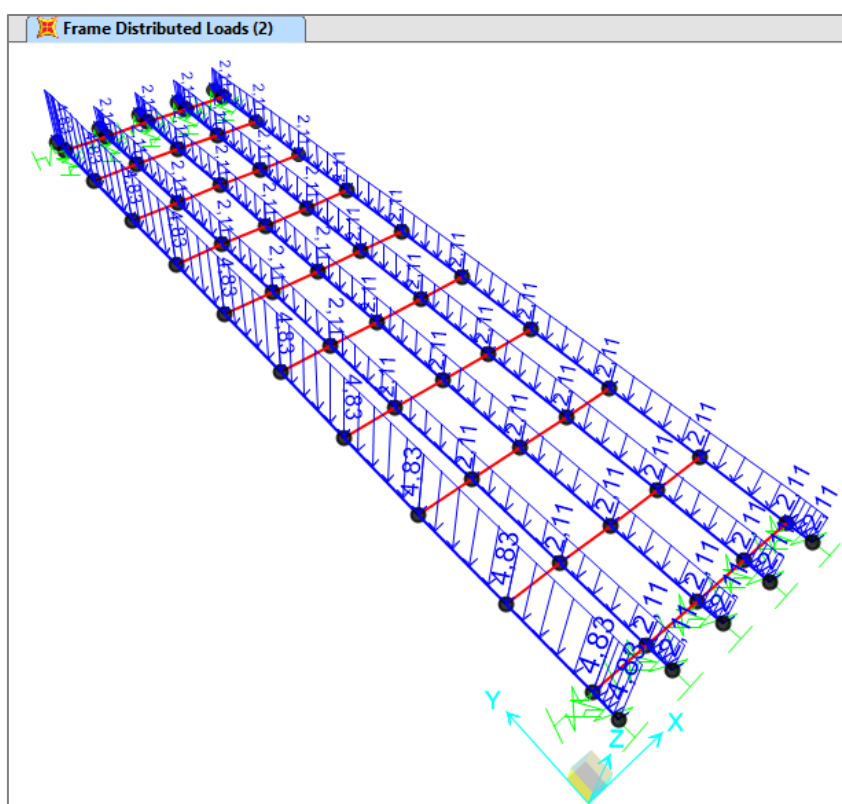


Figura 3-2 Carichi permanenti dovuti alla pavimentazione e agli arredi stradali.

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.

h_0	762.76 mm	dimensione fittizia dell'elemento (B.6 EN 1992-1-1)
f_{ck}	35 N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo all'età di 28 giorni
f_{cm}	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
k_h	0.7 -	coefficiente che dipende dalla dimensione fittizia h_0
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)
$\beta_{ds}(t, t_s)$	9.68E-01	(EN 1992-1-1 3.10)
$\beta_{as}(t)$	1	(EN 1992-1-1 3.13)
$\epsilon_{cd,0}$	2.533E-04 -	deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento (EN 1992-1-1 B.11)
$\epsilon_{cd}(\infty)$	1.773E-04 -	deformazione finale da ritiro per essiccamento
$\epsilon_{ca}(\infty)$	6.250E-05 -	(EN 1992-1-1 3.12)
$\epsilon_{cd}(t)$	1.72E-04	deformazione finale da ritiro per essiccamento (EN 1992-1-1 3.9)
$\epsilon_{ca}(t)$	6.250E-05	deformazione da ritiro autogeno (EN 1992-1-1 3.11)
$\epsilon_{cs}(t)$	2.341E-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, ($b_{eff} = b_{reale} = 600$ mm) risulta:

$$N_r = \epsilon_{sh} \cdot \frac{E_s}{n_{f2b}} \cdot b_{eff} \cdot t_{cls} = 2.346 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{210\,000}{15.02} \right) \cdot 600 \cdot 398.5 = -784 \text{ kN/trave}$$

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.

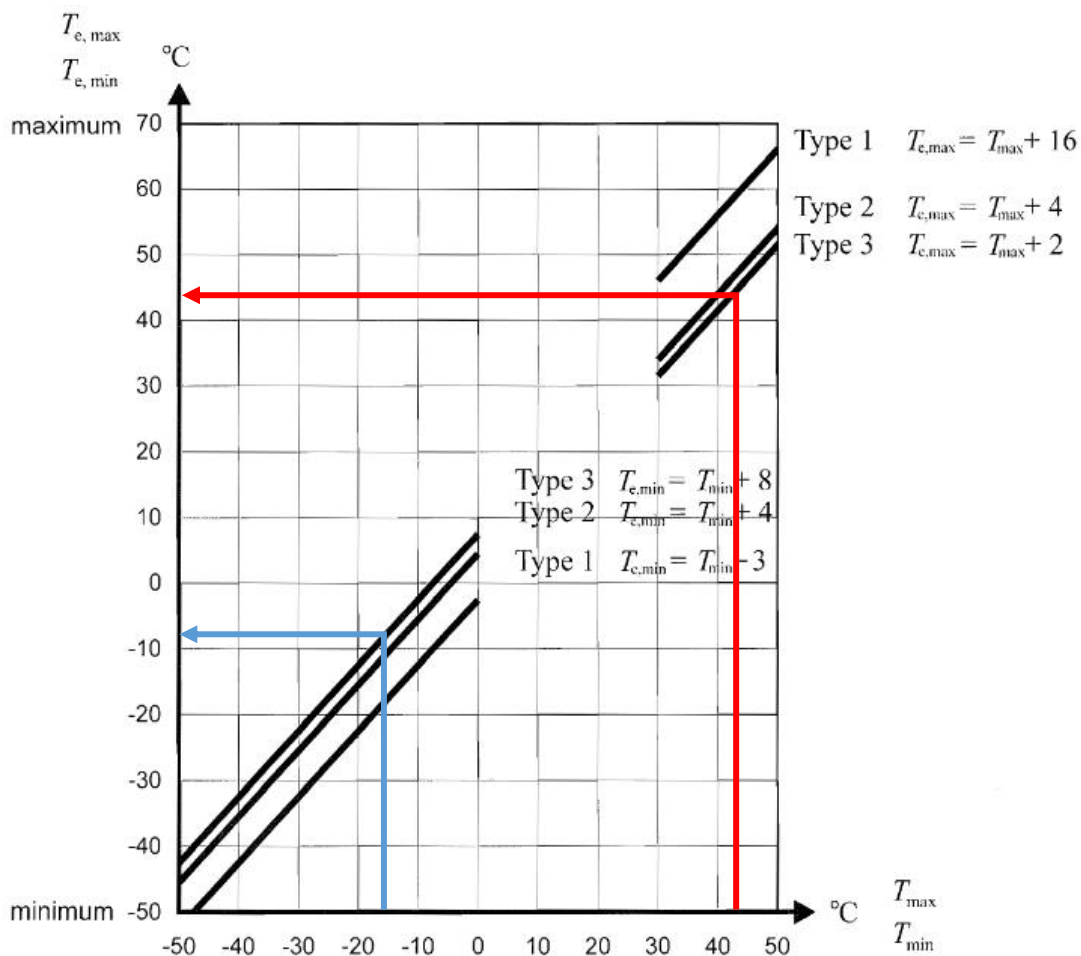


Figura 3-3 Correlazione tra temperatura dell'aria e temperatura della struttura (fig 6.1 EN 1991-1-5).

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

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

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

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

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

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 2.78 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).

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_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (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_{ik})	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.

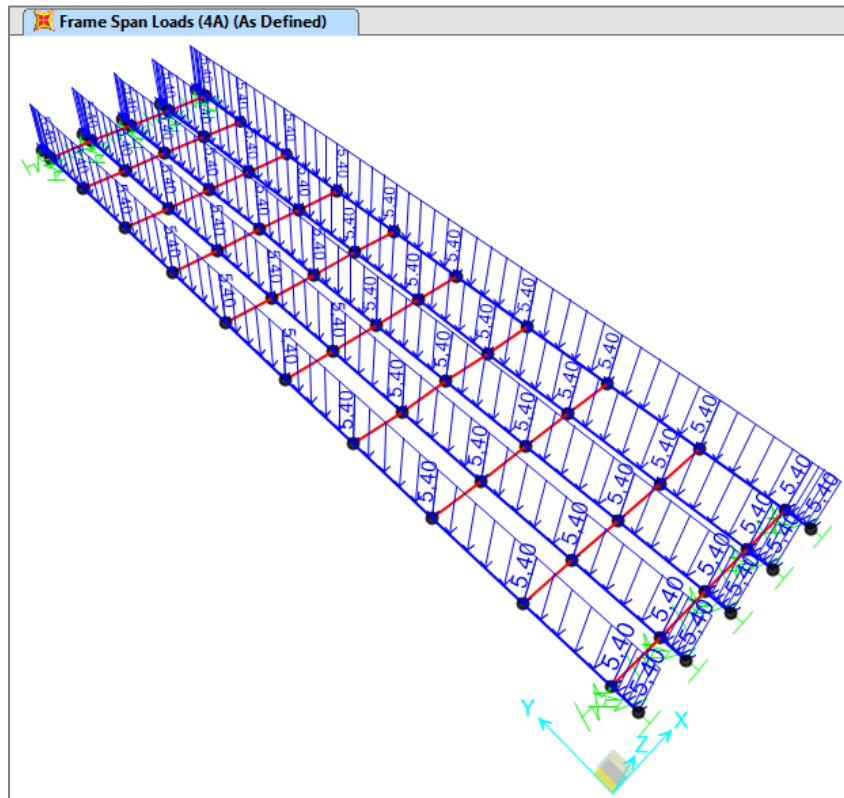


Figura 3-4 Carichi da traffico di tipo UDL

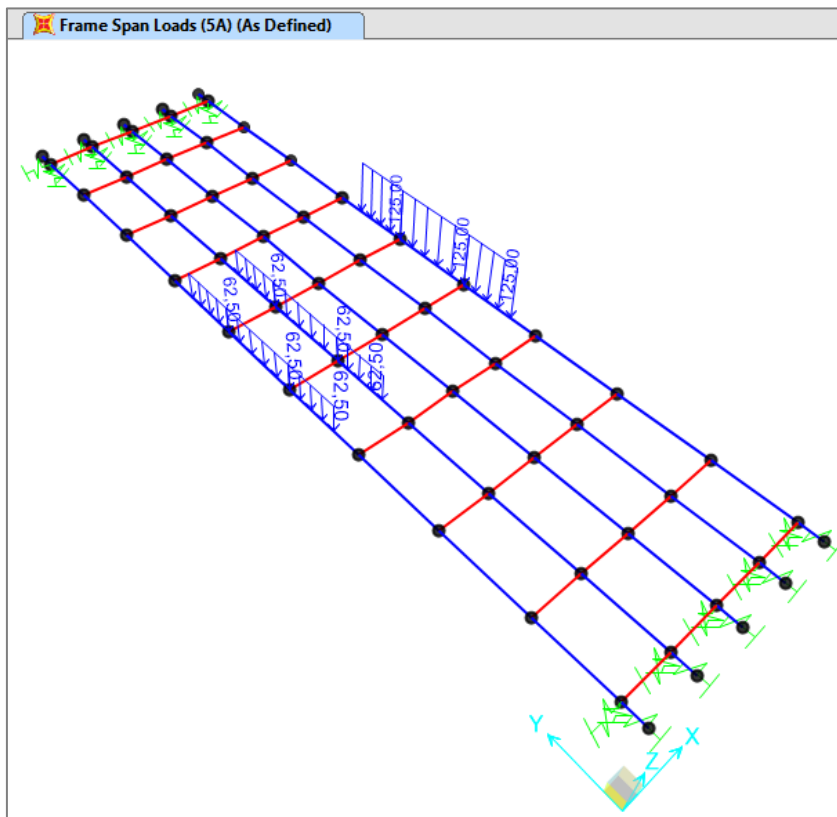


Figura 3-5 Carichi da traffico di tipo TS diffusi alla quota del piano medio dell'impalcato (disposizione del carico che massimizza il momento in campata).

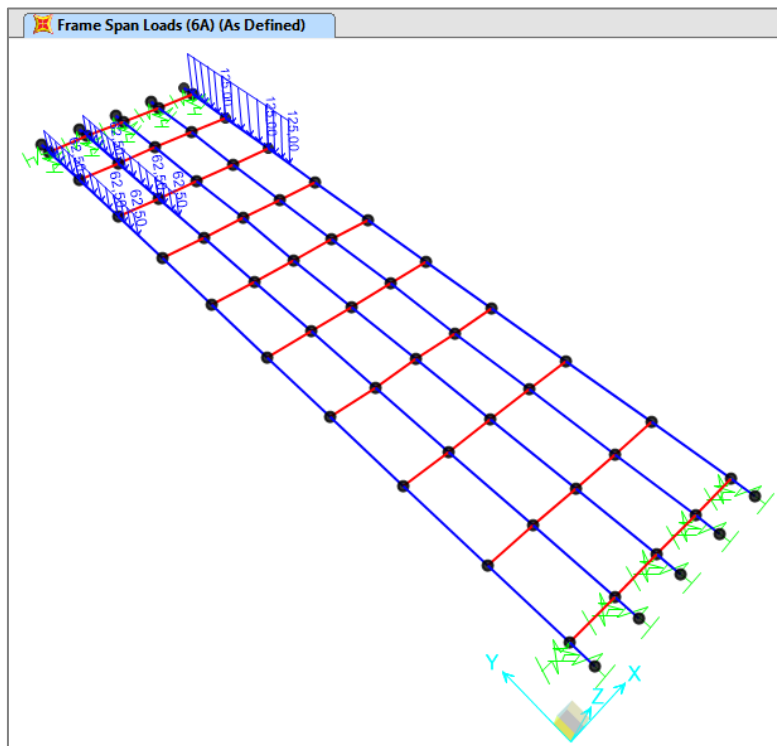


Figura 3-6 Carichi da traffico di tipo TS diffusi alla quota del piano medio dell'impalcato (disposizione del carico che massimizza il taglio agli appoggi).

3.5.1 Azioni di frenatura (Q_{IK})

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:

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

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

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

$$L = 9.53 \text{ m}$$

Si ottiene:

$$Q_{IK} = 385.7 \text{ kN}$$

La forza di frenatura è distribuita uniformemente su ciascuna delle 5 travi componenti l'impalcato e ricadenti nella corsia di carico 1, ottenendo quindi:

$$q_x = \pm 8.09 \text{ kN/m/trave}$$

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.

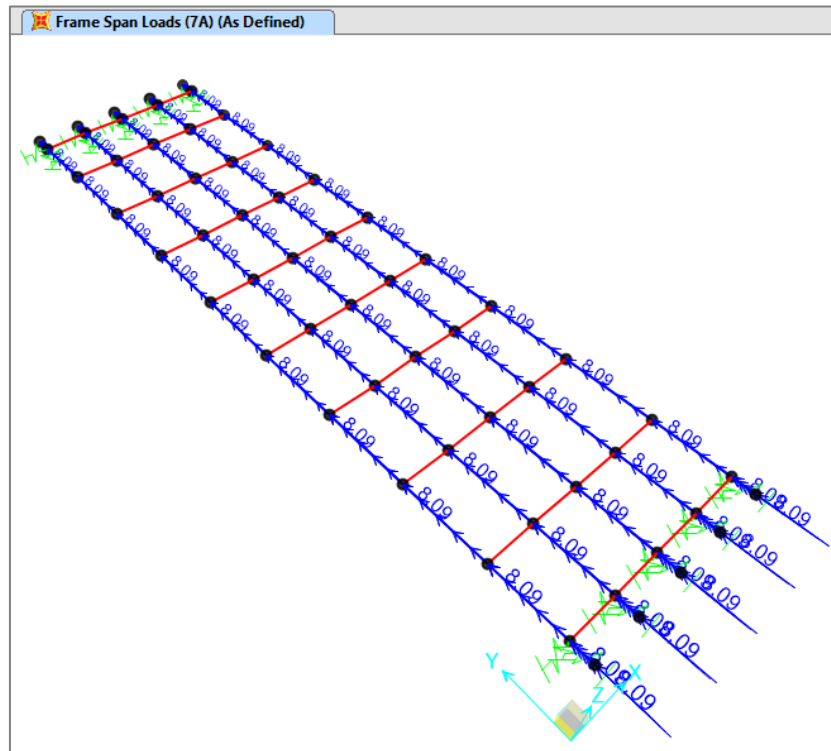


Figura 3-7 Carichi da frenatura.

3.6 AZIONI SISMICHE (ED)

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 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% per dimensionamento sottostrutture
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLC) 5% per dimensionamento dispositivi di 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-18 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'involuppo verrà esteso anche ai carichi di gruppo 2.

S.L.U. - STR

Si considera l'involuppo delle seguenti combinazioni.

S.L.U. - Q_k dominante

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

S.L.U. - F_w dominante

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{G2} \cdot G_{k2} + \gamma_{sh} \cdot G_{sh} + \gamma_{q,3} \cdot F_w + \gamma_{q,2} \cdot 0.6T_k + \gamma_{q,1} \cdot (0.75Q_{k,TS} + 0.4Q_{k,UDL})$$

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. car. - F_w dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + F_w + 0.6T_k + (0.75Q_{k,TS} + 0.4Q_{k,UDL})$$

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. freq. - F_w dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + 0.2F_w$$

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, 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 5 fili afferenti alle travi principali, e ad una serie di traversi 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.

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

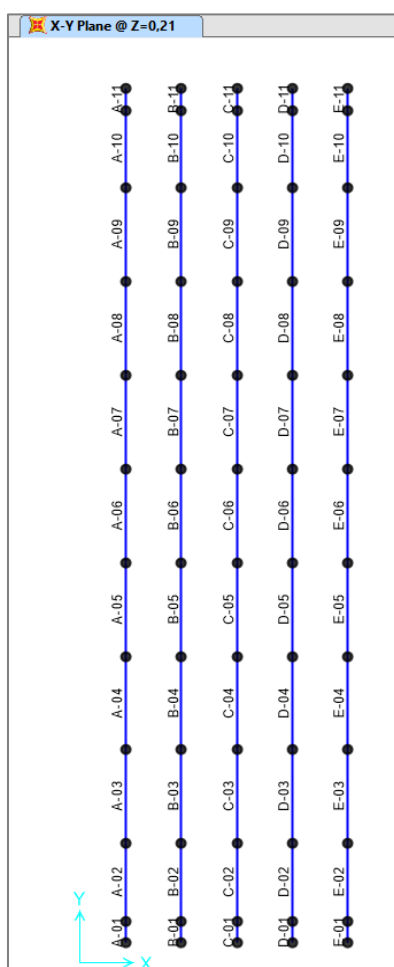


Figura 5-1 Nomenclatura degli elementi longitudinali (principali).

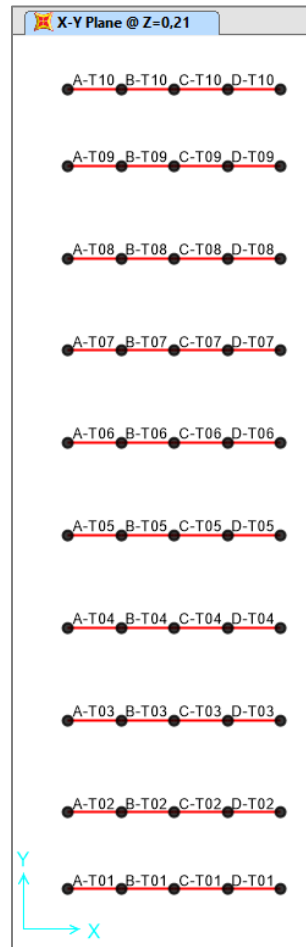


Figura 5-2 Nomenclatura degli elementi trasversali.

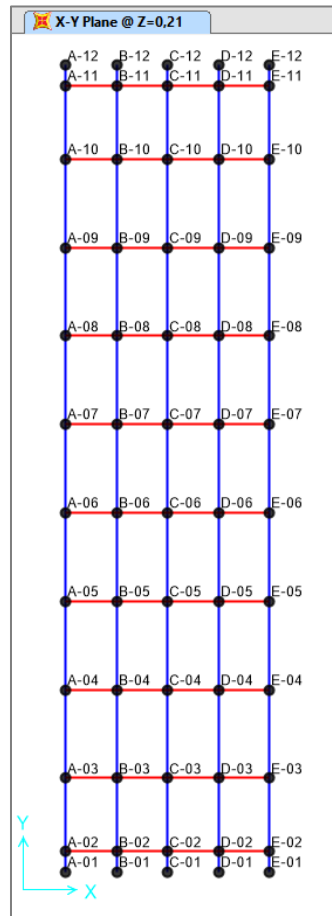


Figura 5-3 Nomenclatura dei nodi.

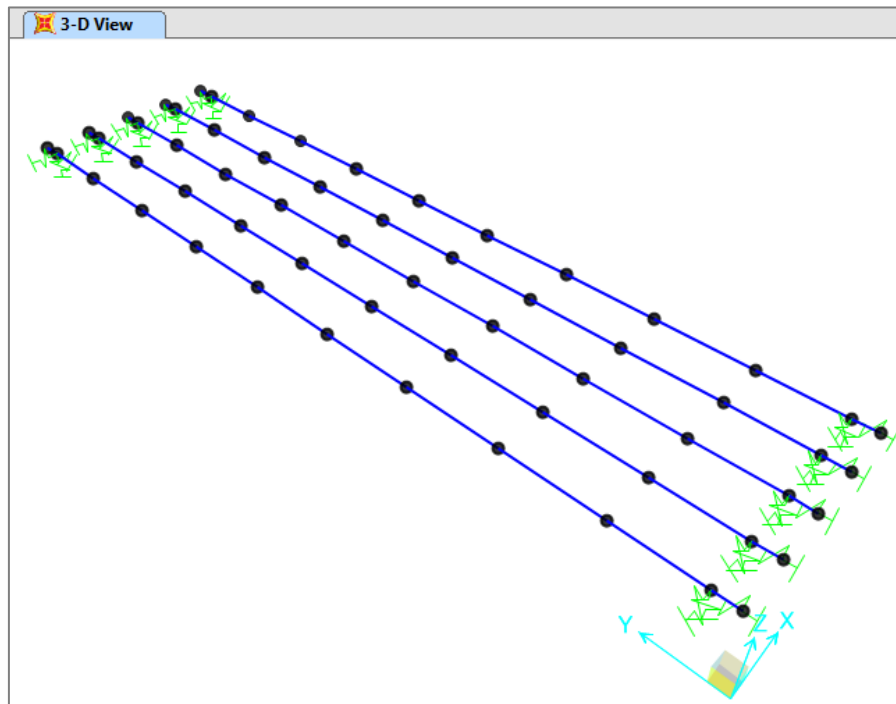


Figura 5-4 Modello per l'analisi in fase 1.

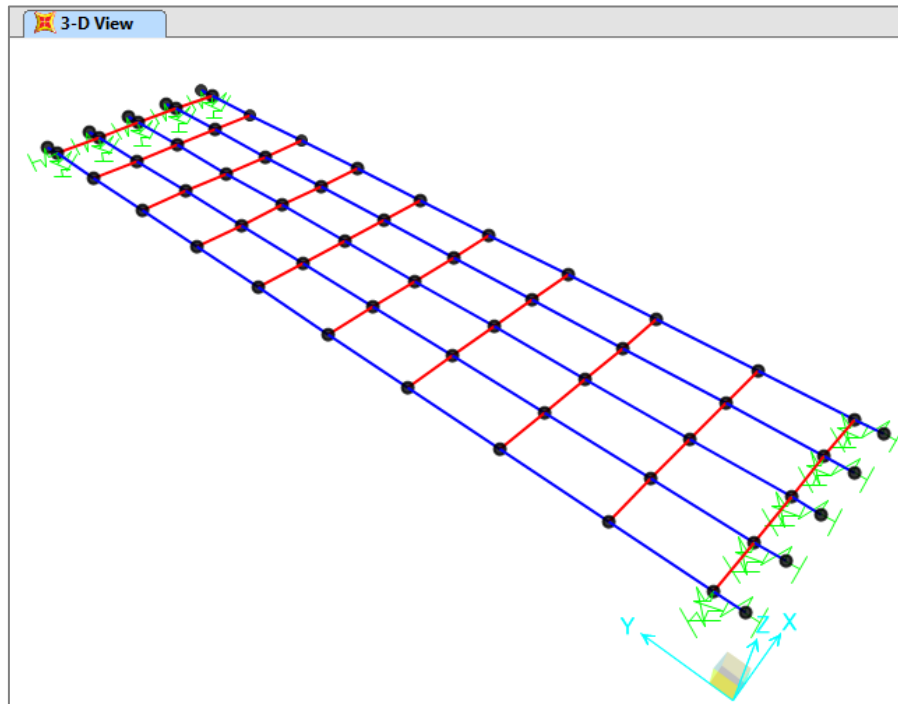


Figura 5-5 Modello per l'analisi in fase 2a e fase 3.

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 rigidità torsionale indotta dai fenomeni fessurativi.

5.2 RISULTATI SALIENTI

5.2.1 Analisi statica

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-02	49,42	-167,02	0,21	A-02	42,10	-131,34	0,48
Nmin	A-10	-49,42	167,02	0,21	A-10	-42,10	131,34	0,48
Tmax	E-10	0,00	297,54	-10,58	E-10	0,00	247,10	-9,17
Tmin	A-02	0,00	-205,27	1,08	A-02	0,00	-163,91	1,21
Mmax	A-06	0,00	-20,06	599,57	A-06	0,00	-16,63	487,25
Mmin	E-10	0,00	297,54	-10,58	E-10	0,00	247,10	-9,17

	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-02	36,61	-123,72	0,16	A-01	0,00	0,00	0,00	A-01	0,00	0,00	0,00
Nmin	A-10	-36,61	123,72	0,16	A-01	0,00	0,00	0,00	A-01	0,00	0,00	0,00
Tmax	E-10	0,00	220,40	-7,84	E-10	0,00	167,35	-5,56	A-10	0,00	72,95	-1,98
Tmin	A-02	0,00	-152,05	0,80	A-02	0,00	-123,72	0,16	A-02	0,00	-72,95	-1,98
Mmax	A-06	0,00	-14,86	444,12	A-06	0,00	-11,57	352,97	A-06	0,00	-3,04	156,59
Mmin	E-10	0,00	220,40	-7,84	E-10	0,00	167,35	-5,56	A-10	0,00	72,95	-1,98

	SLD				SLV			
	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Nmax	A-02	0,49	-72,95	-1,98	A-02	0,97	-72,95	-1,98
Nmin	A-02	-0,49	-72,95	-1,98	A-02	-0,97	-72,95	-1,98
Tmax	A-10	0,49	72,95	-1,98	A-10	0,97	72,95	-1,98
Tmin	A-02	-0,49	-72,95	-1,98	A-02	-0,97	-72,95	-1,98
Mmax	A-06	0,08	-3,04	156,59	A-06	0,15	-3,04	156,59
Mmin	A-10	-0,49	72,95	-1,98	A-10	-0,97	72,95	-1,98

Tabella 5-1 Caratteristiche delle sollecitazioni degli elementi longitudinali.

Si riportano a seguire i diagrammi qualitativi, riferiti alla trave di bordo denominata "A" che è risultata la più sollecitata, delle seguenti azioni:

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



Figura 5-6 Sforzo assiale N (in kN) per carichi permanenti strutturali

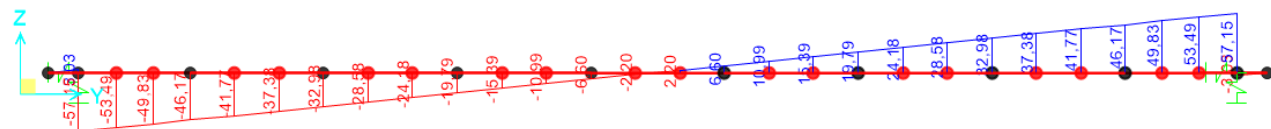


Figura 5-7 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi permanenti strutturali



Figura 5-8 Momento flettente M (in kNm) per carichi permanenti strutturali



Figura 5-9 Sforzo assiale N (in kN) per carichi permanenti non strutturali

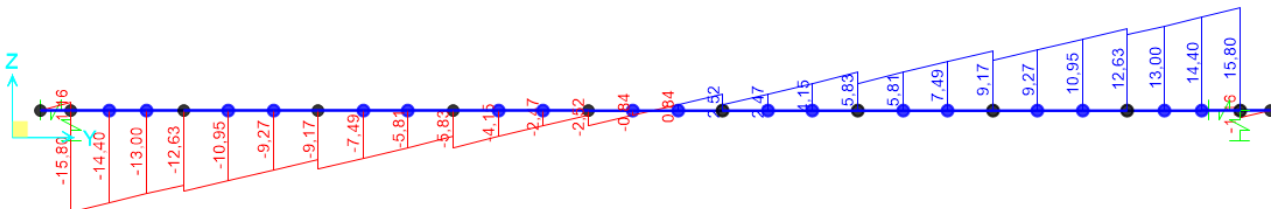


Figura 5-10 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi permanenti non strutturali

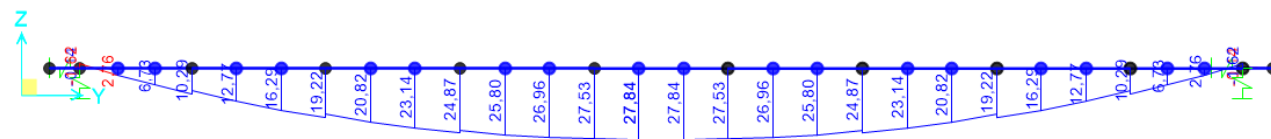


Figura 5-11 Momento flettente M (in kNm) per carichi permanenti non strutturali



Figura 5-12 Sforzo assiale N (in kN) per carichi da traffico UDL

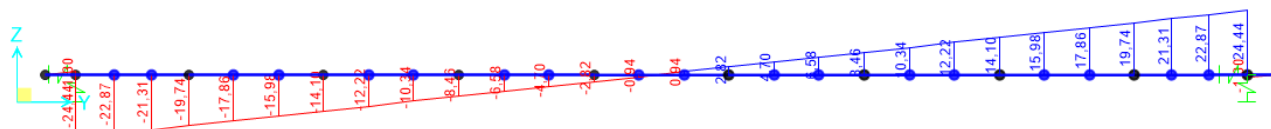


Figura 5-13 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi da traffico UDL

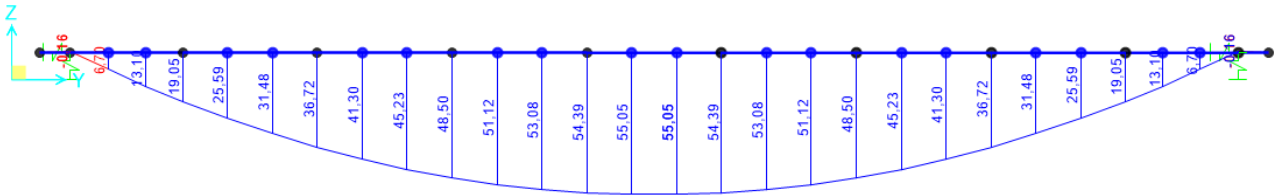


Figura 5-14 Momento flettente M (in kNm) per carichi da traffico UDL



Figura 5-15 Sforzo assiale N (in kN) per carichi da traffico TS (inviluppo M_{max}/T_{max})

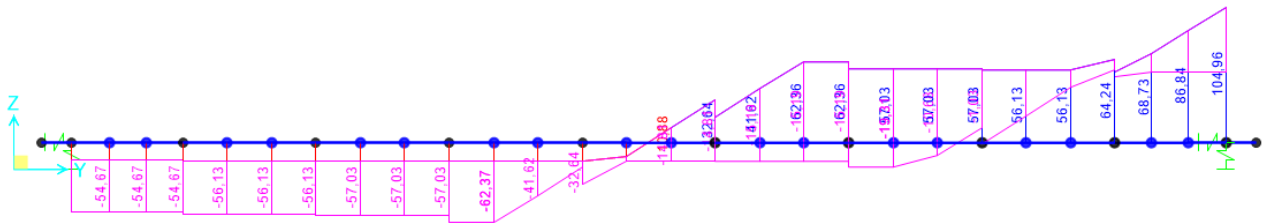


Figura 5-16 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi da traffico TS (inviluppo M_{max}/T_{max})

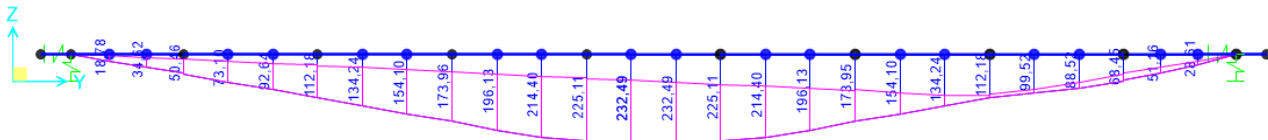


Figura 5-17 Momento flettente M (in kNm) per carichi da traffico TS (inviluppo M_{max}/T_{max})

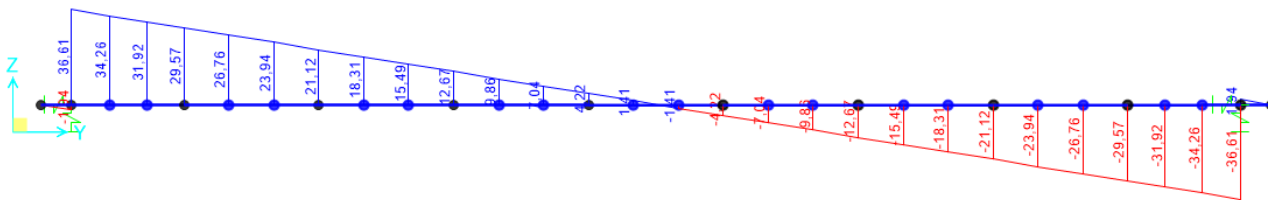


Figura 5-18 Sforzo assiale N (in kN) per carichi da frenatura



Figura 5-19 Sforzo di taglio T (in kN) per carichi da frenatura



Figura 5-20 Momento flettente M (in kNm) per carichi da frenatura

5.2.2 Analisi sismica

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 dell'impalcato, utile al calcolo dell'azione sismica, è quella afferente ai pesi propri della struttura e dei sovraccarichi permanenti.

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

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Modal	Mode	1	0,376558	0,00%	99,85%	0,00%	99,85%	0,15%	0,15%
Modal	Mode	2	0,376238	100,00%	0,00%	100,00%	99,85%	0,00%	0,15%
Modal	Mode	3	0,23625	0,00%	0,15%	100,00%	100,00%	99,85%	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).

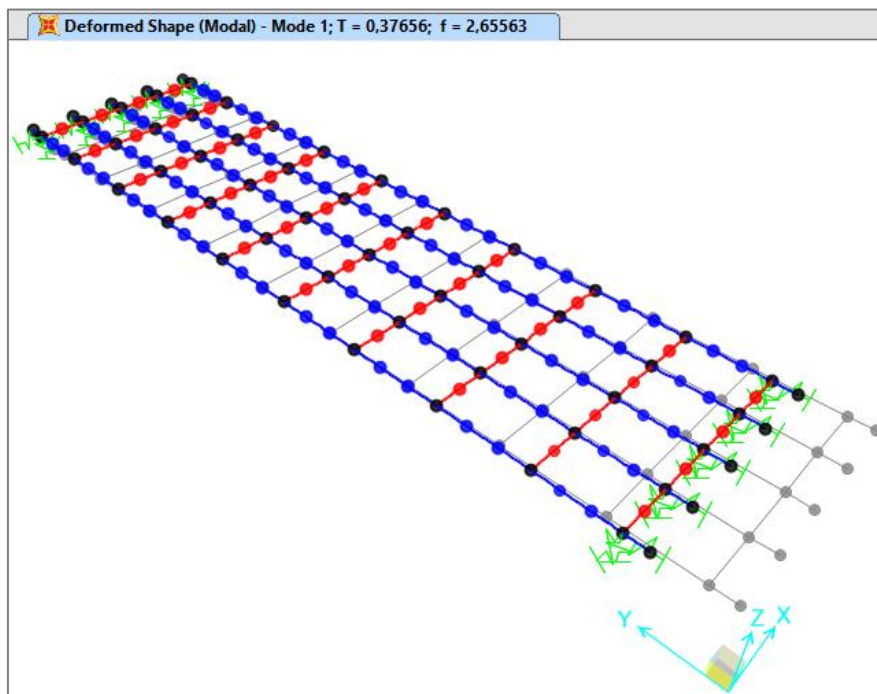


Figura 5-21 Primo modo di vibrare

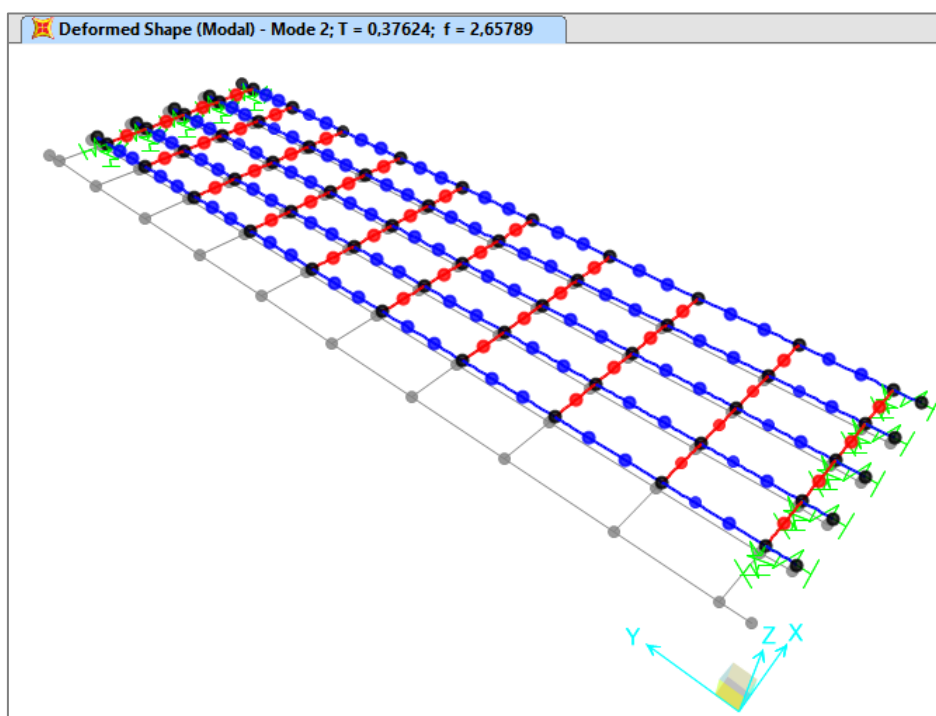


Figura 5-22 Secondo modo di vibrare

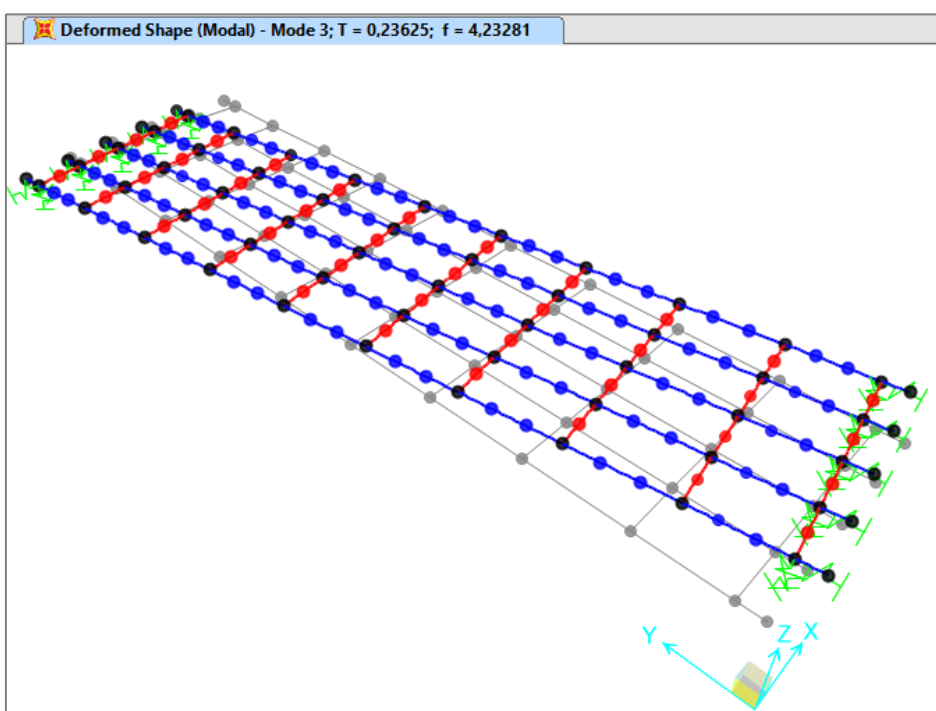


Figura 5-23 Terzo modo di vibrare

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.

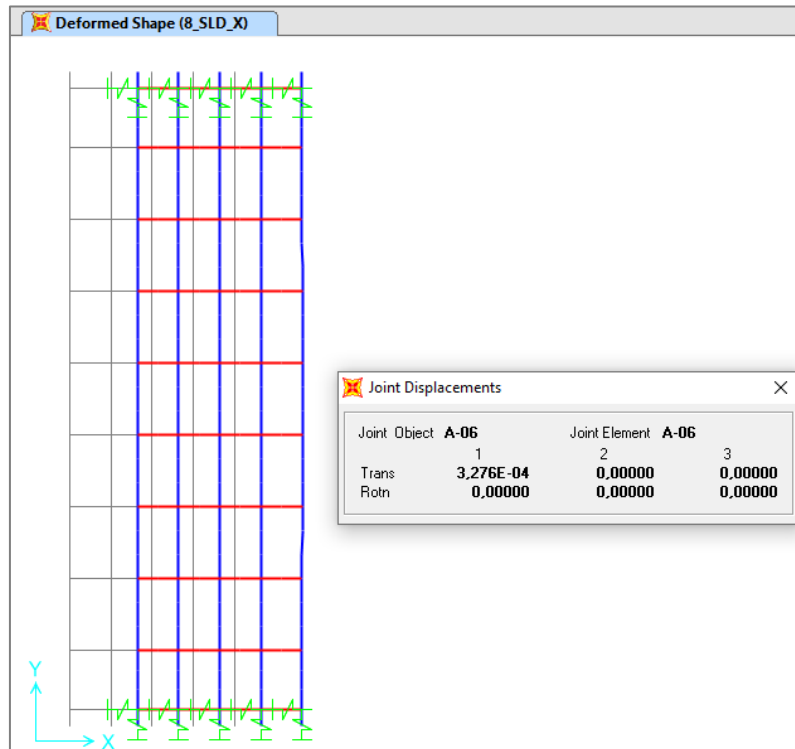


Figura 5-24 Spostamenti U_x (in mm) per sisma con spettro SLD in direzione X

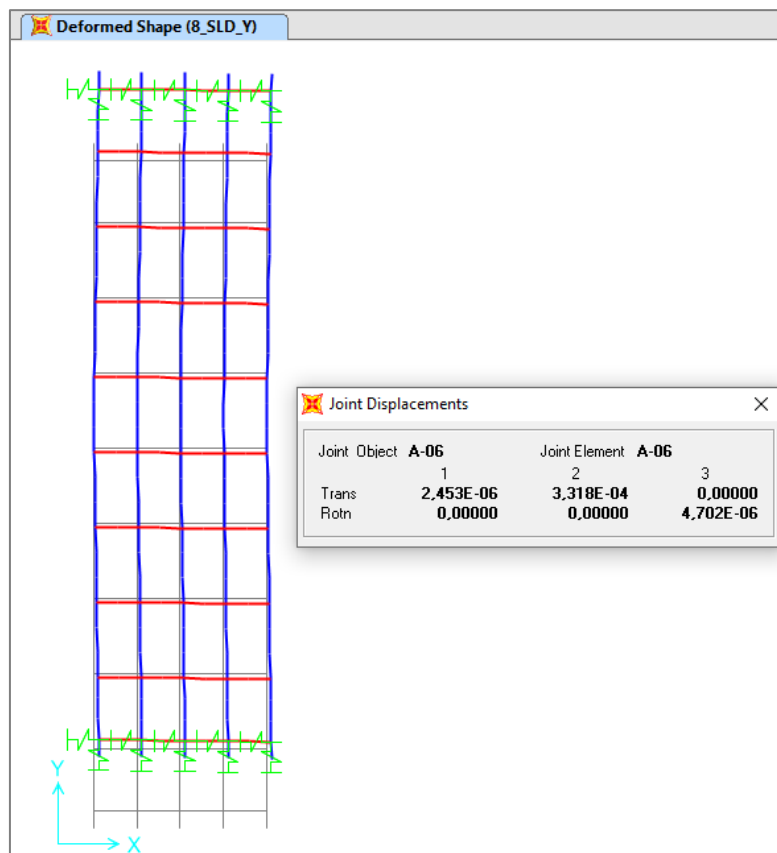


Figura 5-25 Spostamenti U_y (in mm) per sisma con spettro SLD in direzione Y

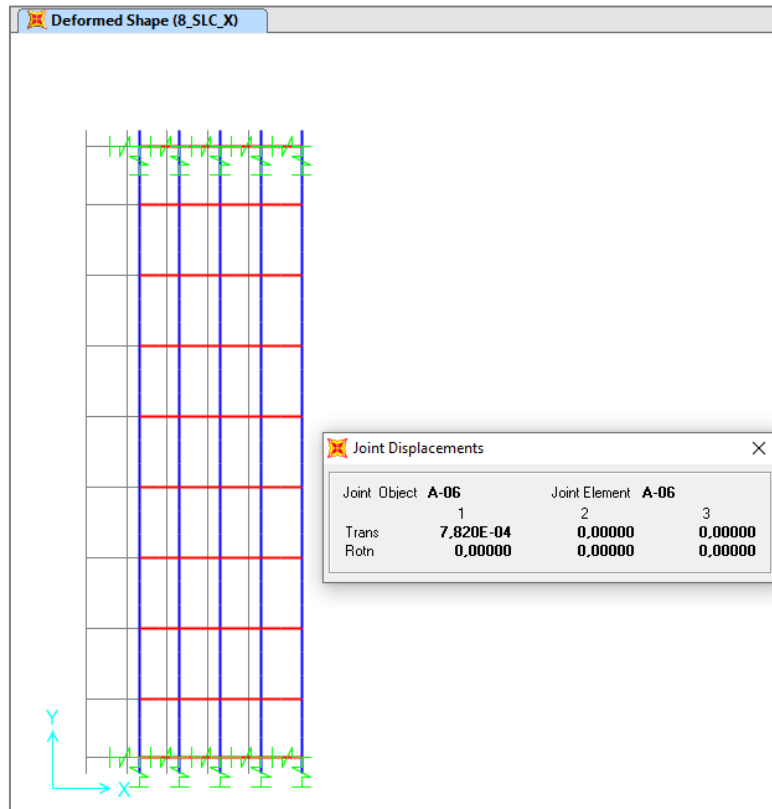


Figura 5-26 Spostamenti U_x (in mm) per sisma con spettro SLC in direzione X

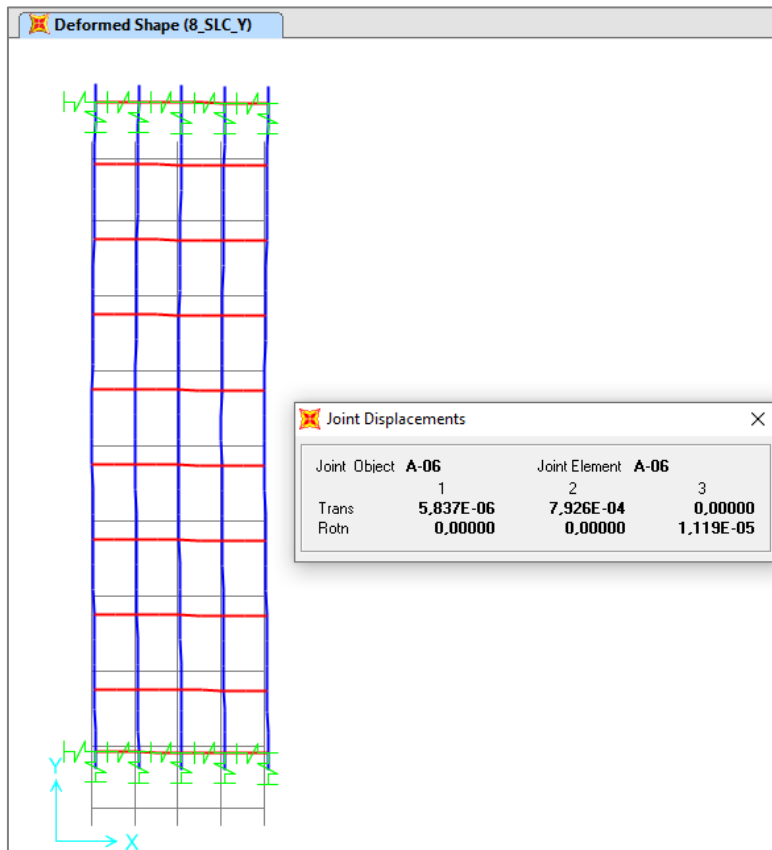


Figura 5-27 Spostamenti U_y (in mm) per sisma con spettro SLC in direzione Y

6 VERIFICHE

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	B-12	0,00	34,69	1,89	B-12	0,00	29,55	1,49				
U1min	C-01	0,00	34,69	1,89	C-01	0,00	29,55	1,49				
U2max	A-06	0,00	34,70	-32,70	A-06	0,00	29,56	-25,40				
U2min	A-01	0,00	0,00	2,92	A-01	0,00	0,00	2,29				
U3max	A-01	0,00	0,00	2,92	A-01	0,00	0,00	2,29				
U3min	A-06	0,00	0,00	-37,77	A-06	0,00	0,00	-29,71				
	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	B-12	0,00	25,70	1,40	A-01	0,00	0,00	1,88	A-01	0,00	0,00	1,29
U1min	C-01	0,00	25,70	1,40	A-01	0,00	0,00	1,88	A-01	0,00	0,00	1,29
U2max	A-06	0,00	25,71	-24,22	A-01	0,00	0,00	1,88	A-01	0,00	0,00	1,29
U2min	A-01	0,00	0,00	2,16	A-01	0,00	0,00	1,88	A-01	0,00	0,00	1,29
U3max	A-01	0,00	0,00	2,16	A-01	0,00	0,00	1,88	A-01	0,00	0,00	1,29
U3min	A-06	0,00	0,00	-27,98	A-06	0,00	0,00	-24,22	A-06	0,00	0,00	-16,39
	SLD				SLV							
	ID joint	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)	ID joint	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)				
U1max	A-01	0,33	0,10	1,29	A-01	0,66	0,20	1,29				
U1min	A-01	-0,33	-0,10	1,29	A-01	-0,66	-0,20	1,29				
U2max	A-01	0,12	0,33	1,29	A-01	0,24	0,66	1,29				
U2min	A-01	-0,12	-0,33	1,29	A-01	-0,24	-0,66	1,29				
U3max	A-01	0,33	0,10	1,29	A-01	0,66	0,20	1,29				
U3min	A-06	-0,33	-0,10	-16,39	A-06	-0,65	-0,20	-16,39				

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

Si riportano a seguire i diagrammi qualitativi dello spostamento verticale Uz delle seguenti azioni:

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

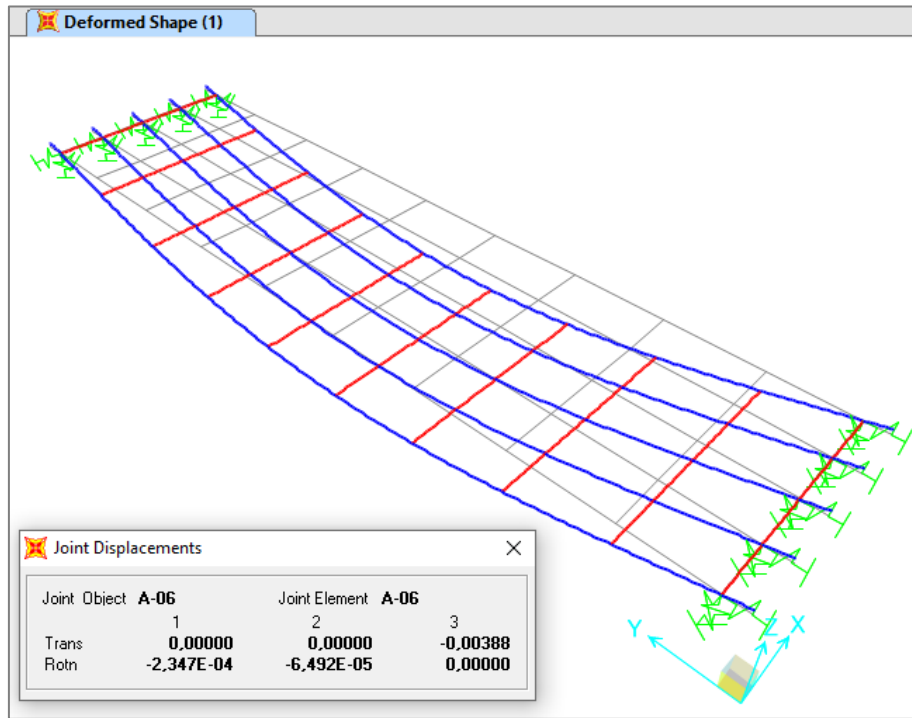


Figura 6-1 Spostamenti Uz (in mm) per carichi permanenti strutturali

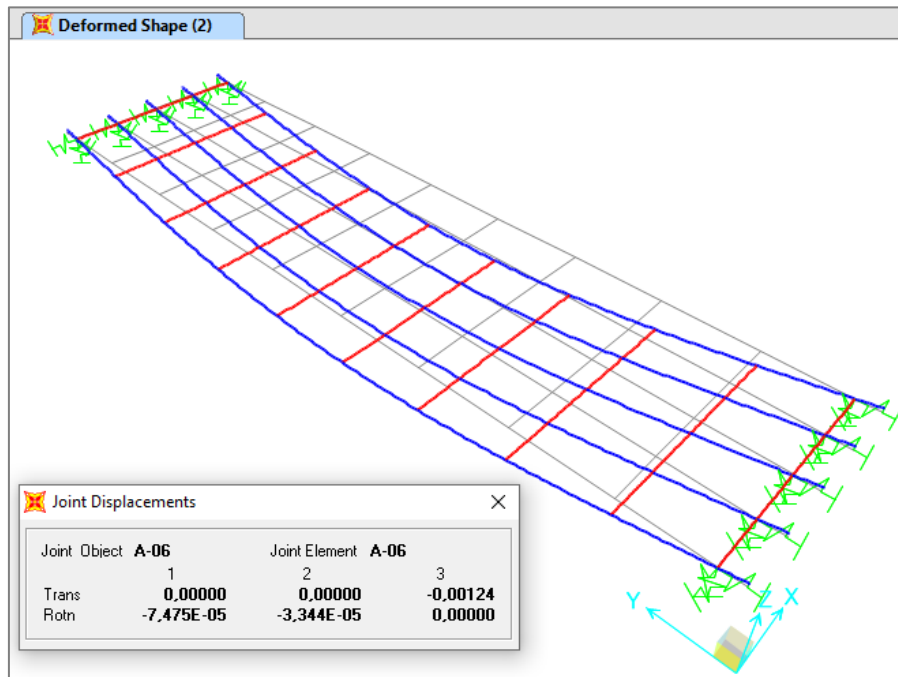


Figura 6-2 Spostamenti Uz (in mm) per carichi permanenti non strutturali

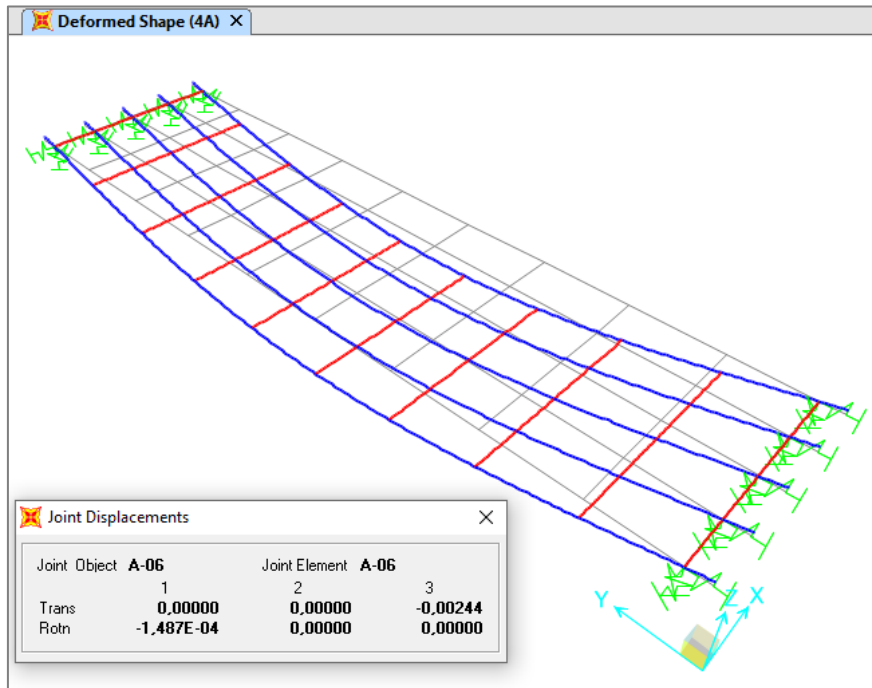


Figura 6-3 Spostamenti Uz (in mm) per carichi da traffico UDL

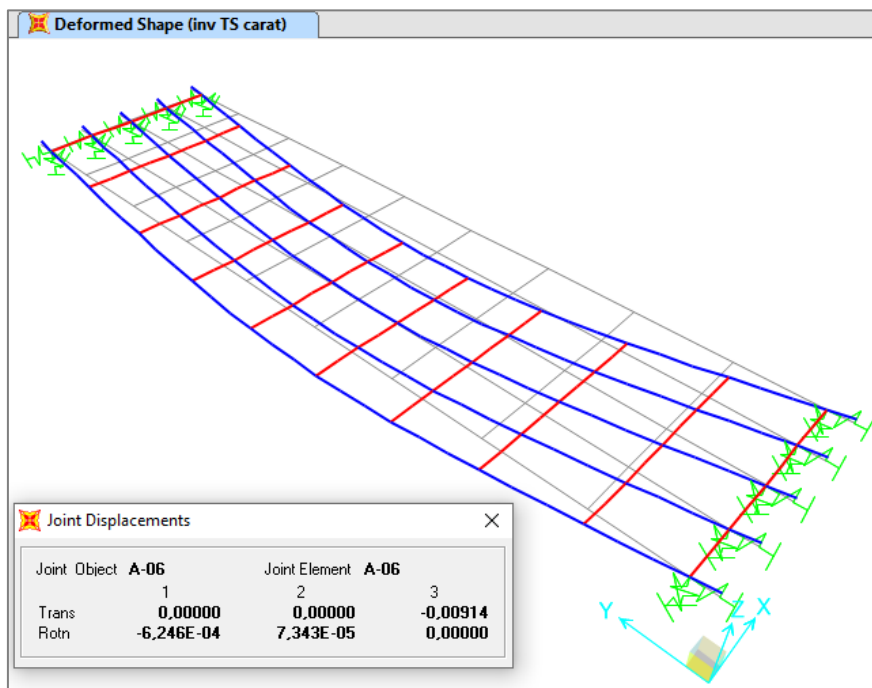


Figura 6-4 Spostamenti Uz (in mm) per carichi da traffico TS (involuppo M_{max}/T_{max})

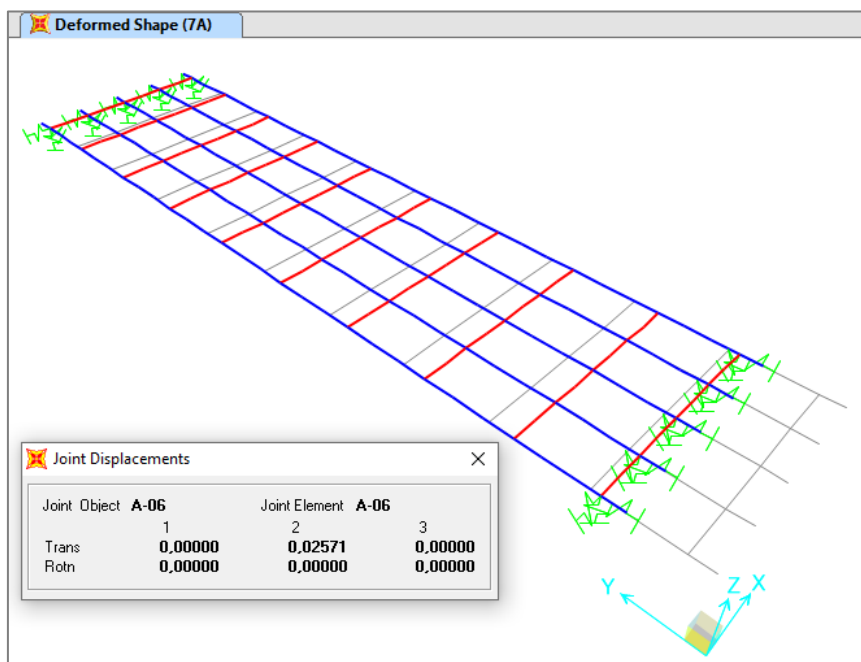


Figura 6-5 Spostamenti Uz (in mm) per carichi da frenatura

Le frecce massime, calcolate con la sezione parzializzata (δ_{fess}), 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-02	-0,06	-0,07	-0,04	-0,15	-0,12	-0,08
A-06	-14,50	-11,59	-7,83	-27,98	-24,22	-16,39
A-11	-0,06	-0,07	-0,04	-0,15	-0,12	-0,08
δ (mm)	-14,56	-11,66	-7,88	-28,13	-24,35	-16,47
δ_{fess} (mm)	-14,56	-15,98	-10,80	-32,64	-27,46	-16,66
δ_{fess}/L	0,0015 1/650	0,0017 1/600	0,0011 1/880	0,0030 1/340	0,0026 1/390	0,0017 1/580

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:

$$\delta = 27.46 \text{ mm}$$

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

$$\delta = 30.00 \text{ mm}$$

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 HEB340 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 (opportunitamente 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.

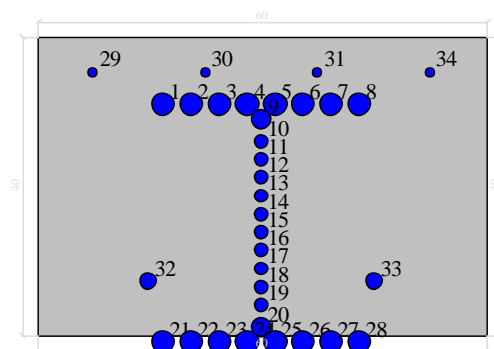
Dall'esame dei risultati dell'analisi strutturale, si rileva la massima sollecitazione flettente sulla trave di bordo "A", che comporta:

$$M_{Ed,S.L.U.} = 599.57 \text{ kNm}$$

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

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.	S355	Es=2100000 fyd=3285
2	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	-30.	-19.925
2	-30.	19.925
3	30.	19.925
4	30.	-19.925

Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	32.04	-13.125	10.85	0.	1	S355
2	32.04	-9.375	10.85	0.	1	S355
3	32.04	-5.625	10.85	0.	1	S355
4	32.04	-1.875	10.85	0.	1	S355
5	32.04	1.875	10.85	0.	1	S355
6	32.04	5.625	10.85	0.	1	S355
7	32.04	9.375	10.85	0.	1	S355
8	32.04	13.125	10.85	0.	1	S355
9	28.477	0.	8.792	0.	1	S355
10	19.269	0.	5.86	0.	1	S355
11	19.269	0.	3.43	0.	1	S355
12	19.269	0.	1.	0.	1	S355
13	19.269	0.	-1.43	0.	1	S355
14	19.269	0.	-3.86	0.	1	S355
15	19.269	0.	-6.29	0.	1	S355
16	19.269	0.	-8.72	0.	1	S355
17	19.269	0.	-11.15	0.	1	S355
18	19.269	0.	-13.58	0.	1	S355
19	19.269	0.	-16.01	0.	1	S355
20	28.477	0.	-18.942	0.	1	S355
21	32.04	-13.125	-21.	0.	-	S355
22	32.04	-9.375	-21.	0.	-	S355
23	32.04	-5.625	-21.	0.	-	S355

24	32.04	-1.875	-21.	0.	-	S355
25	32.04	1.875	-21.	0.	-	S355
26	32.04	5.625	-21.	0.	-	S355
27	32.04	9.375	-21.	0.	-	S355
28	32.04	13.125	-21.	0.	-	S355
29	14.	-22.5	15.125	0.	1	B450C
30	14.	-7.5	15.125	0.	1	B450C
31	14.	7.5	15.125	0.	1	B450C
32	24.	-15.	-12.925	0.	1	B450C
33	24.	15.	-12.925	0.	1	B450C
34	14.	22.5	15.125	0.	1	B450C

Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
-5995700.0	0.0	0.0	-10119570.3	0.0	0.0	1.6878046

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
-5995700.0	0.0	0.0	-10119570.3	0.0	0.0	1.6878046

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

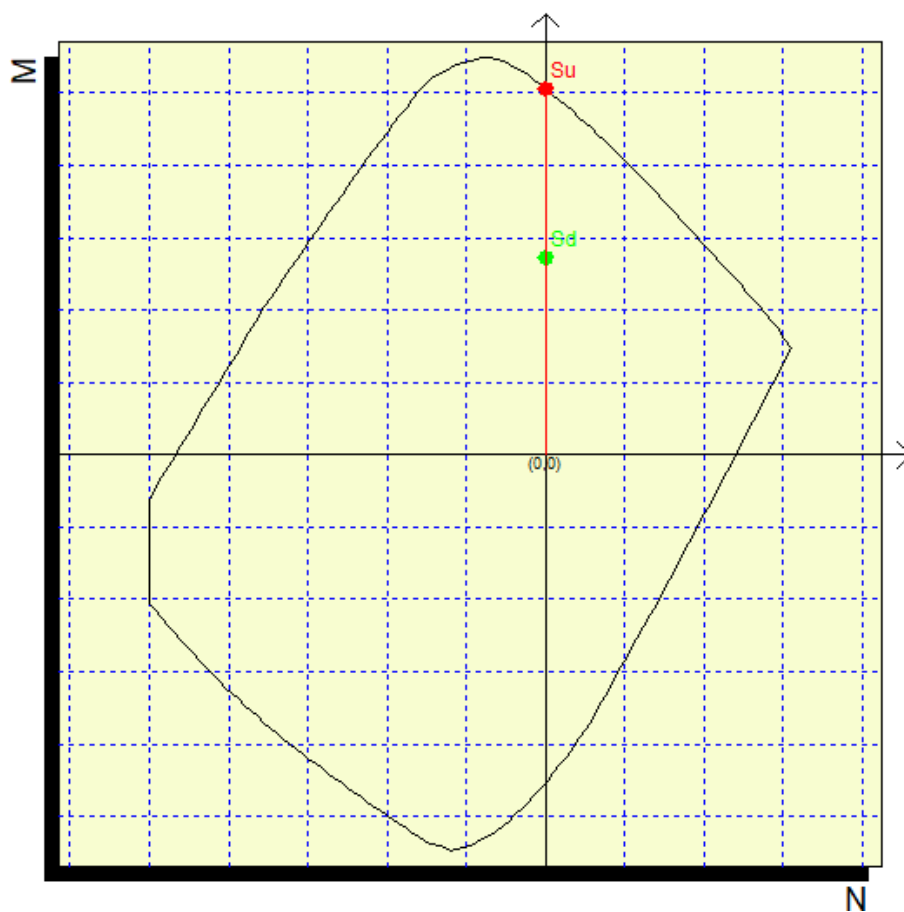


Figura 6-6 Dominio di resistenza agli SLU della sezione longitudinale dell'impalcato (per 1 m di larghezza)

6.2.1.2 Taglio

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

$$V_{Ed,S.L.U.} = 297.54 \text{ kN}$$

Il taglio resistente della sezione viene ricavato direttamente dalle caratteristiche plastiche del profilo HE340B, trascurando la presenza del calcestruzzo dell'encasment (EN 1994-2, 6.3.4 (1)), ottenendo (1993-1-1, cap.

6.2.6 (2):

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1095 \text{ kN} \gg V_{Ed}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 5609 \text{ mm}^2 \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w = 3564 \text{ mm}^2 \quad (\eta = 1)$$

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

$$\gamma_{m0} = 1.05$$

La sicurezza nei confronti dello shear buckling è automaticamente garantita dalla presenza dell'encasement in calcestruzzo; pertanto la sicurezza nei confronti dell'azione tagliante è ampiamente soddisfatta ($c.s. = 3.69$).

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,

$$V_{Ed} = 297.54 \text{ kN} \ll \frac{V_{pl,a,Rd}}{2} = 547.5 \text{ kN}$$

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

6.2.1.4 Fatica

La verifica relativa allo S.L. di fatica viene svolta con riferimento al modello di carico *FLM1* composto 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-06-2	N (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,41	
	T (kN)	2,20	0,84	0,94	10,88	-14,81	0,00	
	M (kNm)	128,75	27,84	55,05	232,49	73,82	0,00	

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

$$M_{Ed,max} = 0.7 \cdot M_{TS}(5A) + 0.3 \cdot M_{UDL} = 162.80 + 16.52 = 179.32 \text{ kNm}$$

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

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):

$$\Delta\sigma_{max} = \sigma_{x(LM1),max} = 48.55 \text{ N/mm}^2$$

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):

$$\Delta\sigma_C = 112 \text{ N/mm}^2$$

valore di riferimento della resistenza a fatica per 2 milioni di cicli (EN 1993-1-1, 7.1 (1))

$$k_s = 1.0$$

in quanto $t_f = 21.5 \leq 25 \text{ mm}$

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_C = 1.0 \cdot 112 = 112 \text{ N/mm}^2$$

resistenza a fatica corretta

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C = 0.737 \cdot 112 = 82.54 \text{ N/mm}^2$$

costante

resistenza a fatica per cicli ad ampiezza costante

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

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 48.55 < \Delta\sigma_D / \gamma_{mf} = 61.14 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{mf} = 1.35$$

$$\gamma_{Ff} = 1.00$$

La verifica a fatica è pertanto soddisfatta.

6.2.2 S.L.E.

6.2.2.1 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 HE340B 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	128,75	27,84	287,53	444,12	-	-
N	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
σ_{cls}	N/mm ²	0,00	-1,16	-11,96	-13,12	-21,00	1,60
$\sigma_{\phi,sup}$	N/mm ²	0,00	-5,13	-52,97	-58,10	360,00	6,20
$\sigma_{HEB,sup}$	N/mm ²	-59,72	-3,43	-34,53	-97,68	355,00	3,63
$\sigma_{\phi,inf}$	N/mm ²	0,00	6,59	68,03	74,62	360,00	4,82
$\sigma_{HEB,inf}$	N/mm ²	59,72	9,96	102,90	172,58	355,00	2,06

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.

σ_{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.

6.2.2.2 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	128,75	27,84	196,38	352,97
N	kN	0,00	0,00	0,00	0,00
σ_{cis}	N/mm ²	0,00	-1,16	-8,17	-9,33
$\sigma_{\phi, sup}$	N/mm ²	0,00	-5,13	-36,18	-41,31
$\sigma_{HEB, sup}$	N/mm ²	-59,72	-3,43	-23,58	-86,73
$\sigma_{\phi, inf}$	N/mm ²	0,00	6,59	46,47	53,06
$\sigma_{HEB, inf}$	N/mm ²	59,72	9,96	70,26	139,94

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

Il limitato valore di tensione rilevato nelle barre di intradosso (53.06 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-XX).

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

$$A_{s,sup} = 1\emptyset 16/20$$

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

Lo spessore di calcolo effettivo della sezione è pari a 398.5 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

$$b_{calc} = 9.05 \text{ m} / 9 = 1.005 \text{ m}.$$

	SLU STR				SLU GEO			
	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Nmax	D-T01	0,00	8,67	-5,04	D-T01	0,00	7,68	-4,44
Nmin	D-T10	0,00	8,67	0,16	D-T10	0,00	7,68	0,17
Tmax	B-T09	0,00	43,25	-32,57	B-T09	0,00	36,83	-27,66
Tmin	D-T06	0,00	-85,38	-37,54	D-T06	0,00	-72,74	-31,92
Mmax	D-T06	0,00	-85,38	13,69	D-T06	0,00	-72,74	11,72
Mmin	C-T06	0,00	-20,14	-38,19	C-T06	0,00	-17,22	-32,46

	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	D-T01	0,00	6,42	-3,73	A-T01	0,00	5,11	1,96	A-T01	0,00	-1,51	-1,11
Nmin	D-T10	0,00	6,42	0,12	A-T01	0,00	5,11	1,96	A-T01	0,00	-1,51	-1,11
Tmax	B-T09	0,00	32,03	-24,13	B-T09	0,00	24,05	-18,23	A-T05	0,00	1,73	0,39
Tmin	D-T06	0,00	-63,25	-27,81	D-T06	0,00	-47,43	-20,95	C-T01	0,00	-2,97	-0,86
Mmax	D-T06	0,00	-63,25	10,14	D-T06	0,00	-47,43	7,51	D-T01	0,00	-1,95	0,99
Mmin	C-T06	0,00	-14,92	-28,29	C-T06	0,00	-11,07	-21,33	B-T01	0,00	-2,94	-1,41

	SLD				SLV			
	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)	ID Asta	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Nmax	A-T05	0,06	1,73	0,39	A-T04	0,13	1,70	0,38
Nmin	A-T05	-0,06	1,73	0,39	A-T04	-0,13	1,70	0,38
Tmax	A-T05	0,06	1,73	0,39	A-T05	0,12	1,73	0,39
Tmin	C-T10	-0,02	-2,97	-0,86	C-T10	-0,04	-2,97	-0,86
Mmax	D-T01	0,01	-1,95	0,99	D-T01	0,02	-1,95	0,99
Mmin	B-T10	-0,02	-2,94	-1,41	B-T10	-0,04	-2,94	-1,41

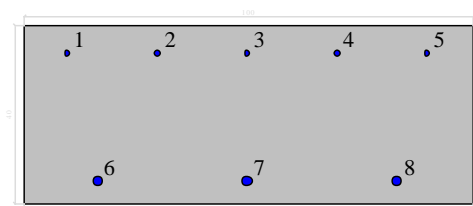
Tabella 6-6 Caratteristiche della sollecitazione degli elementi trasversali.

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

E_c 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.	-19.925
2	-50.	19.925
3	50.	19.925
4	50.	-19.925

Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	16.	-40.	13.525	0.	1	B450C
2	16.	-20.	13.525	0.	1	B450C
3	16.	0.	13.525	0.	1	B450C
4	16.	20.	13.525	0.	1	B450C
5	16.	40.	13.525	0.	1	B450C
6	24.	-33.3	-14.925	0.	1	B450C
7	24.	0.	-14.925	0.	1	B450C
8	24.	33.3	-14.925	0.	1	B450C

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 (daN*cm)	M _y (daN*cm)	N(daN)	M _{xu} (daN*cm)	M _{yu} (daN*cm)	N _u (daN)	c.s.
136900.0	0.0	0.0	1280440.3	0.0	0.0	9.3531066
-381900.0	0.0	0.0	-1791868.7	0.0	0.0	4.6919840

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

M _x (daN*cm)	M _y (daN*cm)	N(daN)	M _{xu} (daN*cm)	M _{yu} (daN*cm)	N _u (daN)	c.s.
136900.0	0.0	0.0	1280440.3	0.0	0.0	9.3531066
-381900.0	0.0	0.0	-1791868.7	0.0	0.0	4.6919840

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

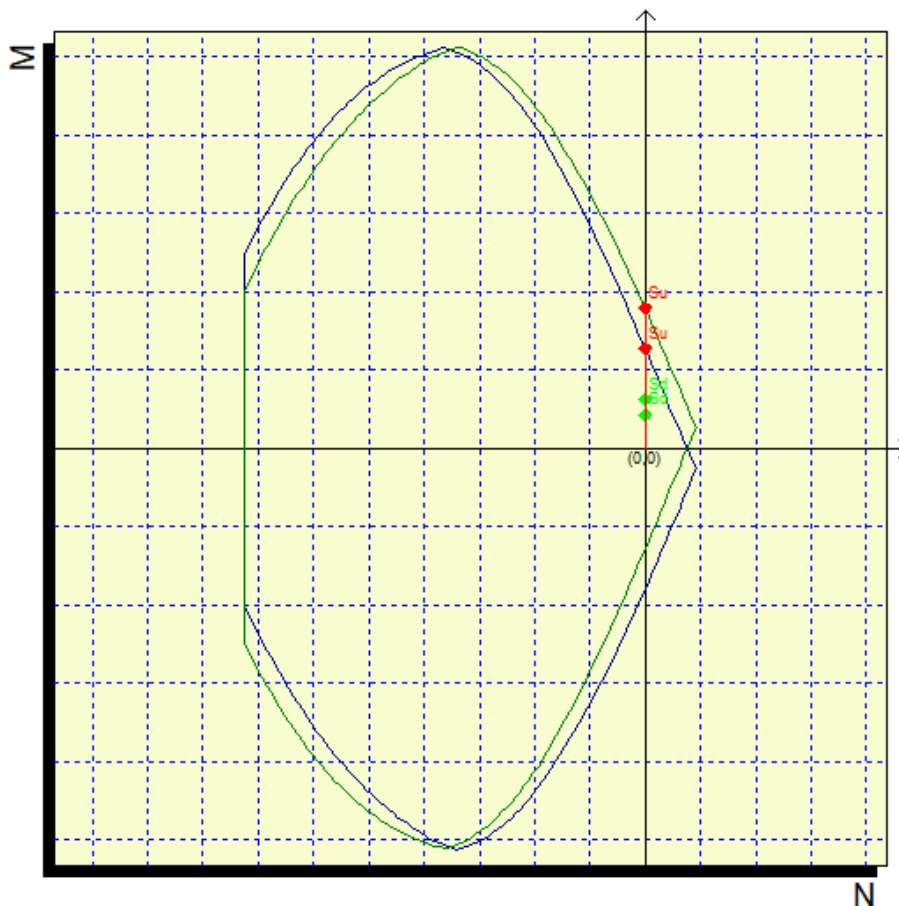


Figura 6-7 Dominio di resistenza agli SLU della sezione trasversale dell'impalcato (per 1 m di larghezza)

6.3.1.2 Taglio

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

$$V_{Ed,max} = 85.38 \text{ kN/m}$$

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	398,5	398,5	mm	Altezza soletta
b	1000	1000	mm	Larghezza soletta
d	335	335	mm	Altezza utile
z=0.9d	301,5	301,5	mm	braccio delle forze interne
c'+p/2	64	64	mm	copriferro

Sollecitazioni

Combinazione	SLU	SLU	-	
Ned	0	0	kN	Sforzo normale (>0 compressione)
Ved	85,38	72,74	kN	Taglio agente [v.ass.]
Med	-37,54	-31,92	kN m	Momento agente
ocp=min[0.2fcd;Ned/Ac]	0	0	MPa	Tensione normale

Armatura longitudinale

Sx1	300	300	mm	Interasse barre secondo X (1° strato)
Sy1	300	300	mm	Interasse barre secondo Y (1° strato)
øx1	24	24	mm	Diametro barre secondo X (1° strato)
øy1	24	24	mm	Diametro barre secondo Y (1° strato)
Sx2	1000	1000	mm	Interasse barre secondo X (2° strato)
Sy2	1000	1000	mm	Interasse barre secondo Y (2° strato)
øx2	0	0	mm	Diametro barre secondo X (2° strato)
øy2	0	0	mm	Diametro barre secondo Y (2° strato)
Asx	15,08	15,08	cm ² /m	Armatura longitudinale X
Asy	15,08	15,08	cm ² /m	Armatura longitudinale Y
px=Asx/(bw*d)	0,005	0,005	-	Rapporto di armatura X
py=Asy/(bw*d)	0,005	0,005	-	Rapporto di armatura Y
p1=min[0.02;(px ² +py ²) ^{0.5}]	0,006	0,006	-	Rapporto di armatura

Verifica degli elementi senza armatura a taglio

k=min[1+(200/d) ^{0.5} ;2]	1,773	1,773	-	
k1	0,15	0,15	-	
Ord=0.18/yc	0,12	0,12	-	
Vmin=0.035k ^{3/2} *fck ^{1/2}	0,489	0,489	MPa	
v	0,516	0,516	-	
Vrd,c3	1029,4	1029,4	kN	
Vrd,c1	200,4	200,4	kN	
Vrd,c2	163,5	163,5	kN	
Vrd,c=max[Vrd,c1;Vrd,c2]	200,4	200,4	kN	
Verifica [Vrd,c3>=Ved]	OK	OK	-	
c.s.	2,35	2,76		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 si utilizzeranno apparecchiature di appoggio di caratteristiche identiche su tutti e 5 gli allineamenti delle travi (per un totale di 10 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-02	0,00	-52,04	166,48	A-02	0,00	-44,33	130,02
F1min	C-11	0,00	-52,04	136,91	C-11	0,00	-44,33	109,55
F2max	A-02	0,00	0,00	202,79	A-02	0,00	0,00	160,95
F2min	A-02	0,00	-52,04	166,48	A-02	0,00	-44,33	130,02
F3max	E-11	0,00	0,00	297,57	E-11	0,00	0,00	247,08
F3min	E-02	0,00	0,00	57,67	E-02	0,00	0,00	42,72

	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-02	0,00	-38,55	123,32	A-02	0,00	0,00	123,32	A-02	0,00	0,00	78,64
F1min	C-11	0,00	-38,55	101,42	A-02	0,00	0,00	123,32	A-02	0,00	0,00	78,64
F2max	A-02	0,00	0,00	150,22	A-02	0,00	0,00	123,32	A-02	0,00	0,00	78,64
F2min	A-02	0,00	-38,55	123,32	A-02	0,00	0,00	123,32	A-02	0,00	0,00	78,64
F3max	E-11	0,00	0,00	220,43	E-11	0,00	0,00	166,99	A-02	0,00	0,00	78,64
F3min	E-02	0,00	0,00	42,72	E-02	0,00	0,00	42,72	E-02	0,00	0,00	42,72

	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-02	0,50	0,15	78,64	A-02	0,99	0,30	78,64	A-02	1,19	0,36	78,64
F1min	A-02	-0,50	-0,15	78,64	A-02	-0,99	-0,30	78,64	A-02	-1,19	-0,36	78,64
F2max	A-02	0,18	0,50	78,64	A-02	0,35	0,99	78,64	A-02	0,43	1,19	78,64
F2min	A-02	-0,18	-0,50	78,64	A-02	-0,35	-0,99	78,64	A-02	-0,43	-1,19	78,64
F3max	A-02	0,50	0,15	78,64	A-02	0,99	0,30	78,64	A-02	1,19	0,36	78,64
F3min	E-11	-0,18	-0,48	42,71	E-11	-0,35	-0,96	42,71	E-11	-0,43	-1,15	42,71

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	A-11	0,000	34,694	-0,166	0,011	A-11	0,000	29,554	-0,130	0,009					
U1min	A-02	0,000	34,694	-0,166	0,011	A-02	0,000	29,554	-0,130	0,009					
U2max	A-11	0,000	34,694	-0,166	0,011	A-11	0,000	29,554	-0,130	0,009					
U2min	A-02	0,000	0,000	-0,203	-0,013	A-02	0,000	0,000	-0,161	-0,010					
U3max	E-02	0,000	0,000	-0,058	-0,005	E-02	0,000	0,000	-0,043	-0,004					
U3min	E-11	0,000	0,000	-0,298	0,008	E-11	0,000	0,000	-0,247	0,007					
R1max	A-11	0,000	0,000	-0,203	0,013	A-11	0,000	0,000	-0,161	0,010					
R1min	A-02	0,000	0,000	-0,203	-0,013	A-02	0,000	0,000	-0,161	-0,010					
	SLE RARA					SLE FRE QUENTE					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	A-11	0,000	25,699	-0,123	0,008	A-02	0,000	0,000	-0,123	-0,008	A-02	0,000	0,000	-0,078	-0,006
U1min	A-02	0,000	25,699	-0,123	0,008	A-02	0,000	0,000	-0,123	-0,008	A-02	0,000	0,000	-0,078	-0,006
U2max	A-11	0,000	25,699	-0,123	0,008	A-02	0,000	0,000	-0,123	-0,008	A-02	0,000	0,000	-0,078	-0,006
U2min	A-02	0,000	0,000	-0,150	-0,010	A-02	0,000	0,000	-0,123	-0,008	A-02	0,000	0,000	-0,078	-0,006
U3max	E-02	0,000	0,000	-0,043	-0,004	E-02	0,000	0,000	-0,043	-0,004	E-02	0,000	0,000	-0,043	-0,004
U3min	E-11	0,000	0,000	-0,221	0,006	E-11	0,000	0,000	-0,167	0,005	A-02	0,000	0,000	-0,078	-0,006
R1max	A-11	0,000	0,000	-0,150	0,010	A-11	0,000	0,000	-0,123	0,008	A-11	0,000	0,000	-0,078	0,006
R1min	A-02	0,000	0,000	-0,150	-0,010	A-02	0,000	0,000	-0,123	-0,008	A-02	0,000	0,000	-0,078	-0,006
	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-02	0,333	0,100	-0,078	-0,006	A-02	0,661	0,197	-0,078	-0,006	A-02	0,796	0,238	-0,078	-0,006
U1min	A-02	-0,333	-0,100	-0,078	-0,006	A-02	-0,661	-0,197	-0,078	-0,006	A-02	-0,796	-0,238	-0,078	-0,006
U2max	A-02	0,119	0,332	-0,078	-0,006	A-02	0,236	0,658	-0,078	-0,006	A-02	0,285	0,792	-0,078	-0,006
U2min	A-02	-0,119	-0,332	-0,078	-0,006	A-02	-0,236	-0,658	-0,078	-0,006	A-02	-0,285	-0,792	-0,078	-0,006
U3max	E-11	0,119	0,321	-0,043	0,004	E-11	0,236	0,637	-0,043	0,004	E-11	0,285	0,767	-0,043	0,004
U3min	A-02	-0,333	-0,100	-0,078	-0,006	A-02	-0,661	-0,197	-0,078	-0,006	A-02	-0,796	-0,238	-0,078	-0,006
R1max	A-11	0,119	0,332	-0,078	0,006	A-11	0,236	0,658	-0,078	0,006	A-11	0,285	0,792	-0,078	0,006
R1min	A-02	-0,333	-0,100	-0,078	-0,006	A-02	-0,661	-0,197	-0,078	-0,006	A-02	-0,796	-0,238	-0,078	-0,006

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 60 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:

$$R_{tot} = 803.90 \text{ kN}$$

$$R = 803.90/2 = 401.95 \text{ kN}$$

8.1 VERIFICA DELLA MENSOLA

Il ritegno sismico viene armato con 14 ϕ 24 verticali e staffe chiuse ϕ 16/15 orizzontali.

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

geometria mensola

a	600,00 mm
h	700,00 mm
b	800,00 mm
c	63,00 mm
d	637,00 mm
z=0,9d	573,30 mm
l=a+0,2d	727,40 mm

distanza di applicazione della forza
 altezza della mensola
 larghezza della mensola
 copriferro


caratteristica dell'armatura

acciaio	B450C
f _{yk}	450 N/mm ²
f _{yd}	391,30 N/mm ²
r _a	14 -
ø _a	24,00 mm
A _a	6330,24 mm ²
r _b	0 -
ø _b	16,00 mm
A _b	0,00 mm ²

tensione di snervamento caratteristica
 tensione di snervamento di progetto
 numero di barre di armatura meccanismo A
 diametro barre di armatura meccanismo A
 area barre di armatura meccanismo A
 numero di barre di armatura meccanismo B
 diametro barre di armatura meccanismo B
 area barre di armatura meccanismo B


caratteristiche del calcestruzzo

classe	C35/45 -
f _{ck}	35 N/mm ²
f _{cd}	19,83 N/mm ²

resistenza cilindrica caratteristica
 resistenza cilindrica di progetto

carichi agenti

Comb.	SLC
Ped	401,95 kN
Hed	0,00 kN

combinazione di carico
 carico verticale agente sulla mensola
 carico orizzontale agente sulla mensola

meccanismo A

c	1,5 -
ψ	40 °
Pr,s	2078,47 kN
Pr,c	4421,01 kN
Pr,c > Pr,s	OK
Pr,s > Ped	OK

c=1 per sbalzi sprovvisti di staffatura e c=1.5 per sbalzi provvisti di staffatura
 inclinazione del puntone di calcestruzzo A
 portanza della mensola "lato" acciaio A
 portanza della mensola "lato" calcestruzzo A
 resistenza del puntone A in c/s > resistenza dell'armatura A
 verifica meccanismo A

meccanismo B

α	37 °
ΔPr,s	0 kN
ΔPr,c	1522,99 kN
ΔPr,c > ΔPr,s	OK

inclinazione del tirante meccanismo B
 portanza della mensola "lato" acciaio B
 portanza della mensola "lato" calcestruzzo B
 resistenza del puntone B in c/s > resistenza dell'armatura B

meccanismo A+B

Pr	2078,47 kN
Pr > Ped	OK
C.S.	5,17

capacità portante globale della mensola provvista dei due ordini d'armatura
 verifica meccanismo A+B
 coefficiente di sicurezza

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

8.2 VERIFICA DEI CUSCINETTI

Si effettua la verifica del cuscinetto in neoprene disposto tra la soletta e il ritengo 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

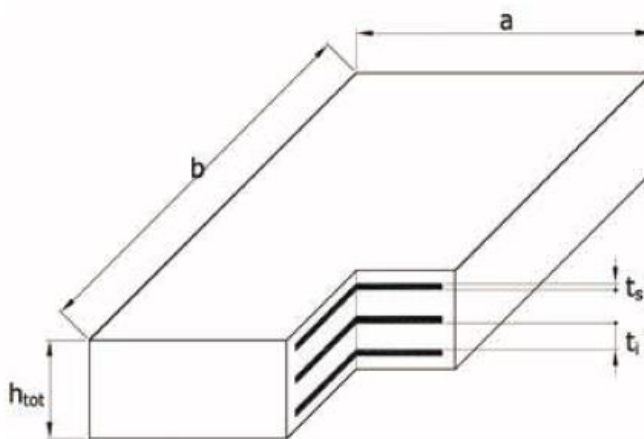


Tabella 8-1 Caratteristiche (da catalogo) del cuscinetto.

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_1	3	-
Spessore strati di gomma	t_1	6	mm
Numero di gomme di ricoprimento esterne	n_0	1	-
Spessore gomme di ricoprimento	t_1'	5	mm
Numero di lamierini	n_2	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	$S = A_1 / ((2(a_e + b_e))t_1)$	8,84	-

Carichi applicati al cuscinetto

combinazione		SLU	
Carico verticale	V	298	
Movimento longitudinale	$v_{x,d}$	0,000	
Movimento trasversale	$v_{y,d}$	0,000	
Rotazione longitudinale (asse // b)	$\alpha_{x,d}$	8,3E-03	
Rotazione trasversale (asse // a)	$\alpha_{y,d}$	0,0E+00	

Verifica deformativa

Area ridotta	$A_r = A_1 (1 - v_{x,d}/a_e - v_{y,d}/b_e)$	45600	
Fattore di carico	K_1	1,00	
deformazione dovuta al carico verticale	$\epsilon_{c,d} = 1,5 \cdot V / (G \cdot A_r \cdot S)$	1,23	
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	$\epsilon_{a,d} = (a_e^2 \cdot \alpha_x + b_e^2 \cdot \alpha_y) \cdot t_1 / (2 \cdot n_1 \cdot t_1^3)$	1,39	
deformazione di taglio	$\epsilon_{t,d} = K_1 \cdot (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{a,d})$	2,62	
Indice di resistenza a deformazione	$\epsilon_{t,d} / 7 < 1$	0,37	

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	
	v_m	1,10	
Spessore minimo delle lamiere	$t_{min} = (K_p \cdot V \cdot 2 \cdot t_1 \cdot K_h \cdot v_m) / (A_r \cdot f_y)$	0,41	
Indice di resistenza dei lamierini di acciaio	$t_{min} / t < 1$	0,20	

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 impalcati – 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 9.05 m e sbalzi laterali di 0.24 m. Le caratteristiche della trave sono quelle della trave di impalcato della fase 3 e la cui larghezza è di 0.60 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.

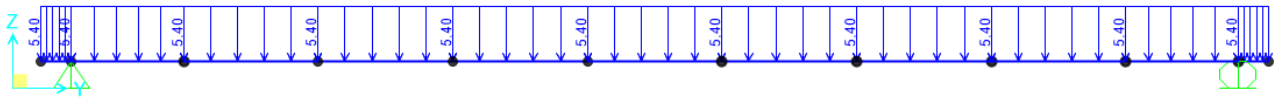


Figura 9-1 Carico UDL.

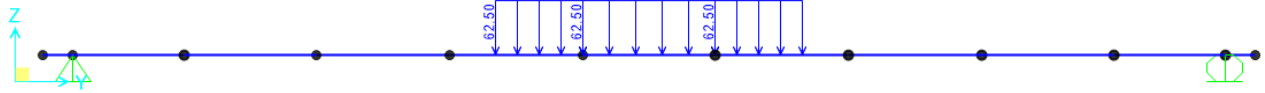


Figura 9-2 Carico derivante dall'impronta del carico tandem.

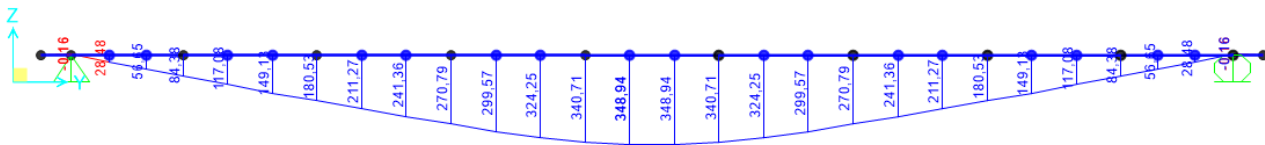


Figura 9-3 Momento flettente.

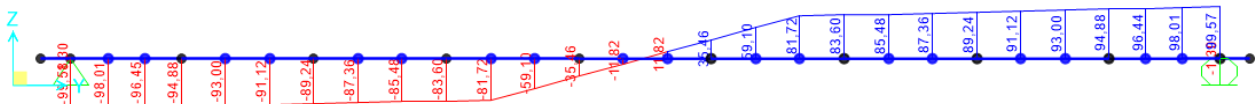


Figura 9-4 Sollecitazione di taglio.

Joint Displacements			
Joint Object	N.A.	Joint Element	~10
Trans	0,00000	0,00000	-14,17544
Rotn	3,157E-04	-6,460E-04	0,00000

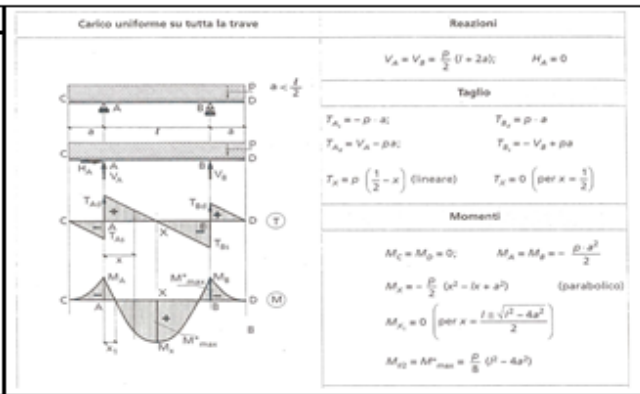


Figura 9-5 Deformata verticale.

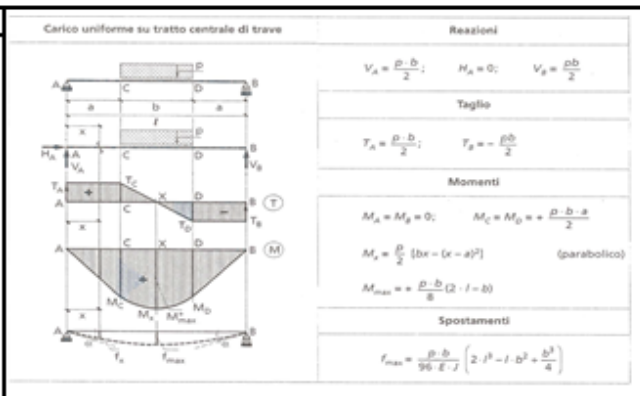
Di seguito si riporta la soluzione ottenuta analiticamente.

caratteristiche della trave		
lunghezza dello sbalzo laterale	a	0,24 m
luce tra gli appoggi	l	9,53 m
modulo di rigidità	E	2,10 E+08 kN/m ²
momento di inerzia	J	9,23 E-04 m ⁴

schema 1: carico uniforme su tutta la trave		
caratteristiche del carico		
carico distribuito	Qu dl	5,4 kN/m
reazioni		
reazione verticale degli appoggi	V(A,B)	27,03 kN
taglio		
taglio all'appoggio A (sx)	T(As)	-1,30 kN
taglio all'appoggio A (dx)	T(Ad)	25,73 kN
taglio all'appoggio B (sx)	T(Bs)	-25,73 kN
taglio all'appoggio B (dx)	T(Bd)	1,30 kN
momenti		
momento agli appoggi	M(A,B)	-0,16 kNm
momento in mezzeria	M(l/2)	61,15 kNm
spostamenti		
abbassamento in mezzeria	fmax	0,11 mm



schema 2: carico uniforme su tratto centrale di trave		
caratteristiche del carico		
carico distribuito	Q tandem	62,5 kN/m
distanza del carico dagli appoggi	a	3,565 m
lunghezza del tratto caricato	b	2,4 m
reazioni		
reazione verticale degli appoggi	V(A,B)	75 kN
taglio		
taglio all'appoggio A	T(A)	75 kN
taglio all'appoggio B	T(B)	-75 kN
momenti		
momento all'inizio del carico	M(C,D)	267,38 kNm
momento in mezzeria	M(l/2)	339,38 kNm
spostamenti		
abbassamento in mezzeria	fmax	13,54 mm



schema 1+2		
reazioni		
reazione verticale degli appoggi	V(A,B)	102,03 kN
taglio		
taglio all'appoggio A (sx)	T(As)	-1,30 kN
taglio all'appoggio A (dx)	T(Ad)	100,73 kN
taglio all'appoggio B (sx)	T(Bs)	-100,73 kN
taglio all'appoggio B (dx)	T(Bd)	1,30 kN
momenti		
momento agli appoggi	M(A,B)	-0,16 kNm
momento in mezzeria	M(l/2)	400,52 kNm
spostamenti		
abbassamento in mezzeria	fmax	13,65 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.